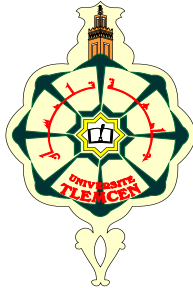


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
**UNIVERSITE ABOU-BEKR BELKAID-TLEMCCEN**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie Civil**



Thèse  
Présentée pour l'obtention du grade de **DOCTEUR EN SCIENCES**  
**En : Génie Civil**

**Spécialité : Mécanique des Sols et Géotechnique**

Intitulée

**CONTRIBUTION À L'ÉTUDE DU COMPORTEMENT  
MÉCANIQUE DES CORPS DES CHAUSSÉES RENFORCÉES  
PAR LES GÉOSYNTHÉTIQUES.**  
*Modélisation numérique et étude expérimentale*

Présentée par

**M<sup>me</sup> TALHAOUI ZAKIA ÉP. FATHI**

Soutenue le 29/06/2019 devant le jury composé de

<b>M. ABOUBEKR N.</b>	Professeur / Univ. Tlemcen	Président
<b>M. ALLAL M. A.</b>	Professeur / Univ. Tlemcen	Directeur de thèse
<b>M. AISSA MAMOUNE S. M.</b>	Professeur / C.U. Ain Temouchent	Examineur
<b>M. TROUZINE H.</b>	Professeur / Univ. Sidi Bel Abbas	Examineur

# DÉDICACES

*Je dédie mon travail :*

- *à mes parents*
- *à mon mari Mourad*
- *à mes jolies filles Hafsa, Hiba et Rahma*
- *à mes frères, mes sœurs, mes beaux parents, mes beaux frères et belles sœurs et leurs enfants et toutes mes amies et collègues.*
- *à mes nièces Amina, Khawther et Hayet.*

# REMERCIEMENTS

Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance au professeur Amine ALLAL pour avoir encadré mon travail pendant ces années de thèse. Je lui dois sa disponibilité et ses conseils. Son dynamisme et ses compétences scientifiques m'ont permis de mener à bien cette étude. Je voudrais aussi le remercier pour ses encouragements et son soutien constant tout au long de ma thèse.

Je suis très reconnaissant au professeur AISSA MAMOUNE Sidi Mohamed et au professeur TROUZINE Habib d'avoir acceptés d'être rapporteurs de ma thèse. Je remercie très chaleureusement le professeur ABOUBEKR Nabil pour tout l'intérêt qu'il a porté à mon travail en acceptant d'être président de jury. Je les remercie encore pour le temps qu'ils ont pris à évaluer avec une attention bienveillante ce travail. Leurs commentaires et leurs questions m'ont permis de clarifier ma rédaction et m'ont donné de nouvelles pistes de réflexion. Sans oublier bien sur toute l'équipe de laboratoire EOLE et en particulier monsieur MELOUKA Smain pour leurs aides afin de finaliser ma thèse.

Je tiens à remercier monsieur Ibrahim ACHOUR TALET directeur du la STARR, de m'avoir accueilli dans l'entreprise, où j'ai pu travailler et réaliser sur chantier des planches d'essais et exécuter mes essais à la plaques. Je remercie Monsieur DOUDOU du CTP pour son aide pendant ces années de thèse. Ainsi que mes amis de LTPO et DTP, je leur exprime ma profonde sympathie et leur souhaite beaucoup de bien.

J'adresse un grand remerciement à mes parents et je leur dit merci maman merci papa grâce à vous que j'ai réussi. Ma plus chaleureuse reconnaissance s'adresse à Mourad, mon mari, avec qui j'ai pu partager tous moments difficiles pendant ces années de thèse.

## الملخص

إنّ بناء الطّرقات يخضع لتوفّر مواد ذات نوعيّة جيّدة، خاصّة فيما يتعلّق ببناء قاعدة الأساس وتحت الأساس. تشكّل الخصائص الجيوتقنية للمواد المتدنيّة والرّمّل العديد من الصّعوبات في تحقيق أجسام الرصيف التي يجب تصحيحها لتحسين خصائصها أو تقويّتها أو إزالتها كليًا واستبدالها بمواد نبيلة عالية الثمن. وبالتالي ، سنواجه مشروعًا مكلفًا للغاية. يقدّم استخدام الجيوسنتتيك للأرضيّة المعزّزة في هذه الطّبقات وجهة نظر مثيرة للاهتمام حول هذا النقص. يتمّ تقديم هذا العمل في سياق تقييم السلوك الميكانيكي للأرصفة المرنة المدعومة بالجيوسنتتيك نوع شبكة النحل باستعمال برنامج النمذجة فلاك 2د و فلاك 3د لأجل دراسة التّشوهات والقيود.

ولهذا ، فإنّ الفرضيّات المستخدمة هي اعتبار أنّ مواد الرصف مصاغة بقانون للسلوك الميكانيكي المرن في الوقت نفسه ، يتمّ تصميم نماذج الجيوسنتتيك للأرضيّة من خلال العناصر الهيكلية التي تميّز عنصر الكابل. يخضع الرصيف لتحميل ثابت قيمته تعادل 13 طنًا لكل محور من العجلات. لأطروحتي ، سوف نستخدم نوع الجيوسنتتيك غير المنسوج المسمّى RDT 20® Alveoter لشركة أفيتكس. أيضا ، لفهم دور التّعزيز ، أجريت دراسة بارامترية من خلال تغيير معامل يونغ الجيوسنتتيك ، سمك قاعدة الأساس وموقع الجيوسنتتيك. أيضا أجريت دراسة تطبيقية لأجل مقارنة النتائج.

**الكلمات الرئيسية:** الرصف ، التّعزيز ، مواد الأرض ، الجيوسنتتيك، فلاك 2د و فلاك 3د.

# RÉSUMÉ

La construction des chaussées est subordonnée à la disponibilité de matériau de bonne qualité, surtout en ce qui concerne la construction de la couche de base et de fondation. Les propriétés géotechniques des matériaux médiocres et le sable posent beaucoup de difficultés pour la réalisation des corps de chaussée dont ils doivent être soit corrigés pour améliorer leurs propriétés soit les renforcer soit les éliminer carrément et les remplacer par des matériaux nobles coûteux. Et par conséquent on serait face à un projet trop cher. L'emploi des géosynthétiques de renforcement dans ces couches présente une perspective intéressante face à cette insuffisance. Le travail présenté se situe dans le contexte de l'évaluation du comportement mécanique des chaussées souples renforcées par géosynthétiques de type alvéolaire dans lequel nous avons entamé une modélisation par logiciels FLAC 2D version 4 et FLAC 3D version 3, dont le but d'évaluer les déformations et les contraintes. Pour cela, les hypothèses utilisées sont de considérer que les matériaux de la chaussée sont modélisés par une loi du comportement mécanique élasto-plastique. Les géosynthétiques, quant à eux, sont modélisés par des éléments structuraux dont on distingue l'élément câble. La chaussée est soumise à un chargement statique d'une valeur correspondante à 13 tonnes par essieu. Dans notre thèse nous allons utiliser un géotextile type alvéolaire non tissée de la société Afitex nommé Alvéoter<sup>®</sup> 20 RDT. Aussi, pour comprendre le rôle du géosynthétique dans la chaussée, une étude paramétrique a été effectuée en faisant varier le module d'Young du géotextile, l'épaisseur de la couche de base ainsi que la position de la nappe géosynthétique. Aussi une étude en vraie grandeur a été réalisée sur chantier afin de comparer les résultats numériques avec celle expérimentaux.

**MOTS CLES :** Chaussée, renforcement, géosynthétiques, déplacement, FLAC 2D, FLAC 3D

# Abstract

Pavement construction is subject to the availability of good quality material, especially for the construction of the base and foundation layers. The geotechnical properties of mediocre materials and sand pose many difficulties for the realization of pavement bodies which they must be corrected to improve their properties or strengthen or eliminate them outright and replace them with expensive noble materials. And therefore we would face a project too expensive. The use of reinforcing geosynthetics in these layers presents an interesting perspective on this deficiency. The work presented is in the context of the evaluation of the mechanical behavior of flexible pavements reinforced by geosynthetics of alveolar type in which we started a modeling by software FLAC 2D version 4 and FLAC 3D version 3, whose aim is to evaluate the deformations and constraints. For this, the hypotheses used are to consider that the pavement materials are modeled by a law of elastoplastic mechanical behavior. Geosynthetics, in turn, are modeled by structural elements of which we distinguish the cable element. The pavement is subjected to a static loading of a value corresponding to 13 tons per axle. For my thesis, we will use a non-woven cellular type geotextile of the Afitex Company, named Alvéoter® 20RDT. Also, to understand the role of geosynthetics in the pavement, a parametric study was carried out by varying the Young's modulus of the geotextile, the thickness of the base layer and the position of the geosynthetic layer. Also a study in true size was carried out on site to compare the numerical results with that experimental.

**KEYWORDS:** Pavement, reinforcement, geosynthetics, displacement, FLAC 2D, FLAC 3D

# TABLE DES MATIÈRES

Dédicace .....	i
Remerciements .....	ii
الملخص .....	iii
Résumé .....	iv
Abstract .....	v
Table des matières .....	vi
Liste des figures .....	ix
Liste des tableaux .....	xiii
Liste des photos .....	xiv
Liste de symboles et notations .....	xv

Introduction générale .....	2
-----------------------------	---

## Chapitre 1

### Introduction au renforcement des chaussées par les géosynthétiques

<b>1. Introduction.....</b>	<b>5</b>
<b>2. Notion sur les chaussées .....</b>	<b>5</b>
2.1 Conception d'une chaussée .....	5
2.2 Pathologie des chaussées .....	7
2.2.1 Mécanismes de dégradations.....	7
2.2.2 Dégradations.....	8
2.3 Méthodes de dimensionnement .....	9
2.4 Caractéristiques de chargement .....	12
2.5 Les matériaux d'une chaussée .....	12
2.6 Effet du renforcement sur le comportement d'une chaussée .....	14
<b>3. Les géosynthétiques .....</b>	<b>15</b>
3.1 Introduction .....	15
3.2 Définition .....	16
3.3 Type des géosynthétiques .....	16
3.3.1 Les produits perméables .....	17
3.3.2 Les produits imperméables .....	21
3.3.3 Les géocomposite .....	23
3.4 Les caractéristiques des géosynthétiques .....	23
3.4.1 Identification .....	23
3.4.2 Caractéristiques physiques .....	24

3.4.3	Caractéristiques mécaniques .....	24
3.4.4	Caractéristiques chimiques .....	25
3.5	Fonction principale des géosynthétiques .....	26
<b>4.</b>	<b>Renforcement par géosynthétiques.....</b>	<b>27</b>
4.1	Principe de renforcement .....	27
4.2	Mécanisme de renforcement .....	28
4.3	Positionnement des géosynthétiques de renforcement .....	31
<b>5.</b>	<b>Synthèse bibliographique .....</b>	<b>32</b>
5.1	Expérimental .....	33
5.2	Analytique et numérique .....	38
5.3	Un récapitulatif des méthodes de calcul et conception des chaussée .....	43
<b>6.</b>	<b>Comportement mécaniques des sols renforcés par Alvéoter .....</b>	<b>45</b>
<b>7.</b>	<b>Présentation d'Alvéoter .....</b>	<b>46</b>
<b>8.</b>	<b>Quelques exemples d'utilisation des géosynthétiques dans la ville de Tlemcen .....</b>	<b>47</b>
<b>9.</b>	<b>Conclusion .....</b>	<b>49</b>

## Chapitre 2

### Modélisation et lois du comportement des matériaux

<b>1.</b>	<b>Introduction.....</b>	<b>52</b>
<b>2.</b>	<b>Les mécanismes en déplacement .....</b>	<b>52</b>
<b>3.</b>	<b>Lois des comportements .....</b>	<b>53</b>
3.1	Les couche d'une chaussée souple non revêtu .....	53
3.3.1	Modèle élastoplastique .....	54
3.3.2	Modèle élastique linéaire parfaitement plastique Mohr Coulomb .....	56
3.2	Loi du comportement des interfaces .....	60
3.3	Loi du comportement des enrobé bitumineux .....	62
3.4	Loi du comportement des Alvéoters et leurs interfaces .....	63
3.5	Modélisation de la charge du pneu .....	65
<b>4.</b>	<b>Modélisation numérique .....</b>	<b>66</b>
4.1	Description du code de calcul FLAC /FLAC 3D .....	66
4.2	Méthodologie de simulation par FLAC .....	69
4.3	Modélisation des sols et enrobés bitumineux par FLAC /FLAC 3D.....	70
4.4	Modélisation des interfaces par FLAC /FLAC 3D.....	70
4.5	Modélisation des géosynthétiques et leur interface par FLAC /FLAC 3D .....	72
<b>5.</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>74</b>

## Chapitre 3

### Renforcement de corps de chaussée souple : Etudes Numériques



<b>1.</b>	<b>Introduction.....</b>	<b>76</b>
<b>2.</b>	<b>Simulations numériques.....</b>	<b>77</b>
	2.1 Caractéristiques géométriques, mécaniques et conditions aux limites .....	77
	2.2 Etude des déformations de la chaussée non renforcée et renforcée .....	83
	2.2.1 Remarques sur l'état du renforcement.....	83
	2.2.2 Remarques sur le comportement du géosynthétique .....	86
	2.3 Etude des contraintes.....	87
	2.3.1 Remarques sur la répartition des contraintes verticales .....	88
	2.3.2 Remarques sur la répartition de déplacements normales et la réduction des déplacements de cisaillement aux niveaux des interfaces .....	87
	2.3.3 Synthèse comparative sur les simulations FLAC 2D et FLAC 3D.....	91
<b>3.</b>	<b>Etude paramétrique.....</b>	<b>92</b>
	3.1 Influence de la rigidité.....	92
	3.2 Influence de l'épaisseur de la couche de base .....	93
	3.3 Influence de la position du géosynthétique.....	94
<b>4.</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>96</b>

## Chapitre 4

### Renforcement de corps de chaussée souple : Etudes expérimentales

<b>1.</b>	<b>Introduction.....</b>	<b>100</b>
<b>2.</b>	<b>Programme de recherche expérimentale.....</b>	<b>100</b>
<b>3.</b>	<b>Capacité portante .....</b>	<b>102</b>
<b>4.</b>	<b>Etude numérique .....</b>	<b>104</b>
	4.1 Caractéristiques des matériaux .....	104
	4.2 Modélisation .....	107
	4.3 Etude des déplacements.....	108
<b>5.</b>	<b>Etude expérimentale.....</b>	<b>114</b>
<b>6.</b>	<b>Etude comparative.....</b>	<b>119</b>
<b>7.</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>120</b>
	<b>Conclusion générale .....</b>	<b>121</b>
	<b>Bibliographie .....</b>	<b>124</b>

# LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Coupe type d'une chaussée (LCPC 1994).....	6
Figure 1.2 : Chaussée souple [LCPC, 1994] .....	6
Figure 1.3: Mécanisme de dégradation par le trafic .....	7
Figure 1.4 : Echantillon de le grave concassée .....	13
Figure 1.5 : Types d'ornières d'une chaussée souple (White et al.2002) .....	15
Figure 1.6: Géotextiles non tissés .....	17
Figure 1.7: Non tissé aiguilleté .....	18
Figure 1.8: Non tissé thermolié .....	18
Figure 1.9 : géotextiles tissés.....	18
Figure 1.10: Les tissés de fils monofilaments, multifilaments et les tisses de bandelettes .....	18
Figure 1.11: Géotextiles tricoté .....	19
Figure 1.12 : Une géogrille .....	19
Figure 1.13 : Géoespaceur .....	20
Figure 1.14 : Géotube .....	20
Figure 1.15 : Géotextile alvéolaire.....	21
Figure 1.16 : Géofilet .....	21
Figure 1.17 : Les géosynthétiques bentonitiques .....	22
Figure 1.18 : Géomembrane .....	22
Figure 1.19 : Géocomposites .....	23
Figure 1.20 : Applications des géosynthétiques dans les infrastructures linéaires.....	26
Figure 1.21 : Schéma d'un renforcement par géotextile .....	27
Figure 1.22: Renforcement de type confinement latéral .....	28
Figure 1.23: Surface de rupture modifiée et augmentation de la capacité portante .....	30
Figure1.24 : Comportement en membrane.....	30
Figure 1.25: Effet de l'amplitude d'un chargement au niveau de la couche de sol .....	31
Figure 1.26 : Différents emplacements des géosynthétiques .....	32
Figure 1.27 : Mécanisme de Giroud et Noiray (1981).....	34
Figure 1.28 : Représentation d'apport de cohésion apparente par le renforcement selon la méthode de Henkel [Rac.2002] .....	36
Figure 1.29 : Abaque de conception pour les chaussées non-revêtues renforcées avec des géogrilles (Giroud et Han, 2004).....	37

Figure 1.30 : Mécanisme de renforcement selon Gourc et al. (1982).....	38
Figure 1.31 : Distribution des efforts de traction maximum autour de l'alvéole centrale (Reiffsteck, 1996..	40
Figure 1.32 : Création du modèle géométrique du sol support et de la couche de forme par utilisation du logiciel FLAC 3D (Zhang, 2009).....	41
Figure 1.33: Répartition de la contrainte verticale –planche témoins .....	42
Figure 1.34: Répartition de la contrainte verticale –planche renforcée .....	42
Figure 1.35: Répartition du déplacement verticale –planche témoins .....	43
Figure 1.36: Répartition du déplacement verticale –planche renforcée .....	43
Figure 1.37 : Mécanisme de Rupture.....	43
Figure 1.38 : alvéole élémentaire, nappe pliée, nappe dépliée et empilement de nappes géocellulaires (Soude, 2012).....	45
Figure 1.39 : Feuille de contrôle de compacité.....	48
Figure 2.1 : Redistribution des contraintes à l'interface sable-argile sous une même surcharge q d'après (Espinoza, 1994).....	53
Figure 2. 2: Déformation réversible et irréversible .....	55
Figure 2.3 : Surface de charge.....	56
Figure 2.4 : Contraintes relatives à une facette.....	57
Figure 2.5: Critère de plasticité dans le plan de Coulomb. ....	58
Figure 2.6 : Forme du critère Mohr Coulomb dans l'espace des contraintes principales .....	59
Figure 2.7 : Modélisation de la dilatance $\psi$ à partir du test triaxial (Vermeer et de Borst, 1984 .....	60
Figure 2.8 : Les deux types d'interfaces dans une chaussée .....	61
Figure 2.9 : Essai de traction directe et diagramme de traction du géosynthétique (Reif.96, Rac.02) .....	64
Figure 2.10 : Contrainte de cisaillement à l'interface suivant le déplacement relatif [RAC 02].....	64
Figure 2.11: Charge de référence (Alizé version 2016).....	65
Figure 2.12 : Fonctionnement d'une chaussée souple sous l'application d'une charge roulante .....	66
Figure 2.13 : Séquence de calcul générale (Billaux 1993).....	67
Figure 2.14 : Principe de dissociation des quadrilatères en deux paires d'éléments triangulaires, d'après Itasca (2002).....	68
FIGURE 2.15 : Boîte de dialogue des propriétés du sol (ITASCA 2002).....	69
Figure 2.16 : Une interface représentée par les côtés A et B, reliés par cisaillement ( $k_s$ ) et normal raideur des ressorts ( $k_n$ ) (Itasca 2000) .....	70
Figure 2.17 : Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs (Itasca2002) .....	71
Figure 2.18: Notations utilisées (Itasca2002).....	71
Figure 2.19 : Modèle appliqué à l'élément câble et son interface FLAC 2D v4 (Itasca2002).....	72
Figure 2.20 : Modélisation de l'élément "câble", FLAC 2D v4 (Itasca2002).....	73
Figure 2.21 : Boîte de dialogue des propriétés de l'élément de câble .....	73

Figure 3.1 : Géométrie d'une chaussée choisie (CTTP 2001).....	78
Figure 3.2 : Principe d'application du chargement sur un essieu.....	78
Figure 3.3 : Géométrie d'une chaussée choisie renforcée .....	78
Figure 3.4 : Géométrie de maillage en FLAC 2D.....	79
Figure 3.5 : La géométrie d'une chaussée non renforcé fixé en base et subi à un chargement statique d'un essieu de 13 tonnes (FLAC 2D).....	80
Figure 3.6 : La géométrie d'une chaussée renforcée par les géosynthétiques dans la couche de base (FLAC 2D).....	81
Figure3.7 : Maillage, géométrie et condition aux limites d'une chaussée témoin.....	82
Figure 3.8 : Maillage, géométrie et condition aux limites d'une chaussée renforcée (FLAC 3D) .....	82
Figure3.9 : Déformation total et répartition de déplacement verticale de la chaussée sans Alvéoter(FLAC 2D) .....	83
Figure 3.10 : Déformation total et répartition de déplacement verticale de la chaussée sans Alvéoter (FLAC 3D).....	84
Figure 3.11 : Déformation total et répartition de déplacement verticales avec Alvéoter (FLAC 2Dv4).....	84
Figure 3.12 : Déformation total et répartition de déplacement verticales avec Alvéoter (FLAC 3D).....	85
Figure 3.13 : évolution du déplacement verticale au droit du contact pneu sol .....	86
Figure 3.14. Illustration de la déformation verticale de la nappe Géosynthétique FLAC 2D v4.....	86
Figure 3.15 : Répartition des contraintes verticale d'une chaussée non renforcée.....	87
Figure 3.16 : Répartition des contraintes verticale d'une chaussée renforcée .....	88
Figure 3.17 : Déplacement normale de l'interface 1 d'une chaussée .....	89
Figure 3.18 : Déplacement normale de l'interface 2 d'une chaussée .....	89
Figure 3.19 : Déplacement de cisaillement de l'interface 1 d'une chaussée .....	90
Figure 3.20 : Déplacement de cisaillement de l'interface 2 d'une chaussée .....	90
Figure 3.21 : Variation du déplacement en fonction de la rigidité .....	93
Figure 3.22 : Variation du déplacement en fonction de l'épaisseur de la couche de base .....	94
Figure 3.23 : Position des Alvéoters dans les différentes couches .....	95
Figure 3.24 : Variation du déplacement en fonction de la position du géotextile .....	96
Figure 4.1 : Profil en travers type d'élargissement en alignement droit (tracé mixte) .....	101
Figure 4.2 : Courbe charge-tassement durant l'essai de plaque .....	103
Figure 4.3 : Analyse granulométrique de tout venant de la carrière Ouled Mimoun .....	105
Figure 4.4 : Analyse granulométrique sable d'ENG el bordj Tlemcen .....	105
Figure 4.5 : Vue de face de la planche d'essai en sols renforcés.....	107
Figure 4.6 : Modélisation de la section renforcée par Flac 2D .....	107
Figure 4.7 : enfoncement provoqué par chargement de la plaque couche de base en sable non renforcé .....	109
Figure 4.8 : enfoncement provoqué par chargement de la plaque couche de base en TVO non renforcé .....	110
Figure 4.9 : enfoncement provoqué par chargement de la plaque couche de base en sable renforcé .....	111

Figure 4.10 : enfoncement provoqué par chargement de la plaque couche de base en TVO renforcé .....	112
Figure 4.11: Vue de dessus de la planche d'essai en sols renforcés .....	113
Figure 4.12: Courbe charge-tassement durant l'essai à la plaque pour couche de base en sable renforcé et non renforcé .....	116
Figure 4.13 : Courbe charge-tassement durant l'essai à la plaque pour couche de base en TVO renforcé et non renforcé	116
Figure 4.14 : courbes comparative entre le cas numérique et cas réel du pression déflexion sable renforcé. ....	118
Figure 4.15 : courbes comparative entre le cas numérique et cas réel de la pression déflexion TVO renforcé.....	118

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Résistance aux agressions biochimiques des polymères (Zhang, 2009) .....	16
Tableau 1.2 : Fonctions principales assurées par les principaux géosynthétiques élémentaires (comité Française géosynthétiques, 2015) .....	27
Tableau 1.3: facteur de capacité portante pour les routes non revêtues .....	33
Tableau 1.4 : Résultats de Knapton et Austin (1996). .....	35
Tableau 1.5 : Valeurs de $N_c, tg\beta$ et $m$ selon différents auteurs .....	44
Tableau 2.1: forme des zones primitives disponibles dans Flac 3D.....	68
Tableau 3.1: caractéristiques des matériaux (CTTP, 2001).....	79
Tableau 3.2: caractéristiques physiques et mécaniques d'Alvéoter 20 RDT (Afitex) .....	81
Tableau 3.3: résultats des déplacements d'une chaussée renforcée et non renforcée .....	85
Tableau 3.4: déplacement normale des interfaces .....	89
Tableau 3.5: déplacement de cisaillement des interfaces.....	91
Tableau 3.6: synthèse comparatives des résultats des simulations 2D et 3D .....	91
Tableau 3.7: déplacement totale en fonction de la rigidité d'Alvéoters (Flac 2D) .....	92
Tableau 3.8: variation de l'épaisseur de la couche de base .....	93
Tableau 3.9: variation de l'emplacement totale de la nappe d'Alvéoter .....	95
Tableau 4.1: Différent matériaux utilisés dans l'étude.....	101
Tableau 4.2: caractéristiques de la graves concassée 0/31.5.....	102
Tableau 4.3: exigence de portance pour remblai (cttp, 2001) .....	104
Tableau 4.4: caractéristiques des matériaux de remplissage (LTPO tlemcen) .....	105
Tableau 4.5: caractéristiques intrinsèques des matériaux de la chaussée.....	107
Tableau 4.6: résultats des renforcements verticaux de la chaussée renforcée et non renforcée .....	108
Tableau 4.7: résultats des compacités du sable selon CTTP 2001.....	115
Tableau 4.8: résultats des compacités du TVO selon CTTP 2001 .....	115
Tableau 4.9:essai de chargement à la plaque (sable) (norme 94-117-1) .....	117
Tableau 4.10:essai de chargement à la plaque (TVO) (norme 94-117-1).....	117
Tableau 4.11:comparaison des résultats numériques d'enfoncement provoquées par chargement du 1 <sup>ier</sup> cycle et 2 <sup>ième</sup> cycle avec résultats expérimentales (cas renforcé).....	118

# LISTE DES PHOTOS

Photo 1.1: Fissures longitudinale et transversale .....	8
Photo 1.2: Fissures en carrelage .....	8
Photo 1.3:Orniérages .....	9
Photo 1.4: Gonflement et soulèvement .....	9
Photo 1.5: Nids de poule et pelades .....	9
Photo 1.6: Mise en œuvre de géosynthétique Alvéoter <sup>®</sup> 20 RDT .....	46
Photo 1.7: Un tronçon de la RN 22 avant dédoublement .....	47
Photo 1.8: Extension du géotextile dans la couche de remblai (Rampe de Remchi) .....	47
Photo 1.9: Extension du géotextile dans la couche supérieur du terrassement (Rampe de Remchi) .....	48
Photo 1.10: Stabilisation des talus autoroutes est ouest (côté ouest).....	48
Photo 4.1: RN2 entre Bensekrane et Amieur .....	101
Photo 4.2: Essai à la plaque .....	102
Photo 4.3: Mise en place d'une couche alvéolaire sur la couche de forme .....	114
Photo 4.4: Remplissages d'alvéolaire par le sable d'El Bordj et tout-venant.....	114
Photo 4.5: Opérations d'arrosage et compactage.....	114

# LISTE DE SYMBOLES ET NOTATIONS

CBR (%)	California Bearing Ratio
$\sigma$ (kPa)	Contrainte normal
$\tau$ (kPa)	Contrainte de cisaillement
$N_c$	Facteur de capacité portante
$q_{lim}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Capité portante ultime
$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	Cohésion
$m$	Coefficient de mobilisation de la capacité portante
$C_u$ (kPa)	La résistance au cisaillement non drainée du sol de fondation
$B$	Coefficient dépend des caractéristiques mécaniques du sol, de la couche de base et du géosynthétique
$\varepsilon_e$	Déformation élastique
$\varepsilon_p$	Déformation plastique
$\delta\varepsilon_{ij}^p$	Vitesse de déformation plastique
$E$ (kPa)	Module d'Young
$N$	Coefficient de Poisson
$\delta_{ij}$	Le symbole de Kronecker ( $\delta_{ij}=1$ si $i=j$ , $\delta_{ij}=0$ si $i\neq j$ )
$\sigma_{kk}$	La notation abrégée de la trace du tenseur des contraintes (somme des termes diagonaux du tenseur).
$\Phi$ (degré)	Angle de frottement interne du matériau
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ (kPa)	Les contraintes principales
$\psi$ (degré)	Angle de dilatance
$\delta u$	Vecteur des déplacements
$\delta u_y, \delta u_x$	Respectivement déplacement relatif normal et déplacement relatif tangentiel
$k_n$ et $k_s$ (kPa)	Respectivement raideur normal et raideur au cisaillement de l'interface
$E^*$ (kPa)	Module complexe
$\phi$ (degré)	Angle de déphasage
$\omega$ (radian)	Pulsation
$R_t$ (kN)	Résistance à la traction



$\varepsilon_r$	Allongement à la rupture
$J_1$ (kPa)	Module initial
$J_2$ (kPa)	Module sécant
$E_{int}$ (kPa)	Raideur à l'interface
$\tau_{max}$ (kPa)	Contrainte de cisaillement maximale à l'interface
$v_1$ (m)	Largeur d'un essieu
$a$ (m)	Rayon circulaires
$\sigma_t$ (kPa)	Contraintes tangentielles
$\varepsilon_t, \varepsilon_z$	Déformations maximale de traction par flexion et verticale aux interfaces
$\gamma$	Densité
$L_N$	Longueur associée au point N
$L_M$	Longueur associée à points de grille M
$T$ (kPa)	Contrainte de traction
$F_{smax}$ (kN)	Force de cisaillement sur un élément de longueur L
$F_n$ (kN)	Force normale
K et G	Respectivement les modules volumiques et de cisaillement
$\Delta z_{min}$	La plus petite dimension dans la direction normale des zones adjacentes
Tr	Tension de rupture
Kbond	La pente pour le domaine élastique de l'interface
$d$ (m)	Diamètre de la plaque
$p$ (kPa)	Pression effective moyenne appliquée au sol
$EV_2$ (kPa)	Module déformation statique à la plaque
$e_1$ (mm)	Enfoncement du premier cycle
$z_0$ (mm)	Enfoncement de la plaque provoqué par le premier déchargement
$z_2$ (mm)	Enfoncement de la plaque provoqué par le deuxième chargement
k	Facteur de qualité de compactage

# **INTRODUCTION GÉNÉRALE**

Comme dans la plupart des pays en voie de développement, les chaussées souples présentent la partie importante du réseau routier en Algérie. Ces chaussées sont subordonnées à la disponibilité des matériaux de bonne qualité, surtout en ce qui concerne la construction de la couche de base et de fondation.

Par contre, et vu le manque des sols qui répondent aux exigences et les problèmes que posent l'exploitation, le transport et le coût des matériaux nobles types graves, le choix est mené à utiliser des matériaux locaux dans la construction des corps des chaussées. Quoique ces matériaux locaux sont, dans la plupart des cas, médiocres ou sableux. L'idée de base est de substituer les matériaux nobles par ces matériaux médiocres et un moyen de renfort.

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite. Les géosynthétiques présentent une perspective intéressante face à ces obstacles.

Les géosynthétiques ont été employés comme une technique de renforcement dans plusieurs structures en terre et sont maintenant des moyens de renfort tout à fait acceptable pour améliorer les propriétés techniques de divers types de sol avec réduction du coût en comparaison avec les conceptions ordinaires.

Comme pour l'acier avec le béton, les géosynthétiques sont des produits qui travaillent principalement en traction et son incorporation dans le sol devient utile.

Dans le domaine routier, des études sur le renforcement par nappes bidimensionnelles et autres par nappes tridimensionnelles ont été effectués afin d'améliorer le comportement en déformation de la structure par dissipation de la contrainte de surface pour minimiser les charges agissant sur le sol support et pour limiter les coûts de construction.

Une application spécifique des géosynthétiques et qui concerne le sujet de cette thèse est le renforcement des corps de chaussées par géosynthétiques. Dans notre thèse nous allons utiliser un géotextile type alvéolaire non tissée de la société Afitex nommé Alvéoter<sup>®</sup> 20 RDT. Ce type de géotextile est conçu pour répondre aux rampants présentant des longueurs ou des pentes importantes qui posent problème à certains géosynthétiques. L'Alvéoter permet de retenir des épaisseurs de matériau importantes grâce à la dimension de ses alvéoles et son procédé de fabrication par agrafage qui lui confère une grande stabilité dans le temps.

Le but de notre travail est d'utiliser ce type de géosynthétiques dans le renforcement des chaussées afin de voir l'impact tridimensionnel sur les déformations de la chaussée, et pour ne pas reprendre ce qui se passe dans la pratique où généralement on utilise des géotextiles bidimensionnel et des géogrilles.

La recherche abordée dans ce cas vise à des modélisations numériques par le logiciel FLAC 2D version 4 et FLAC 3D version 3, dont le but d'évaluer les déformations et les contraintes de résistances issues de forces extérieures appliquées. A cet effet, les hypothèses utilisées sont de considérer que les matériaux de la chaussée sont modélisés par une loi du comportement mécanique élasto-plastique Mohr Coulomb. Les Alvéoles, quant à eux, sont modélisés par des éléments structuraux dont on utilise l'élément câble. La chaussée est soumise à un chargement statique d'une valeur correspondante à 13 tonnes par essieu.

Aussi, pour comprendre le rôle d'Alvéole dans la chaussée, une étude paramétrique a été réalisée en faisant varier le module d'Young du géotextile, l'épaisseur de la couche de base ainsi que la position du géosynthétique.

En revanche des essais expérimentaux en vraie grandeur ont été établis sur chantier en partenariat avec l'Université de Aboubekr Belkaid, la société AFITEX et la société EPE STARR SPA et sont comparés par des résultats numériques.

Ce mémoire de thèse est scindé de quatre chapitres avec deux axes de recherches, axe numérique et axe expérimental.

**Le premier chapitre** est consacré à la recherche bibliographique qui comporte une notion générale sur les chaussées et une notion sur les différents géosynthétiques et leur application. Aussi une tentative sur les méthodologies et conception des chaussées renforcées par géosynthétique. Et une synthèse bibliographique sur les études antérieures expérimentales et numériques.

**Le deuxième chapitre** est consacré à l'étude des différents modèles du comportement des matériaux d'une chaussée souple avec leurs interfaces et les charges soumis à cette chaussée, ainsi que les géosynthétiques qui sont des moyens de renfort. Aussi que le code de calcul FLAC 2D/3D.

**Le troisième chapitre** présente notre contribution à l'étude du comportement mécanique des corps de chaussées renforcées par les Alvéoles, à savoir la modélisation numérique.

Le problème sera étudié tant en deux dimensions (avec FLAC 2D) qu'en trois dimensions (avec FLAC 3D). L'étude numérique a pour objectif d'analyser les mécanismes de renforcement opérant dans un système bicouche surmontée d'une couche de revêtement bitumineux avec et sans renforcement. Elle est axée sur l'analyse de :

- Déplacement;
- Contraintes tangentielles agissant sur l'interface corps de chaussée –sol ;
- Contraintes normales agissant sur l'interface corps de chaussée –sol ;
- Les tensions des renforcements.

L'influence des propriétés des matériaux sur les mécanismes de renforcement fera l'objet d'une étude paramétrique qui concernera :

- L'épaisseur de la couche de base ;
- La Raideur du renforcement ;
- La position du géosynthétique

**Le quatrième chapitre** nous terminons par une étude comparative de vraie grandeur sur chantier en servant de l'essai au plaque avec les résultats de modélisation de la chaussées avec deux matériaux différents, sable d'El Bordj et Tout venant de la carrière Ouled Mimoune. Ceux sont des matériaux disponibles avec des quantités abondantes mais ils constituent une véritable complication que de pouvoir en bénéficier sur le plan technique. Donc confiner ce type de matériaux dans des Alvéoles permettre d'avoir une structure plus rigide et plus stable.

Enfin, une conclusion générale de l'étude est rédigée en vue de souligner les aspects les plus pertinents de celle-ci, et orienter vers les axes de continuation.

# Chapitre **1**

## **INTRODUCTION AU RENFORCEMENT DES CHAUSSEES PAR LES GEOSYNTHETIQUES**

## 1. INTRODUCTION

La construction d'une chaussée est subordonnée à la disponibilité de bons matériaux, surtout en ce qui concerne la couche de base et de fondation. La présence des fissurations et dégradations prématurées, la pénurie et l'insuffisance des matériaux nobles permettent de penser à renforcer la chaussée ou remédier les sols médiocres pour la protéger contre les risques des fluages, des tassements, remonter des fissures et autres problèmes.

Le renforcement est une technique qui peut se faire dans deux cas différents, soit pour les chaussées existantes soit pour les chaussées neuves. Le premier cas consiste en général à apporter à la partie supérieure d'une chaussée une (ou plusieurs) nouvelle (s) couche (s) de matériau. Le deuxième cas consiste à remédier les matériaux des constructions de mauvaises caractéristiques par différents procédés tel que la correction chimique, la correction mécanique ou bien introduire des inclusions tel-que les géosynthétiques.

L'objet de ce premier chapitre est de donner une notion générale sur les chaussées et un aperçu sur les différents géosynthétiques et leur application. Aussi une tentative sur les méthodologies et conception des chaussées renforcées par géosynthétiques. Et une synthèse bibliographique sur les études antérieures expérimentales et numériques.

## 2. NOTIONS SUR LES CHAUSSEES

### 2.1. CONCEPTION D'UNE CHAUSSÉE

Les chaussées sont des structures multicouches composées de matériaux liés ou non. Elles sont constituées de plusieurs couches mises en œuvre sur un sol terrassé appelé sol support. Le sol support est généralement surmonté d'une couche de forme, le corps de la chaussée proprement dit est constitué de deux types de couches, les couches d'assise et la couche de surface. L'assise de la chaussée est généralement constituée de deux couches, la couche de fondation et, par-dessus, la couche de base. Ces couches, généralement constituées de matériaux liés. Quant à la couche de surface, elle est constituée de la couche de roulement (ou d'usure). Ces différentes couches sont représentées sur la figure1.1.

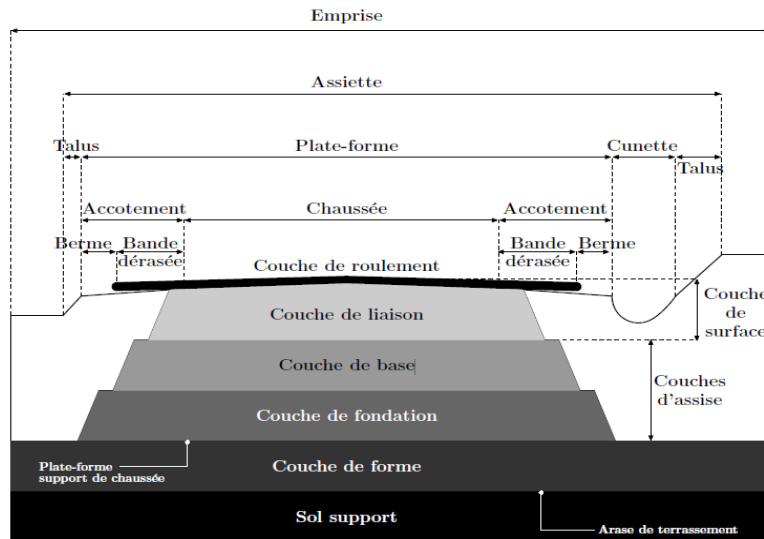


FIGURE 1.1 : COUPE TYPE D'UNE CHAUSSÉE (LCPC 1994)

Sur le réseau routier Algérien près de 110 000 km de routes [CTTP 2001], on retrouve plutôt des structures traditionnelles (matériaux non liés, pistes), des structures souples, certaines semi rigides (Traités aux liants hydrauliques Laitiers) et d'autre rigide (chaussées aéroportuaires : béton).

Pour notre recherche nous allons étudier l'effet de renforcement sur les chaussées souples. La structure de ces chaussées est constituée d'une couverture bitumineuse relativement mince (inférieure à 15 cm), parfois réduite à un enduit pour les chaussées à faible trafic, reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités. L'épaisseur globale de ce type de chaussées est généralement comprise entre 30 et 60 cm. La figure 1.2 schématise la coupe d'une structure de chaussée souple.

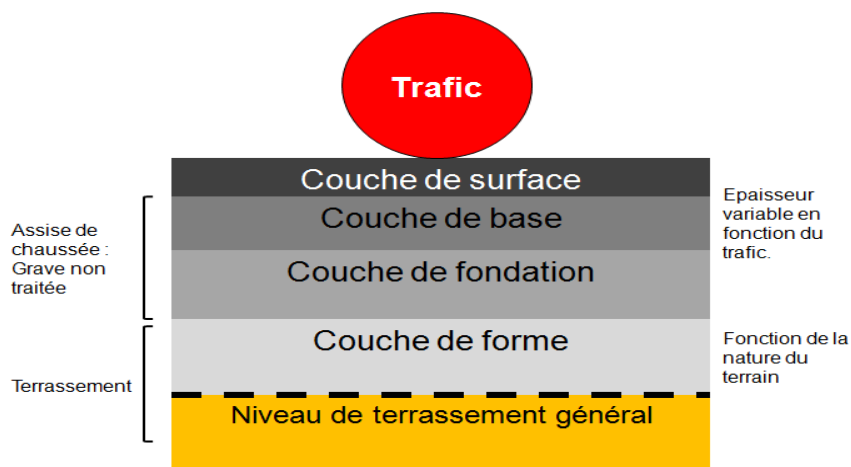


FIGURE 1.2 : CHAUSSÉE SOUPLE [LCPC, 1994]

Lors de la conception d'une chaussée souple on distingue l'étape de dimensionnement qui permet de déterminer la nature et l'épaisseur des couches qui la constitueront. La méthode de dimensionnement doit anticiper les diverses contraintes auxquelles la chaussée sera soumise lors de sa durée de service.

## 2.2. PATHOLOGIE DES CHAUSSÉES

Les chaussées souples sont le siège de pathologies spécifiques, pouvant se manifester dès les premières années de service. Ces pathologies sont soit des fissurations longitudinales, soit des phénomènes de décollement des couches de chaussée ou les deux à la fois. Les explications données sont souvent liées à des problèmes de réalisation, conduisant les entreprises à se concentrer sur l'amélioration des techniques de construction pour limiter ces dégradations précoces, aussi à des problèmes d'absence des matériaux qui répond aux exigences.

### 2.2.1. MÉCANISME DE DÉGRADATIONS

Lors de la reprise des contraintes dues aux trafics la structure doit assurer la diffusion des efforts induits dans le sol de fondation. L'application d'une charge roulante (figure 1.3) induit ainsi une déformation en flexion des couches de la structure. Cette flexion entraîne des sollicitations en compression au droit de la charge et des sollicitations en traction à la base des couches d'enrobés.

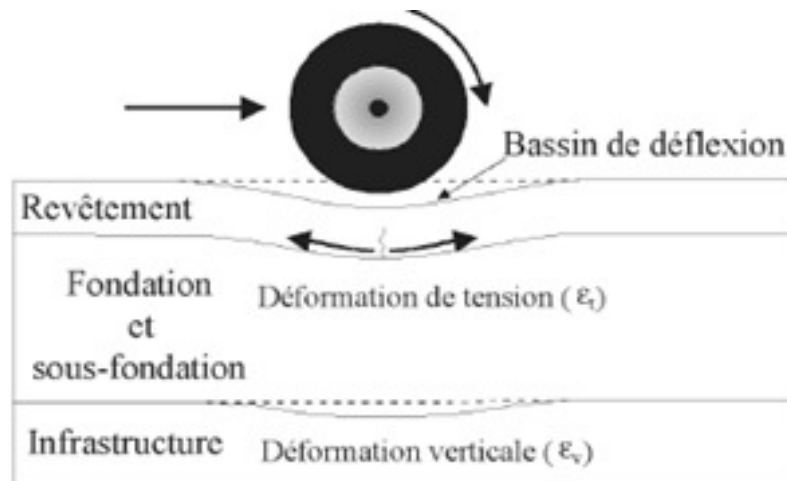


FIGURE 1.3 : MÉCANISME DE DÉGRADATION PAR LE TRAFIC



### 2.2.2. DÉGRADATIONS

Les déformations et fissurations des chaussées peuvent être regroupées en deux types : soit fonctionnel soit structurel. Un problème structurel nécessite un renouvellement complet de la chaussée tandis qu'une défaillance fonctionnelle peut être réparée et suivi par la maintenance d'ouvrage. Les signes précurseurs à la ruine constituent les pathologies de la chaussée et sont :

- Les fissures longitudinale et transversale ;
- Les fissures en carrelage ;
- L'orniérage, l'effondrement ou tout type de tassement ;
- Le gonflement et soulèvement ;
- Nids de poule et pelades.



PHOTO 1.1 : FISSURES LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE (RN02, 2018)



PHOTO 1.2 : FISSURES EN CARRELAGE (CW110, 2018)



PHOTO 1.3 : ORNIÉRAGES (PHOTO PRIT PAR CTTT, 2018)



PHOTO 1.4 : GONFLEMENT ET SOULÈVEMENT



PHOTO 1.5 : NIDS DE POULE ET PELADES (CW45, 2018)

### 2.3. MÉTHODE DE DIMENSIONNEMENT

Lors de la conception d'une chaussée souple on distingue l'étape de dimensionnement qui permet de déterminer la nature et l'épaisseur des couches qui la constitueront. Toute méthode devra s'appuyer d'abord sur une appréciation de la force portante du sol, soit par le moyen d'un essai mécanique (poinçonnement, plaque, triaxial, etc.), soit par l'intermédiaire des caractéristiques géotechniques (limites d'Atterberg, granulométrie). Cette force portante devra être appréciée dans les conditions existant après exécution de la chaussée et, si des essais mécaniques sur échantillons ou sur le sol en place sont prévus, ils

devront être effectués autant que possible dans des conditions de teneur en eau et de compacité voisine des conditions ultérieures prévisibles. Ensuite ces méthodes comporteront évidemment des abaques, ou tableaux, fixant les épaisseurs en fonction de la charge maximum prévue et de la pression de gonflage des pneumatiques. Enfin l'importance du trafic pendant la vie de l'ouvrage, c'est-à-dire la répétition des charges, devra intervenir, de même que la rigidité des couches de chaussée qui permettra de soulager les couches inférieures.

On distingue arbitrairement trois groupes de méthode de calcul :

- Les méthodes empiriques : Il existe toute une gamme de méthodes empiriques, s'étendant entre le cas extrême où le dimensionnement repose uniquement sur l'expérience du technicien, au cas plus élaboré s'appuyant sur les résultats d'essais systématiques pour diverses structures de chaussée. Dans ce second cas, les paramètres de dimensionnement sont corrélés de manière statistique aux informations ainsi collectées. Le champ d'application de ces méthodes est restreint, car elles ne peuvent être utilisées que pour une structure de chaussée donnée et dans des conditions d'utilisations précises. C'est le cas de la méthode AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). Le dimensionnement s'effectue pour un certain nombre d'essieux standards équivalents de 80kN. Le degré d'incertitude d'atteindre la durée de vie supposée, l'erreur sur la prédiction du trafic et du comportement de la structure, les effets du gel, le gonflement du sol support et le drainage de la chaussée sont pris en compte par la méthode. Le nombre structurel de la chaussée, qui dépend de la capacité de la chaussée à écouler le trafic de dimensionnement) est calculé, ainsi que l'épaisseur des couches structurelles. Ce choix d'épaisseur de chaussée se fait via des abaques et des formules produites à partir d'analyses statistiques et de régressions linéaires sur des résultats d'essais.
- Les méthodes théoriques : assimilent la chaussée à un édifice justiciable des procédés de l'élasticité. Ces méthodes qui sont peu utilisées en pratique, servent de base aux travaux de recherche entrepris dans ce domaine. Elles peuvent se borner à l'étude élastique des systèmes multicouches soumis à des charges statiques (Boussinesque en 1885, Burmister en 1943, Hogg en 1938, Westergaad en 1926, Jeuffroy en 1955...etc.) ; Elles peuvent faire intervenir les propriétés visco-élastiques de certaines couches de chaussées et des charges variables (étude entreprise par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées).

- Les méthodes semi empiriques : qui combinent les résultats de certaines études théoriques et des essais et constatations faites sur les routes et pistes en service. Ces méthodes sont les plus répondues et les plus rationnelles.

C'est le cas de La méthode française de dimensionnement (SETRA LCPC). D'un point de vue mécanique, la démarche de la méthode française de dimensionnement peut être scindée en deux étapes : Dans une première étape, il convient de calculer, sous l'effet de l'essieu standard de référence de 130 kN, la réponse d'une structure de chaussée choisie à priori (type de structure, matériaux et épaisseurs des couches constitutives). Ce calcul repose sur l'évaluation, sous l'effet d'une charge circulaire appliquée à la surface d'un massif multicouche, les champs de contraintes maximales dans les couches de matériaux et de sol. Dans ce calcul, la charge appliquée symbolise l'action de l'essieu de référence, et le modèle semi analytique de Burmister, est utilisé pour obtenir la réponse mécanique. Dans ce modèle, l'interface entre deux couches de matériaux peut être modélisée comme parfaitement collée, ou glissante. Dans une seconde étape, il s'agit de calculer les valeurs de sollicitations admissibles des matériaux de la structure, en fonction de leur localisation dans la structure, de leurs modes de dégradation, et de trafic cumulé devant circuler sur la chaussée pendant sa durée de vie sur une plate- forme donnée. La structure convient si la sollicitation induite par le passage de l'essieu de référence reste inférieur aux sollicitations admissibles pour chaque couche. Le choix de la structure finale se fait par calculs itératifs. Le calcul des valeurs admissibles s'appuie sur le comportement en fatigue des matériaux lies, traduisant la rupture d'une éprouvette en laboratoire pour l'application d'un grand nombre de cycles de sollicitations, et sur le caractère plastique des matériaux non lies, expliquant l'apparition de déformation permanente.

On notera bien que le même procédé établi en ce qui concerne la méthode Algérienne, dont le quel nous avons l'habitude d'utiliser la méthode du CBR (California Bearing Ratio ) qui fait partie de la méthode semi empirique. Cette méthode est basée d'une part sur la résistance au poinçonnement du sol de fondation, résistance appréciée par un essai normalisé, l'essai CBR, et d'autre part sur la théorie de Boussinesq donnant la répartition en profondeur des pressions verticales.

## 2.4. CARACTÉRISTIQUES DE CHARGEMENT

Il faut remarquer que le pneumatique transmetteur de charges, imposera à la chaussée deux sortes d'efforts. Tout d'abord à la surface même de la chaussée des efforts de poinçonnement. Ces efforts sont sous la dépendance directe de la pression de gonflage. Ils sont essentiels en ce qui concerne la résistance des revêtements hydrocarbonés, mais à vrai dire surtout dans le domaine des hautes pressions (supérieures à  $700 \text{ kN/m}^2$  environ).

Ensuite la charge totale que supporte la roue équipée d'un pneumatique se diffuse dans la chaussée, jusqu'au niveau du sol de fondation.

Dans les applications courantes de dimensionnement des chaussées routières, une charge de référence est en général prédéfinie. Le chargement de la structure de chaussée sera réalisé, pour ces dimensionnements courants, avec la charge de référence qui est en général unique et immuable dans un contexte de dimensionnement donné (Alizé 2016).

En Algérie le code de la route impose les limitations suivantes (CTTP 2001, décret 2004), le poids total autorisé en charge d'un véhicule ne doit pas dépasser les limites suivantes :

- véhicules ou remorque à 2 essieux doit être inférieure à 19 tonnes ;
- véhicules ou remorque à 3 essieux doit être inférieure à 26 tonnes ;
- véhicules à 4 essieux et plus doit être inférieur à 32 tonnes.

La pression de gonflage des pneumatiques ne fait pas l'objet de spécifications précises. En pratique, celle-ci varie de 4 à  $7 \text{ kg/cm}^2$  selon les types de pneumatiques.

L'essieu le plus chargé d'un véhicule ne doit pas supporter une charge supérieure à 13 tonnes (130 kN) (décret 2004).

## 2.5. LES MATÉRIAUX D'UNE CHAUSSÉE

Un corps de chaussée type, d'une chaussée souple, est constitué généralement de :

- Une couche de fondation, en tout-venant ou grave non traitée ;
- Une couche de base, en grave traitée ou non traitée ;
- Une couche de roulement, en béton bitumineux.

L'étude géotechnique de la plate-forme (partie supérieur du terrassement) est obligatoire pour les sols sensibles à l'eau, car elle permet d'identifier les sols et d'étudier la variation de la portance grâce à l'essai de poinçonnement CBR.

Pour le cas des sols insensibles à l'eau (sables et graves propres, sols grossiers contenant plus de 25% d'élément supérieur à 20 mm), la portance sera déterminée à partir des essais de chargement à la plaque, ou des mesures de déflexion à condition que l'état hydrique au moment de l'essai soit représentatif (c'est-à-dire teneur en eau naturel soit supérieur ou égale à la teneur en eau optimum).

Aussi et pour bien remplir son rôle, cette plate-forme doit posséder un certain nombre de qualités :

- Présenter des caractéristiques minimales de nivellement pour garantir la régularité de l'épaisseur des couches ;
- Offrir une assise convenable pour le compactage des couches de chaussée ;
- Etre suffisamment rigide.

Et concernant l'assise de la chaussée qui constitue le corps de la chaussée, en excluant donc les couches de surface, leur rôle fondamentalement est de réduire les contraintes exercées sur la plate-forme support de chaussée. Les matériaux les plus utilisés dans cette couche on trouve la grave concassée non traité, ou pour des projets très importants on trouve la grave traitée.

Une grave non traitée est un mélange à granularité continue de cailloux, de graviers et de sable, avec généralement une certaine proportion de particules plus fines (figure 1.4).



FIGURE 1.4 : ECHANTILLON DE LE GRAVE CONCASSÉE

C'est le plus ancien des matériaux modernes. Depuis qu'elle s'est substituée au macadam, dans les années 1950, le progrès des méthodes de fabrication a permis d'en faire un matériau de qualité sans cesse de l'améliorée.

Pour pouvoir être mise en œuvre dans de bonnes conditions et jouer correctement son rôle dans la chaussée, la grave non traitée doit répondre à un certain nombre de conditions,

définies dans les normes qui traite des mélanges non traités utilisés pour la construction et l'entretien des routes, aérodromes et autres aires de trafic.

Quelles que soient leurs qualités, les graves non traitées ont l'inconvénient d'avoir un module E faible, et d'ailleurs dépendant de celui du sol support. Elles répartissent assez mal les charges sur le sol de fondation et ne peuvent convenir que pour les chaussées à faible trafic ou pour certaines utilisations particulières. Les ingénieurs ont donc cherché des techniques de traitement permettant de les rigidifier, dont on est face à des graves traités soit au ciment soit au liant pouzzolane soit au bitume.

Les couches de revêtement sont constituées d'enrobé bitumineux.

## 2.6. EFFET DU RENFORCEMENT SUR LE COMPORTEMENT DES CHAUSSÉES

Pour les routes non renforcées, un orniéragé significatif de surface, par exemple, 50-100 mm, est souvent admissible, et en le préserve aisément par l'ajout du matériau par remise à niveau. Bien-que, l'orniéragé ou tout type de tassement, résulte des déformations dans la couche de surface ou dans les autres couches, il est causé par la densification de la chaussée sous le passage des pneus. L'orniéragé de la chaussée est causé par trois mécanismes différents (Simpson, 2001, White et al.2002) :

- La déformation plastique permanente verticale dans la couche de surface ;
- Le fluage latéral dans la couche de surface ;
- La déformation des couches inférieures.

Les ornières peuvent être classée en trois niveaux : petites (6 à 12,5mm) ; moyennes (12,5 à 25mm) et élevés (>25mm) (White et al.2002).

Toutefois, on signale l'existence de trois types d'orniérages dans les chaussées souples classées en fonction de leur forme, comme illustré dans la figure 1.5.

- Les ornières d'usure qui sont dues à la perte progressive des particules de granulats de la couche de surface, ce type d'orniéragé est causé par la combinaison des facteurs d'environnement et de trafic,
- Les ornières d'instabilité qui sont dues au déplacement latéral des matériaux dans la couche de l'enrobé bitumineux,
- Les ornières structurelles qui sont dues à la déformation verticale permanente dans les couches inférieures.



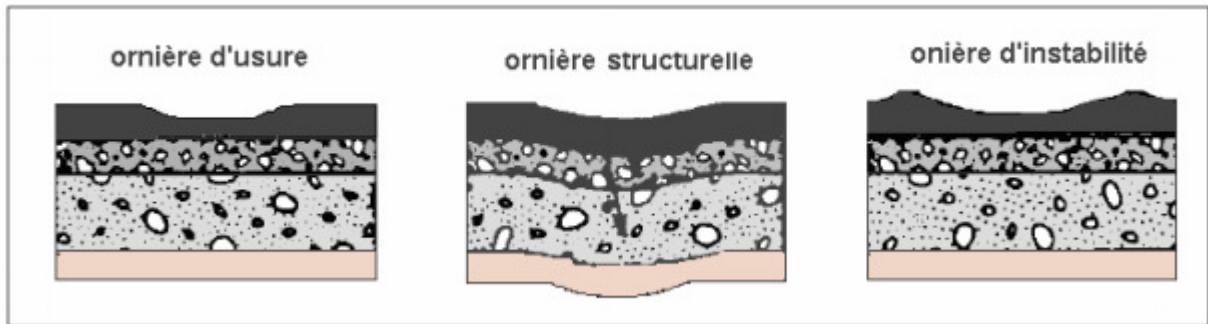


FIGURE 1.5 : TYPES D'ORNIÈRES D'UNE CHAUSSÉE SOUPLE (WHITE ET AL.2002)

Les facteurs affectant l'orniérage sont classés en deux catégories. Les facteurs internes comme les propriétés des matériaux de la structure des chaussées et les facteurs externes comme le trafic et l'environnement.

L'orniérage structurel diminue en utilisant la stabilisation ou renforcement des couches inférieures de la chaussée par différentes méthodes tel que la méthode chimique (ciment, chaux), ou l'utilisation de bitume pour réduire les contraintes et les déformations et de plus l'utilisation des géosynthétique conduit à une répartition plus uniforme des charges et par conséquent à une réduction de la profondeur de l'orniérage (Bassem A., 2002).

Donc, le renforcement par géosynthétique est employé pour empêcher ou réduire l'orniérage provoqué par l'insuffisance de capacité portante du sol de fondation et par le mouvement latéral du matériau de couche de base ou du sol de fondation. Le renforcement permet aussi d'augmenter la durée de vie de la chaussée.

### 3. LES GEOSYNTETIQUES

#### 3.1. INTRODUCTION

Dans une analogie directe avec le béton armé, les matériaux en acier et polymères fournissent la résistance et la stabilité à la traction aux sols qui ont de faibles ou aucune résistance à la traction. Les matériaux polymères de renforcement sont un sous-ensemble d'un développement récent beaucoup plus grand en matériaux de génie civil : les géosynthétiques.

Depuis le début des années 70, les géosynthétiques sont utilisés de plus en plus dans les infrastructures et les ouvrages en terre [Racana Nicolas 2002]. Au début, on les utilisait



comme éléments de drainage et comme couches de protection pour les voies ferrées, dans des fonctions de filtration et de séparation, mais on a développé par la suite des géosynthétiques pour protéger, renforcer et étanchéifier la fondation de la voie. Holtz (2001) rapporte qu'en 1970, il y avait seulement cinq ou six types de géosynthétiques disponibles, alors qu'aujourd'hui plus de 600 produits géosynthétiques différents sont vendus dans le monde entier.

### 3.2. DÉFINITION

Géosynthétiques terme générique désignant un produit, dont au moins l'un des constituants est à base de polymère naturel ou synthétique (Polyéthylène, Polyamide, Polyester, Polypropylène, Polyvinyle d'alcool), se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et de génie civil (NF EN ISO 10318).

Les polymères se différencient par leur résistance aux attaques chimiques et par leur comportement mécanique (tableau 1.1) mais leur point commun est la sensibilité au rayonnement ultra-violet.

**TABLEAU 1.1 : RÉSISTANCE AUX AGRESSIONS BIOCHIMIQUES DES POLYMÈRES (ZHANG, 2009)**

Résistance aux	Polyesters	Polyamides	Polypropylènes
Micro-organismes	Bon	Bon	Bon
Acides	Bon	Moyen	Bon
Bases	Moyen	Bon	Bon
Agents oxydants	Bon	Moyen	Bon
Rayons Ultra-violet	Bon	Moyen	Moyen

### 3.3. TYPES DE GÉOSYNTHÉTIQUES

Il existe deux grandes familles de géosynthétiques :

- Les géotextiles et produits apparentés aux géotextiles qui sont des produits perméables ;
- Les géomembranes et produits apparentés aux géomembranes qui sont essentiellement imperméables ;

### 3.3.1. LES PRODUITS PERMÉABLES

#### 3.3.1.1. LES GÉOTEXTILES

Le géotextile fait partie de la famille des géosynthétiques en Génie Civil. C'est une trame, tissée ou non, conçue en fibre naturelle ou synthétique.

Il existe deux grands types de géotextiles : les non-tissés et les tissés. Les deux sont fabriqués à partir de polymères (polypropylènes, polyesters, polyéthylènes).

##### a. Géotextiles non tissés

Un non tissé (figure 1.6) est un géotextile se présentant sous forme d'une feuille manufacturée, constituée d'un voile ou d'une nappe de fibres, orientées selon une direction ou distribuées aléatoirement, et dont la liaison peut être de différents types :

- La liaison mécanique est faite par entrelacement des fibres, à partir d'une série d'aiguilles qui s'enfoncent dans la nappe qui défile (non tissé aiguilleté). (figure 1.7)
- La liaison chimique est réalisée soit à l'aide de résines soit d'émulsions qui appartiennent à des composés proches des caoutchoucs naturels.
- La liaison thermique est faite par calandrage (effets conjugués de la chaleur et de la pression) entre deux rouleaux presseurs chauffants : on obtient une fusion partielle des points de contacts des fibres (non tissé thermosoudé). (figure 1.8)



FIGURE 1.6 : GÉOTEXTILES NON TISSÉS (©AFITEX)

Les non tissés de fibres coupées (déformabilité à la rupture de l'ordre de 100%). Leur résistance mécanique, directement liée à la longueur des fibres élémentaires, est plus faible que celle de la catégorie précédente. Ils sont bien adaptés au rôle de filtre ou de drain.



FIGURE 1.7 : NON TISSÉ AIGUILLETÉ (©BONAR)



FIGURE 1.8 : NON TISSÉ THERMOLIÉ (©BONAR)

### b. Géotextiles tissés

À l'opposé des non-tissés qui sont composés de fibres, les géotextiles tissés (figure 1.9) sont constitués de fils qui peuvent être de différents types : monofilament, fils multifilamentaires, fils de fibres courtes, bandelettes (figure 1.10). Ces fils sont entrecroisés dans le plan dans deux directions perpendiculaires, le sens machine (chaîne) et le sens travers (trame), selon un patron donné (nombre de fils par cm, armure ou type d'entrecroisement) pour former une étoffe très anisotrope.

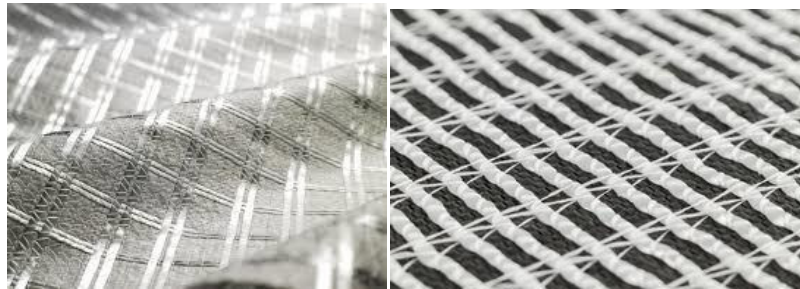


FIGURE 1.9 : GÉOTEXTILES TISSÉS (©AFITEX)

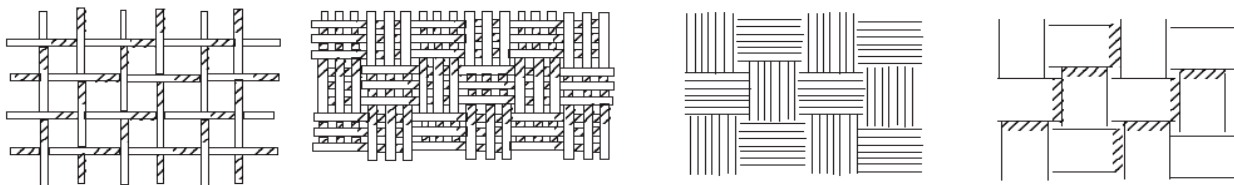


FIGURE 1.10 : LES TISSUS DE FILS MONO FILAMENTS, MULTI FILAMENTS ET LES TISSUS DE BANDELETTES

c. *Géotextiles tricoté*

Un tricoté (figure 1.11) est un géotextile produit par assemblage de deux nappes de fils parallèles au moyen d'un fil de liaison, de façon à obtenir la répartition géométrique désirée.

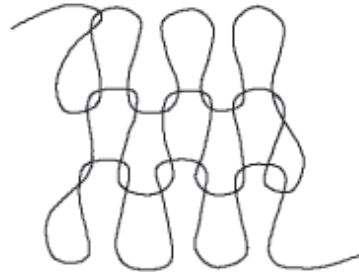


FIGURE 1.11 : GÉOTEXTILES TRICOTÉ

L'inconvénient des tricotés est qu'ils sont très déformables. Leur déformation à la rupture est supérieure à 100%.

3.3.1.2. *LES PRODUITS APPARENTÉS AUX GÉOTEXTILES*

Les produits apparentés aux géotextiles sont des matériaux à base de polymères, perméables, se présentant sous forme de feuilles ou bandes. Ils comprennent les géogrilles, géospaceurs, géotubes, alvéolaire et géofilets.

a. *Géogrilles*

Les grilles obtenues par découpage de films puis étirage sont en polypropylène et possèdent quelques millimètres de largeur.

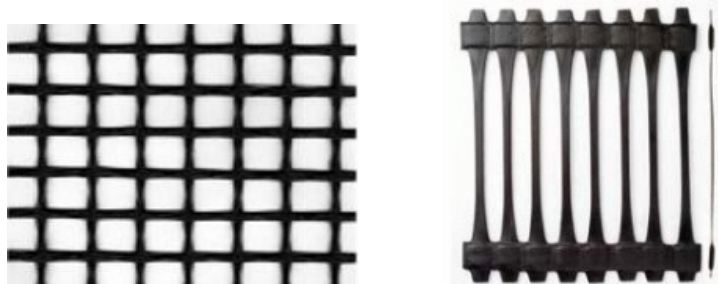


FIGURE 1.12 : GÉOGRILLES (©TENSAR)

On distingue des géogrilles mono-axiales et bi-axiales :

- Mono-axiale : la résistance à la traction est plus importante dans un sens (longitudinal ou transversal) que dans l'autre.

- Bi-axiale : la résistance à la traction est sensiblement équivalente dans le sens longitudinal et transversal.

### b. Géospaceur

Le géospaceur de drainage est une grille tridimensionnelle en polyéthylène haute densité. Le géospaceur de drainage dispose d'une structure qui assure le maintien de l'espace entre deux matériaux, notamment entre le sol et la géomembrane. Il garantit le drainage des liquides et des gaz et résiste aux agressions chimiques.



FIGURE 1.13 : GÉOSPACEUR (©SIPLAST)

### c. Géotube

Un Géotube est un géotextile qui est tissé en forme de tube, sans coutures, ou qui a été confectionné en forme tubulaire à partir de bandes de géotextiles assemblées. Sur la partie supérieure du Géotube, des manchettes sont confectionnées pour y raccorder les tubes d'alimentation d'une conduite de refoulement. Ce type spécifique de Géotube est utilisé pour la déshydratation de sable ou de boues (Figure 1.14).



FIGURE 1.14 : GÉOTUBE (©HUESKER)

#### d. Géotextile alvéolaire

Des géosynthétiques relativement épais, étant constitués de réseaux tridimensionnels réalisés à partir de feuilles de polymères découpées en bandes. Les bandes sont jointes entre elles pour former des cellules interconnectées qui sont remplies de sol et parfois de béton. Les alvéolaires (géoconteneurs) permettent le confinement, la stabilité et le renforcement d'un matériau de remplissage.

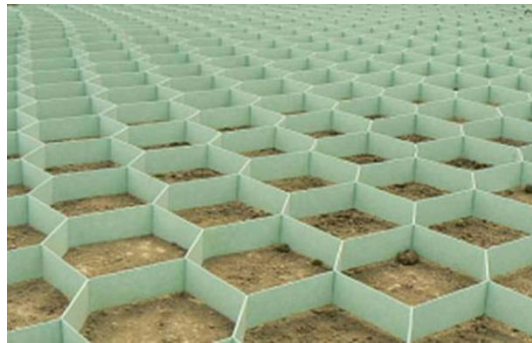


FIGURE 1.15 : GÉOTEXTILE ALVÉOLAIRE (©AFITEX)

#### e. Géofilet

Des matériaux analogues aux grilles, constitués de deux ensembles de brins grossiers parallèles de polymères extrudés, s'entrecroisant selon un angle aigu constant (figure 1.16). Le maillage forme une nappe ayant une porosité dans le plan qui est utilisée pour véhiculer des débits relativement importants de fluides ou de gaz.

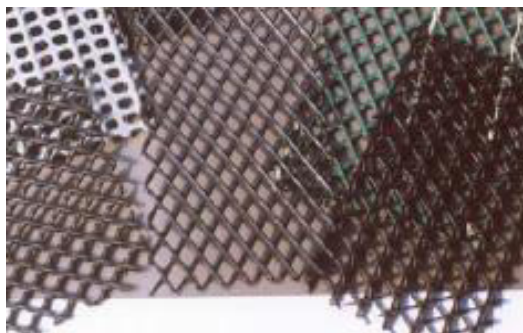


FIGURE 1.16 : GÉOFILET (©TENSAR)

### 3.3.2. LES PRODUITS IMPERMÉABLES

#### 3.3.2.1. LES GÉOSYNTHÉTIQUES BENTONITIQUES

Géosynthétique bentonitique : assemblage, sous forme de feuille manufacturée, de matériaux géosynthétiques et de matériau naturel (argile ou bentonite) de faible



conductivité hydraulique, utilisé au contact de sol/roche ou de tout autre matériau géotechnique dans des applications de génie civil (figure 1.17). Les géosynthétiques bentonitiques à base de géotextiles sont souvent conçus ou aiguilletés à travers le cœur de bentonite pour augmenter la résistance au cisaillement interne



FIGURE 1.17 : LES GÉOSYNTHETIQUES BENTONITIQUES (©AFITEX)

### 3.3.2.2. LES GÉOMEMBRANES

Des nappes souples continues fabriquées à partir d'un ou plusieurs matériaux synthétiques. Elles sont relativement imperméables (figure 1.18).

- Géomembrane bitumineuse sont des géomembranes fabriqués par des produits bitumineux afin d'avoir un aspect viscoélastiques.
- Géomembrane élastomère sont des géomembranes fabriqués par l'éthylène, propylène et diène monomère afin d'avoir un produit infusibles et élastiques.
- Géomembrane plastomère sont des géomembranes fabriqués par les Polyoléfines, ils se caractérisent par leurs Transformations réversibles à la chaleur.



FIGURE 1.18 : GÉOMEMBRANE (©HUESKER)

### 3.3.3. LES GÉOCOMPOSITES

Ce sont des produits issus de la combinaison de manière industrielle de deux ou plusieurs géosynthétiques (figure 1.19). Ils remplissent plusieurs fonctions dans l'ouvrage. Ils incluent par exemple les géotextiles, les géofilets, géogrilles et géomembranes.

Un géocomposite de renforcement apporte en une pose, les avantages du géotextile non-tissé et ce ceux d'un géosynthétique de renforcement, géotextile tissé, tricoté ou géogrille. Les différents composants peuvent être assemblés liés par couture ou soudure thermique.

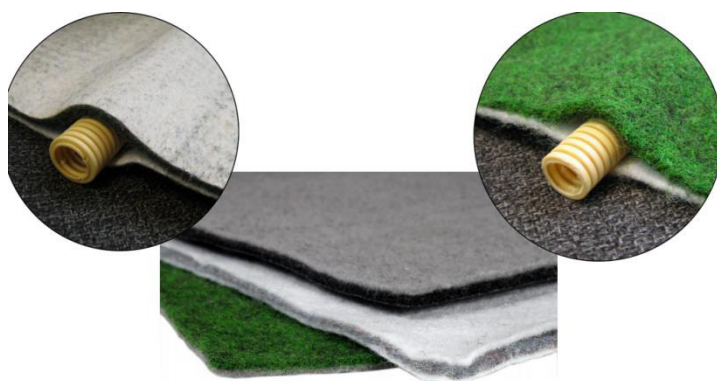


FIGURE 1.19 : GÉOCOMPOSITES (© AFITEX)

### 3.4. LES CARACTÉRISTIQUES DES GÉOSYNTHÉTIQUES

Compte tenu de leur rôle déterminant lorsqu'ils sont utilisés comme armatures dans les ouvrages en terre, les géotextiles doivent faire l'objet d'un examen particulièrement détaillé. Il convient notamment de connaître leur(s) :

#### 3.4.1. IDENTIFICATION

Les géosynthétiques sont généralement identifiées par :

- Polymère ;
- Type de fibre ou de filé ;
- Type de géosynthétique ;
- Masse par unité de superficie ou épaisseur ;
- L'information additionnelle ou propriétés physiques nécessaires pour décrire le matériau.



### 3.4.2. CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES

Les géosynthétiques sont généralement caractérisé par :

- L'épaisseur
- La masse surfacique
- Le type de fabrication : tissé, non tissé, aiguilleté, tricoté, géogrille etc.
- Le type de polymère : polypropylène, polyéthylène, poly ester etc.
- Le taux de noir de carbone.
- La densité.

### 3.4.3. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES

Les fils utilisés pour la fabrication des géotextiles servant au renforcement des sols sont caractérisés par leur module de résistance à la traction élevé. Les technologies de production utilisées (tissage en particulier) permettent la transmission de la totalité des caractéristiques mécaniques du fil au géotextile.

La disposition des fils à l'intérieur de la nappe confère aux géotextiles de renforcement un très haut module de traction et une mise en tension immédiate. En effet, il n'y a pas d'ondulation ou d'embuage des fils et de ce fait cisaillement et contraintes internes n'apparaissent pas. Les propriétés des fils sont donc entièrement restituées par le géotextile. Ce procédé de fabrication facilite aussi la mise en œuvre sur le terrain des nappes de géotextiles et leur mise en tension.

Le procédé de fabrication des nappes de géotextiles permet l'insertion de fils avec des propriétés différentes. On pourra donc combiner plusieurs types de fils (kevlar/polyester par exemple) dans un même géotextile pour avoir des performances différentes (courbes contrainte/déformation diverses).

Une caractéristique importante des géotextiles de renforcement est son coefficient de friction. Cette grandeur définit l'interaction entre le sol et le géotextile. Une valeur élevée de l'angle de frottement interne est nécessaire à un bon ancrage du géotextile et lui permet d'être utilisé au maximum de ses possibilités et d'assurer ainsi un bon renforcement de la structure.

La résistance à la déchirure et au poinçonnement est assurée par la structure en maille des fils du géotextile. Cela apporte une certaine cohésion d'ensemble à la nappe de géotextile et renforce sa propriété de résistance à la déchirure et au poinçonnement. La mise en œuvre et les caractéristiques à long terme de la structure sont aussi améliorées par ce type de procédé de fabrication.

#### 3.4.4. CARACTÉRISTIQUES CHIMIQUES

L'environnement dans lequel est placé le géotextile peut être « agressif » et engendrer des dégradations chimiques sur le géosynthétique. Ce risque dépend des propriétés chimiques du polymère dont est constitué le géotextile. En effet, certains polymères vont être plus sensibles à un environnement que d'autres. Les polymères synthétiques seront par exemple relativement stables sous la plupart des environnements.

Cette stabilité des géotextiles face à leur environnement est nécessaire pour conserver les propriétés mécaniques intactes et ainsi assurer leur fonction de renforcement.

On peut mettre en avant plusieurs facteurs environnementaux pouvant influencer sur un géotextile :

- La température,
- Les fluides présents dans le sol,
- Les gaz et les vapeurs (oxygène, eau...),
- Les autres substances chimiques présentes dans le sol,
- L'acidité et l'alcalinité du sol,
- Les radiations électromagnétiques (rayons ultraviolets en particulier),

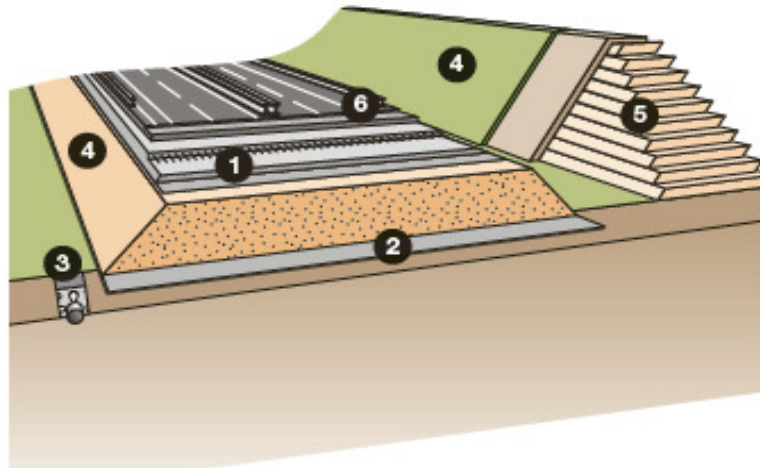
Le polyester a naturellement une grande résistance à l'oxydation et aux variations de température. Un grand nombre d'attaques chimiques n'ont pas d'effet nuisible sur les polyesters. Cependant, un ajout de stabilisants est parfois nécessaire pour augmenter sa résistance à l'oxydation dans des milieux fortement oxydants. Les polyesters sont aussi très sensibles aux conditions de forte acidité ou de forte alcalinité. Dans les milieux basiques, le polyester garde une excellente résistance jusqu'à un pH de 13.

Le polypropylène est très résistant aux différents environnements chimiques mais reste très sensible à l'oxydation à température élevée.

### 3.5. FONCTIONS PRINCIPALES DES GÉOSYNTHETIQUES

Les géosynthétiques peuvent avoir des utilisations diverses et variées dans de nombreux application routière et infrastructure linéaire tel que (figure 1.20).

- En séparation, sous la couche de forme afin de préserver les caractéristiques de la couche de forme (1).
- En base de remblais, pour permettre de construire sur des sols peu porteurs voir<sup>2</sup> compressibles, ou encore sur des zones à risque karstique (2).
- Dans des tranchées en tant qu'éléments filtrants entre les matériaux en place et les matériaux drainants de la tranchée (3).
- Dans des pentes de talus pour éviter l'érosion avant la végétalisation du rampant (4).
- Dans des merlons ou des remblais pour raidir les talus ou réaliser des murs de soutènement. Il est ainsi possible de réaliser des élargissements de voies, des merlons de protection, ou antibruit par exemple, en limitant les emprises au sol (5).
- À l'intérieur des structures de chaussées enrobées pour ralentir la remontée des fissurations des couches inférieures (6).



**FIGURE 1.20 : APPLICATIONS DES GÉOSYNTHETIQUES DANS LES INFRASTRUCTURES LINÉAIRES  
(CFG 2015)**

Dans de nombreux cas, on a recours à une combinaison de ces fonctions. Il semble donc nécessaire de connaître les caractéristiques techniques de ces différentes fonctions qui peuvent avoir les géosynthétiques pour pouvoir choisir le plus adapté à chaque situation et à chaque projet. Aussi les géosynthétiques peuvent être utilisés à de nombreux endroits tels

que : génie civil, travaux publics, stabilisation des talus, chemin de fer, centre d'enfouissement technique etc. Donc on se trouve en face d'une série de géosynthétiques avec divers fonction et dans plusieurs cas en tombe dans le problème du choix notamment dans le cas des divers types de géosynthétiques qui ont la même fonction selon l'exemple du tableau 1.2.

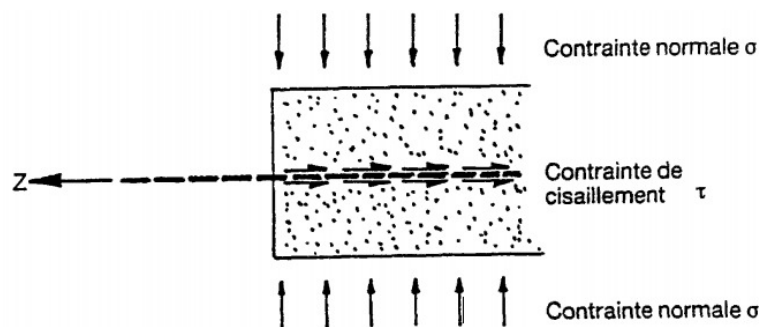
**TABEAU 1.2 : FONCTIONS PRINCIPALES ASSURÉES PAR LES PRINCIPAUX GÉOSYNTHÉTIQUES ÉLÉMENTAIRES [COMITÉ FRANÇAISE DES GÉOSYNTHÉTIQUES, 2015]**

	Géotextiles	Géospaceurs	Géogrilles	Géoteneurs	Géomembranes	Géosynthétique bentoniques
<b>Etanchéité</b>	Non	Non	Non	Non	Oui	Oui
<b>Protection</b>	Oui	Non	Non	Oui	Non	Non
<b>Drainage</b>	Oui	Oui	Non	Non	Non	Non
<b>Filtration</b>	Oui	Non	Oui	Oui	Non	Non
<b>Séparation</b>	Oui	Non	Non	Non	Non	Non
<b>Renforcement</b>	Oui	Non	Oui	Oui	Non	Non
<b>Résistance à l'érosion</b>	Oui	Oui	Non	Oui	Non	Non

## 4. RENFORCEMENT PAR GEOSYNTHETIQUES

### 4.1. PRINCIPE DE RENFORCEMENT

Renforcer signifie créer une structure de sol ayant des propriétés améliorées, composée d'un sol qui a généralement une résistance à la traction quasiment nulle, mais qui résiste à la compression, et d'un géotextile qui a une bonne résistance à la traction (figure 1.21).



**FIGURE 1.21 : SCHÉMA D'UN RENFORCEMENT PAR GÉOTEXTILE**

## 4.2. MÉCANISMES DE RENFORCEMENT

Le but de ce paragraphe est de décrire l'état des connaissances concernant les mécanismes par lesquels les géosynthétiques fournissent le renforcement de la couche de base (ou couche de fondation) des chaussées souples.

Les méthodes de renforcement des sols par des géosynthétiques peuvent être divisées en deux grandes catégories : le micro-renforcement (type d'élément de renfort : filaments continus, soit par des fibres courtes (5 à 10 cm), soit par des petits rubans de non-tissés (< 5 cm<sup>2</sup>), soit encore par des petits éléments de grilles) et le macro-renforcement (bandelettes, géogrilles, géotextiles,.... etc. dont les dimensions sont assez importantes).

Le principe de macro-renforcement des sols par géotextile comprend trois mécanismes d'action différents selon le comportement du géotextile connus à ce jour comme on le détaillera ci-après, et qui sont :

- Mécanisme de confinement latéral (auto blocage) de la couche de base ;
- Mécanisme de surface de rupture par cisaillement modifiée ;
- Mécanisme de membrane.

Le renforcement de type "confinement latéral" ou "interface de résistance au cisaillement (Perkins et al 1998)" est obtenu lors qu'une contrainte verticale est appliquée sur le géotextile placé entre deux couches de sol, de telle sorte qu'il peut reprendre les contraintes tangentielles induite par le sol, (figure 1.22);

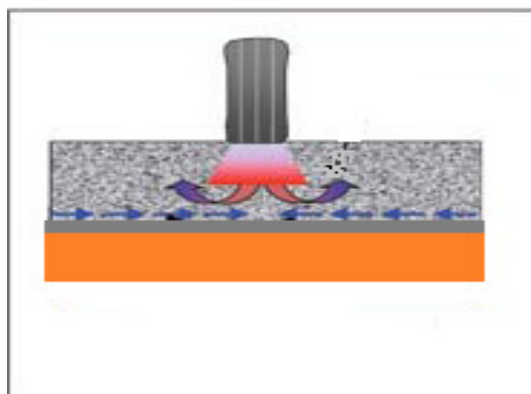


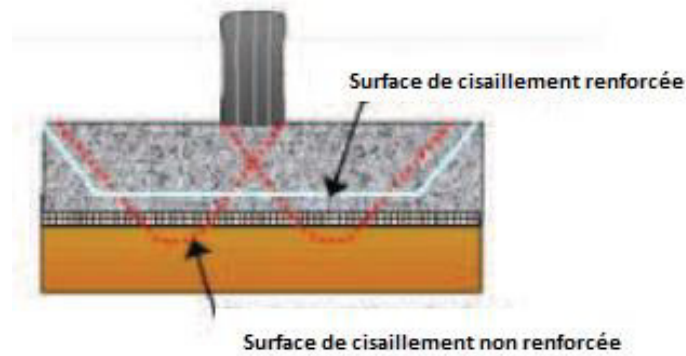
FIGURE 1.22 : RENFORCEMENT DE TYPE CONFINEMENT LATÉRAL

En 1999, Perkins attribut quatre avantages au confinement du matériau de couche de base pour les routes revêtues et Giroud et Han (2004), confirment que ces quatre avantages existent également pour les routes non revêtues :

- Empêchement d'étalement latéral de l'agrégat de la couche de base : sous l'action des charges de trafic les deux matériaux ont tendance à se déplacer latéralement sauf s'ils sont retenus par le géosynthétique alors les deux matériaux sont cisailés sur leur interface. L'interaction entre le sol et le géosynthétique permet le transfert de la charge de cisaillement du sol vers une contrainte de traction dans le géosynthétique, donc la rigidité de traction du géosynthétique limite les tensions latérale dans le sol.
- Confinement croissant et ainsi résistance croissante de la base à proximité du renforcement ;
- Amélioration de la distribution verticale des contraintes sur le sol de fondation : En général, la contrainte verticale dans le sol de fondation directement sous le géosynthétique et sous la charge d'application devrait diminuer à mesure que la rigidité de la couche de base augmente. Ce confinement des agrégats aussi augmente la résistance et le module, phénomène qui à son tour fait diminuer la contrainte de compression sur l'infrastructure en répartissant mieux la charge sous la pression des roues, signifiant que la déformation à la surface sera plus faible et plus uniforme.
- Réduction de la contrainte de cisaillement dans le sol de fondation : Un des effets bénéfiques du renforcement par géosynthétique à l'interface entre la couche de base et le sol de fondation c'est, justement, de supporter les contraintes de cisaillement induites par les charges des véhicules à l'interface. Il est important de comprendre que les contraintes de cisaillement transmises de la couche de base au sol de fondation peuvent être orientées à l'extérieur ou vers l'intérieur. Si on revient à la théorie de plasticité on peut dire que les contraintes de cisaillement centrifuge, qui sont induite par la charge de véhicule et qui tendent à être orienté à l'extérieur, diminuent la capacité portante du sol de fondation. Par contre les contraintes de cisaillement centripète, qui sont induite par l'enchevêtrement du sol et du géosynthétique et cet enchevêtrement fournit une surface rugueuse qui résiste au mouvement latéral du sol, augmentent la capacité portante du sol.

Le renforcement de type "augmentation de la capacité portante" l'augmentation de la portance mène à un renforcement du sol et à la création d'une nouvelle surface de rupture

virtuelle selon une surface alternative qui a une plus grande résistance totale. Le renforcement par géosynthétique diminue les contraintes de cisaillement transférées à la couche de forme et fournit un confinement vertical du sol en dehors de la zone de chargement. Le mode de rupture change alors : poinçonnement sans le renforcement et rupture générale avec la présence d'un renforcement (figure 1.23).



**FIGURE 1.23 : SURFACE DE RUPTURE MODIFIÉE ET AUGMENTATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE**

L'effet de membrane est le mécanisme principal de renforcement attribué aux géosynthétiques (notamment les Alvéolaires) dans les routes revêtues ou non revêtues. Ce mécanisme a été à l'origine décrit par Bender et Barenberg (1978). Il agit efficacement lorsqu'un géotextile est posé sur un sol déformable et que des charges verticales sont appliquées. L'effort de traction dans le sol se transmet au géotextile, soulageant le sous-sol incapable de l'absorber. Cette force dans le plan s'équilibre avec la composante horizontale de la charge provenant de la diffusion des charges verticales appliquées (Problème plan et charge uniforme). Cet effet revêt donc une grande importance dans la construction de routes provisoires, où il permet de réduire la formation d'ornières de manière considérable. Plus le module initial du géotextile est élevé, plus la possibilité de réduire la formation d'ornières est grande (figure 1.24).

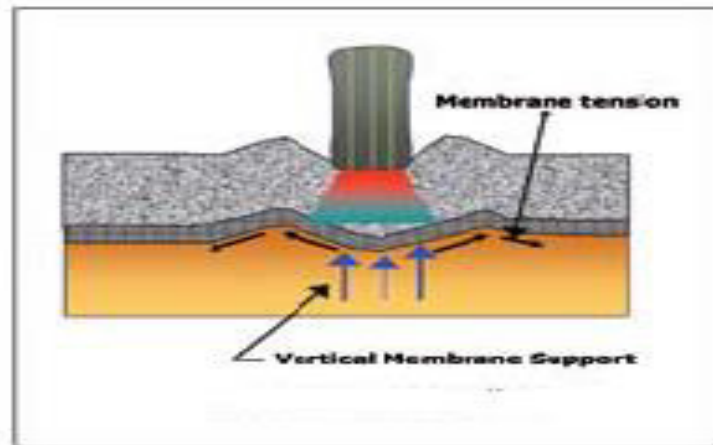


FIGURE 1.24 : COMPORTEMENT EN MEMBRANE

#### 4.3. POSITIONNEMENT DES GÉOSYNTHÉTIQUES DE RENFORCEMENT

On s'intéressera dans notre thèse à l'action de renforcement des géosynthétiques dans les chaussées souples. Cette chaussée est plus susceptible de se déformer et permettra d'observer nettement la capacité portante du renforcement par géosynthétique avant rupture ainsi que l'amélioration de la résistance à la traction du massif.

Les chaussées souples permettent une transmission des efforts de chargements de la couche de surface jusqu'aux couches inférieures (figure 1.25).

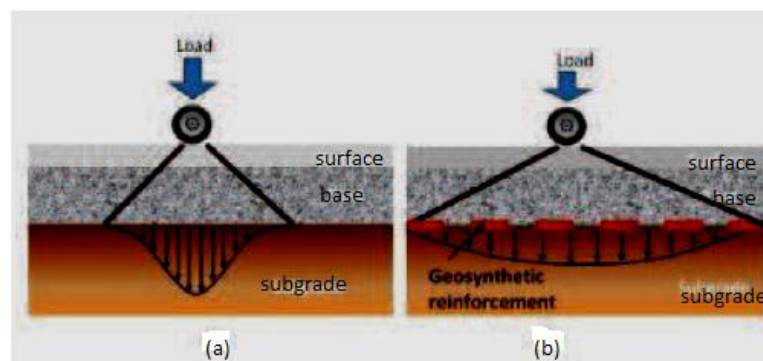


FIGURE 1.25 : EFFET DE L'AMPLITUDE D'UN CHARGEMENT AU NIVEAU DE LA COUCHE DE SOL POUR (A) UNE CHAUSSÉE SOUPLE NON RENFORCÉE (B) UNE CHAUSSÉE SOUPLE RENFORCÉE PAR GÉOSYNTHÉTIQUE

L'objectif d'utilisation des géosynthétiques de renforcement dans une chaussée souple est lié à leur emplacement dans cette dernière. La position du géosynthétique de renforcement au sein de la chaussée souple exerce une influence notable sur le comportement mécanique de cette dernière. Dans le revêtement, ils admettent de limiter la propagation des fissures et ils réduisent des efforts de traction dans l'asphalte par la sollicitation de contrainte de



traction dans les armatures. Tandis que dans les couches inférieures (non liées), ils permettent d'augmenter la résistance aux déformations élastiques en augmentant les efforts horizontaux dans la structure, augmenter la capacité portante, réduire la sollicitation du sol sous-jacent en réduisant les contraintes de cisaillement transmise en terrain naturel, accroître la résistance à la déformation permanente du matériau en limitant les mouvements horizontaux des particules granulaire et en fin de réduire les déformations (figure 1.26).

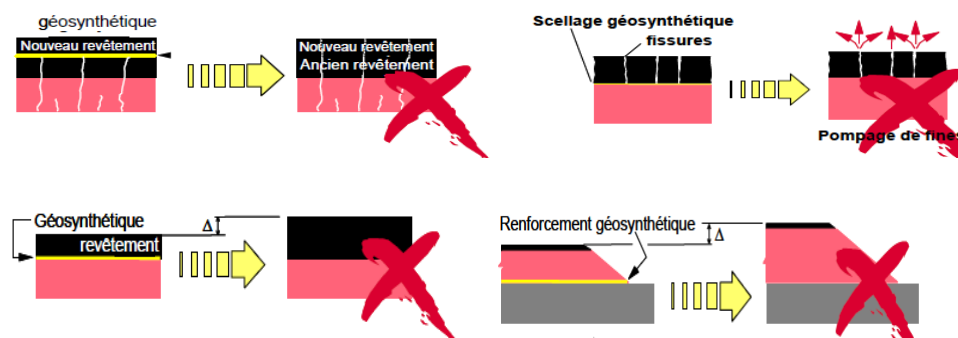


FIGURE 1.26 : DIFFÉRENTS EMPLACEMENTS DES GÉOSYNTHÉTIQUES

Les géosynthétiques de renforcement utilisés dans les couches non-traitées généralement sont des géogrilles, géotextiles et géocomposites en polymère et pour les couches traitées on trouve aussi des géotextiles, des géogrilles à base de polymère, des géogrilles en fibre de verre et des géocomposites.

## 5. SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

Dans ce paragraphe, on va citer une synthèse bibliographique sur des études antérieures sur les deux cas expérimentales et modélisations numériques. Le but est de fournir une synthèse et une évaluation de la littérature relative aux chaussées renforcées. Ainsi de passer en revue les études de modélisation numérique utilisant les techniques d'éléments finis ou différences finies pour prévoir la réponse de la chaussée et pour illustrer les mécanismes de renforcement.

Et avant de commencer, il faut mettre en évidence la façon dont la performance est mesurée, ou encore les critères adoptés par les scientifiques pour mesurer de manière

significative le niveau de l'amélioration obtenu en ajoutant le géosynthétique aux sols et chaussées.

La performance ou les critères de rupture peuvent être définis en termes de réponse de la section de chaussée aux essais de chargement tels que les essais de plaque, ou par l'observation et la mesure des caractéristiques de surface telle que l'orniérage et le développement de fissures. L'observation du développement d'ornière avec le nombre de cycle de charge semble être la méthode la plus communément employée. La majorité des comparaisons entre sections renforcée et de contrôle sont faites selon un taux de rentabilité du trafic (TBR) qui est défini comme le rapport du nombre de cycles de trafic pour réaliser une profondeur particulière d'ornière dans une section renforcée à celle d'une section non renforcée d'épaisseur de section, de propriétés de matériaux, et de caractéristiques de chargement, identiques.

### 5.1. EXPÉRIMENTALES

Depuis le début des années 1970, plusieurs chercheurs ont étudié le comportement mécanique du sol renforcé par des essais triaxiaux, cisaillement direct et de déformation plane.

À partir de 1975, d'importants travaux expérimentaux au laboratoire et essais en grandeur nature ont été effectués sur des matériaux renforcés par des géotextiles, géogrilles ou autres.

**Barenberg et al. (1975) et Steward et al. (1977)**, ont décrit les fonctions du renforcement par géotextiles des routes non revêtues en termes d'augmentation de capacité portante. Barenberg a réalisé des essais sur des modèles réduits, ces tests sont effectués sur un type de tissu, Mirafi® 140. Les essais en laboratoire à petite échelle réalisés par Barenberg et al. ont montré que les facteurs de capacité portante ( $N_c$ ) de 6 et 3,3 étaient respectivement appropriés pour une base renforcée par un géotextile et une base non renforcée.

**Steward et al. (1977)** ont détaillé la méthode de Barenberg dont ils ont traité un nombre légèrement plus élevé de répétitions de charge en réduisant davantage les facteurs de capacité portante recommandés. Vu que la méthode de conception de Barenberg ne tenait pas compte des propriétés géotextiles, telles que sa résistance et son module. Donc Steward et al. (1977) ont fourni un ensemble de facteurs qui étaient appropriés pour des situations

où un faible orniéragage était requis et où l'orniéragage profond pourrait être toléré (tableau 1.3).

**TABEAU 1.3 : FACTEURS DE CAPACITÉ PORTANTE POUR LES ROUTES NON REVÊTUES**

Niveau du Trafic	$N_c$	Performance	
<b>Fort</b>	2,8	Très faible orniéragage	Sans Géotextile
<b>Faible</b>	3,3	Orniéragage profond	Sans Géotextile
<b>Fort</b>	5,0	Très faible orniéragage	Avec Géotextile
<b>Faible</b>	6,0	Orniéragage profond	Avec Géotextile

Niveau du Trafic Fort > 1000 passages d'un essieu de 80 KN;  
Trafic Faible < 100 passages du même essieu

**Giroud et Noiray (1981), Giroud et Noiray (1981)** ont développé une équation empirique pour les routes non renforcées non revêtues basées sur des données d'essai de terrain de Hammitt (1970) et ont montré la rentabilité qui résulte du renforcement par géotextile. Ils ont appliqué les mêmes principes de mécanique de sol que Barenberg et al. (1975). Cependant, Giroud et Noiray (1981) ont élargi ce concept pour tenir compte de l'effet de membrane du géotextile. Les deux auteurs ont proposé un mécanisme de déformation pour le dimensionnement des routes provisoires construites sur bicouches sable-argile. Le sol argileux est supposé parfaitement plastique rigide ; la nappe géosynthétique, quant à elle, parfaitement élastique. Le mécanisme s'appuie sur un modèle classique de diffusion des charges apportées par les deux roues d'un essieu. Deux cônes de diffusion sont définis. Les points d'intersection de ces derniers avec la nappe en position initialement horizontale sont présumés fixes. Le tassement enregistré sous chaque roue est reporté intégralement au niveau de la nappe géosynthétique à travers la couche sableuse. La déformée de la nappe peut alors être décrite par trois arcs de paraboles satisfaisant aux conditions limites précitées.

L'effet de membrane se rapporte au fait que le matériau contenu par le côté concave de la membrane étirée et flexible est à une pression plus élevée que la pression exercée par le matériau au-dessus de la membrane (Figure 1.27). A mesure que la chute de portance entraîne la déformation du sol de fondation, le géotextile subit la déformation, qui le met en tension. La résistance à la traction du géotextile, lui permet alors, de supporter la charge et de confiner le matériau au-dessus du géotextile, le rendant plus résistant.

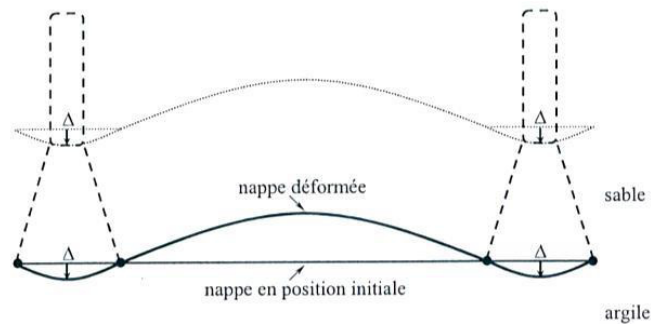


FIGURE 1.27 : MÉCANISME DE GIROUD ET NOIRAY (1981)

**Barksdale et al. (1989)**, ont exécuté une étude de modélisation exhaustive tant expérimentale qu'en éléments finis utilisant un type de géogrille et un type de géotextile. Des sections d'essai ont été construites sur une voie d'essai en salle et chargées avec une roue mobile. Les couches de revêtement et de base étaient relativement minces, alors que la charge appliquée était relativement légère. Ils ont noté qu'une géogrille avec moins de rigidité qu'un géotextile généralement menait à une meilleure performance. Cette performance améliorée a été attribuée aux capacités d'imbrication de la géogrille et de son rôle d'empêcher l'étalement latéral du matériau de couche de base. Les résultats d'essai ont suggéré que le géotextile exigeait une déformation sensiblement plus élevée afin de mobiliser le même potentiel de renforcement que la géogrille. Le géotextile était supérieur à la géogrille dans l'empêchement du mélange du sol de fondation avec le matériau de couche de base.

**Athanasopoulos (1993)**, a reporté l'effet de la taille du grain sur le comportement mécanique d'un sable renforcé par géotextiles à la boîte de cisaillement. Les résultats indiquent que le comportement dilatant du sable renforcé est considérablement influencé par le rapport d'ouverture (défini comme le rapport d'ouverture du géotextile sur la taille moyenne du grain de sable). Ils trouvent que pour le sable fin (grandes valeurs de rapport d'ouverture), le renforcement augmente l'expansion du volume comparé à celui du sable vierge, cependant le comportement inverse a été constaté pour le gros sable (faibles valeurs de rapport d'ouverture).

**Knapton et Austin (1996)**, ont employé une installation d'essai où le sol de fondation est une argile avec un CBR égal à un. Deux types de géogrille ont été employés, avec une géogrille ayant une rigidité torsionnelle plus importante que l'autre. L'épaisseur de la couche de base était de 400 mm. Les résultats sont rapportés dans le tableau 1.4.

TABLEAU 1.4. RÉSULTATS DE KNAPTON ET AUSTIN (1996)

Section de la chaussée	Moyenne maximale de la profondeur Section de la chaussée d'ornièrè (mm)	
	14 500 passages	52 000 passages
Non Renforcée	98	104
Géogrille 1	50	53
Géogrille 2	39	49

Reiffestek (1996), Rajagopal (1998) et Racana (2002), ont étudié le confinement en mettant en évidence un gain de résistance lors d'essai de chargement sur un alvéole. Cet apport mécanique est assimilable à une cohésion apparente [Henkel 52] dont la valeur dépend essentiellement du module sécant du géotextile. Les essais réalisés par Reiffestek mettent en évidence l'incidence du module du textile sur le comportement d'une cellule sollicitée en compression. Ces essais sont en accord avec le modèle de Henkel qui donne une bonne évaluation de la cohésion apparente.

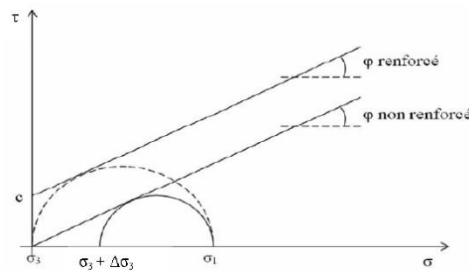


FIGURE 1.28 : REPRÉSENTATION D'APPORT DE COHÉSION APPARENTE PAR LE RENFORCEMENT SELON LA MÉTHODE DE HENKEL [RAC.2002]

Giroud et Han (2004 a,b) ont exploité les données récentes de terrain et d'essais en laboratoire, Fannin et Sigurdsson 1996; Knapton et Austin 1996; Gabr 2001; Tingle et Webster 2003, pour améliorer la méthode de conception de Giroud et Noiray (1981) des routes non revêtues renforcées par géogrille, notamment en tenant compte de la propriété d'imbrication du matériau de couche de base avec les ouvertures de la géogrille et la notion de la propriété importante de la géogrille à travers le module de stabilité des ouvertures de la géogrille,  $J$ , exprimé en  $m N/^\circ$ . Cette méthode a pris en compte le type de géosynthétique, le module de stabilité à l'ouverture de la géogrille, le module de la couche de base et le module de la couche de base, outre le volume de circulation, la charge de la roue, la pression du pneu, la résistance au cisaillement non drainée du sol de fondation et la profondeur de l'ornièrè telle que prise en compte dans d'autres méthodes de calcul. Différents facteurs de

capacité portante ont été suggérés pour les bases non renforcées, renforcées par un géotextile et renforcées par une géogridde.

La différence entre la méthode Giroud et Noiray et la méthode Giroud et Han c'est de supposer une zone de contact circulaire du pneu et prendre en compte l'effet de la rigidité de la couche de base et de corrélérer de manière empirique avec le CBR de la couche de base. C'est une caractéristique importante de la méthode de Giroud et de Han. La valeur CBR de la couche de base joue un rôle important dans le nombre de passages d'essieu qu'une route non revêtue. Une autre différence significative entre la méthode de Giroud et Noiray et celle de Giroud et Han réside dans la prise en compte de l'angle de répartition des contraintes. Dans la méthode Giroud et Noiray, l'angle de répartition des contraintes est fixe alors que dans la méthode Giroud et Han, l'angle de répartition des contraintes varie avec le nombre de passes, l'épaisseur de la couche de base, le rayon de la zone de contact et le renforcement géosynthétique, qui rendent cette méthode de conception plus réaliste. Giroud et Han (2004a, b) ont choisi le module de stabilité à l'ouverture (ASM) d'une géogridde comme propriété de performance lors de la mise au point de la méthode des routes non asphaltées renforcées par de la géogridde. Essentiellement, les études in situ et en laboratoire ont fourni à Giroud et Han les données nécessaires pour le calibrage et la vérification de la méthode.

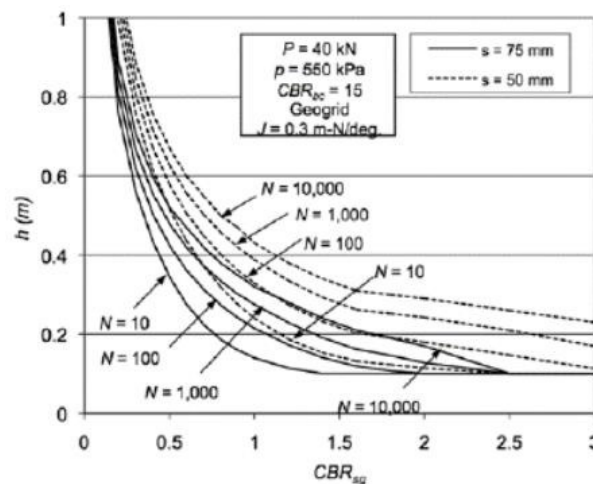


FIGURE 1.29 : ABAQUE DE CONCEPTION POUR LES CHAUSSÉES NON-REVÊTUES RENFORCÉES AVEC DES GÉOGRILLES (GIROUD ET HAN, 2004)

**Madhavi et al. (2007)**, ont étudié l'influence des types de géosynthétiques utilisés sur le comportement de sols granulaires, trois types de géosynthétiques ont été étudiés : des disques circulaires de géosynthétique ; des fibres distribuées de polyester ; des Géocellules

en géotextiles, Il a été observé que le confinement par les parois rigides confère au complexe sol-géotextile une meilleure résistance qui est proportionnelle au nombre et à la rigidité à la traction du géotextile. Ceci indique que la présence des alvéoles périphériques supplémentaires améliore la rigidité du complexe sol-géotextile grâce à un confinement plus important et confère à ce complexe une meilleure résistance à la rupture.

## 5.2. ANALYTIQUES ET NUMÉRIQUES

En parallèle avec les études expérimentales de laboratoire et en vraie grandeur, des modélisations analytiques et numériques ont été faites par plusieurs chercheurs. Un outil de calcul numérique adapté est donc nécessaire afin de rendre compte de la réponse de l'ensemble de cette structure soumise à une sollicitation.

**Barksdale et al. (1982)**, ont entrepris une étude d'éléments finis en déformation plane et en axisymétrie sur les sols renforcés en géotextile et de comparer leurs résultats d'éléments finis à une série d'essais modèles physiques. Une courbe non linéaire charge déflexion a été employée dans l'analyse pour l'élément géotextile. En plus, des éléments spéciaux ont été employés pour capturer le comportement de frottement de l'interface, où la contrainte de cisaillement à l'interface a été limitée par un critère de rupture de Mohr-Coulomb. Les résultats de l'étude indiquent que les sections de route avec un géotextile éprouvent moins d'orniérage, et puissent résister à un plus grand nombre de cycles de chargement qu'une section de route non renforcée semblable. Les essais en laboratoire et le travail numérique indiquent que la présence des géotextiles modifie le champ de contraintes. Il a été observé que les contraintes verticales et radiales sous la surface chargée ont été réduites, alors que les contraintes verticales de compression en dehors de la surface chargée avaient augmenté. Ces changements de contraintes ont été attribués à l'effet de membrane et à un accroissement du module de la fondation résultant du confinement latéral pourvu par le géotextile. La conclusion était que la modification du champ de contraintes résultant du géotextile était la raison principale de la plus grande résistance à l'orniérage observé.

**Gourc et al. (1982)**, ont étudié l'effet du renforcement des sols de fondation de chaussée par nappes géosynthétiques. Le mécanisme proposé part de l'hypothèse d'une diffusion uniforme dans le sol du chargement appliqué sur la longrine. Dans cette étude, le gain de

portance est attribué à la combinaison de l'effet membrane et l'effet de répartition de la déformation.

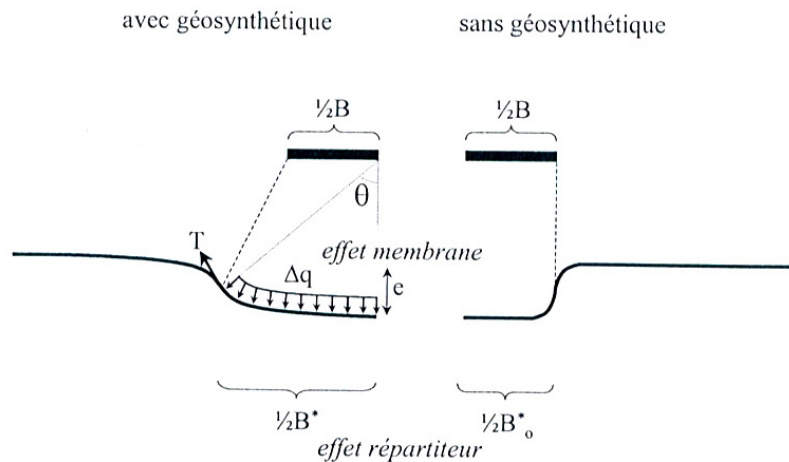


FIGURE 1.30 : MÉCANISME DE RENFORCEMENT SELON GOURC ET AL. (1982)

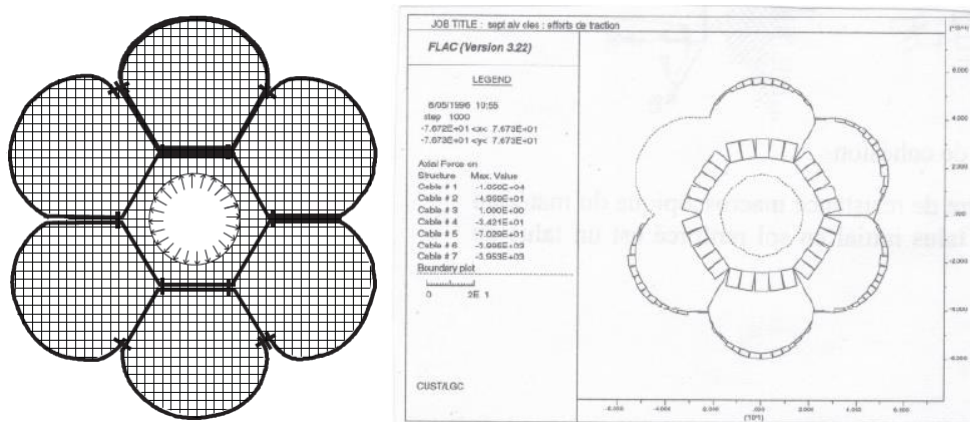
La formulation de l'effet membrane demande de connaître l'effort de traction mobilisé à la frontière du cône de diffusion. Pour cela, le comportement d'ancrage est introduit sous la forme d'une loi élasto-plastique rigide.

L'effet répartiteur est amélioré par la présence de la nappe géosynthétique. L'ouverture du cône de diffusion s'avère en effet plus importante. Ceci se traduit sur les expérimentations par une zone en écoulement plastique plus étendue.

**Burd et Houlsby (1986)**, ont développé un modèle d'éléments finis en grandes déformations qui a été employé pour analyser des résultats expérimentaux de sections d'essai de routes renforcées non revêtues mais, pourraient avoir une extension pour inclure les éléments de matériaux représentant une couche de bitume. Les éléments d'interface n'ont pas été inclus dans le modèle, ce qui implique une parfaite fixité entre les couches de sol et le géosynthétique. Le modèle a été employé pour prévoir la réponse d'une fondation reposant sur une couche de base avec un géosynthétique placé entre la base et le sol de fondation sous-jacent. Les prévisions du modèle ont été comparées aux résultats expérimentaux et une correspondance raisonnable a été réalisée. Les résultats expérimentaux ont montré une légère amélioration dans la courbe charge/déplacement pour les fondations renforcées alors que le modèle ne montrait pas des améliorations. Le modèle pouvait prévoir les résultats expérimentaux pour de plus grands déplacements, et cette prévision est devenue d'autant plus significative à mesure que le déplacement de fondation augmentait.



**Reiffestek (1996)**, a établi une modélisation d'un groupe de 07 alvéoles (Figure 1.31) en utilisant le logiciel FLAC 2D afin de comprendre la propagation de la rupture de l'alvéole centrale. Le modèle permet de localiser les efforts de traction maximum dans le textile. Le résultat tiré de cette modélisation permet de dire que si la rupture, lors des essais, a eu lieu au niveau des liaisons, cela est dû à l'apparition d'un point faible. Ce point faible est sans doute dû soit à la différence de résistance de la liaison couture, soit à l'amorçage d'une déchirure par la réalisation de la couture. Cet essai numérique a permis aussi de visualiser la propagation de la zone plastique après la rupture de l'alvéole centrale.



**FIGURE 1.31 : DISTRIBUTION DES EFFORTS DE TRACTION MAXIMUM AUTOUR DE L'ALVÉOLE CENTRALE (REIFFESTECK, 1996)**

**Dondi (1994)** ; a réalisé une étude tridimensionnelle statique d'éléments finis d'une route revêtue renforcée en utilisant le programme ABAQUS. Différents modèles de matériaux ont été employés pour chaque couche du profil en travers de la route.

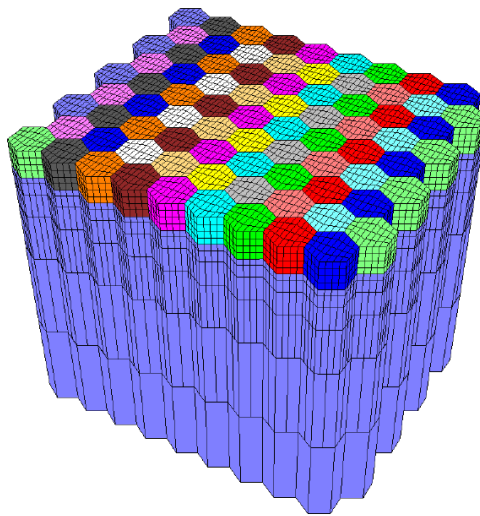
Un modèle de matériau élastique a été utilisé pour le matériau de BB (Béton Bitumineux) et le géosynthétique. Il a été supposé que le matériau de la base est élastique parfaitement plastique, cohésif, matériau non associé avec critère de rupture de Drucker-Prager. Il a été supposé que la fondation est un matériau élastique parfaitement plastique, cohésif de type Cam-Clay. En plus, il a été supposé que le comportement de friction de l'interface géosynthétique/sol suit un modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb. Les résultats d'analyse prouvent que l'utilisation de géosynthétiques dans des routes revêtues est avantageuse et les contraintes de cisaillement dans la fondation ont été réduites pour les sections renforcées. Par exemple, sous le chargement de calcul considéré, (charge d'essieu

de 130 KN), une réduction de 20% de déflexion verticale a été calculée pour un module géosynthétique de 1200 KN/m, et une réduction de 15% pour un module de 600 KN/m. En plus, on a constaté que les contraintes de cisaillement dans la fondation ont été réduites pour les sections renforcées.

**Zhang (2009)**, a étudié dans sa partie de modélisation sous FLAC 3D un essai de plaque à partir duquel il pourra déterminer le paramètre portance. Cette portance qui est caractérisé par la valeur du module sous chargement statique à la plaque (EV2) obtenue par l'essai de plaque.

La couche de forme renforcée de géotextiles, doit être dimensionnée en fonction de cette valeur (EV2).

Le modèle choisi est un assemblage de cylindres hexagonaux (Figure 1.32) qui représentent le sol support et la couche de forme. Cette géométrie est choisie par souci d'implantation ultérieure du géotextile.



**FIGURE 1.32 : CRÉATION DU MODÈLE GÉOMÉTRIQUE DU SOL SUPPORT ET DE LA COUCHE DE FORME PAR UTILISATION DU LOGICIEL FLAC 3D (ZHANG, 2009)**

Cette modélisation est intéressante vu qu'elle a permis de montrer la localisation des efforts de traction maximum dans le textile de l'alvéole centrale d'un groupement d'alvéole ainsi qu'une représentation parfaite de la répartition des contraintes verticales et déformations qui s'étalent sur une plus grande surface.

L'analyse des résultats obtenus après 48 heures de calcul a conduit (Figures de 33 au 36):

Dans le cas du massif renforcé, la distribution des contraintes verticales ainsi que les tassements sont réparties sur une plus grande surface contrairement à ceux obtenus dans le cas du massif témoin,

La réduction de la contrainte verticale ( $\Delta\sigma_z$ ) est de 7 % dans le cas témoin et de 20 % dans le cas avec renforcement. La nappe de géotextile a donc bien joué son rôle répartiteur d'effort: la charge verticale de la plaque est répartie sur une plus grande surface d'où une réduction de la contrainte transmise verticalement,

Le tassement mesuré au centre de la plaque est de 3.8 cm pour le cas témoin et de 2 cm (47%) pour le cas avec renforcement. Ce tassement correspond à un module sous chargement statique à la plaque (EV2) de 4.2 MPa pour le cas témoin et de 2.2 MPa pour le cas avec renforcement. Toutefois les valeurs trouvées de EV2 sont extrêmement faibles (proche de 0) et quasiment pas mesurables in situ.

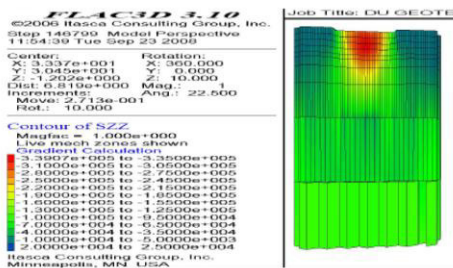


FIGURE 1.33 : RÉPARTITION DE LA CONTRAINTE VERTICALE -PLANCHE TÉMOIN-

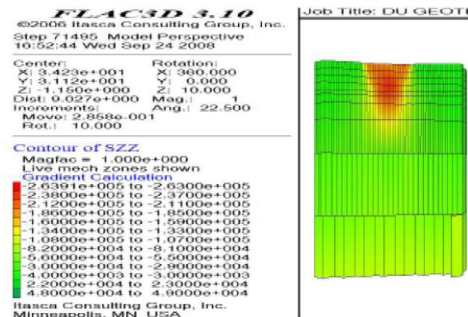


FIGURE 1.34 : RÉPARTITION DE LA CONTRAINTE VERTICALE -PLANCHE RENFORCÉ-

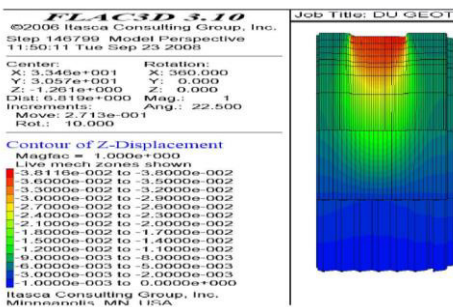


FIGURE 1.35 : RÉPARTITION DU DÉPLACEMENT VERTICALE -PLANCHE TÉMOIN-

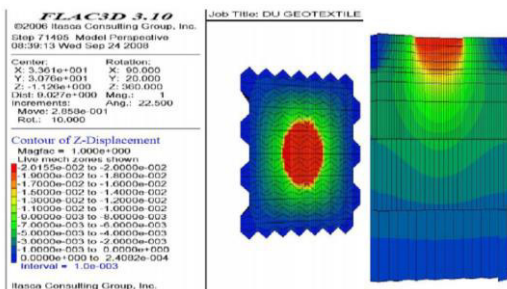


FIGURE 1.36 : RÉPARTITION DU DÉPLACEMENT VERTICALE -PLANCHE RENFORCÉ-

## 6. UN RÉCAPITULATIF DES MÉTHODES DE CALCUL ET CONCEPTION DES CHAUSSÉES

Les plus importantes études, sur les méthodes analytiques (expérimentales) cités ci-dessus indiquent quatre travaux originaux qui ont largement contribué à une meilleure compréhension des géosynthétiques utilisés dans les applications routières (Barenberg et al. 1975; Steward et al. 1977; Giroud et Noiray, 1981; Houlsby et Jewell, 1990; Giroud et Han, 2004a et 2004b). Nous rappelons ici la plus récente qui est la méthode de Giroud et Han (2004 a,b).

Cette méthode suppose que toute la profondeur d'ornièrre est développée dans le sol de fondation et que la base se déplace comme un bloc. Cette hypothèse est, pour tous les cas pratiques, correcte, où les sols de fondation sont de faible résistance et l'épaisseur de couche de base est mince. S'appuyant sur la théorie d'équilibre plastique, la capacité portante ultime  $q_{lim}$  pour les sols en cette condition est :

$$q_{lim} = (2 + \pi)c$$

Cependant les déformations plastiques localisées qui peuvent causer de quelque manière la rupture localisée commencent vers la limite élastique :

$$q_{lim} = \pi c$$

Le mécanisme de défaillance du sol argileux, supposé à 45 ° dans la zone plastique, est illustré à la figure 1.37. Pour une épaisseur de base donnée, la limite de pression sur le sol est donnée par:

$$q_{lim} = mN_c c_u$$

Dont  $m$  représente pour les auteurs le coefficient de mobilisation de la capacité portante,  $N_c$  est le facteur de capacité portante de la plate-forme.  $C_u$  est la résistance au cisaillement non drainée du sol de fondation. L'angle  $\beta$  dépend des caractéristiques mécaniques du sol, de la couche de base et du géosynthétique, ainsi que de l'épaisseur de la couche de base et du trafic. Les auteurs prennent pour  $N_c$ ,  $\tan \beta$  et  $m$  les valeurs listées dans le tableau 1.5.

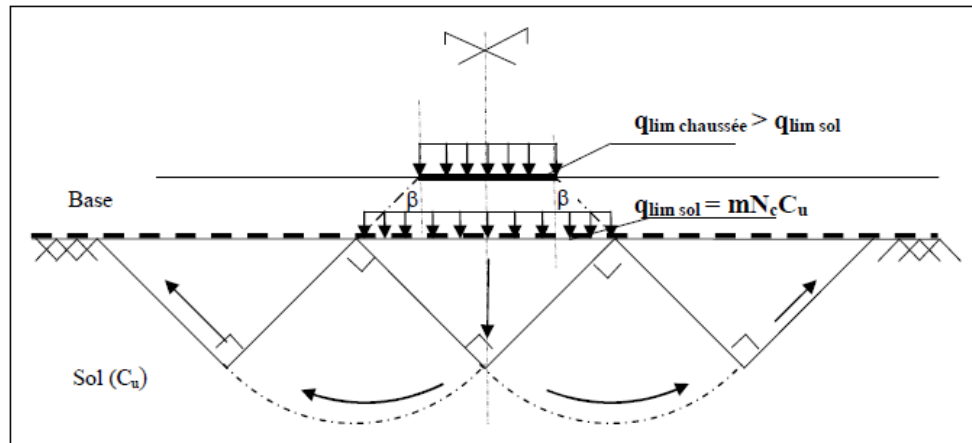


FIGURE 1.37 : MÉCANISME DE RUPTURE

TABLEAU 1.5 VALEURS DE  $N_c$ ,  $\tan\beta$  ET  $m$  SELON DIFFÉRENTS AUTEURS

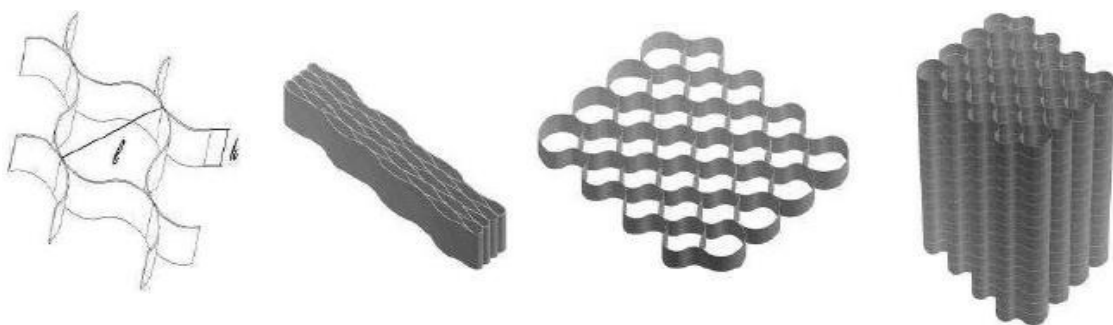
Auteurs	valeur de $N_c$			$\tan\beta$	$m$
	Sans renforcement	Avec géotextile	Avec géogridde		
Barenberg et al., 1975	3.3	6.0	-	Selon Boussinesq	1
Steward et al., 1977	2.8	5.0	-	Selon Boussinesq	1
Giroud and Noiray, 1981	3.14	5.14	-	0.6	1
Houlsby and Jewell, 1990	3.07	5.69	-	Choisir arbitrairement	1
Giroud and Han, 2004	3.14	5.14	5.71	calculable	$\leq 1$

Les travaux expérimentaux à grande échelle et à l'échelle du laboratoire effectués jusqu'à présent montrent une amélioration, notamment en ce qui concerne la profondeur de l'ornièrre et un gain substantiel en épaisseur du revêtement. Cependant, ces résultats expérimentaux pris par eux-mêmes semblent être insuffisants pour le développement d'une conception de processus reconnue en raison de nombreuses variables dépendantes qui influencent le problème. De plus, divers degrés de succès ont été obtenus dans le développement de modèles d'éléments finis pour prédire la réponse des chaussées souples renforcées.

Cette thèse porte sur la simulation numérique à l'aide du logiciel FLAC, afin d'étudier l'amélioration de la capacité portante des routes renforcées sur des matériaux de faible portance. Le mécanisme par lequel le renforcement améliore le comportement de la chaussée sous l'effet d'une charge statique unique est examiné et le comportement pression-déplacement a été déterminé pour les grandes déformations pour les routes avec ou sans renforcement.

## 7. COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS RENFORCEES PAR DES ALVEOLAIRES

Le renforcement des sols par alvéolaires (forme nids d'abeilles) a acquis dans un passé récent une popularité considérable en géotechnique et génie routier. Il s'est avéré particulièrement utile pour le renforcement des talus, des pentes abruptes, des murs de soutènement et des remblais parce qu'il permet d'améliorer la capacité portante des structures, d'augmenter leur résistance et leur rigidité, de réduire les tassements et minimiser les coûts et les temps de réalisation. Par rapport aux produits géosynthétiques plans (par exemple, les géogrilles et les géotextiles), les géotextiles alvéolaires peuvent fournir au sol un meilleur confinement latéral. Le composite renforcé formé par les alvéoles et le sol possède une rigidité et une résistance au cisaillement bien plus élevées que celles du sol non renforcé.



**FIGURE 1.38 : ALVÉOLE ÉLÉMENTAIRE, NAPPE PLIÉE, NAPPE DÉPLIÉE ET EMPILEMENT DE NAPPES GÉOCELLULAIRES (SOUDE, 2012)**

Pendant les trois dernières décennies, l'usage bénéfique des renforts alvéolaires dans le domaine de la géotechnique a été rapporté par de nombreux chercheurs tel que Bathurst and Jarrett (1989); Bathurst et Knight (1998); Rajagopal et al (1998) et (1999); Madhavi Latha. (1995); Sitharam et Hegde (2013). La présente étude vise à démontrer la contribution

des nappes cellulaires au renforcement mécanique d'une chaussée d'où on introduit du sable de la carrière El bordj et de tout venant de la carrière Ouled Mimioune de la wilaya de Tlemcen dans sa couche de base. Lors de l'essai de portance sur chantier, le paramètre étudié est le module de déformation à la plaque  $EV_2$  de la plate-forme.

## 8. PRESENTATION D'ALVEOTER

Dans notre thèse nous allons utiliser un géotextile type alvéolaire non tissée de la société Afitex nommé Alvéoter<sup>®</sup> 20 RDT. C'est une nappe alvéolaire de forme hexagonale obtenue par liaison de bandes géotextiles non tissé aiguilletée, 100% Polyester. Les alvéoles ont une hauteur standard de 10 cm, petit coté 10cm et grand coté 12.5 cm. Pour sa mise en œuvre, une nappe de géotextile est posée sur le sol, puis mise en tension par des crochets métalliques. Elle est ensuite remplie de matériau granulaire (ex. sable) que l'on vient de compacter (photo 1.6).



PHOTO 1.6 : MISE EN ŒUVRE DE GÉOSYNTHÉTIQUE ALVÉOTER<sup>®</sup> 20 RDT

Ce type de géotextile est conçu pour répondre aux rampants présentant des longueurs ou des pentes importantes qui posent problème à certains géosynthétiques. L'Alvéoter permet de retenir des épaisseurs de matériau importantes grâce à la dimension de ses alvéoles et son procédé de fabrication par agrafage qui lui confère une grande stabilité dans le temps.

Le but de notre travail est de l'utiliser dans le renforcement des chaussées afin de voir l'impact de ce type de géosynthétique qui est tridimensionnel sur les différentes couches, et pour ne



pas reprendre ce qui se fait dans la pratique où généralement on utilise des géotextiles unidimensionnels et des géogrilles.

## 9. QUELQUES EXEMPLES D'UTILISATION DES GEOSYNTHETIQUES DANS LA VILLE DE TLEMCCEN

Dans le cadre de l'opération du programme complémentaire de soutien à la croissance économique, un projet ayant pour intitulé « travaux de dédoublement de la RN22 entre Remchi et limite nord de la wilaya de Tlemcen sur 20 km une étude technique et géotechnique de stabilité de la RN22 entre pk 38+400 et pk 39+500 (rampe de Remchi) » a été lancé en 2006. L'étude a été faite par le bureau d'étude Algérien (SETOR), et la réalisation par l'entreprise EPE STARR SPA-Tlemcen.



PHOTO 1.7 : UN TRONÇON DE LA RN 22 AVANT DÉDOUBLEMENT

L'étude présentée ne fait apparaître aucune introduction des géosynthétiques pour renforcement des remblais ou couche supérieure de terrassement ou aussi la partie de revêtement.

Vu l'importance des hauteurs de remblais à mettre en œuvre, la présence des zones instables et la présence de marne confirmée par les sondages effectués par le LTPO. Les services de la direction des travaux public de la wilaya de Tlemcen en collaboration avec le centre technique des travaux publics d'Alger et le fournisseur Afitex, ont proposé l'introduction des géotextiles dans différentes étapes, vu la complexité du projet on terme géométriques, mécaniques et hydrauliques aussi la présence des risques d'instabilité suivant trois sections distinctes (section en déblai, section mixte et section en remblai) (photo 1.8).





(A)

(B)

PHOTO 1.8 : EXTENSION DU GÉOTEXTILE DANS (RAMPE DE REMCHI, 2006)

(A) LA COUCHE DE REMBLAI (B) LA COUCHE SUPÉRIEUR DU TERRASSEMENT

Après compactage, des essais de compacité ont été faits par le laboratoire d'entreprise STARR afin de vérifier l'efficacité du géotextile pour le rôle du renforcement, des valeurs satisfaisantes obtenues par les essais de compacité sont présentés dans la figure 1.39.


 EPE / S.T.A.R.R. / SPA		Type de document : FORMULAIRE		Date : 09-11-2006 Révision : 00					
MESURE DE DENSITE SECHE IN SITU (TROXLER)				Page 01 / 01					
Réf : / lab./ 11 / 2006 Intitulé du projet : Dédoublement de la RN2 entre REMCHI et limites de TLEMEN vers AIN TEMOUCHE. Code de chantier : 707 Echantillon : couche de fondation en tuf amouche Date de l'essai : 09-11-06 Opérateur : Mr Bensmain M.									
ESSAI N°	PROFIL N°	COUCHE	ETALON TROXLER SUR T.N.	DENSITE HUMIDE	TENEUR EN EAU %	DENSITE IN SITU	PROCTOR T.M	COMPACTITE COMPARE A OPM %	EXIGENCE %
A14		COUCHE DE FONDATION EN TUF AMOUCHE	2375	1948	7.4	1814	1.87	97	> 95%
A15			2027	1965	7.2	1833		98	
A16			2222	1917	6.8	1795		95	
A17			2244	1943	7.1	1814		97	
<b>Résultats conforme</b>									
RECEPTIONNEE LE 06/11/06			PAR: <i>G. HEBIANE</i>			RESPONSABLE DE LABORATOIRE PI / <i>[Signature]</i> EPE - S.T.A.R.R. - SPA BORDJ - 01 TRAPANEK 23000 - ALGERIE			

FIGURE 1.39 : FEUILLE DE CONTRÔLE DE COMPACTITÉ

Aussi, les géosynthétiques sont utilisés dans plusieurs chantiers de Tlemcen (autoroute, stabilisation des talus...)

Le projet Algérien d'autoroute est-ouest sur une longueur totale de 1216 km entre la frontière Marocaine et la frontière Tunisienne. Ce projet est confronté à différentes contraintes géotechniques, dont la stabilité des talus. La présence des terrains accidentés, influe directement sur le réseau routier. Et pour stabiliser des talus marneux et argileux

plusieurs solutions sont proposées pour renforcer et retenir la terre tel que l'introduction des géosynthétiques (photos 1.10).



PHOTO 1.10: STABILISATION DES TALUS AUTOROUTES EST OUEST (CÔTÉ OUEST)

## 10. CONCLUSION

Les géosynthétiques dans les différents domaines évoqués présentent un avantage technique de construction et sont à considérer comme alternative vis-à-vis des méthodes traditionnelles.

A travers leur moindre coût de transport, la possibilité d'utiliser les matériaux existants, la rapidité d'exécution, les solutions géosynthétiques sont compétitives, économiques et permettant d'améliorer la qualité des ouvrages et leur durée de vie. Les géosynthétiques assurent diverses fonctions, à savoir, filtre, séparation, drainage, barrière, protection, et renforcement.

En ce qui concerne notre présente mémoire nous nous intéressons à rappeler brièvement quelques généralités sur la conception et les pathologies des chaussées souples. Aussi nous avons exposé quelques notions générales sur les géosynthétiques, leurs principales fonctions et savoir leur rôle comme moyens de renforts.

Il faut dire qu'en général, le besoin de renforcement augmente quand la résistance du sol diminue, le poids des véhicules et le nombre des passages augmente et quand un comportement rigoureux de la chaussée, est souhaité.

La résistance de la chaussée diminue à chaque fois qu'on utilise des matériaux qui ne répondent pas aux spécifications et les problèmes que posent l'exploitation le transport et le

cout des matériaux nobles, ainsi que la naissance des fissurations prématurées, donc la solution de renforcement sera indispensable et les géosynthétiques présentent une perspective intéressante face à ces obstacles.

Les avantages apportés par les géosynthétiques sont expliqués par trois principaux mécanismes qui sont :

- Mécanisme de confinement latéral de la couche de base ;
- Mécanisme de surface de rupture par cisaillement modifiée ; et
- Mécanisme de membrane.

Un nombre important d'auteurs a évoqué dans les études et articles scientifiques relatifs au renforcement des chaussées par géosynthétiques ces mêmes mécanismes de renforcement. Ils ont été mis en évidence par des expériences, en laboratoire, sur modèle réduit, et en grandeur nature.

Alors, une étude bibliographique a été présentée dans le but de fournir une synthèse et une évaluation de la littérature relative aux chaussées renforcées et pour illustrer les mécanismes de renforcement.

Au deuxième chapitre nous nous intéressons aux lois de comportement des sols, géosynthétiques et leurs interfaces.

## Chapitre **2**

# **MODÉLISATION ET LOI DE COMPORTEMENT DES MATÉRIAUX**

## 1. INTRODUCTION

Dans ce mémoire de thèse, la chaussée est modélisée en deux et trois dimensions à l'aide du programme de calcul par différence finis FLAC 2D/3D dont le but d'évaluer les déformations et contraintes issues de forces extérieures appliquées. Le programme « Fast Lagrangian Analysis of Continua » est fourni par Itasca Consulting Group.

Donc, dans ce chapitre nous allons présenter les lois de comportement utilisées dans cette thèse ainsi que le code de calcul FLAC 2D/3D.

L'analyse d'une structure sol-Alvéolaire peut notamment comporter les étapes suivantes :

- la définition des conditions aux limites ;
- le choix de la relation déformations-contraintes des matériaux utilisés ;
- les caractéristiques mécaniques et intrinsèques des matériaux ;
- les caractéristiques mécaniques des interfaces ;
- la définition des chargements ;
- la visualisation des résultats ;

## 2. LES MECANISMES EN DEPLACEMENT

Et avant d'entamer l'étude des lois de comportement, il faut mettre en évidence les approches adoptées pour analyser le problème. Les procédés de détermination des efforts développés au sein des nappes géosynthétiques font appel à des hypothèses fortes sur les mécanismes de déformation qui sont.

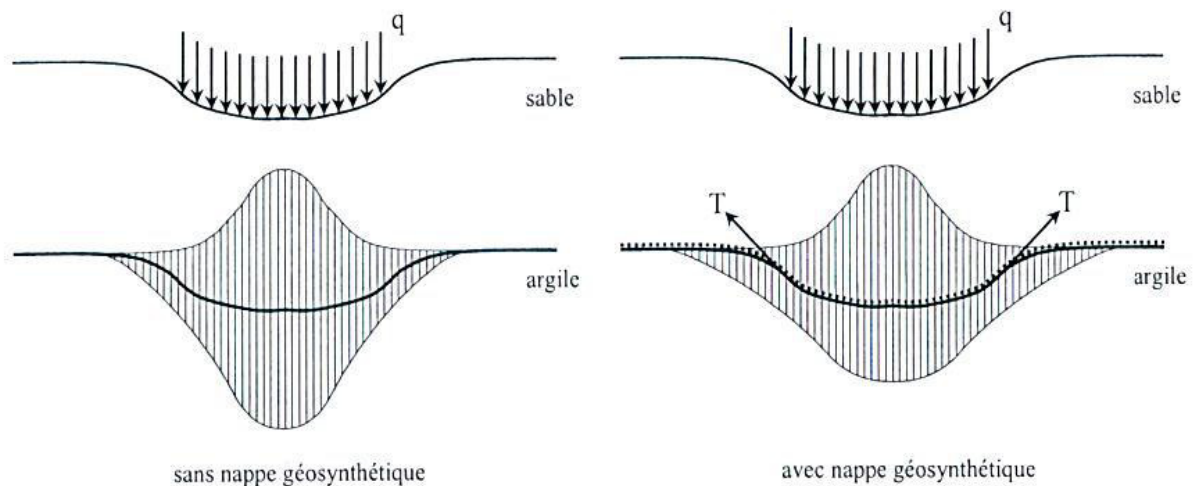
- Les mécanismes relatifs aux petits déplacements ;
- Les mécanismes relatifs aux grands déplacements.

Très souvent, le premier mécanisme est employé dans l'étude du comportement des sols monocouches renforcés tandis que le second est utilisé dans l'analyse des sols bicouches renforcés (Bénéïto, 2001).

Le mécanisme en petits déplacements suppose que la géométrie initiale du système ne change pas au cours de la sollicitation. Les efforts mobilisés dans les nappes de renforcement sont alors supposés horizontaux.

Dans ce cas, le mode de mobilisation des efforts de renforcement est conditionné par le comportement d'ancrage. L'inclusion est sollicitée grâce aux efforts de cisaillement localisés à l'interface sol/Alvéolaire. Leur calcul repose sur l'application de la théorie de la plasticité sous sa forme la plus simple

Le mécanisme en grands déplacements suppose l'apparition de grandes déformations nécessaires à la mobilisation des efforts dans les nappes géosynthétiques. Dans ce cas, les géosynthétiques sont sollicitées principalement par effet membrane. La tension et la déformée du système de renforcement se conjuguent pour modifier l'état de contrainte agissant à son niveau. L'intensité de l'état de contrainte est diminuée grâce à un effet membrane qui permet l'élargissement de la zone en écoulement plastique (Figure 2.1).



**FIGURE 2.1 : REDISTRIBUTION DES CONTRAINTES À L'INTERFACE SABLE-ARGILE SOUS UNE MÊME SURCHARGE  $q$  (ESPINOZA, 1994)**

Dans le cadre de cette thèse nous nous formulons notre problème selon le mécanisme en grand déformation qui est proche à la réalité et qui fait apparaître l'effet en membrane des Alvéolaires.

### 3. LOIS DES COMPORTEMENTS

#### 3.1. LES COUCHES D'UNE CHAUSSÉE SOUPLE NON REVÊTU

Les couches inférieures d'une chaussée souple sont composées de graves et de sol qui ont un comportement complexe. La formulation d'une loi anisotrope et non linéaire serait beaucoup trop complexe pour pouvoir être exploitée rapidement et de manière satisfaisante avec des moyens de calcul simple.

Nonobstant de ça, plusieurs auteurs utilisent des modèles élastiques non linéaire [Basem A.2006] comme le modèle d'Uzan Tutumluer (1998), ce modèle est développé pour un comportement non linéaire des granulats.

Par contre d'autres auteurs utilisent des modèles plus simples des modèles élastiques, linéaire et isotrope. Salah et al (2003) ont analysé les réponses des chaussées en utilisant un modèle élastoplastique avec une surface de Drucker Prager, dans cette analyse ils ont ignoré l'influence des couches d'enrobé bitumineux sur le développement de l'orniérage. [Reiffsteck 1996, Olsson 2000, Racana 2002] ont utilisé un modèle élastoplastique avec une surcharge d'écoulement de Mohr Coulomb pour représenter le comportement des couches d'assise en analysant les comportements des chaussées à l'orniérage. Dont nous allons suivre leur démarche en considérant le matériau isotrope avec un comportement élastique linéaire et au-delà des limites élastiques, la plasticité des matériaux doit être prise en compte.

### 3.1.1. MODÈLE ÉLASTOPLASTIQUE

Les modèles élastoplastiques sont basés sur trois notions fondamentales : la règle d'écroutissage, la règle d'écoulement et la surface de charge. Nous allons dans ce qui suit, exposer les bases pour chacune de ces notions.

#### 3.1.1.1. DÉFORMATIONS RÉVERSIBLES ET IRRÉVERSIBLES (NOTION D'ÉCROUISSAGE)

Considérons une sollicitation unie axiale sur un corps ayant un comportement élastoplastique écroutissable (Figure 2.2). L'effet du temps est supposé négligeable. Le comportement du matériau jusqu'au point A est élastique linéaire. En déchargeant, on revient au point de départ 0 ; toutes les déformations sont réversibles. En continuant le chargement jusqu'au point B et en déchargeant des déformations irréversibles (dites déformations plastiques  $\varepsilon_p$ ) apparaissent.

Dans ce cas la déformation totale est la somme des déformations élastique  $\varepsilon_e$  et plastique  $\varepsilon_p$

$$(\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p) \quad (2.1)$$

Le point A (le point au-delà duquel on a des déformations plastiques) est appelé le seuil de plasticité initial. Le point B est appelé le seuil de plasticité actuel.

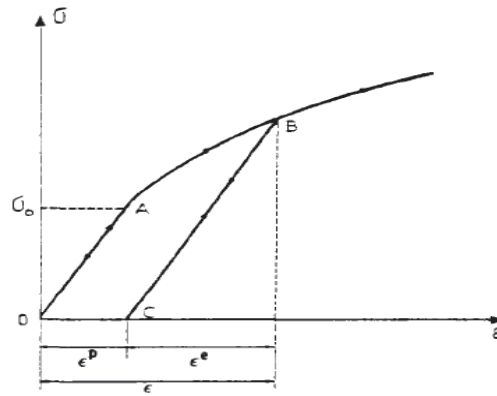


FIGURE 2. 2: DÉFORMATION RÉVERSIBLE ET IRRÉVERSIBLE

### 3.1.1.2. POTENTIEL PLASTIQUE, RÈGLE D'ÉCOULEMENT

Soit  $\delta\varepsilon_{ij}^p$  la vitesse de déformation plastique correspondant à un état de contrainte  $\sigma$  ; de façon générale, l'équation d'écoulement plastique ou "règle d'écoulement" peut être écrite sous la forme :

$$\delta\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\delta G}{\delta\sigma_{ij}} \quad (2.2)$$

Où  $d\lambda$  est un scalaire,  $\frac{\delta G}{\delta\sigma_{ij}}$  définit les directions de déformations plastiques, celle-ci étant normales à la surface  $G(\sigma, R) = C^{te}$ .

Le potentiel plastique est dit associé quand la surface de charge et le potentiel plastique sont définis par la même équation ( $F = G$ ). On dit alors que le matériau satisfait la condition de normalité. Pour un matériau qui obéit au principe du travail maximal. La surface de charge est convexe, et les déformations plastiques sont dirigées suivant la normale extérieure à la surface de charge :

$$\delta\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\delta F}{\delta\sigma_{ij}} \quad (2.3)$$

Pour les matériaux non standards, l'équation du potentiel plastique est différente de celle de la surface de charge et le potentiel plastique est dit non associé.

### 3.1.1.3. NOTION DE LA SURCHARGE

Dans le cas de la sollicitation multiaxiale, le seuil de plasticité est remplacé par une fonction scalaire  $F$ . D'une façon générale on peut l'écrire sous la forme :  $F(\sigma_{ij}, R) = 0$  avec,

$\sigma_{ij}$  : Tenseur des contraintes ;

$R$  : Ensemble des paramètres d'écrouissage.



Les paramètres d'écroissage sont fonction des déformations plastiques.

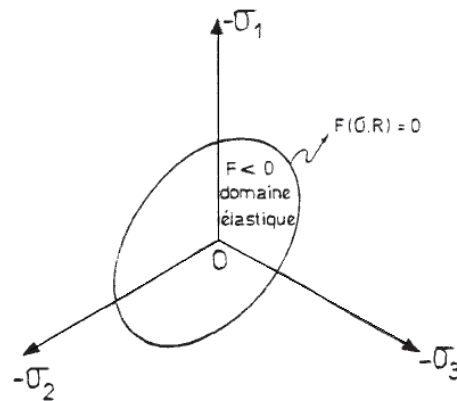


FIGURE 2.3 : SURFACE DE CHARGE

La fonction  $F = 0$  est représentée, dans l'espace des contraintes, par une surface dite surface de charge.  $F$  est appelée fonction de charge ou encore fonction d'écoulement.

Pour  $F < 0$  on est dans le domaine d'élasticité et les déformations sont uniquement élastiques.

Pour  $F = 0$ , les déformations élastiques peuvent être éventuellement accompagnées de déformations plastiques.

$F > 0$  est un état de contraintes physiquement impossible.

Quand l'expression de la surface de charge ne contient pas de paramètres d'écroissage, la plasticité est dite parfaite.

### 3.1.2. MODÈLE ÉLASTIQUE LINÉAIRE PARFAITEMENT PLASTIQUE MOHR COULOMB

C'est le modèle utilisé dans cette thèse pour représenter la rupture par cisaillement du sol de fondation et de la couche de base qui sont constitués des matériaux granulaires flottants.

La loi de comportement dans le domaine élastique est très simple, cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke ( $E, \nu$ ), une surface de charge  $F(\sigma_{ij})$  et un potentiel plastique  $G(\sigma_{ij})$ . Le modèle rhéologique le plus simple est celui de l'élasticité linéaire isotrope, la loi de Hooke c'est-à-dire qu'il y a proportionnalité entre contrainte et déformation ou bien encore force et déplacement, il se présente de cette forme :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1+\nu)}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu \delta_{ij}}{E} \sigma_{kk} \quad (2.4)$$

Avec

$E$  : Le module d'Young

$\nu$ : Coefficient de Poisson

$\delta_{ij}$  : Le symbole de Kronecker ( $\delta_{ij}=1$  si  $i=j$ ,  $\delta_{ij}=0$  si  $i \neq j$ )

$\sigma_{kk}$  : La notation abrégée de la trace du tenseur des contraintes (somme des termes diagonaux du tenseur).

Dans ce modèle élastoplastique, La contrainte en un point  $M$  situé à l'intérieur d'un milieu continu se définit par rapport à une facette passant par ce point (figure 2.4). La contrainte  $f$  sur une facette donnée se décompose en :

$$f \begin{cases} \sigma \text{ contrainte normale} \\ \tau \text{ contrainte tangentielle.} \end{cases}$$

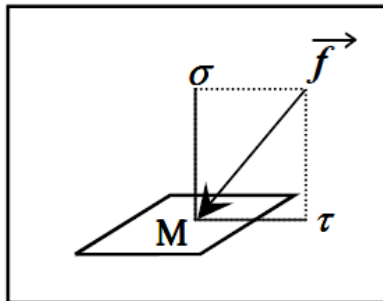


FIGURE 2.4 : CONTRAINTES RELATIVES À UNE FACETTE

Dans le plan  $(\sigma, \tau)$  la limite du domaine élastique peut être représentée par une courbe appelée « courbe intrinsèque ». C'est l'enveloppe des cercles de Mohr correspondant à la rupture (figure 2.5).

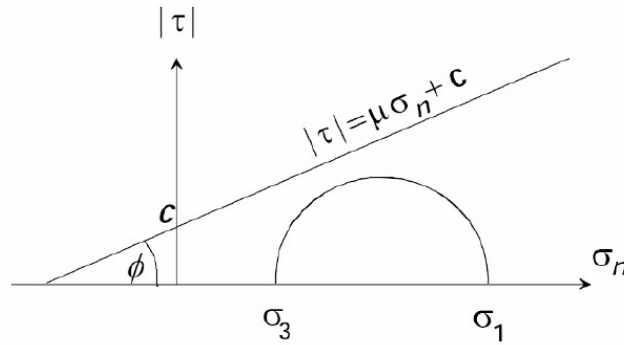


FIGURE 2.5: CRITÈRE DE PLASTICITÉ DANS LE PLAN DE COULOMB.

Le paramètre  $c$  est appelé cohésion du matériau et l'angle  $\phi$ , angle de frottement interne du matériau.

$$|\tau| = \sigma \tan(\phi) + c \quad (2.5)$$

Il existe en tout point trois plans privilégiés pour lesquels la contrainte est uniquement normale ( $\tau=0$ ). Ils sont appelés plans principaux et sont orthogonaux ; les contraintes normales correspondantes sont les contraintes principales notées :  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  avec  $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$  et pour convention de signe, les compressions sont comptées négativement.

On peut exprimer ce critère en fonction des contraintes principales et la surface de rupture a pour équation :

$$f(\sigma) = \sigma_1(1 - \sin\phi) - \sigma_3(1 + \sin\phi) - 2c\cos\phi \leq 0 \quad (2.6)$$

Avec :

$\sigma_1, \sigma_3$  contraintes principales dans le plan de Coulomb.

Le critère de Mohr-Coulomb ne fait pas intervenir la contrainte intermédiaire principale  $\sigma_2$ . La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure 2.6) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb, cette pyramide génère un cercle lorsque  $\phi=0$ .

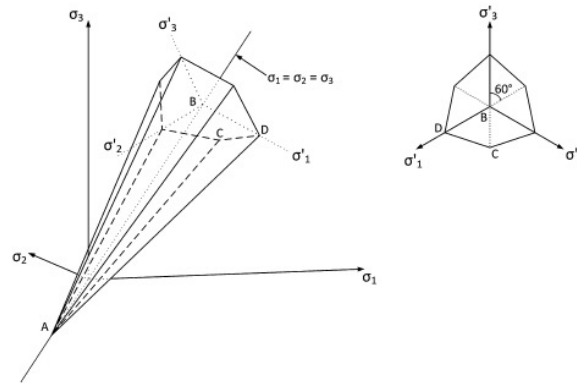


FIGURE 2.6 : FORME DU CRITÈRE MOHR COULOMB DANS L'ESPACE DES CONTRAINTES PRINCIPALES

L'expression analytique d'un des plans de la pyramide, en fonction des contraintes principales, est donnée par :

$$F(\sigma) = \sigma_1 - \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}\sigma_3 - \frac{2C\cos\phi}{1-\sin\phi} \quad (2.7)$$

Pour un sol, on définit également la dilatance. L'angle de dilatance caractérise la capacité qu'a le matériau à augmenter de volume sous l'effet du cisaillement.

Le potentiel plastique de cisaillement correspond à une loi d'écoulement non associée décrite par l'équation :

$$G(\sigma) = \sigma_1 - \sigma_3 + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin\psi + cst \quad (2.8)$$

Où,  $\psi$ : est l'angle de dilatance

Dans le cas des sols courants, on exprime sa valeur en fonction de celle de l'angle de frottement interne  $\phi$ , selon la règle suivante [SOUDE M. 2011] :

$\psi = \phi$  si la règle d'écoulement est associée

$\psi < 0$  Pour les sables très lâches

$\psi = \phi - 30$  Pour  $\phi > 30^\circ$

$\psi = 0$  Pour  $\phi \leq 30^\circ$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique.

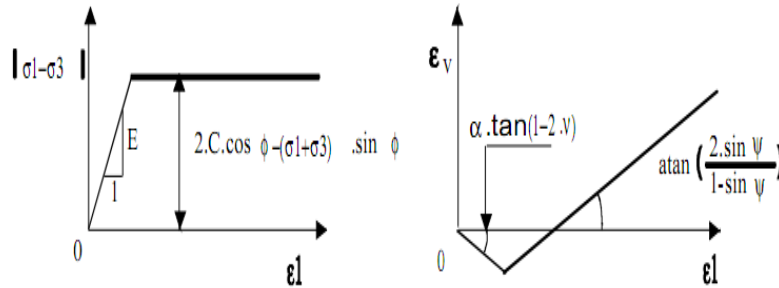


FIGURE 2.7 : MODÉLISATION DE LA DILATANCE  $\psi$  À PARTIR DU TEST TRIAXIAL  
(VERMEER ET DE BORST, 1984)

En résumé le modèle élastoplastique « Mohr Coulomb » est caractérisé par cinq paramètres, à savoir :

➤ **EN ÉLASTICITÉ**

$E$  : module d'Young,

$\nu = \tan(\varnothing)$  : Coefficient de poisson.

➤ **EN PLASTICITÉ**

$c$  : Cohésion,

$\varnothing$  : Angle de frottement,

$\psi$  : Angle de dilatance.

### 3.2. LOI DU COMPORTEMENT DES INTERFACES

L'interface est définie comme étant la zone de contact entre deux couches. Dans une chaussée, tant que les différentes couches de matériaux restent collées entre elles, la structure se comporte comme un bloc monolithique. Selon les natures de matériaux utilisés et les dispositions prises, deux cas de figures se présentent pour modéliser l'interface entre couches d'une chaussée : soit collage (on assure la continuité des déplacements normaux et tangentiel en tous points de l'interface), soit possibilité de glissement d'une couche par rapport à l'autre (les déplacements normaux doivent être égaux de part et d'autre de l'interface et les contraintes de cisaillement nulles au droit de celui-ci).

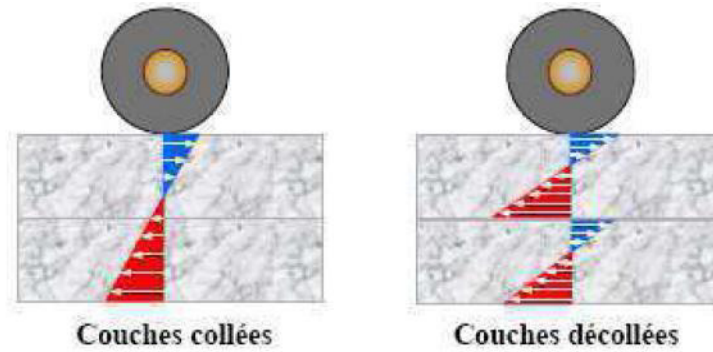


FIGURE 2.8 : LES DEUX TYPES D'INTERFACES DANS UNE CHAUSSÉE (LCPC 1994)

En définitive, l'hypothèse retenue pour le type d'interface est l'adhérence (collé), aussi nous avons considéré que l'interface a un comportement élastique linéaire isotrope (Reif. 96-Diakh 2007, Franc 2013).

L'ensemble des logiciels, utilisés pour modéliser les interfaces, proposent deux méthodes de calcul :

Celle du frottement Coulomb (inconvenient c'est qu'il faut connaître les valeurs de  $\phi$  et  $c$ ).

L'autre est celle de la méthode de la couche mince (l'avantage de représenter un phénomène physique réel et elle est applicable sur n'importe quel type de logiciel) (Reif. 96).

Si on désigne  $\{\delta u\}$  le vecteur des déplacements relatifs tangentiel et normal à l'interface, et par  $\{\sigma, \tau\}$  le vecteur des contraintes normales et de cisaillement à l'interface, une matrice de raideur  $[K]$  permet d'écrire, pour de petits déplacements

$$\begin{pmatrix} \sigma \\ \tau \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} k_n & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \delta u_y \\ \delta u_x \end{pmatrix} \quad (2.9)$$

Avec :

$\sigma$ : Contrainte normale (constante) appliquée à l'interface ;

$\tau$  : Contrainte de cisaillement à l'interface ;

$k_n$  et  $k_s$  : Respectivement raideur normal et raideur au cisaillement de l'interface ;

$\delta u_y, \delta u_x$  : Respectivement déplacement relatif normal et déplacement relatif tangentiel.

Si on désigne par  $E_y$  le module élastique normal du matériau constitutif de l'interface (sol) et par  $\epsilon_y$  la déformation normal associée, on peut écrire :

$$\sigma = E_y \cdot \varepsilon_y = E_y \cdot \frac{\delta u_y}{h} \quad (2.10)$$

L'équation (2.5) permet d'obtenir la loi de Goodman (1968) :

$$\sigma = K_n \cdot \delta u_y$$

Par identification  $K_n = \frac{E_y}{h}$  et donc, pour une épaisseur  $h$  nulle (méthode de couche mince), la valeur de  $K_n$  tend vers l'infini, cette hypothèse nous permet de dire que la contrainte normale est de compression.

### 3.3. LOI DU COMPORTEMENT DES ENROBES BITUMINEUX

Un enrobé bitumineux est le mélange de granulats et d'un liant hydrocarboné. Malgré sa composition fortement hétérogène il peut être considéré comme un milieu continu à l'échelle de la chaussée. Dans la littérature les mélanges bitumineux sont considérés comme des matériaux homogènes, isotropes, visco-élastiques, linéaires et thermo-susceptibles.

Les chercheurs ont utilisés différents modèles pour modéliser l'enrobé bitumineux. Dans les cinquante (50) dernières années, la majorité des modèles proposés pour analyser l'enrobé bitumineux sont basées sur le comportement viscoélastique linéaire (Bassem Ali 2006).

La viscoélasticité du matériau se traduit par une loi élastique usuelle écrite avec un module complexe  $E^*$  et un coefficient de poisson complexe (prise réel pour les enrobés).  $E^*$  dépend de la pulsation  $\omega$  et de la température  $T$ . L'essai de module complexe (solicitation sinusoïdale en petites déformations à fréquences et température différentes) permet de caractériser le comportement du matériau.

Considérons une sollicitation du type contrainte imposé de pulsation  $\omega$  :

$$\sigma = \sigma_0 \sin(\omega t) \quad (2.11)$$

La théorie d'un comportement viscoélastique linéaire, la réponse en déformation est alors :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \sin(\omega t - \varphi) \quad (2.12)$$

Où  $\varphi$  est le déphasage de retard de la déformation sur la contrainte.

Le passage par une écriture complexe permet alors d'utiliser une écriture simple entre la contrainte et la déformation uniaxiale et de définir le module complexe  $E^*$  de la façon suivante :

$$\sigma(t) = \text{Im}[\sigma^*(t)] \text{ avec } \sigma^*(t) = \sigma_0 e^{i\omega t} \quad (2.13)$$

$$\varepsilon(t) = \text{Im}[\varepsilon^*(t)] \text{ avec } \varepsilon^*(t) = e^{i(\omega t - \varphi)} \quad (2.14)$$

$$E^*(t) = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0 e^{-i\varphi}} = |E^*| e^{i\varphi} \quad (2.15)$$

$|E^*|$  est appelé module de rigidité

En considérons le mécanisme de formation des déformations permanentes des mélanges bitumineux comme résultats des déformations plastique du squelette granulaire accompagnées et/ou favorisées par des déformations visqueuses du liant enrobant les particules, la résistance des mélanges bitumineux dépend naturellement de la cohésion et de l'angle de frottement interne. Ceci met également en évidence le rôle des contraintes de confinement qui contribuent au frottement interne entre les granulats (Dang Truc Ngyen 2006).

La théorie de Mohr Coulomb peut permettre d'analyser la résistance des enrobés bitumineux. La résistance des matériaux est considérée comme fonction de la cohésion  $c$  et de l'angle de frottement interne  $\Phi$ , équation (15) pour un cas de chargements simple (Dang Truc Ngyen 2006). La résistance des matériaux bitumineux peut être alors déterminer à partir de deux paramètres  $c$  et  $\Phi$ .

$$\tau = c + \sigma \tan \Phi \quad (2.16)$$

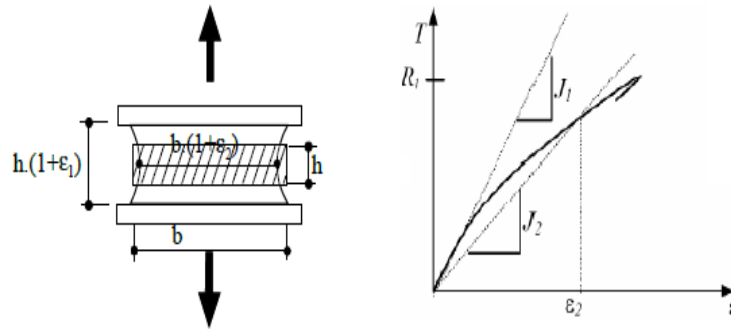
Pour notre travail on va utiliser le modèle élastoplastique de Mohr Coulomb on considère le module de rigidité élastique est celui de module complexe  $E^*$  sous une faible sollicitation (pulsation  $\omega$  tend vers 0) et une faible température. Cette proposition correspond à notre cas où on va utiliser une charge statique.

### 3.4. LOI DU COMPORTEMENT DES ALVÉOLAIRES ET LEUR INTERFACE

Parmi les propriétés mécaniques intrinsèques des Alvéolaires deux d'entre elles sont essentielles : la résistance à la traction et la raideur. Ensuite, les propriétés d'interfaces doivent être prises en compte pour bien décrire la transmission des contraintes de l'un des composants vers l'autre.



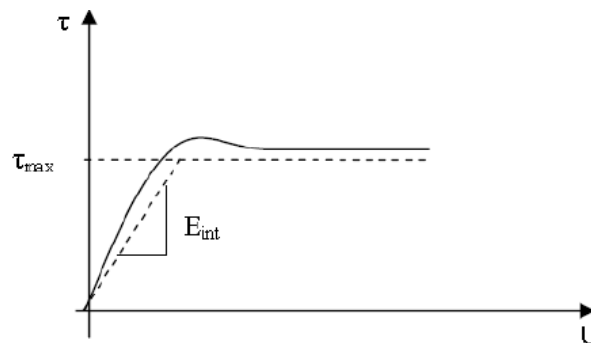
Les propriétés mécaniques de résistance à la traction  $R_t$  (N/m) et la raideur d'Alvéolaire sont obtenues à partir d'un essai de traction sur des éprouvettes normalisées. L'allongement à la rupture est une valeur calculée conventionnelle  $\varepsilon_r$  à partir de la déformation moyenne à la rupture  $\varepsilon_1$  et la déformation correspondante dans la direction perpendiculaire  $\varepsilon_2$ , au milieu de l'éprouvette. (Figure 2.9)



**FIGURE 2.9 : ESSAI DE TRACTION DIRECTE ET DIAGRAMME DE TRACTION DU GÉOSYNTHÉTIQUE (REIF.96, RAC.02)**

La courbe de déformation sous traction n'étant pas linéaire, ces derniers sont définis par un module initial  $J_1$  et un module sécant  $J_2$  correspondant à l'état de déformation  $\varepsilon_2$ .

L'interface entre le sol et le géotextile joue un rôle important dans la constitution du matériau composite. Le comportement du frottement sol-Alvéolaire sera modélisé par une loi élasto-plastique [REI 96], [RAC 02] avec pour grandeurs caractéristiques : le module de cisaillement, la raideur à l'interface  $E_{int}$ , la contrainte de cisaillement maximale à l'interface  $\tau_{max}$  (figure 2.10).



**FIGURE 2.10 : CONTRAINTE DE CISAILLEMENT À L'INTERFACE SUIVANT LE DÉPLACEMENT RELATIF [RAC 02].**

### 3.5. MODÉLISATION DE LA CHARGE DU PNEU

Pour le dimensionnement des chaussées, le calcul de base consiste à placer à la surface du modèle une surcharge symbolisant l'action des trafics.

Ce trafic est la combinaison de différents types de véhicules, avec des charges et des géométries d'essieu très différentes. La méthode française de dimensionnement ainsi que dans notre pays l'Algérie a donc utilisé un essieu de référence comme un essieu simple à roues jumelées exerçant une charge totale de 130 kN (Alizé) (figure 2.11).

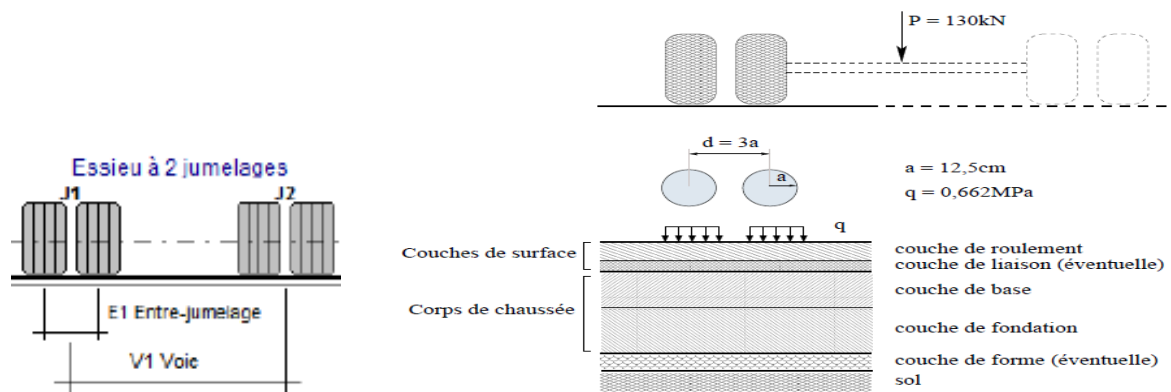


FIGURE 2.11: CHARGE DE RÉFÉRENCE (ALIZÉ 2016)

Le chargement de la structure de chaussée sera réalisé, pour ces dimensionnements courants, avec cette charge de référence qui est en général unique et immuable dans un contexte de dimensionnement donné.

Le dimensionnement est en général effectué en prenant en compte un demi-essieu. C'est-à-dire un jumelage de deux roues de 65kN au total. La charge de ces deux roues est ensuite transmise aux chaussées par deux zones de charges circulaires de rayon  $a = 0.125\text{m}$ , d'entre axe  $3a = 0.375\text{m}$  et de pression uniformément répartie  $q = 0.662\text{ mPa}$ , avec largeur d'un essieu  $v_1$  qui va varier entre 3.02 à 2.77 mètres (Alizé).

Alors sous l'effet de cette essieu on calcul les contraintes tangentielles ( $\sigma_t$ ) ou les déformations maximale de traction par flexion ( $\epsilon_t$ ) et verticale ( $\epsilon_z$ ) aux interfaces (figure 2.12)

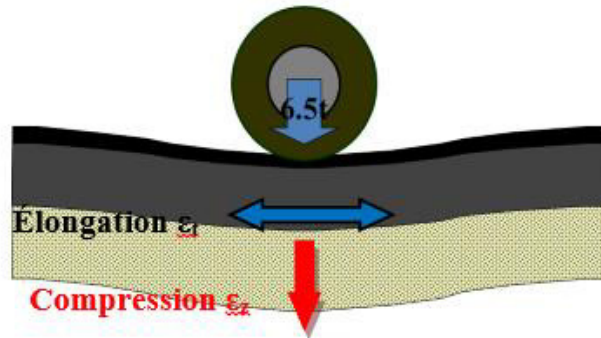


FIGURE 2.12 : FONCTIONNEMENT D'UNE CHAUSSÉE SOUPLE SOUS L'APPLICATION D'UNE CHARGE ROULANTE

## 4. MODELISATION NUMERIQUE

### 4.1. DESCRIPTION DU CODE DE CALCUL FLAC /FLAC 3D

Le logiciel de modélisation FLAC en deux ou trois dimensions permet la résolution de problèmes en contraintes-déformations dans un milieu continu et de traiter les problèmes non linéaires de la mécanique appliquée à la géotechnique. Le manuel d'utilisation Itasca (2002) nous fournit une description assez détaillée du code de calcul FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) qui est conçu et commercialisé par la société Itasca.

En effet quand le problème à résoudre peut être modélisé en 2 dimensions, FLAC 2D permet de raffiner autant que possible les maillages ou les incréments de chargement, avec des temps très raisonnables. Toutefois certains problèmes sont, de par leur nature, tridimensionnels, FLAC 3D permet alors de les simuler, mais, vu l'augmentation du nombre de zones, tout raffinement implique des temps de calcul considérables mais, par rapport à d'autres logiciels, FLAC 3D reste compétitif.

Le programme est basé sur la méthode des différences finies explicites basée sur une formulation numérique appelé « méthode des éléments lagrangiens » (ITASCA 2002) : En pratique, la méthode des différences finies est très proche de la méthode des éléments finis. La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielle

La méthode (explicite) des différences finies est une technique numérique qui résout des séries d'équations différentielles, à partir de valeurs initiales et/ou de valeurs limites. Dans cette méthode, chaque dérivée est remplacée directement par une expression algébrique écrite en fonction des variables de chaque champ (c'est-à-dire les contraintes ou les

déplacements) uniquement définies au niveau de points discrets dans l'espace (ITASCA 2002).

L'objectif de la méthode aux éléments lagrangiens n'en reste pas moins la résolution d'un problème ou quasi-statique par l'intermédiaire de la dynamique. Le mode incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique puisque, le même si le système est instable à certains instants les chemins de contraintes et de déformations sont respectées à chaque pas. La figure 2.13 illustre la séquence de calcul utilisé.

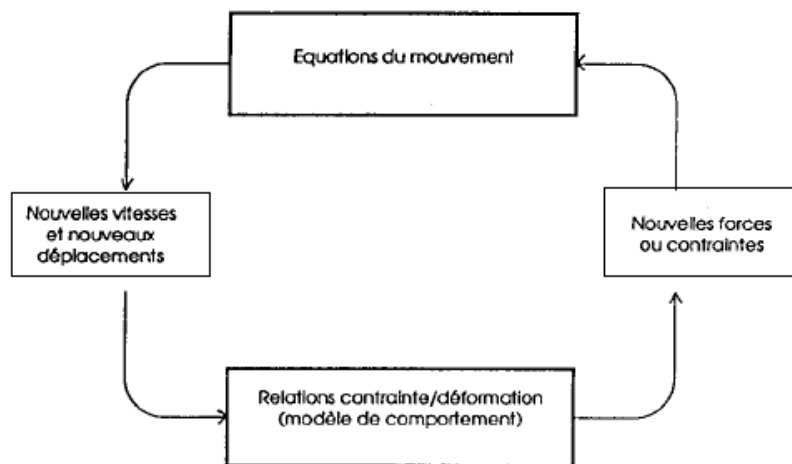


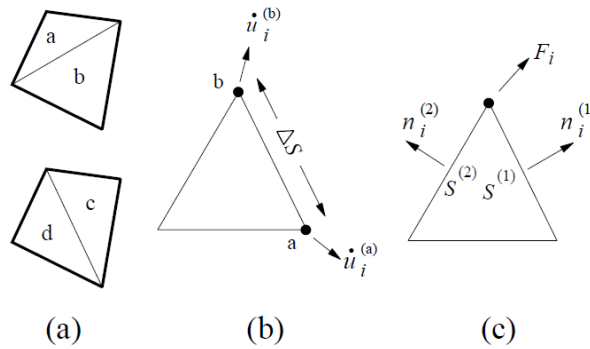
FIGURE 2.13 : SÉQUENCE DE CALCUL GÉNÉRALE (BILLAUX 1993)

Par opposition, la méthode (implicite) des éléments finis ne requiert que les quantités de champs (Contraintes, déplacements et leurs dérivées) varient pour chaque élément suivant des fonctions spécifiques contrôlées par des paramètres. La formulation consiste à ajuster ces paramètres afin de minimiser les termes d'erreur ou l'énergie (ITASCA 2002).

Les deux méthodes produisent des séries d'équations algébriques à résoudre. Les programmes par éléments finis combinent les matrices d'éléments dans une grande matrice globale dite de « raideur », tandis que la méthode explicite des différences finies opte pour une mise à jour des équations à chaque pas de calcul. Donc les variables sont connues en des lieux discrets de l'espace et il n'est pas nécessaire de stocker une matrice de rigidité globale (ITASCA 2002).

Le logiciel intègre de nombreux modèles constitutifs adaptables à un grand nombre de matériaux, on peut citer les modèles élastiques, Mohr Coulomb, Cam Clay, Drucker Prager, Double Yield, etc.

Pour FLAC 2D la discrétisation faite par des quadrilatères, chacun d'eux divisé en deux paires d'éléments triangulaire (a,b) et (c,d), à déformation uniforme. La force exercée sur un nœud est prise comme la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique. Il en va de même pour les déplacements des nœuds.



**FIGURE 2.14 : PRINCIPE DE DISSOCIATION DES QUADRILATÈRES EN DEUX PAIRES D'ÉLÉMENTS TRIANGULAIRES (ITASCA 2002)**










Le code Flac utilise des éléments lagrangiens dont la géométrie est réactualisée à chaque pas de temps. Cette propriété permet de traiter les problèmes en grands déplacements, sans algorithme supplémentaire.

Et pour FLAC 3D Le maillage est généré avec la commande « Generate zone». Cette commande accède, en fait, à une bibliothèque de formes primitives. Chaque forme a un type spécifique de connectivité de maillage. Les formes primitives disponibles dans FLAC 3D, énumérées par ordre de complexité croissante, sont récapitulées dans le tableau 2.1.

Ces formes primitives peuvent être appliquées individuellement ou reliées ensemble pour créer le maillage FLAC 3D.

**TABLEAU 2.1 : FORMES DES ZONES PRIMITIVES DISPONIBLES DANS FLAC 3D**

Forme	Mot Clé	Nom	Nombre points Spécifiques
	Brick	Brique	8
	Dbrick	Brique dégénérée	7
	Wedge	Coin	6

	Pyramid	Pyramide	5
	Tetrahedron	Tétraèdre	4
	Cylinder	Cylindre	6
	Radbrick	Maillage radialement dégressif autour de la brique	15
	Radtunnele	Maillage radialement dégressif autour du tunnel de forme parallélépipédique	14
	Radcylinder	Maillage radialement dégressif autour du tunnel de forme cylindrique	12
	Cshell	Maillage coque cylindrique	10
	Cylint	Intersection de tunnels de forme cylindrique	14
	Tunint	Intersection de tunnels de forme parallélépipédique	17

#### 4.2. MÉTHODOLOGIE DE SIMULATION AVEC FLAC

Afin d'installer un modèle pour réaliser une simulation avec Flac il faut suivre les étapes logiques suivantes :

- Définir la géométrie ;
- Introduire les modèles de comportement ;
- Introduire les éléments de structure s'il y a lieu;
- Préciser les conditions aux frontières ;
- Application du poids propre s'il y a lieu;
- Résoudre pour calculer les contraintes initiales au repos ;
- Remettre à zéro les déplacements ;
- Introduire le chargement ;
- Résoudre ou appliquer le nombre de cycles requis ;
- Examen de la réponse du modèle ;
- Puis introduire les modifications requises etc.



Les caractéristiques des interfaces sont :

- La raideur normale  $k_n$  (contrainte /déplacement) ;
- La raideur tangentielle  $k_s$  (contrainte /déplacement) ;
- La cohésion (contrainte) ;
- L'angle de dilatance ;
- L'angle de frottement  $\phi$  ;
- Contrainte de traction  $T$  (force).

Le critère de coulomb est adopté. La force de cisaillement sur un élément de longueur  $L$  est limitée par la relation :

$$F_{smax} = cL + \tan \varphi F_n \quad (2.17)$$

Où  $F_n$  est la force normale. Si le critère est atteint,  $F_s = F_{smax}$  avec conservation du signe.

Pour les caractéristiques de frottement, cohésion, de dilatance et de traction limite, on prend généralement celles du matériau le résistant. Les raideurs  $k_n$  et  $k_s$  sont plus difficiles à estimer. Afin de limiter les temps de calcul, FLAC propose la règle suivante : prendre des valeurs des raideurs  $k_n$  et  $k_s$  égales à dix fois la valeur de rigidité équivalente de la région voisine la plus rigide. La rigidité apparente d'une zone, exprimée en contrainte par unité de

longueur est :

$$\max \left[ \frac{K + \frac{4G}{3}}{\Delta z_{min}} \right] \quad (2.18)$$

Où  $K$  et  $G$  sont respectivement les module volumique et de cisaillement et  $\Delta z_{min}$  est la plus petite dimension dans la direction normale des zones adjacentes.

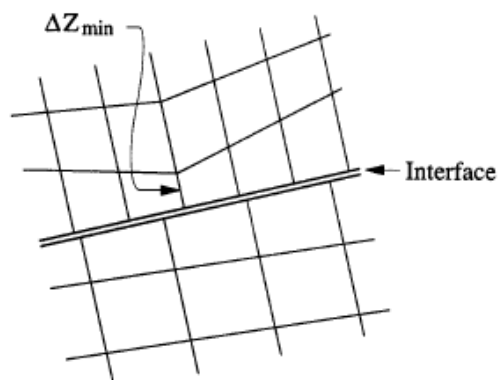


FIGURE 2.17 : DIMENSION DE LA ZONE UTILISÉE POUR LE CALCUL DES RAIDEURS (ITASCA 2002)



Pour le logiciel FLAC 2D, les propriétés de l'interface sont disponibles en 3 niveaux : collé (Glued), non liées (Unbonded) et liés (Bonded), chacune avec progressivement plus de propriétés. L'interface (collé) est représentée comme une raideur normale  $K_{net}$  de cisaillement  $K_{s}$  entre deux plans qui peuvent entrer en contact à un autre (Itasca2002).

#### 4.5. MODÉLISATION DES ALVÉOLAIRES ET LEURS INTERFACES PAR FLAC /FLAC 3D

Contrairement au sol généralement représenté par des éléments continus, l'étude bibliographique montre que les Alvéolaires sont généralement modélisés par des éléments structuraux parmi lesquels on distingue : élément barre, élément câble, élément poutre et élément membrane.

Notre choix s'est porté sur l'utilisation d'éléments "câble" qui offrent la possibilité de définir conjointement le comportement d'Alvéolaire et de l'interface sol-Alvéolaire. Il est à noter cet élément est un élément extérieur au maillage initial qui vient se greffer à celui-ci grâce à la prise en compte du comportement d'interface

Cet élément de renfort a un comportement en membrane et il est traité comme un modèle unidimensionnel avec la capacité de reprendre de la traction mais pas de compression ni de flexion. Dans la formulation, la rigidité axiale est décrite par l'aire de la section normale de l'élément « a » ( $m^2$ ) et le module sécant « J » ( $N/m^2$ ). La formulation numérique est la suivante : l'élément est divisé en un nombre donné d'éléments de longueur « l » avec les nœuds à chaque extrémité des éléments. La masse de chaque élément est ramenée au nœud. La formulation de cet élément est caractérisée par la rhéologie de l'élément câble et de son interface avec le sol, comme le montre la figure 2.18

L'incrément de force axiale  $\Delta F_a$ , est calculé à partir de l'incrément de déplacement axial par :

$$\Delta F_a = \frac{-J_a}{l} \Delta u_a \quad (2.20)$$

Où

$$\Delta u_a = \left( u_x^{(b)} - u_x^{(a)} \right) t_1 + \left( u_y^{(b)} - u_y^{(a)} \right) t_2 \quad (2.21)$$

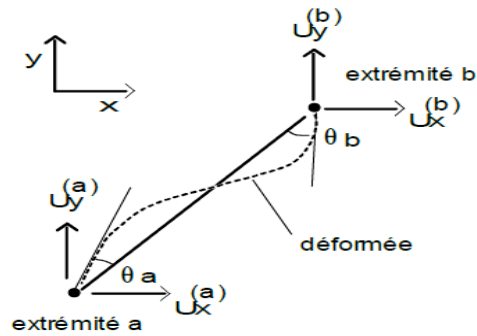
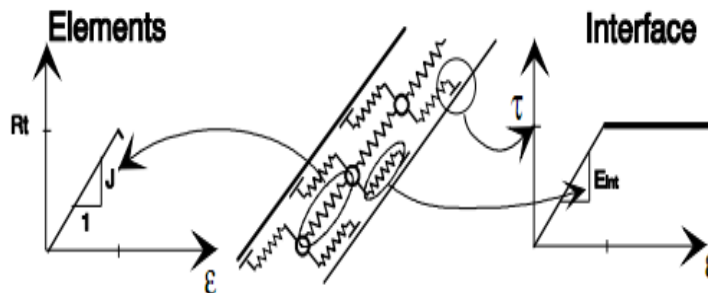


FIGURE 2.18: NOTATIONS UTILISÉES (ITASCA 2002)

Les exposants (a) et (b) réfèrent aux nœuds de l'élément et les directions t1 et t2 réfèrent à la direction axiale.

FIGURE 2.19 : MODÈLE APPLIQUÉ À L'ÉLÉMENT CÂBLE ET SON INTERFACE  
FLAC 2D v4 (ITASCA 2002)

Le comportement de l'élément Alvéolaire est régi par une loi élasto-plastique parfaite (Figure 2.20).

Les paramètres entrés sont :

- la section de la nappe ;
- le module d'élasticité  $E$  d'Alvéolaire ;
- la tension de plastification de l'armature (égale à la tension de rupture  $T_r$ ).

Incluse dans la définition de l'élément "câble", l'interface est aussi gouvernée par une loi élastoplastique.

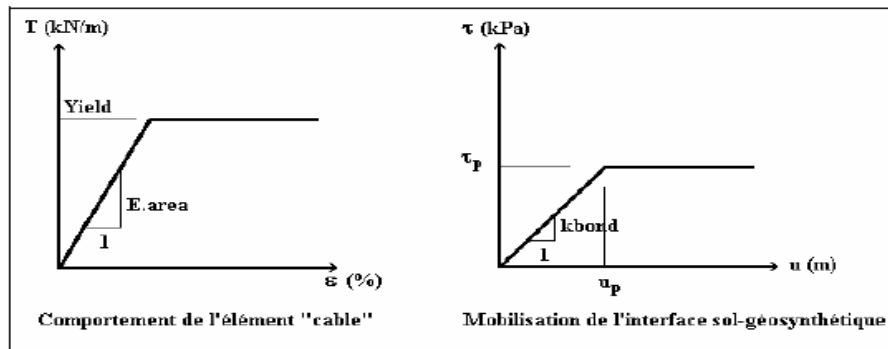


FIGURE 2.20 : MODÉLISATION DE L'ÉLÉMENT "CÂBLE" (ITASCA 2002)

Les paramètres à rentrer dans le code de calcul sont les suivants :

Pour le domaine élastique de l'interface, la pente  $kbond$ , pour le domaine plastique de l'interface, la contrainte tangentielle est limitée par le critère de Mohr-Coulomb, soit : l'angle de frottement  $\phi_{sg}$  par  $sfraction$ , la cohésion  $C_{sg}$  par  $sbond$  (figure 2.21).

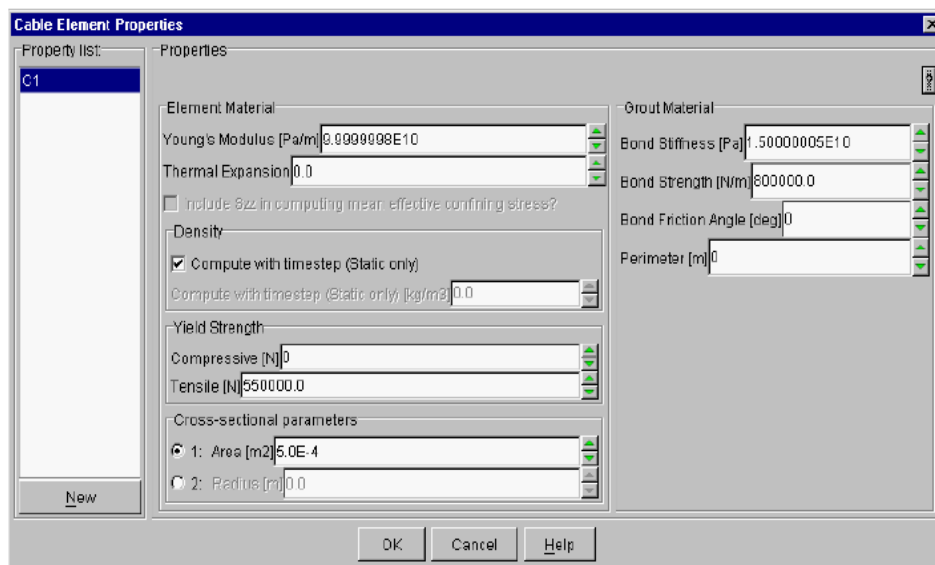


FIGURE 2.21 : BOÎTE DE DIALOGUE DES PROPRIÉTÉS DE L'ÉLÉMENT DE CÂBLE (ITASCA 2002)

## 5. CONCLUSION

Nous avons tenu à travers de ce chapitre de rappeler les différents modèles du comportement des matériaux d'une chaussée souple avec leur interface et les charges sur cette chaussée, ainsi que les Alvéolaires qui sont des moyens de renfort.

Et nous avons met le choix du modèle élastoplastique pour les différentes couches de la chaussée, les charges appliqués et les Alvéolaire.

L'étude est basée sur l'analyse numérique de ce comportement en utilisant les logiciels FLAC 2D et FLAC 3D qui est un programme explicite aux différences finies.

Pour le chapitre suivant on va justifier le choix de ce comportement d'une part et de comprendre le rôle des géosynthétiques. Alveoter d'évaluer les contraintes et les déformations dans la chaussée d'autre part.

# Chapitre **3**

## **RENFORCEMENT DE CORPS DE CHAUSSÉES SOUPLES : ETUDE NUMÉRIQUE**

## 1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous présentons notre contribution à l'étude du comportement mécanique des corps de chaussées renforcées par les Alvéolaires, en faisant une comparaison de l'état mécanique et physique d'une chaussée souple renforcée par l'Alvéoter<sup>®</sup> 20 RDT de la société Afitex et la même chaussée sans renforcement, en utilisant des matériaux sableux et médiocres dans la couche de base dont ils ne répondent pas aux exigences de guide technique routière Algérien et aux spécifications de CTTP.

L'utilisation de ces matériaux dans la couche de base n'est pas faite vainement mais délibérément. Car nous savons bien que la couche de base demande l'utilisation d'un matériau noble avec des caractéristiques de haute qualité qui peut atteindre un module supérieur à 600 MPa (Alizé, LCPC), et l'introduction d'un matériau médiocre nous oblige de le renforcer.

Donc le travail est basé sur l'étude d'évaluation des déformations et de résistance mécanique issues de forces extérieures appliquées à l'aide de logiciel Flac 2D/3D.

A cet effet, les hypothèses utilisées sont de considérer que les matériaux de chaussée sont modélisés par une loi du comportement mécanique élasto-plastique. Les Alvéolaires, quant à eux, sont modélisés par des éléments structurels dont on distingue l'élément câble. La chaussée est soumise à un chargement statique d'une valeur correspondante à 13 tonnes par essieu (CTTP 2001).

L'étude numérique a pour objectif d'analyser les mécanismes de renforcement opérant dans le corps de chaussée avec et sans renforcement. Elle est axée sur l'analyse de:

- Réponse pression –déplacement ;
- Contraintes tangentielles agissant sur l'interface corps de chaussée –sol ;
- Contraintes normales agissant sur l'interface corps de chaussée –sol ;
- Les tensions des renforcements.

Aussi, pour comprendre le rôle des Alvéolaires dans la chaussée, une étude paramétrique a été effectuée en faisant varier le module d'Young d'Alvéolaire, l'épaisseur de la couche de base ainsi que la position d'Alvéolaire dans le corps de chaussée.

## 2. SIMULATIONS NUMERIQUES

### 2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES, MÉCANIQUES ET CONDITIONS AUX LIMITES

Le comportement du sol renforcé par une armature de géotextile tridimensionnelle est un phénomène complexe qui fait intervenir simultanément :

- Le comportement du sol,
- Le comportement d'Alvéolaire,
- L'interaction entre ces deux éléments.

L'outil de calcul numérique adapté est donc nécessaire afin de rendre compte de la réponse de l'ensemble de cette structure soumise à une sollicitation. Le problème sera formulé en grande déformation pour représenter les déplacements verticaux qui peuvent se développer.

Nous effectuerons la modélisation d'une chaussée souple revêtue avec deux directions en deux étapes une sans renforcement et l'autre en introduisant l'Alvéolaire. Cette chaussée peut accepter des déformations sous formes des ornières structurelles qui peuvent dépasser 10 cm (Austin 1996). Elle est composée de trois couches, une bicouche qui forme le corps de chaussée composée d'une couche de fondation et une couche de base, et la partie supérieure composée d'un revêtement bitumineux. La chaussée est soumise à un chargement statique d'une valeur correspondante à 13 tonnes par essieu [CTTP 2001], pression uniformément répartie  $q=0.662$  MPa, pour chaque direction. Elle est régie par la loi de Mohr-Coulomb élastique parfaitement plastique.

Le profil en travers de la chaussée proposée comportera une plate-forme de 12,50 m supportant une chaussée bidirectionnelle de 6 m avec de part et d'autre un accotement de 1,0 m. La chaussée est encastrée à l'assise et libre dans les deux cotés comme montrés dans les figures 3.1, 3.2 et 3.3.

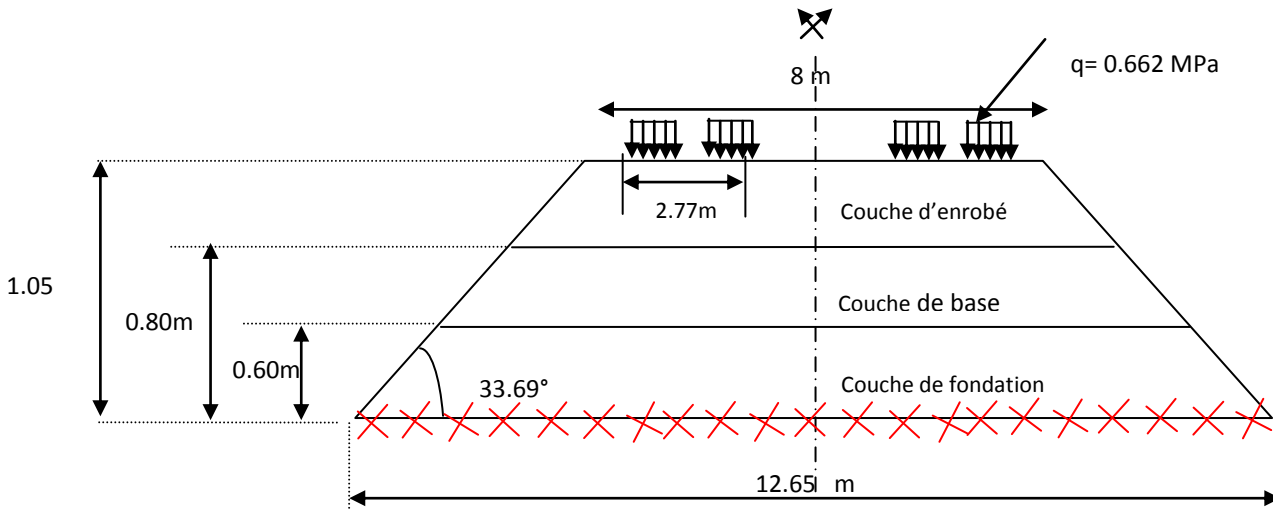


FIGURE 3.1 : GÉOMÉTRIE D'UNE CHAUSSÉE CHOISIE NON RENFORCÉE (CTTP 2001)

Dans une route, les charges qui sont prises en compte dans le dimensionnement sont les charges transmises par les poids lourds, ces charges sont transmises par les essieux. Alors le chargement appliqué est représenté par un ensemble de disques circulaires chargé chacun par une pression uniforme et statique (figure 3. 2).

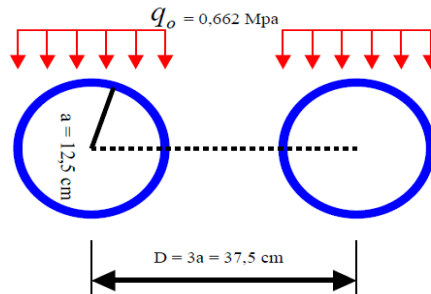


FIGURE 3.2 : PRINCIPE D'APPLICATION DU CHARGEMENT SUR UN ESSIEU

Pour l'étude du cas renforcé nous avons introduit les Alvéoters<sup>®</sup> 20 RDT dans la couche de base qui a 20 cm d'épaisseur dont il coïncidera avec l'épaisseur d'Alvéolaire, cette couche qui demande l'utilisation d'un matériau noble nous l'avons remplacé par un matériau médiocre et le renforcé par le géosynthétique (figure 3.3).

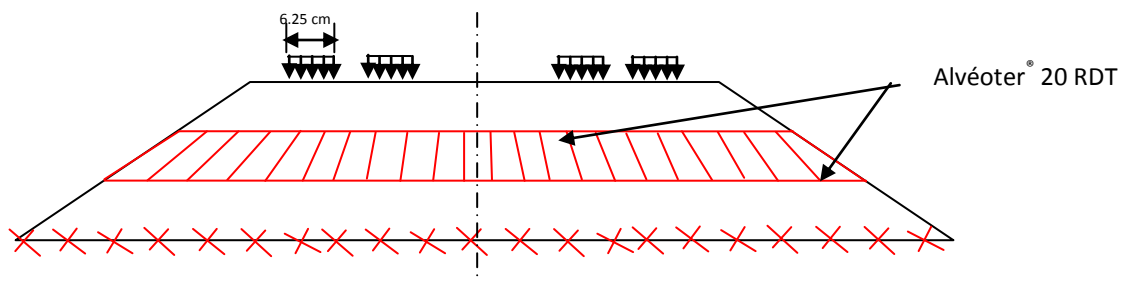


FIGURE 3.3 : GÉOMÉTRIE D'UNE CHAUSSÉE CHOISIE RENFORCÉE



L'étude en FLAC 2D a été réalisée dans une échelle de grandeur en abscisse la largeur de la chaussée et en ordonnée sa hauteur (mètre), en considérant les caractéristiques mécaniques des différents matériaux constitutifs du modèle (sols, Alvéolaire) (Tableau 3.1). Les paramètres mécaniques caractérisant le comportement des sols et d'enrobé sont issus de valeurs indicatives pour une catégorie de sol dit "tout-venant" (couche de fondation), de grave non traitée (couche de base) et enrobé bitumineux (couche de revêtement) [CTTP 2001].

TABLEAU 3.1 : CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX [CTTP 2001]

	Épaisseur (cm)	Module de Young (MPa)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Cohésion (kPa)	Angle de Frottement (°)	Coefficient de poisson
<b>Couche de fondation</b>	60	20	18	10	30	0.35
<b>Couche de Base</b>	20	120	20	5	30	0.35
<b>Couche d'enrobé bitumineux</b>	25	5000 E à 25° 10Hz	22	50	28	0.35

Après un test de plusieurs séries de maillage, on a considérée le maillage optimal composé de 40x20=800 zones en FLAC 2D (Figure 3.4).

La figure 3.4 représente les conditions aux limites.

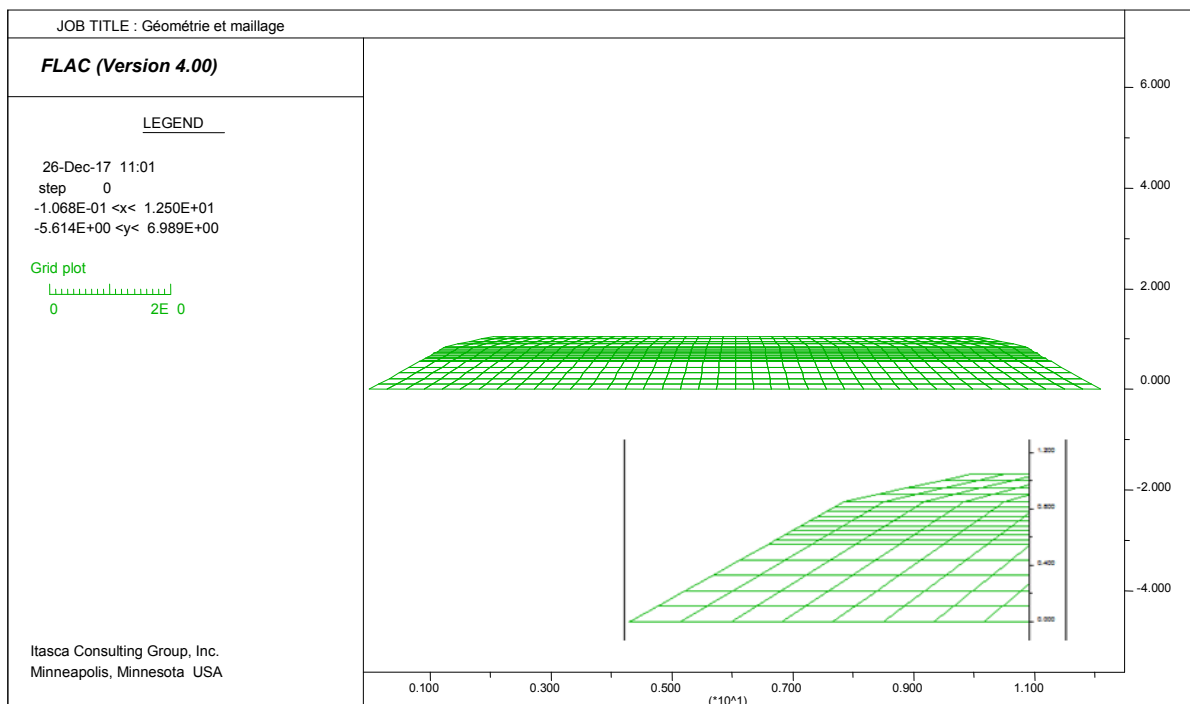
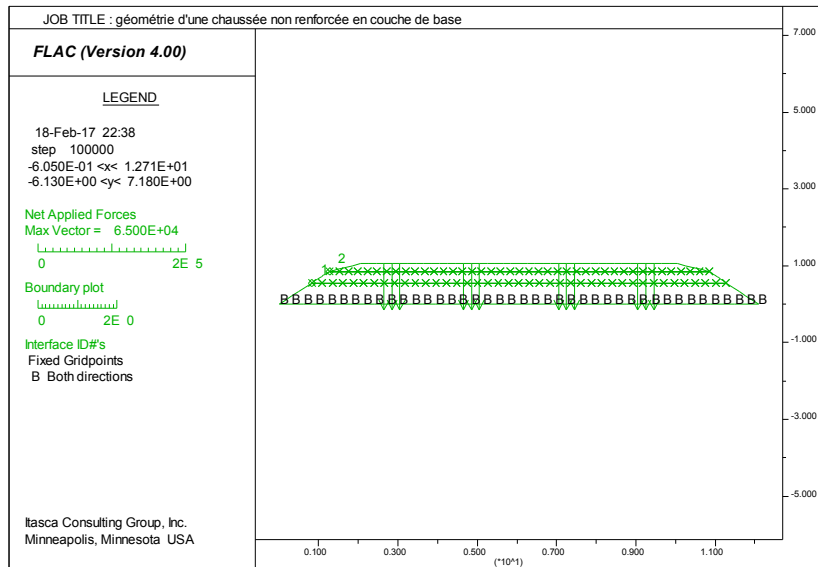


FIGURE 3.4 : GÉOMÉTRIE ET MAILLAGE EN FLAC 2D



**FIGURE 3.5 : LA GÉOMÉTRIE D'UNE CHAUSSEE NON RENFORCEE FIXÉE EN ASSISE ET SUBI À UN CHARGEMENT STATIQUE D'UN ESSIEU DE 13 TONNES PAR VOIE (FLAC 2D)**

Les éléments de renforts peuvent être modélisés sur FLAC 2D/3D à l'aide d'éléments de structure de type câble. Cet élément de renfort a un comportement en membrane. Il ne possède aucune résistance en flexion et en compression et peut reprendre uniquement des efforts de traction.

On applique le géotextile non tissé Alvéoter® 20 RDT de la société Afitex dans la couche de base qui a une épaisseur de 20 cm (figure 3.6). Les caractéristiques physiques et mécaniques d'Alvéoter® 20 RDT sont présentées dans le tableau 3.2.

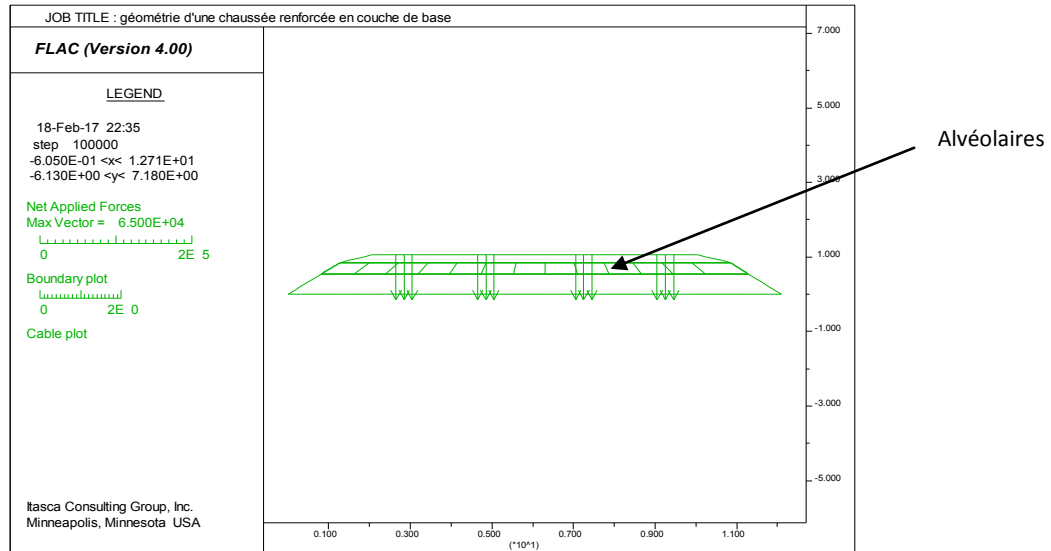


FIGURE 3.6 : LA GÉOMÉTRIE D'UNE CHAUSSEE RENFORCEE PAR L'ALVÉOLAIRE DANS LA COUCHE DE BASE (FLAC 2D)

TABEAU 3. 2 : CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES ET MÉCANIQUES D'ALVÉOTER® 20 RDT (AFITEX)

Caractéristiques	Physiques	Mécaniques		
<b>Hauteur des alvéoles</b>	0.20 m	Masse surfacique du panneau	NF EN 9864	1200 g/m <sup>2</sup>
<b>Petit coté des alvéoles</b>	0.10 m	Resistance à la traction (SP)	NF EN ISO 10319	15 kN/m
<b>Grand coté des alvéoles</b>	0.125 m	Resistance au cisaillement des liaisons	NF EN ISO 10319	9 kN/m
<b>Epaisseur des bandes</b>	2.2 mm	Resistance au pelage des liaisons	NF EN ISO 10319	9 kN/m

L'Alvéolaire et son interface avec le sol sont modélisés à l'aide de l'élément câble prédéfini. Nous appliquons donc un modèle élastique à l'élément et un modèle élastoplastique à son interface. Les différents paramètres mécaniques et intrinsèques sont (AFITEX) :

Section  $a = 2 \text{ E}^{-4} \text{ m}^2$ , module d'Young =  $2 \text{ E}^9 \text{ Pa}$ , résistance à la traction = 15 kN/m, module d'élasticité à l'interface =  $2 \text{ E}^8 \text{ Pa}$ , contrainte de cisaillement maximale à l'interface = 9 kN/m.

Les propriétés de l'interface sol-sol ont été déterminées en considérant de bonnes caractéristiques de collage (FLAC),  $K_n = 7.6 \text{ E}^{10} \text{ Pa/mm}$ ,  $K_s = 7.6 \text{ E}^{10} \text{ Pa/mm}$  pour l'interface 1 qui relie la couche de fondation et couche de base,  $K_n = 9.08 \text{ E}^{10} \text{ Pa/mm}$ ,  $K_s = 9.08 \text{ E}^{10} \text{ Pa/mm}$  pour l'interface 2 qui relie la couche de base et couche d'enrobé (Diakhate M. 2007).

Les figures 3.7 et 3.8 ci-dessous présentent les géométries de la chaussée sans et avec l'Alvéolaire en utilisant le logiciel FLAC 3D qui intègre le langage Fish propre à logiciel.

L'étude en 3D a été faite dans le but de donner une image claire à la géométrie de la chaussée et la forme nid d'abeille d'Alvéolaire utilisé. Ainsi cette étude nous a permis d'avoir des résultats tel que les déplacements comparable à celles obtenues en 2D.

La géométrie est présentée par une zone fermée avec des nœuds aux sommets et des faces en utilisant un maillage de forme de base dite brique. Le modèle est composé de  $26 \times 10 \times 3 = 780$  zones par couche. La chaussée est encastrée en bas et libres dans les cotés.

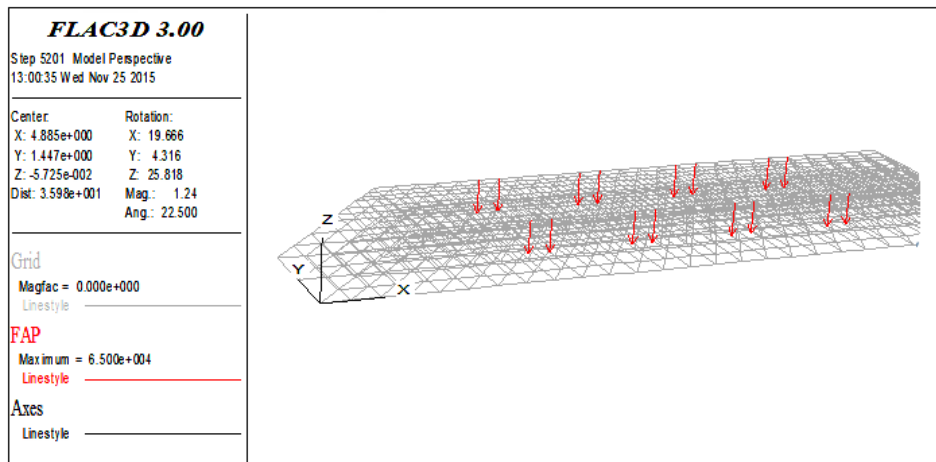


FIGURE 3.7 : MAILLAGE ET GÉOMÉTRIE D'UNE CHAUSSÉE PAR FLAC 3D

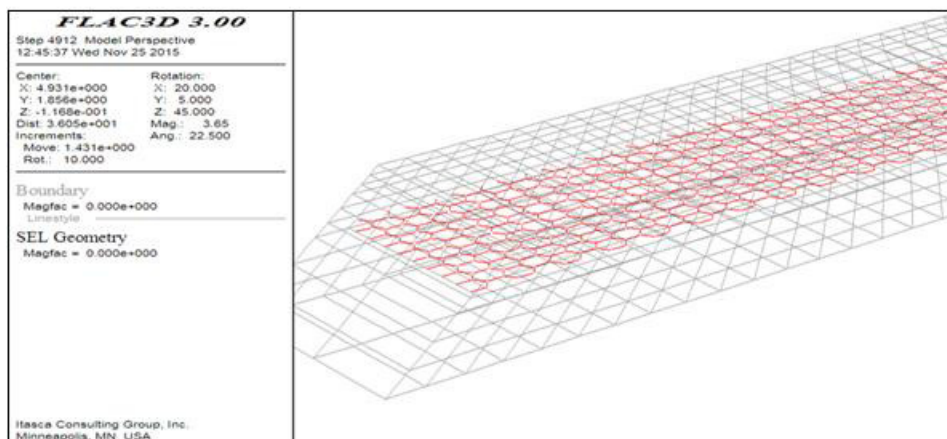


FIGURE 3.8 : MAILLAGE D'UNE CHAUSSÉE RENFORCÉE (FLAC 3D)

Après initialisation de la géométrie et condition aux limites et une fois le calcul achevé, on obtient les résultats qui portent les données du déplacement total maximal et vertical et la résistance mécanique issues de forces extérieures appliquées. Ce choix de ces valeurs maximales s'avèrent être des indicateurs assez représentatifs de l'état de renforcement.

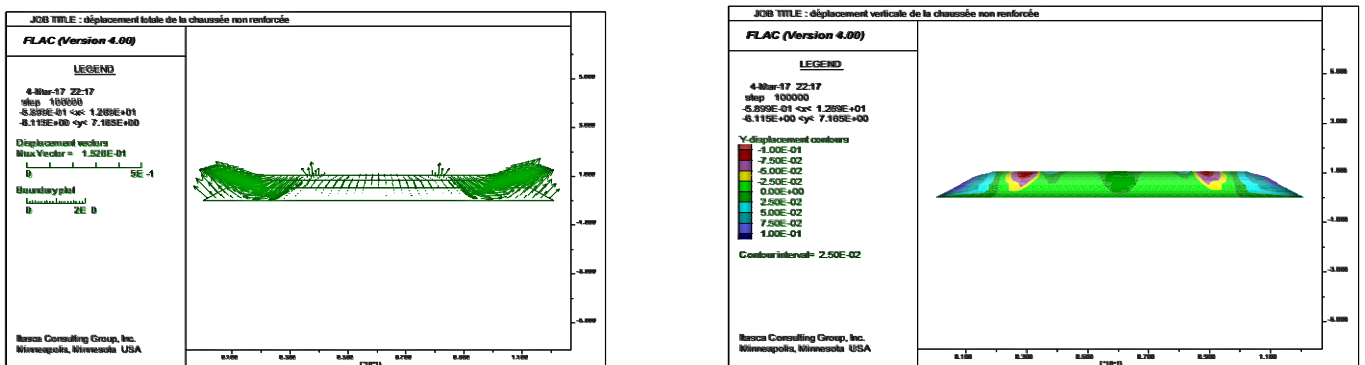
## 2.2. ETUDE DES DÉFORMATIONS DE LA CHAUSSÉE NON RENFORCÉE ET RENFORCÉE

Les résultats présentés dans cette partie portent sur les données numériques suivantes :

- Déplacement total de la chaussée sans et avec Alvéolaire,
- Déplacement vertical de la chaussée sans et avec Alvéolaire,

### 2.3.1. REMARQUES SUR L'ÉTAT DU RENFORCEMENT

La couche de fondation contient un matériau moins portant et moins rigide par rapport au matériau de la couche de base qui a un module de rigidité amélioré par celui d'Alvéolaire alors et par conséquent, la déformation à la surface sera plus faible et plus uniforme. L'Alvéolaire inclus dans la couche de base permettrait une réduction du déplacement total qui est de l'ordre de 15.26 cm avant renforcement et de 6.53 cm après renforcement (FLAC 2D), soit une réduction de 57%. Et de 16.36 cm avant renforcement et de 7.62 cm après renforcement (FLAC 3D), soit une réduction d'environ 53%. D'autre part une réduction verticale est nettement lisible qui est de l'ordre 10 cm avant renforcement et de 4.00 cm après renforcement (FLAC 2D), soit une réduction de 60%. Et de 12.13 cm avant renforcement et de 5.59 cm après renforcement (FLAC 3D), soit une réduction de 54% (figures 3.9, 3.12).

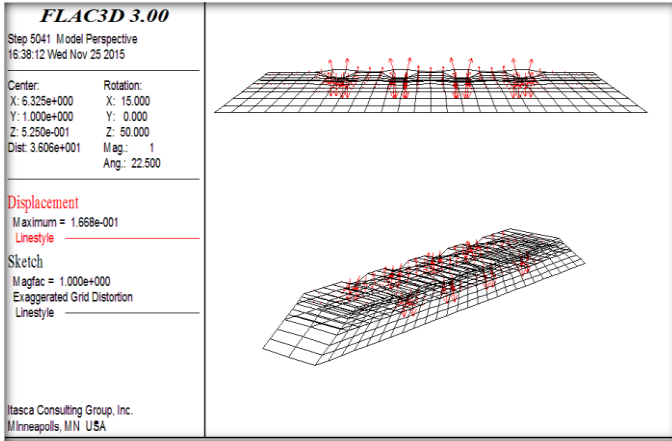


(A)

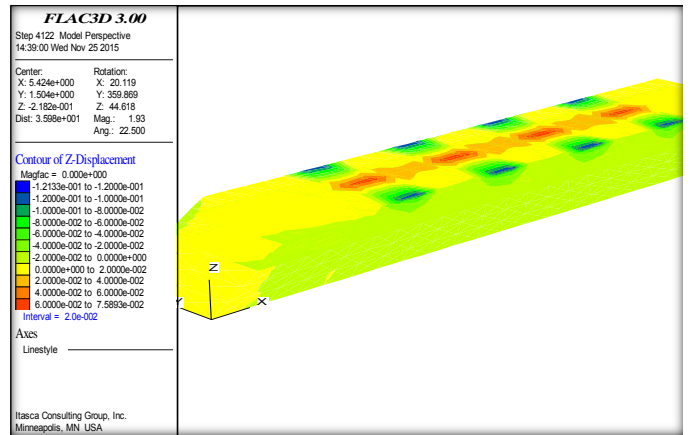
(B)

FIGURE 3.9 : DÉFORMATION TOTAL ET RÉPARTITION DES DÉPLACEMENTS VERTICALES D'UNE CHAUSSÉE SANS ALVÉOLAIRE (FLAC 2D)

(A) DÉFORMATION TOTALE (B) : RÉPARTITIONS DE LA DÉFORMATION VERTICALE

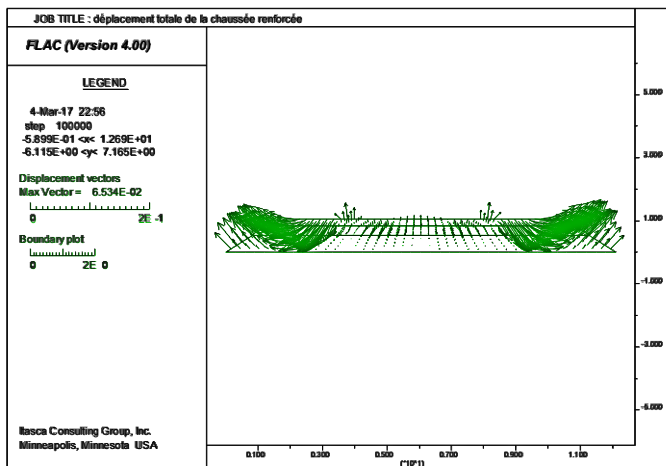


(A)

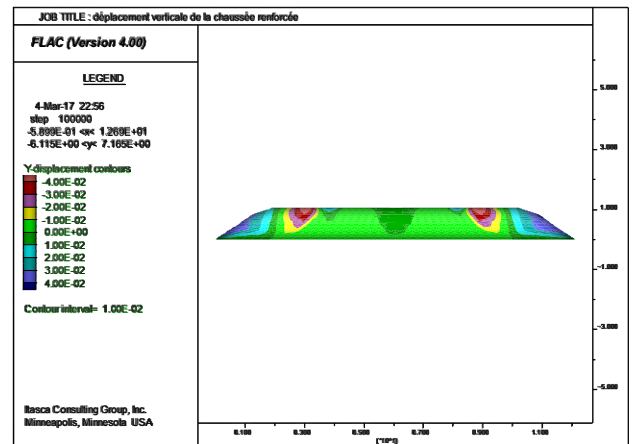


(B)

FIGURE 3.10 : DÉFORMATION TOTAL ET DISTRIBUTION DU DÉPLACEMENT VERTICAL DE LA CHAUSSÉE SANS ALVÉOLAIRE (FLAC 3D)  
(A) TOTAL (B) VERTICAL



(A)



(B)

FIGURE 3.11 : DÉFORMATIONS DE LA CHAUSSÉE RENFORCÉE AVEC ALVÉOLAIRE (FLAC 2D)  
(A) DÉFORMATION TOTALE (B) : RÉPARTITIONS DE LA DÉFORMATION VERTICALE

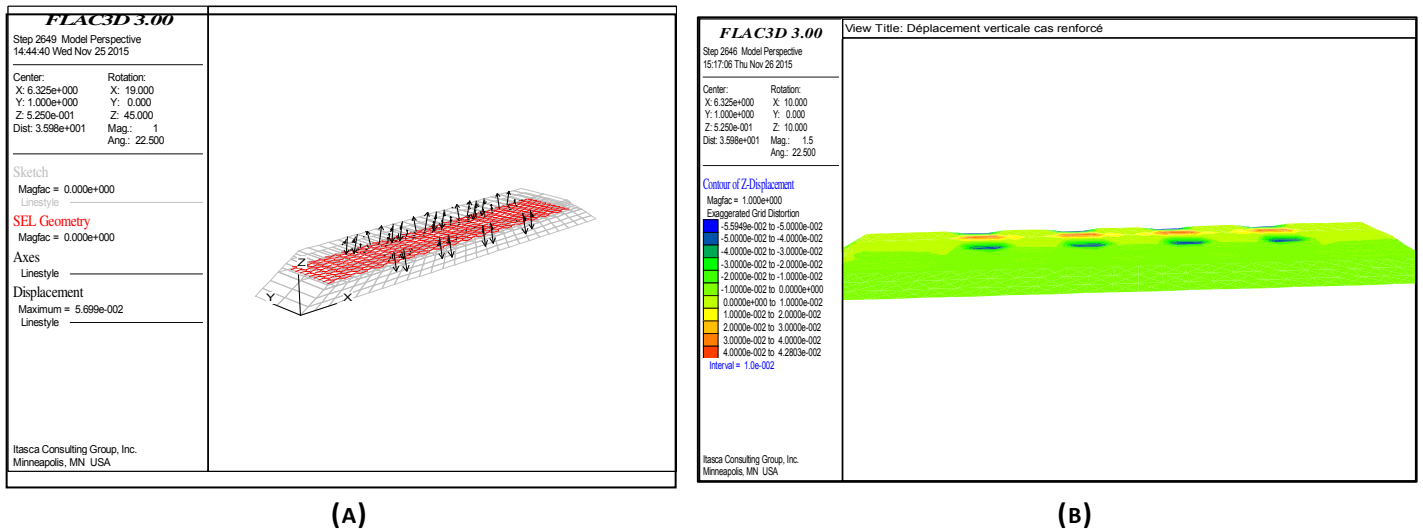


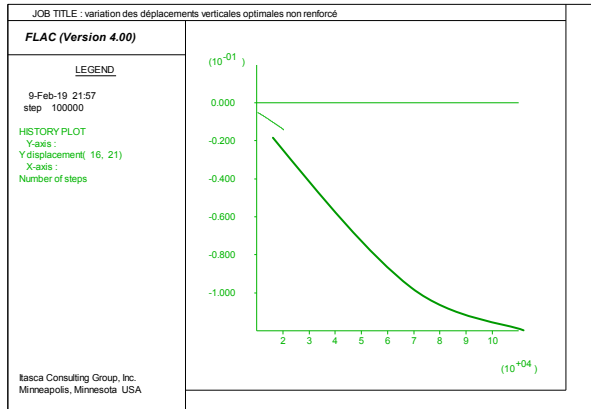
FIGURE 3.11 : DÉFORMATIONS DE LA CHAUSSÉE RENFORCÉE AVEC ALVÉOLAIRE (FLAC 3D)  
 (A) DÉFORMATION TOTALE (B) : RÉPARTITIONS DE LA DÉFORMATION VERTICALE

L'ensemble des résultats sont regroupées dans le tableau 3.3.

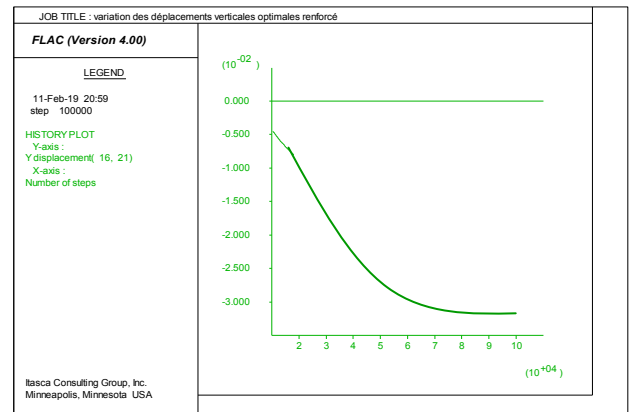
TABLEAU 3.3 : RÉSULTATS DES DÉPLACEMENTS D'UNE CHAUSSÉE RENFORCÉE ET NON RENFORCÉE

	Déplacement FLAC 2D		Déplacement FLAC 3D	
	total (cm)	vertical (cm)	total (cm)	vertical (cm)
<b>Sans Alvéolaire</b>	15.26	10.00	16.36	12.13
<b>Avec Alvéolaire</b>	6.53	4.00	7.62	5.59
<b>Réduction due au renforcement %</b>	57%	60%	53%	54%

L'étude de convergence du modèle en Flac 2D se présente dans la figure 3.13 qui correspond à l'évolution du déplacement verticale d'un nœud au droit du contact pneu et sol, elle met en évidence la stabilisation pour le déplacement verticale maximale de 10.00 cm cas non renforcé et 4.00 cm cas non renforcé



(A)



(B)

FIGURE 3.13 : ÉVOLUTION DU DÉPLACEMENT VERTICALE AU DROIT DU CONTACT PNEU SOL  
(A) NON RENFORCÉ (B) RENFORCÉ

2.3.2. REMARQUES SUR LE COMPORTEMENT D'ALVÉOLAIRE

La présence d'Alvéolaire dans le corps de chaussée crée un mécanisme de confinement du matériau qui améliore sa résistance au cisaillement et à la traction, alors et vu que l'Alvéolaire est posé sur un sol peu portant et que les charge sont verticaux, l'effort de traction se transmet à l'Alvéolaire soulageant ce sol incapable de l'absorbé donc le sol se déforme sensiblement et qui force l'Alvéolaire à se déformer, (figures 3.14).

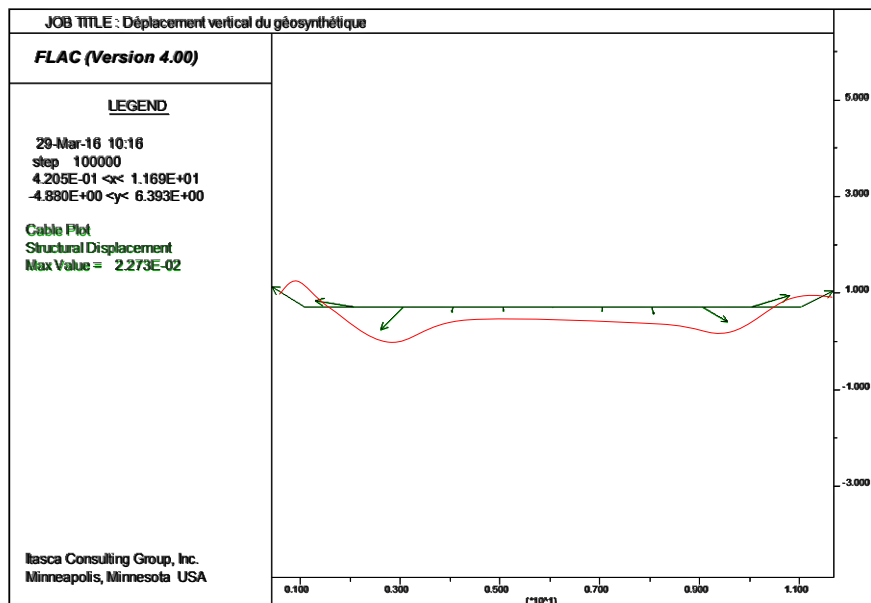


FIGURE 3.14. ILLUSTRATION DE LA DÉFORMATION VERTICALE DE LA NAPPE ALVÉOLAIRE FLAC 2D V4



La théorie de membrane, comme décrite par Giroud et Noiray (1981), est plus appropriée quand une déformation verticale (plus que 20mm) est permise. De ce fait, l'exemple de calcul confirme le rôle d'Alvéolaire de réduire les déplacements verticaux sous un chargement statique (effet de membrane), il s'est incurvé d'environ 2cm (FLAC 2D), cette valeur est acceptable car le déplacement total de la chaussée renforcée est proche de 6 cm (FLAC 2D). Donc, cela nous permet dire que l'Alvéolaire a contribué au renforcement.

## 2.3. ETUDE DES CONTRAINTES

### 2.3.1. REMARQUES SUR LA RÉPARTITION DES CONTRAINTES VERTICALES

Le matériau de la couche de base dans la chaussée non renforcé est moins rigide. La présence d'un lit d'Alvéolaire dans cette couche peut mener à avoir un matériau enfermé à l'intérieur des alvéoles du géosynthétique, ça permet d'avoir un composite dont sa rigidité est amélioré et par conséquent, et sous l'application d'une charge d'un essieu, les contraintes verticales sont diminués et leur distribution verticale sont améliorés.

Les graphes donnent des valeurs représentatifs des contraintes verticales qui sont de l'ordre de  $4.5 \cdot 10^5$  Pa avant renforcement et de  $4.0 \cdot 10^5$  Pa après renforcement, soit une réduction d'environ 1% (figure 3.15, 3.16). Donc l'addition d'Alvéolaire agissant en tant qu'une membrane tendue sert à réduire la contrainte verticale agissant sur le sol de fondation.

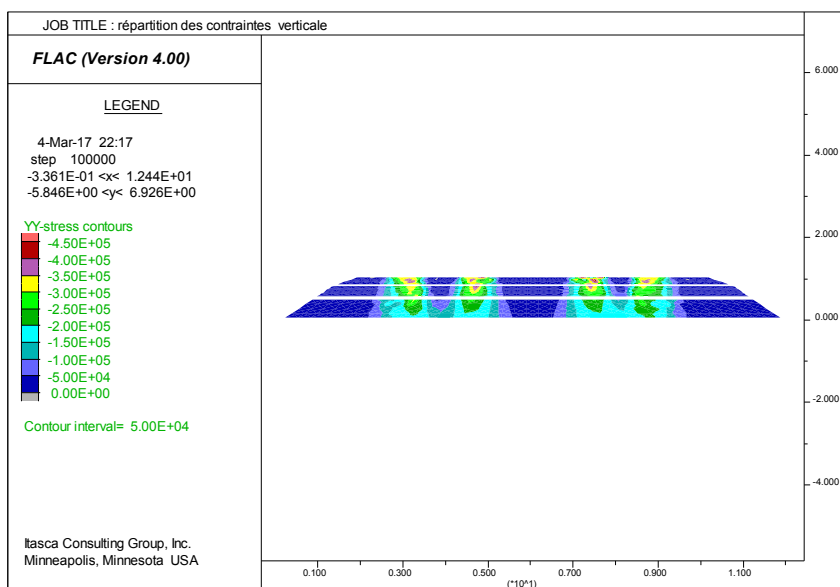
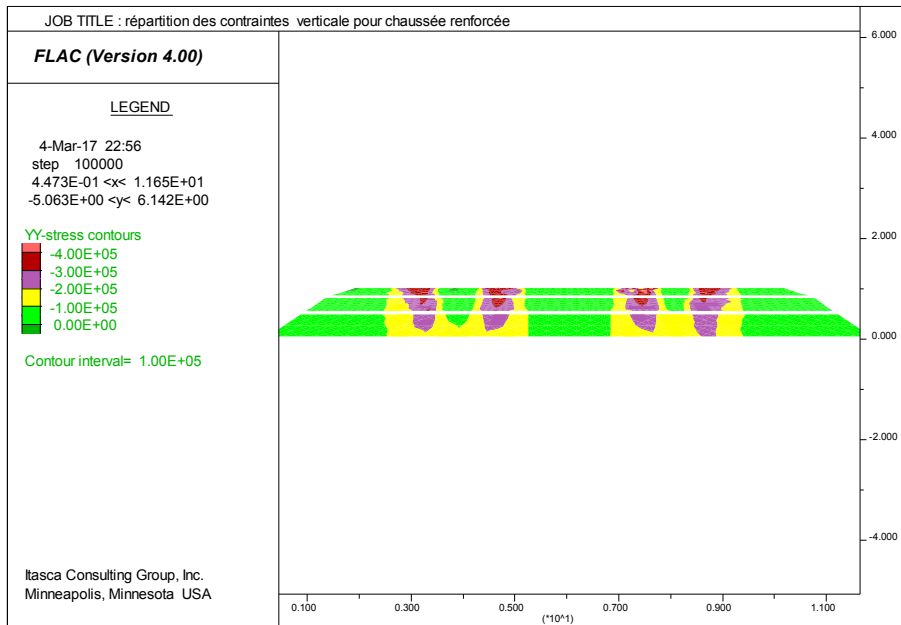


FIGURE 3.15 : RÉPARTITION DES CONTRAINTES VERTICALE D'UNE CHAUSSÉE NON RENFORCÉE



**FIGURE 3.16 : RÉPARTITION DES CONTRAINTES VERTICALE D'UNE CHAUSSÉE RENFORCÉE**

### **2.3.2. REMARQUES SUR LA RÉPARTITION DE DÉPLACEMENTS NORMALES ET LA RÉDUCTION DES DÉPLACEMENTS DE CISAILLEMENT AUX NIVEAUX DES INTERFACES**

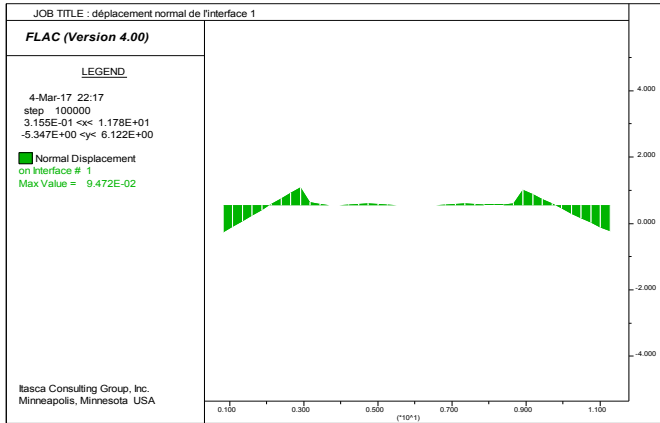
Dans la structure de chaussée, l'interface est sollicitée par un effort normal et un effort de cisaillement. Généralement les dégradations les plus rencontrés sont fortement causé par l'effet en cisaillement au niveau ces interfaces mais en réalité mêmes ces zones dégradés peuvent indiquer des niveaux de contraintes normales non négligeables devant celles de cisaillement.

Les interfaces présentées dans notre étude sont :

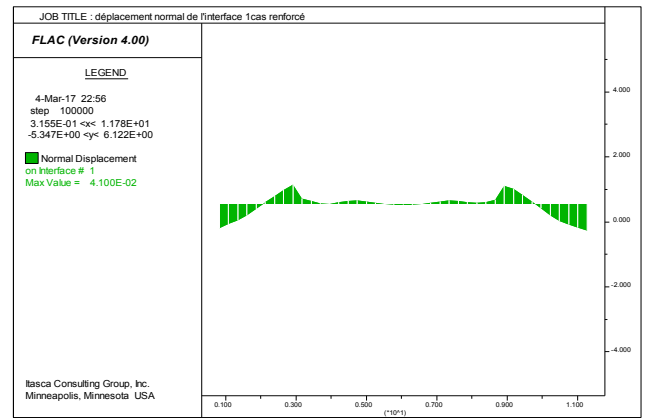
- L'interface 1 entre la couche de fondation et la couche de base,
- L'interface 2 : entre la couche de base et la couche d'enrobé

L'état d'interfaces entre les couches est considéré collé (CTTP 2001). Les lits d'Alvéolaires sont placés dans la couche de base. Un des effets bénéfiques du renforcement par l'Alvéolaires aux interfaces c'est justement de supporter les contraintes de cisaillement induites par les charges des véhicules à l'interface, on s'attend à ce que la déformation de cisaillement transmise de la couche supérieur à la couche inférieure diminue.

Nous remarquons bien que les Alvéolaires dans la couche de base ont réduit les déplacements normaux des interfaces qui sont de l'ordre 9.47 cm avant renforcement et 4.1 cm après renforcement (interface 1, FLAC 2D) et de l'ordre 12.30 cm avant renforcement et 4.92 cm après renforcement (interface 2, FLAC 2D) figures 3.17, 3.18 et tableau 3.4

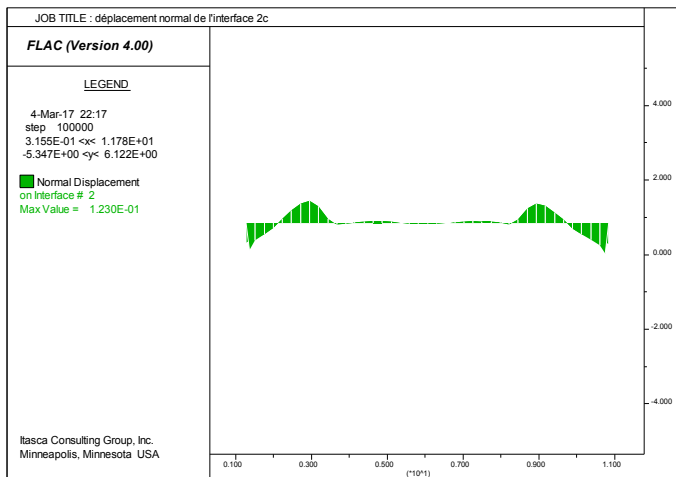


(A)

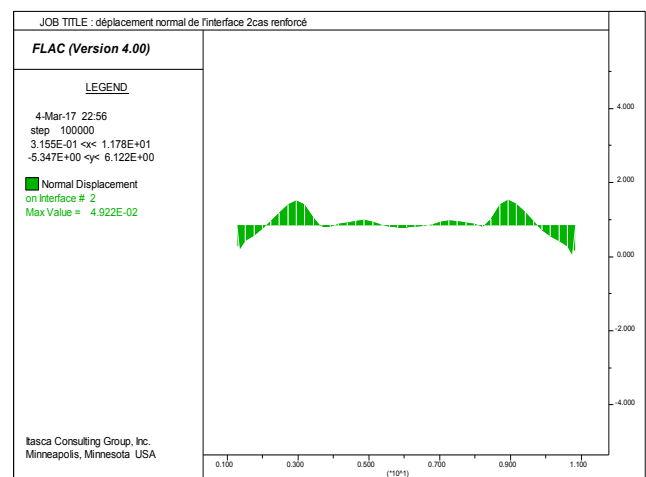


(B)

FIGURE 3.17 : DÉPLACEMENT NORMALE DE L'INTERFACE 1 D'UNE CHAUSSÉE  
(A) NON RENFORCÉE (B) RENFORCÉE



(A)



(B)

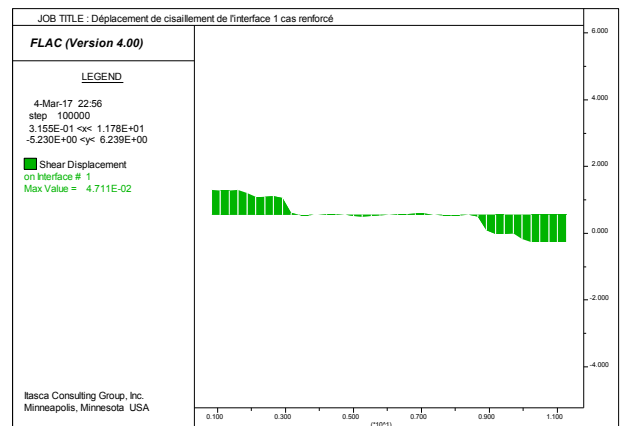
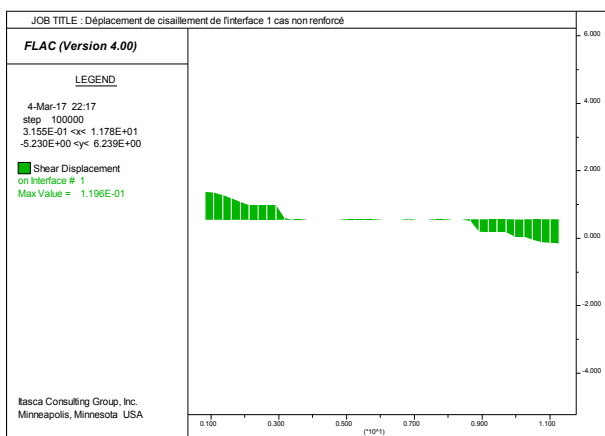
FIGURE 3.18 : DÉPLACEMENT NORMALE DE L'INTERFACE 2 D'UNE CHAUSSÉE  
(A) NON RENFORCÉE (B) RENFORCÉE

TABLEAU 3.4 : DÉPLACEMENT NORMALE DES INTERFACES

	Déplacement normal (cm)	
	Interface 1	Interface 2
Non renforcée	9.47	12.30
Renforcé	4.10	4.92

Généralement les contraintes de cisaillement induites par les charges des véhicules tendent à être orientées vers l'extérieur, ce qui diminue la capacité portante du sol. Par contre et en présence des Alvéolaires le cisaillement de sol transmettra des efforts de tension au renforcement et par conséquent il réduit les déplacements et absorbe les contraintes de cisaillement.

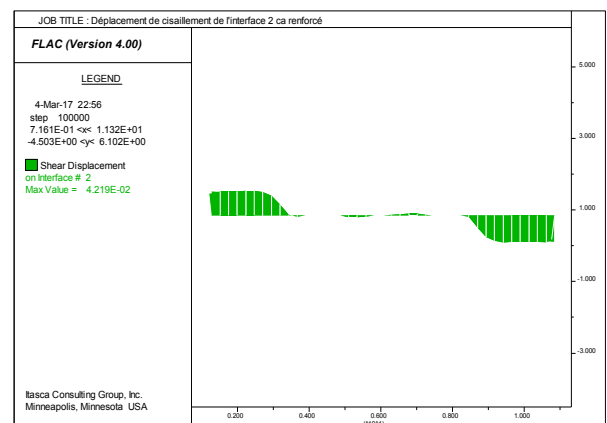
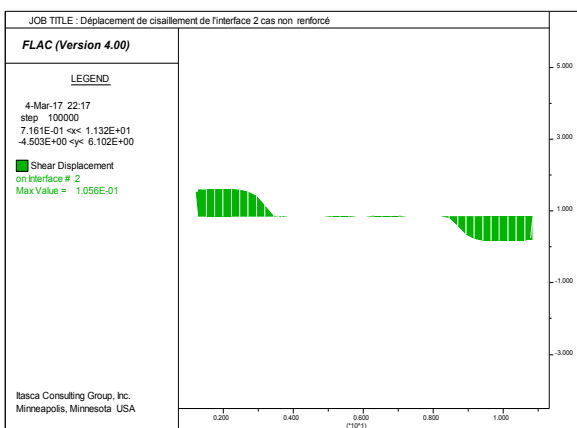
Selon les graphes 3.19, 3.20 et le tableau 3.5 on peut observé les déformations de cisaillement dans les interfaces 1 et 2 et qui sont diminuées de 11.96 cm avant renforcement à 4.71cm après renforcement pour l'interface 1 et de 10.56cm avant renforcement à 4.21cm après renforcement pour l'interface 2.



(A)

(B)

FIGURE 3.19 : DÉPLACEMENT DE CISAILLEMENT DE L'INTERFACE 1 D'UNE CHAUSSÉE (A) NON RENFORCÉE (B) RENFORCÉE



(A)

(B)

FIGURE 3.20 : DÉPLACEMENT DE CISAILLEMENT DE L'INTERFACE 2 D'UNE CHAUSSÉE (A) NON RENFORCÉE (B) RENFORCÉE

**TABLEAU 3.5 : DÉPLACEMENT CISAILLEMENT DES INTERFACES**

	Déplacement de cisaillement (cm)	
	Interface 1	Interface 2
Non renforcée	11.96	10.56
Renforcé	4.71	4.21

### 2.3.3. SYNTHÈSE COMPARATIVE SUR LES SIMULATIONS FLAC 2D ET FLAC 3D

Nos simulations effectuées en bidimensionnel et en tridimensionnel sur une chaussée renforcée par l'Alvéolaire permettent de déterminer les déplacements totaux et verticales qui sont représentés dans le tableau 3.6 et commenté ci-dessous :

**TABLEAU 3.6: SYNTHÈSE COMPARATIVE DES RÉSULTATS DES SIMULATIONS 2D ET 3D  
(a) RÉDUCTION ; (b) RATIO DES DÉPLACEMENTS VERTICALES 2D/3D**

(a)

	Analyse bidimensionnelle		Analyse tridimensionnelle	
	Non renforcé	renforcé	Non renforcé	Renforcé
Déplacement verticale (cm)	10	4	12.13	5.59
Réduction %	60%		54%	

(b)

	Non renforcé		Renforcé	
	2D	3D	2D	3D
Déplacement verticale (cm)	10	12.13	4	5.59
Ratio 3D/2D %	+21%		+39%	

La synthèse des déplacements présentés sur le tableau 3.6 permet de faire les remarques suivantes :

- L'amélioration apportée par le renforcement est de 60% et 54% respectivement pour l'analyse en 2D et 3D.
- Le déplacement vertical tridimensionnel est plus important que le déplacement vertical bidimensionnel. L'augmentation relative de déplacement 3D par rapport déplacement 2D est de :
  - Sans renforcement : 21% ;
  - Avec renforcement : 39%.

Les simulations en 3D montrent une amélioration de déplacement forte que les simulations en 2D. Ceci peut être lié à la différence de mode de rupture 3D par rapport au 2D et à la différence de modélisation de l'interface sol-renforcement.

### 3. ETUDE PARAMÉTRIQUE

Pour comprendre le rôle d'Alvéolaire dans la chaussée, une étude paramétrique a été effectuée en faisant varier le module d'Young d'Alvéolaire, l'épaisseur de la couche de base ainsi que leur position.

#### 3.1. INFLUENCE DE LA RIGIDITÉ

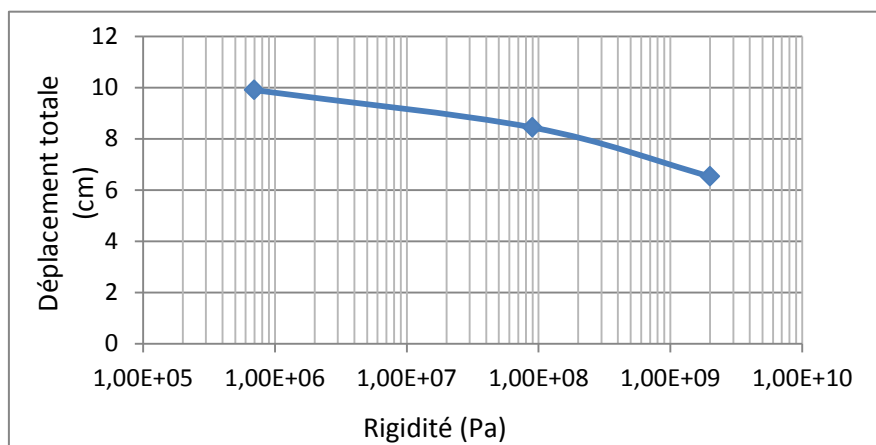
La rigidité,  $J$ , est une propriété importante du géosynthétique. Selon le type du géosynthétique utilisé, la rigidité peut varier de manière significative. Afin d'évaluer l'influence de ce paramètre, trois valeurs de la rigidité ont été considérées. Ces valeurs sont choisies selon des valeurs connus comme celle des fibres et les polymères qui ont un module d'Young qui varie entre 240 à 640 GPa (Ashby 2013).

Ces trois valeurs ont été testées à des fins comparatives la figure 3.21 et le tableau 3.7 illustrent la différence de comportement du renforcement par des courbes de déplacement total en fonction de la rigidité

Pour déterminer l'influence de ce paramètre, on fixe la position de la nappe Alvéolaire dans la couche de base, on garde l'épaisseur des couches et les caractéristiques des matériaux cité précédemment et on fait varier le module de Young.

**TABLEAU 3.7 : DÉPLACEMENT TOTAL EN FONCTION DE LA RIGIDITÉ D'ALVÉOLAIRES (FLAC 2D)**

Rigidité $J$ (Pa)	Déplacement total $u$ (cm)
$7 \cdot 10^5$	9.90
$9 \cdot 10^7$	8.44
$2 \cdot 10^9$	6.53



**FIGURE 3.21 : VARIATION DU DÉPLACEMENT EN FONCTION DE LA RIGIDITÉ**

A partir de ces résultats on peut observer qu'un Alvéolaire de raideur élevée a tendance à réduire le déplacement total beaucoup plus qu'un Alvéolaire moins rigide, on remarque une variation proportionnellement inverse de la rigidité avec le déplacement ce qui est logique puisqu'il s'agit de la raideur d'Alvéolaire qui va minimiser le déplacement du sol et la déformation de la structure.

### 3.2. INFLUENCE DE L'ÉPAISSEUR DE LA COUCHE DE BASE

La couche de base apporte à la chaussée la résistance mécanique nécessaire pour réduire les charges verticales induites par le trafic. L'intérêt du dimensionnement est de réduire le plus possible les dimensions d'une structure, afin de diminuer les coûts de construction.

La figure 3.22 représente les déformées pour 3 épaisseurs différentes de couche de base.

Dans ce cas, on utilise toujours le géotextile non-tissé Alvéter® 20 RDT ( $J= 2^E9 \text{ N/m}^2$ ), placé dans la couche de base, on garde les dimensions des autres couches et on fait varier l'épaisseur de cette couche. Le tableau (3.8) regroupe les résultats obtenus :

TABLEAU 3.8 : VARIATION DE L'ÉPAISSEUR DE LA COUCHE DE BASE

Épaisseur (cm)	Déplacement total u	
	(cm) Sans Alvéolaire	Avec Alvéolaire
20	15.26	6.53
25	13.38	5.34
30	11.22	3.26

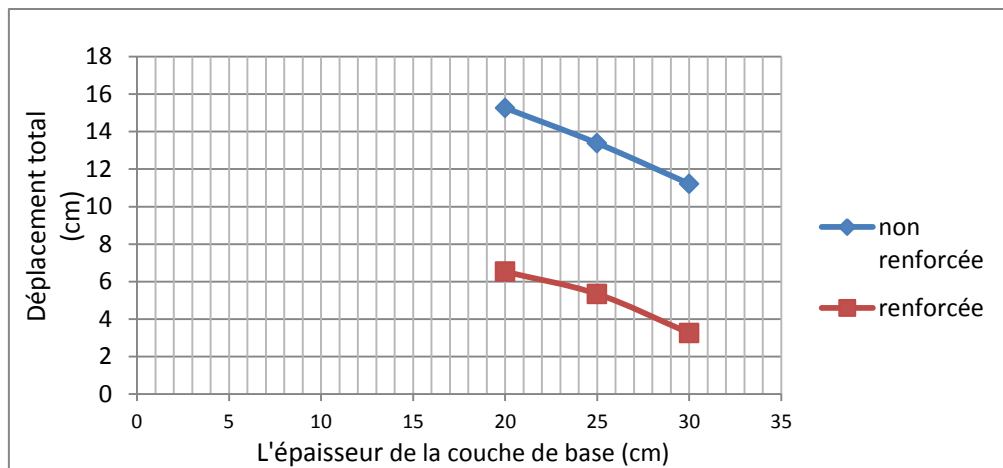


FIGURE 3.22 : VARIATION DU DÉPLACEMENT TOTAL EN FONCTION DE L'ÉPAISSEUR DE LA COUCHE DE BASE

On peut remarquer que le déplacement total diminue en augmentant l'épaisseur de la couche. C'est-à-dire plus quand souhaite d'avoir un déplacement petit on doit augmenter

l'épaisseur de la couche intéressée .Ceci est évident, mais cette épaisseur devrait avoir une valeur optimale c'est-à-dire elle ne doit pas atteindre le seuil de surdimensionnement.

Et pour diminuer au maximum l'épaisseur des couches on tente d'avoir renforcé la couche de base par l'Alvéolaire afin d'augmenter la rigidité de la chaussée le plus possible tout en utilisant des matériaux médiocres.

L'avantage d'utilisation d'Alvéolaire n'est pas seulement dans son aspect technique mais aussi on est face d'un autre atout qui se présente dans le gain économique car la chaussée s'étend sur des kilomètres.

### 3.3. INFLUENCE DE LA POSITION D'ALVÉOLAIRE

Pour trouver plus d'utilités de l'intégration de n'importe quel type de géosynthétiques dans la chaussée, il est nécessaire de rechercher à obtenir la position la plus favorable pour le renforcement, donc optimisé le positionnement du géosynthétique. Dans la pratique et au niveau national, le renforcement et la mise en œuvre des géosynthétiques sont fait soit au niveau de la partie supérieur du terrassement, soit au niveau de la grave bitume.

En général la position du géosynthétique de renforcement dans le revêtement, admette de limiter la propagation des fissures et réduise des efforts de traction dans l'asphalte par la sollicitation de contrainte de traction dans les armatures. Tandis que dans les couches inférieurs (non liées), les géosynthétiques permettent d'augmenter la résistance aux déformations élastiques, augmenter la capacité portante, réduire la sollicitation du sol sous-jacent, accroître la résistance à la déformation permanente du matériau et en fin de réduire les déformations

Au sein de notre étude et pour ne pas refaire ce qui se fait dans la pratique, on a étudié l'impact d'Alvéolaire sur la couche de base dans ce qui précède. Cette couche qui a un rôle fondamentale dans la chaussée.

Pour cela, on a étudié trois variantes de localisation de renforcement et en utilisant le même modèle précédent avec les mêmes matériaux et les mêmes dimensions. De cela, on fixe la raideur  $J$  d'Alvéolaire à  $2^E9$  N/m<sup>2</sup>, et en varie l'emplacement d'un lit d'Alvéolaire dans les différentes couches de la chaussée comme montré dans la figure 3.23, et on obtient des résultats regroupés dans le tableau (3.9) qui suit.



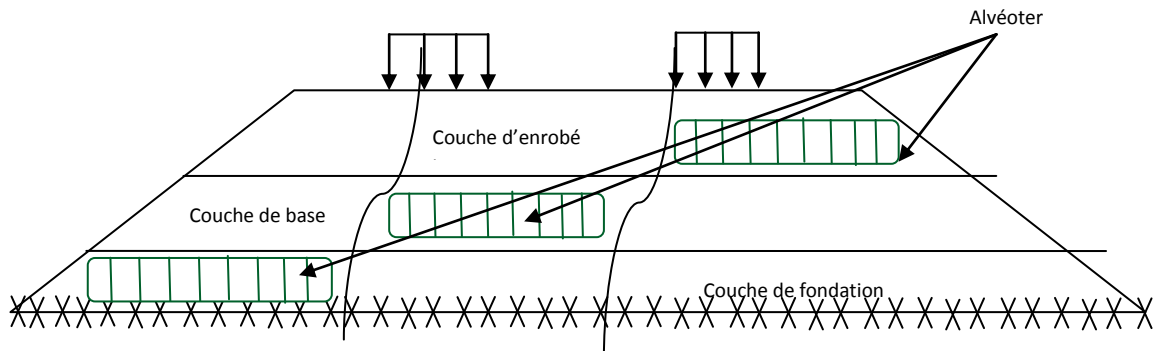


FIGURE 3.23: POSITION DES ALVÉOLAIRES DANS LES DIFFÉRENTES COUCHES

TABLEAU 3.9 : VARIATION DE L'EMPLACEMENT TOTAL DE LA NAPPE D'ALVÉOLAIRE

Position de la nappe	u(cm) après renforcement	u(cm) avant renforcement
1 Dans la couche de fondation	13.6	
2 Dans la couche de base	6.53	15.26
3 Dans la couche d'enrobé	8.3	

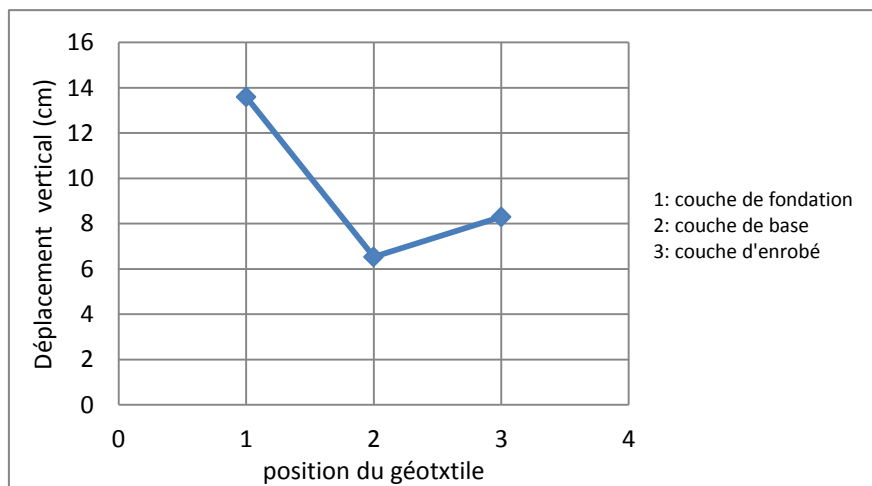


FIGURE 3.24 : VARIATION DU DÉPLACEMENT EN FONCTION DE LA POSITION DU GÉOTEXTILE

La couche de base conçue d'un matériau à faible caractéristique tel que le module d'élasticité ( $E=120$  MPa) qui s'est améliorée par la mise en place d'Alvéolaire en donnant un résultat satisfaisant avec un module de rigidité d'Alvéolaire de  $E= 2000$  MPa (réduction 57%) donc il a contribué son rôle de renforcement.

Le même principe a été adopté pour la couche de fondation, qui est elle-même un support de la couche de base de faible portance, donc on a remarqué que l'Alvéolaire n'a pas apporté une réduction considérable (environ 10%) par rapport au premier cas.

Pour la couche de roulement qui a un module d'élasticité important ( $E=5400$  MPa), renforcé par l'Alvéolaire qui a un module de 2000 MPa, le fait de confinement et la caractéristique élevé des module ont permis d'avoir une réduction considérable et qui est proche de celle trouvé en couche de base par rapport le cas non renforcé (réduction de 45%).

Après l'étude de ces trois positions on remarque bien que le déplacement minimal se situe au niveau de la couche de base. Ceci s'explique par le faite que dans un corps de chaussée, l'élément structurel fondamental est la couche de base. Celle-ci sert à répartir les charges du véhicules sur le sol de fondation et par la même, diminue les déformations dû à ces charges-là.

#### 4. CONCLUSION

Au vue de nos résultats des calculs effectués à partir des logiciels FLAC 2D/3D des conclusions intéressantes semblent apparaitre.

Nous avons effectué la modélisation de la chaussée en deux étapes une sans renforcement et une autre en introduisant l'Alvéolaire dans la couche de base. Ce choix de la couche c'est fait afin de ne pas refaire ce qui se passe dans la pratique généralement dans la partie supérieure du terrassement ou bien partie d'enrobé bitumineux.

On revanche les calculs ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Les résultats de l'analyse élastoplastique indiquent que la présence d'Alvéolaire réduit les déplacements totaux et verticaux ainsi que l'intensité des contraintes de cisaillement suite à l'application de la charge d'un essieu par rapport au cas non renforcé.
- La forme nid d'abeille d'Alvéolaire utilisé et son rôle de confinement des matériaux ont permis d'avoir un taux de réduction de déplacements verticaux importants (60%) comparant à celle trouvé par plusieurs auteurs tel que Dondi (1994) qui a utilisé un géotextile bidimensionnel a obtenue une réduction de 20%.
- L'étude paramétrique, notamment celle de la rigidité, montre qu'il y a une variation proportionnellement inverse de la rigidité avec le déplacement ce qui est logique puisqu'il s'agit de la raideur d'Alvéolaire qui va minimiser le déplacement du sol et la déformation de la structure. Donc sous un chargement statique, la capacité portante augmente avec l'augmentation de cette rigidité, car elle contribue à l'améliorer.

- L'épaisseur de la couche de base qui devrait avoir une valeur optimale ; elle doit être d'une assez grande dimension pour améliorer la rigidité de la chaussée sans toutefois atteindre le seuil de surdimensionnement. Alors ces épaisseurs sont réduites on introduisant les Alvéolaires dans la couche de base plus limitée : gain économique sur l'épaisseur de la couche de base.
- L'ensemble de chaussée et Alvéolaires s'incurvent et répond à l'effet de membrane.
- Les simulations en 3D montrent une amélioration de déplacement que les simulations en 2D. Ceci peut être lié à la différence de mode de rupture 3D par rapport au 2D et à la différence de modélisation de moyen de renforcement. On peut rappeler que les calculs effectués par FLAC 3D sont faites en supposant que l'Alvéolaire est une nappe bidimensionnelle avec des vides hexagonaux, du fait d'utiliser l'élément câble dans la modélisation et d'éviter le risque de compliquée la mise en place de la simulation.
- Le calcul tridimensionnel permet de prendre en compte l'influence de plusieurs autres paramètres négligés dans un calcul bidimensionnel, à savoir la largeur et longueur de la nappe(x,y) et une répartition des contraintes qui ne sont pas prises en compte dans le cas d'une modélisation bidimensionnelle (au niveau des interfaces). Cependant, le calcul numérique tridimensionnel présente l'inconvénient d'être à la fois long (parfois plus de 48 heures), et complexe. Et se retrouve face à ces obstacles surtout lors d'utilisation des alvéoles en trois dimensions avec le type d'élément câble. A cet effet nous avons ignoré l'épaisseur d'Alvéolaire et gardé que sa largeur et longueur.

## Chapitre 4

# RENFORCEMENT DES CORPS DE CHAUSSEE PAR LES GEOSYNTHETIQUES : ETUDE EXPÉRIMENTALE

## 1. INTRODUCTION

Afin d'enrichir les résultats trouvés par modélisation numérique dans le chapitre qui précède et de justifier le rôle de la couche de base comme étant l'élément structurel fondamental dans la chaussée, cette couche qui demande des matériaux de caractéristiques élevées, ainsi pour valider le modèle choisi dans la modélisation par FLAC 2D. Une étude en vraie grandeur a été réalisée sur un projet proposé par la direction des travaux publics de Tlemcen intitulé « étude de modernisation et de réhabilitation de la RN 02 Bensekrane wilaya de Tlemcen (Algérie) du Pk 41+750 au Pk 67+00 ».

Le plan de travail à réaliser en vue d'atteindre l'objectif visé par la présente étude comporte une modélisation par FLAC 2D sur un modèle physique réel appartenant au dit projet relatif à la partie d'élargissement en introduisant l'Alvéoter<sup>®</sup> 20 RDT de la société Afitex dans la couche de base construite par des matériaux faibles. La modélisation est effectuée dans deux cas renforcé et non renforcé.

La deuxième étape est de réaliser une planche d'essai in-situ et de mesurer la portance et les déformations du sol renforcé sur place par des essais à la plaque. Et on termine par une étude comparative entre le modèle numérique et le modèle expérimental.

## 2. PROGRAMME DE RECHERCHE EXPERIMENTAL

Les épreuves numériques et expérimentales en vraie grandeur réaliseront sur deux tronçons (3,0mX3.5m) avec deux matériaux faibles en couche de base renforcés par le géosynthétique Alvéoter<sup>®</sup> 20 RDT (Afitex).

Les deux tronçons étudiés appartiennent au projet cité précédemment (photo 4.1). Ce projet assure d'autre part l'élargissement et le dédoublement dans plusieurs sections.

Le projet se situe dans la ville de Bensekrane, cette ville est située à 32 km au nord-est de Tlemcen et à 38 km au sud-ouest d'Aïn Témouchent. Les différentes études géotechniques réalisées sur le site et l'étude géologique ont fait ressortir la présence de marnes argileuses intercalées par d'assez puissants bancs de grès (l'entrée de Bensekrane à droite de la RN 2 et chef-lieu). Quant aux alluvions anciennes et modernes, elles ne se trouvent que le long de l'oued Isser et ses affluents qui convergent vers cette région (Allal M., URBAT 2004).



PHOTO 4.1 : LOCALISATION DE LA RN 2 VERS BENSEKRANE

L'étude a été établie par un bureau d'étude Algérien ainsi que les travaux ont été effectués par l'entreprise EPE STARR SPA. La figure 4.1 présente un profil en travers type d'élargissement.

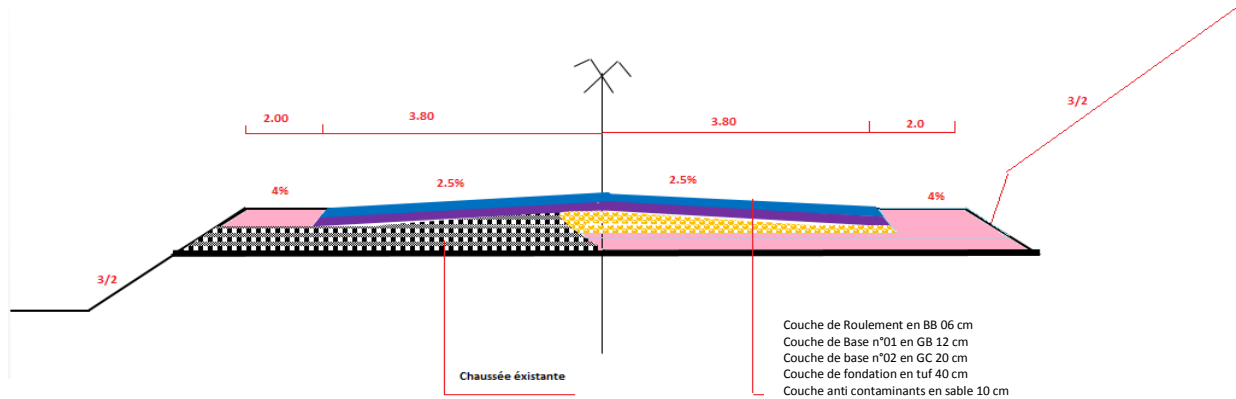


FIGURE 4.1 : PROFIL EN TRAVERS TYPE D'ÉLARGISSEMENT EN ALIGNEMENT DROIT (TRACÉ MIXTE)

Accorder de l'importance du projet et vu la présence de marnes argileuses dans le terrain, le bureau d'étude a proposé la grave concassée dans la couche de base et de la surmonter par une deuxième couche de base en grave traitée (grave bitume). Ces deux matériaux nobles présentent des caractéristiques très servantes et permettent de supporter les charges et augmenter la résistance de la chaussée (tableau 4.1).

TABLEAU 4.1 : DIFFÉRENTS MATÉRIAUX UTILISÉS DANS L'ÉTUDE

Couche	Roulement	Base n°01	Base n°02	Fondation	Anti contaminant	Remblai
Matériau	Béton bitumineux	Grave bitume	Grave concassée	Tuf	Sable 0/2	TVO
Epaisseur (cm)	06	12	20	40	10	60

Les graves bitumes sont des matériaux de meilleurs caractéristiques de résistance aux orniérages et haute module d'élasticité qui varie entre 3 500 et 5 300 MPa (25°C et 10 Hz), selon CTPP et bibliographie de logiciel Alizé, aussi les graves concassée non traité sont des matériaux nobles et présentent des modules de portance important (tableau 4.2).

**TABLEAU 4.2 : CARACTÉRISTIQUES DE LA GRAVE CONCASSÉE 0/31.5 (CTTP 2001)**

	Indice de plasticité	Equivalent de sable à 10% des fines	Teneur en fine	CBR
Grave concassée	Inférieur à 5%	Supérieur à 40%	Entre 4% et 10%	Supérieur à 45

### 3. CAPACITÉ PORTANCE

La capacité portante d'un matériau est le critère de réception des plateformes de terrassement ou encore des différentes couches constituant une chaussée. Cependant les essais évaluant cette capacité portante nécessitent l'utilisation d'un dispositif peu convivial ou la présence d'un engin de charge importante (pelle hydraulique, compacteur, etc.).

L'objet de l'essai à la plaque est de déterminer la valeur du « module sous chargement statique à la plaque » d'une plate-forme EV<sub>2</sub>. Cet essai consiste à évaluer la déformabilité d'un sol en effectuant deux cycles de chargement à vitesse constante (80 daN/s) sur une plaque rigide de 60 cm de diamètre. La plaque est disposée sur le matériau à tester, un vérin de 200kN, 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 (NF P 94-117-1) (photo 4.2).



**PHOTO 4.2 : ESSAI À LA PLAQUE (NF P 94-117-1)**

L'essai comprend deux cycles de chargement (figure 4.2) :

- 1<sup>ère</sup> cycle de chargement et déchargement de 0 à 0,25 MPa : la pression est maintenue jusqu'à stabilisation de la déformation (< 0,02 mm/15 s), mesure de l'enfoncement  $z_0$  (mm), puis déchargement.
- 2<sup>ème</sup> cycle de chargement et déchargement de 0 à 0,2 MPa : après stabilisation de la déformation (<0,02mm/15 s), mesure de l'enfoncement  $z_2$  (mm), puis déchargement.

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

$$EV_2 = \frac{\pi}{4} * (1 - \nu^2) \frac{pd}{z_2}$$

d : diamètre de la plaque

p : pression effective moyenne appliquée au sol

$EV_2$  : module déformation statique

$\nu$  : coefficient de poisson

$z_2$  : 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 :

$$EV_2 = \frac{90}{z_2}$$

avec  $z_2$  en mm et  $EV_2$  en MPa.

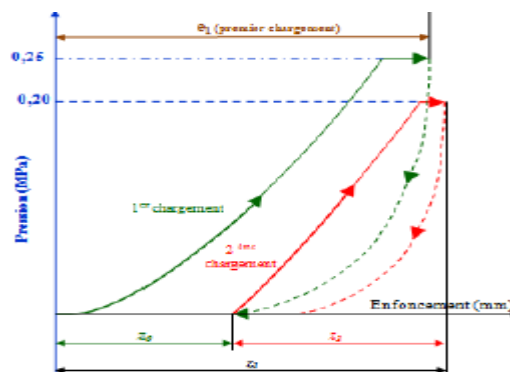


FIGURE 4.2 : COURBE CHARGE-TASSEMENT DURANT L'ESSAI DE PLAQUE

On peut également interpréter le premier chargement (à 0,25 MPa). La valeur du module  $EV_1$  caractérise en effet la déformabilité du remblai dans le cas de compacité ou il se trouve. Dans une hypothèse de valeur du coefficient de poisson de  $\nu = 0,25$  son expression est donnée par :



$$EV_1 = \frac{112,5}{e_1}$$

Avec  $e_1$  enfoncement du premier cycle.

Une valeur faible d'EV1 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 EV2 permet d'apprécier l'évolution de la déformabilité au cours l'évolution de chargement successif. Si le compactage initial est insuffisant, on notera une diminution importante de la déformabilité.

Selon les recommandations de CTTP (2001) les exigences de portance pour les matériaux de remblai (tableau 4.3).

**TABLEAU 4.3 : EXIGENCE DE PORTANCE POUR REMBLAI (CTTP 2001)**

Matériaux	EV2 (MPa)	EV2/EV1
<b>Sol insensible à l'eau avec des fines</b>	> 100	< 2,5
<b>Sol fin et sol sableux ou graveleux avec des fines</b>	> 50	< 2

Le rapport  $k = \frac{EV_2}{EV_1}$  permet d'apprécier la qualité du compactage. Le compactage est d'autant meilleur que le rapport  $\frac{EV_2}{EV_1}$  est faible.

## 4. ETUDE NUMÉRIQUE

### 4.1. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

Pour notre campagne expérimentale, l'idée de base est de substituer la grave concassée par un composé d'Alvéolaire et matériaux moins portants. Dont nous avons mis le choix sur des matériaux de remplissage qui ont des caractéristiques différentes à celle proposée par le bureau d'étude, ces matériaux choisis sont préservés pour des remblais ou accotements ou autres emplois.

La planche d'essai est réalisée sur deux tronçons, un sable 0/5 de la carrière El Bordj pour le premier tronçon (3,0 m x 3,5 m) et un tout-venant de carrière Ouled Mimoun wilaya de Tlemcen sur le deuxième. C'est une proposition pragmatique pour prouver les substitutions proposées. Les caractéristiques géotechniques du sable et tout-venant sont présentées dans le tableau 4.4 et leurs courbes granulométriques dans les figures 4.3 et 4.4.

TABLEAU 4.4 : CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX (LTPO TLEMEN)

	Sable	Tout venant
Indice de plasticité	Non mesurable	
Equivalent de sable (%)	67,0	50,0
Teneur en fine (%)	6,0	6,0
Bleu de méthylène	0,13	0,2
Teneur en matière organique (%)	0,3	4,0
Proctor ( $t/m^3$ )	1,88	2,04
Teneur en eau optimum (%)	5,07	5,28
CBR Imbibé (4 jours) pour 55 coups	28,0	38,0

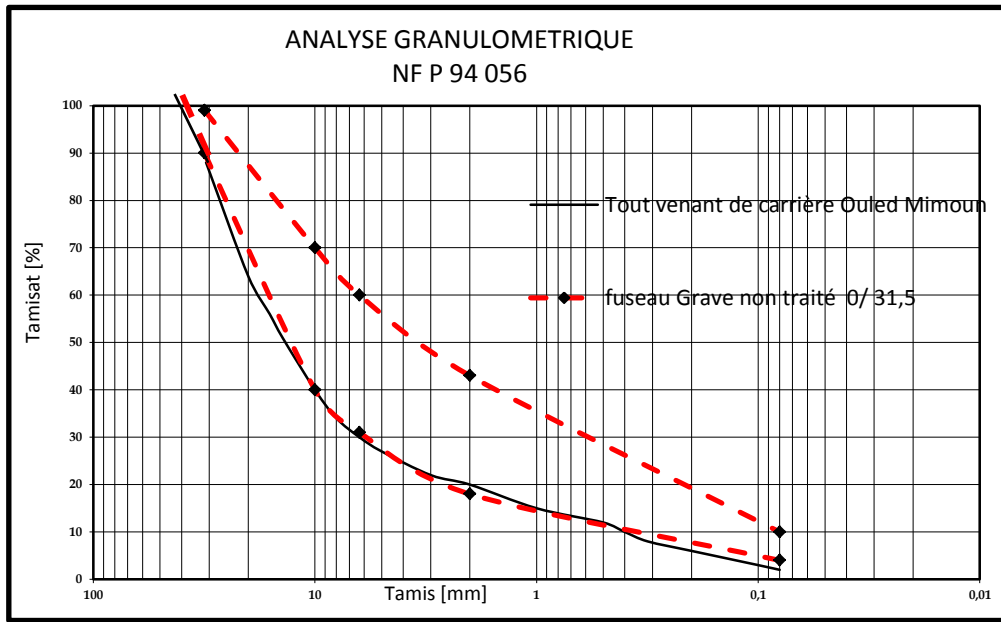


FIGURE 4.3 : ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE DE TOUT VENANT DE LA CARRIÈRE OULED MIMOUN

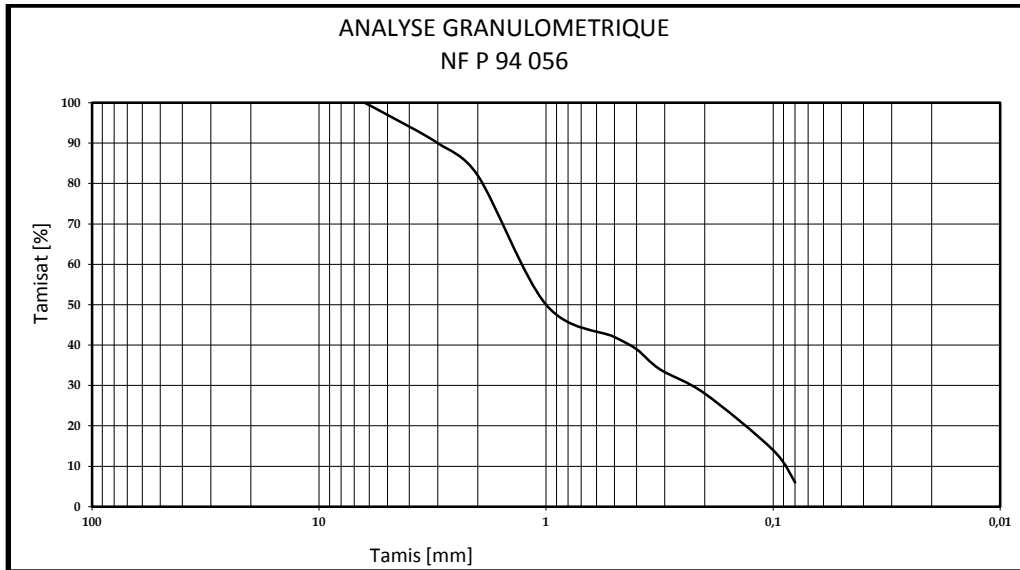


FIGURE 4.4 : ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE SABLE D'ENG EL BORDJ TLEMEN

La qualité des matériaux constitutifs, d'après les résultats d'analyse, présentent de faibles caractéristiques en termes de portance d'où on a obtenu des valeurs de CBR qui sont inférieurs à faible 50%. Aussi la granulométrie du tout venant présente une courbe qui n'appartient pas au fuseau de spécification (CTTP 2001) sa courbe tant vers la partie inférieur qui présente des diamètres importants qui sont plus de 40mm, à cet effet et l'ors de la mise en œuvre une opération d'élimination des grands particules est obligatoire. Pour permettre de remplir le matériau facilement dans les cellules d'alvéolaire et de ne pas détérioré leur parois. Aussi ces deux matériaux de remplissage présentent des sols faiblement organiques, cette caractéristique qui permet

Aussi, pour modéliser la portance de la chaussée dans les deux cas renforcé ou non, l'outil de calcul numérique FLAC 2D appel d'introduire les caractéristiques physiques, mécaniques et intrinsèques des matériaux utilisés. Donc il est nécessaire de corrélér préalablement la rigidité du sol utilisé avec son CBR.

Dans le calcul ci après nous allons utilisés la corrélation selon le catalogue de dimensionnement des chaussées neuves (CTTP 2001),  $E \text{ (MPa)} = 5 \text{ CBR}$ , cette relation est obtenue à partir des essais en laboratoire réalisées sur une famille de sols prédominants en Algérie.

## 4.2. MODÉLISATION

Dans cette étape d'étude on s'intéresse à la modélisation en 2D du modèle physique réel symbolisée par l'application de trois couches.

Le bureau d'étude a proposé une structure composée de quatre couches comme montré auparavant : couche de fondation en tuf, couche de base divisée par deux une assise en grave concassée et surmonter par la grave bitume et en fin la couche de roulement en béton bitumineux. Pour notre étude on va utiliser une structure composée de trois couches :

- Une couche de fondation en tuf,
- Une couche de base en matériaux proposés (sable puis TVO)
- Une couche de revêtement bitumineux composé d'une couche en grave bitume on intégrant avec elle la couche de béton bitumineux.

La chaussée a modélisée c'est la section qui appartient au dédoublement comme représentée dans la figure 4.5 considérant des encastremets au niveau de l'axe de symétrie de la chaussée (partie chaussée existante) et niveau de l'assise inférieur de la chaussée. La partie inclinée restante est considéré libre. Les lois de comportements et les conditions des interfaces sont celle représenté dans le chapitre précédent.

La chaussée est soumise à un chargement statique au centre de la chaussée d'une valeur correspondante à la charge de l'essai à la plaque qui vaut pour premier cycle 70,68 kN et 56,45 kN pour celui de deuxième cycle.

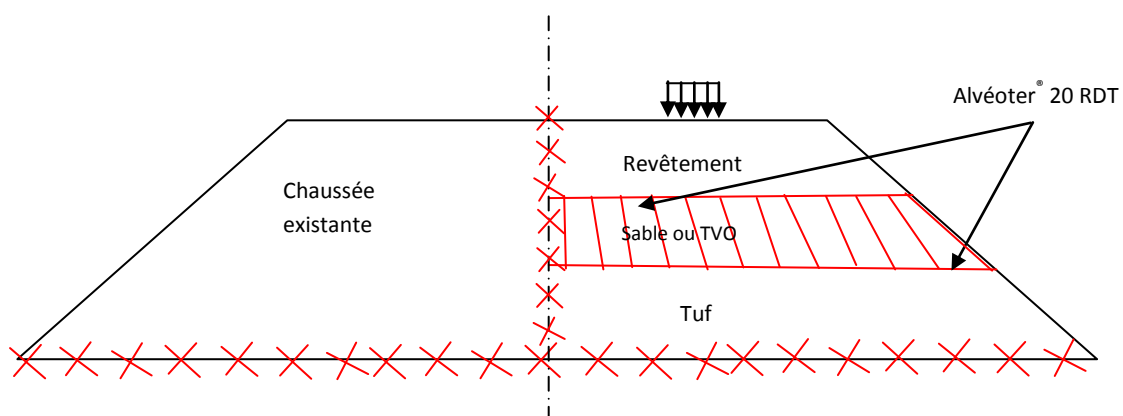


FIGURE 4.5 : VUE DE FACE DE LA PLANCHE D'ESSAI EN SOLS RENFORCÉS

Les caractéristiques des matériaux proposés sont données dans le tableau 4.5

TABLEAU 4.5 : CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX [LTPO TLEMEN]

	CBR	Épaisseur (cm)	Module de Young (MPa)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Cohésion (kPa)	Angle de Frottement (°)	Coefficient de poisson
Couche de fondation	<20	40	75	19,00	50	30	0,28
Couche de base	sable	20	140	17,00	0,4	31	0,28
	TVO	20	190	20,00	1,5	35	0,30
Couche d'enrobé bitumineux	—	18	5000 E à 25°, 10 Hz	22,00	100	32	0,35

Les éléments de renforts peuvent être modélisés sur FLAC 2D à l'aide l'élément de structure type câble (figure 4.6). On applique l'alvéolaire dans la couche de base, leurs caractéristiques sont présentées dans le chapitre 3.

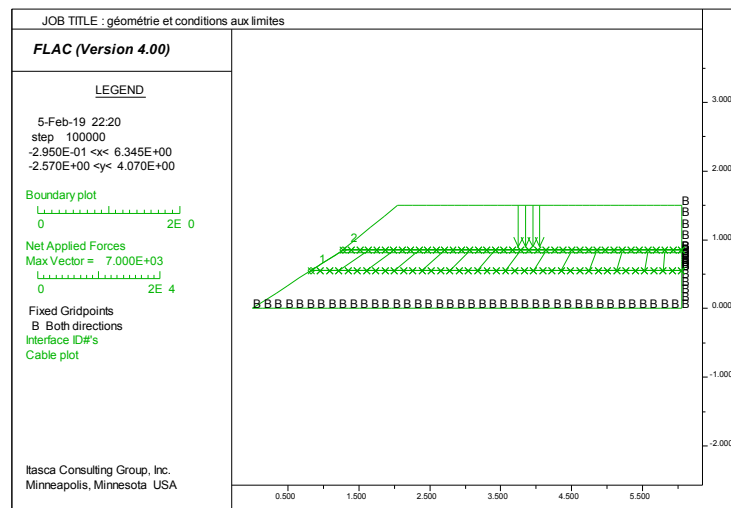


FIGURE 4.6 : MODÉLISATION DE LA SECTION RENFORCÉE PAR FLAC 2D

### 4.3. ÉTUDE DES DÉPLACEMENTS

Les résultats d'analyse numérique par FLAC 2D exposés dans cette partie portent sur les déplacements (enfoncements) verticaux de la chaussée en fonction des caractéristiques des matériaux utilisés in-situ. Ils sont regroupés dans le Tableau 4.6 et présentés sur les figures 4.7 à 4.10. Ces figures concernent aussi bien les chaussées renforcées et les chaussées non renforcées. Il a été pris en compte les deux cas d'analyse, premier cycle et deuxième cycle de la plaque pour les deux matériaux proposés.

**TABEAU 4.6 : RÉSULTATS DES ENFONCEMENTS VERTICAUX DE LA CHAUSSEE RENFORCÉE ET NON RENFORCÉE**

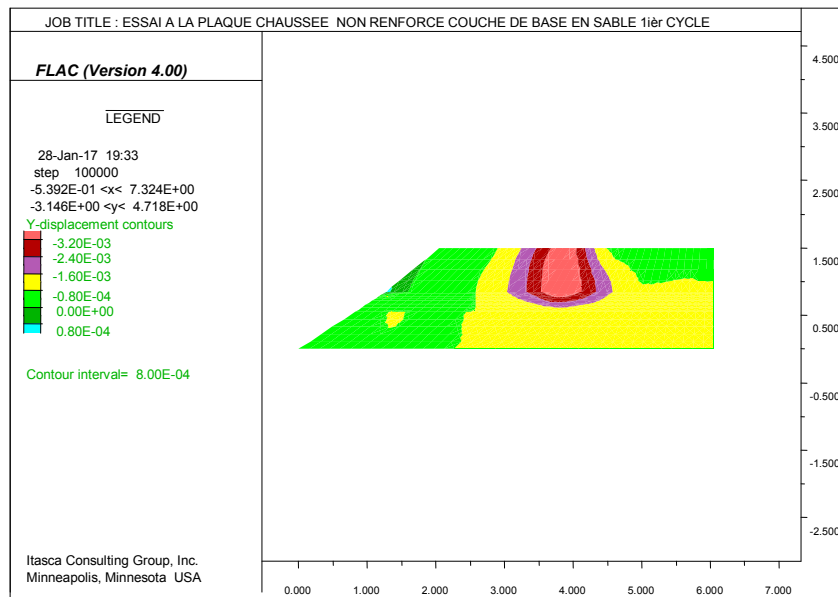
	sable			TVO		
	1 <sup>ier</sup> cycle	2 <sup>ième</sup> cycle	EV2 (MPa)	1 <sup>ier</sup> cycle	2 <sup>ième</sup> cycle	EV2 (MPa)
<b>Enfoncement Sans Alvéolaire (m)</b>	3,2 X10 <sup>-3</sup>	2,22 X10 <sup>-3</sup>	41	3,0 X10 <sup>-3</sup>	2,0 X10 <sup>-3</sup>	45
<b>Enfoncement Avec Alvéolaire (m)</b>	2,3 X10 <sup>-3</sup>	1,95X10 <sup>-3</sup>	47	2,7 X10 <sup>-3</sup>	1,76 X10 <sup>-3</sup>	51,13
<b>Réduction %</b>	28%	12%		10%	12%	

D'après les résultats regroupés dans le tableau 4.6 on constate que la présence d'Alvéolaire dans la couche de base avec les deux matériaux a réduit le taux de déplacement et a amélioré la valeur de portance EV2. Le jugement n'est pas apporté à la couche de base seulement mais sur l'ensemble de la chaussée.

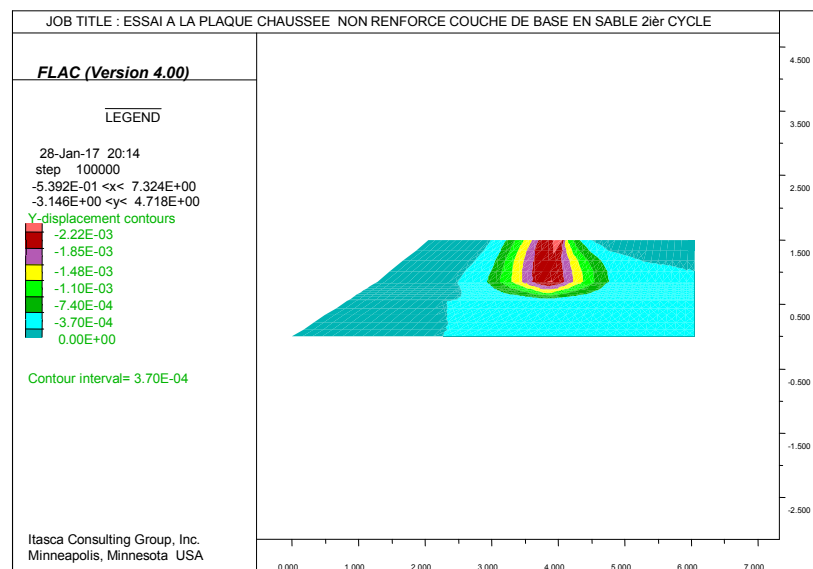
Les résultats de déplacement trouvés sont mesurés en millimètres autre ce qu'on a trouvés au chapitre 3 des valeurs qui ont atteint les centimètres, la cause c'est d'introduire un chargement statique de l'essai à la plaque qui vaut 70,68 kN et 56,45 kN par contre dans le chapitre 3 on a utilisé un chargement statique d'un essieu standard qui vaut 130kN.

Aussi, on remarque que la distinction des caractéristiques physique et mécanique des deux matériaux utilisés nous a permis d'avoir des résultats plus prédominantes pour les matériaux qui ont des meilleurs caractéristique. Et c'est nettement évident dans le cas d'utilisation le sable qui se caractérise par une cohésion presque nulle et une portance petite par rapport au TVO utilisé.

L'ensemble des figures 4.7 à 4.10 montrent la réduction de répartition des déplacements verticaux pour les deux matériaux en appliquant les deux cycles de chargement et dans le deux cas renforcé et non renforcé.



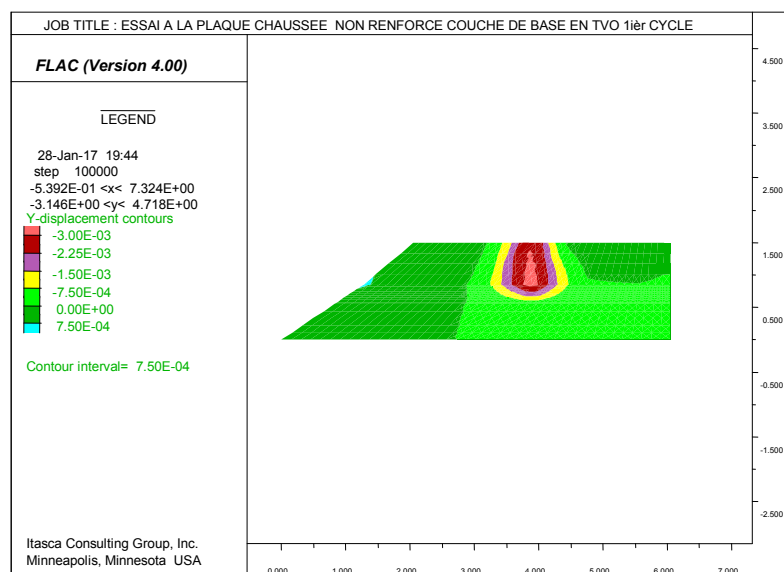
(A)



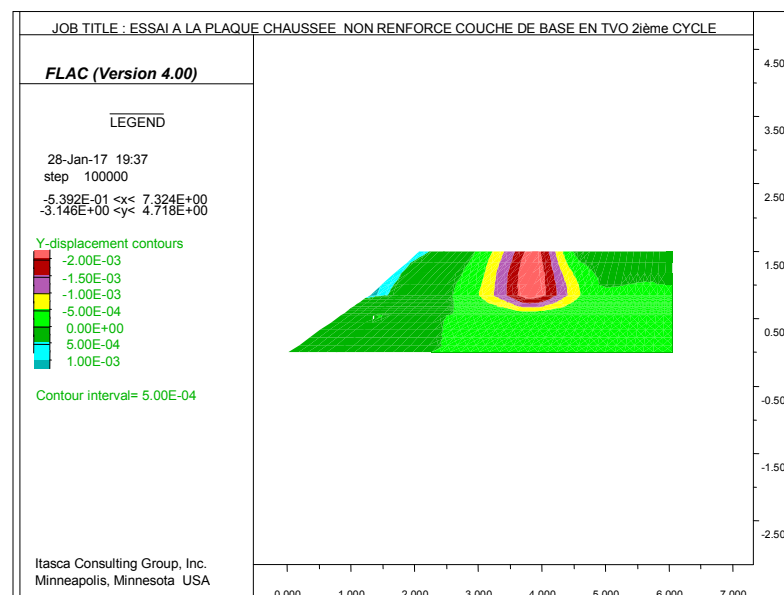
(B)

FIGURE 4.7: ENFONCEMENT PROVOQUÉ PAR CHARGEMENT DE LA PLAQUE COUCHE DE BASE EN SABLE NON RENFORCÉ

(A) 1<sup>IER</sup> CYCLE, (B) 2<sup>IÈME</sup> CYCLE



(A)

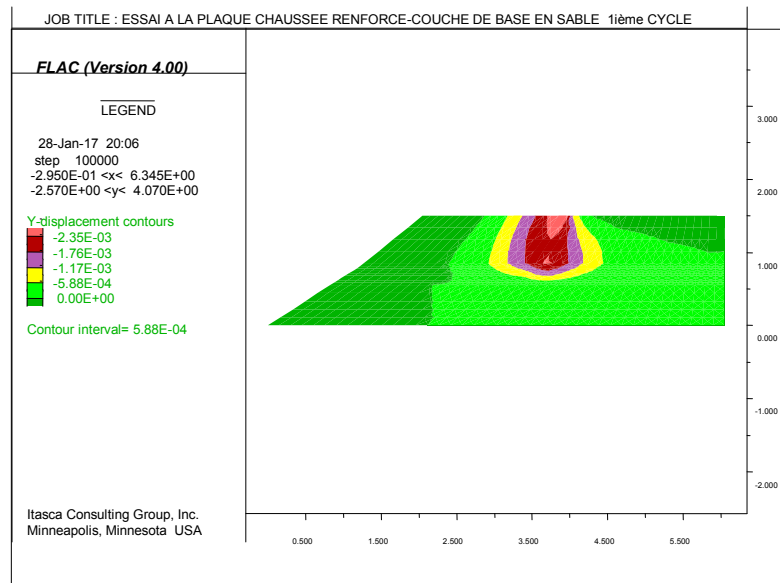


(B)

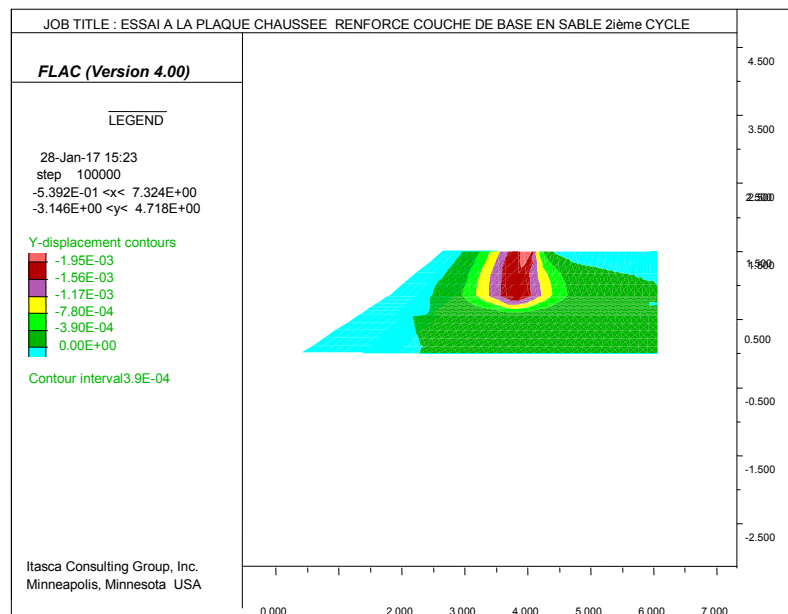
FIGURE 4.8: ENFONCEMENT PROVOQUÉ PAR CHARGEMENT DE LA PLAQUE COUCHE DE BASE EN TVO NON RENFORCE

(A) 1<sup>IER</sup> CYCLE, (B) 2<sup>IÈME</sup> CYCLE





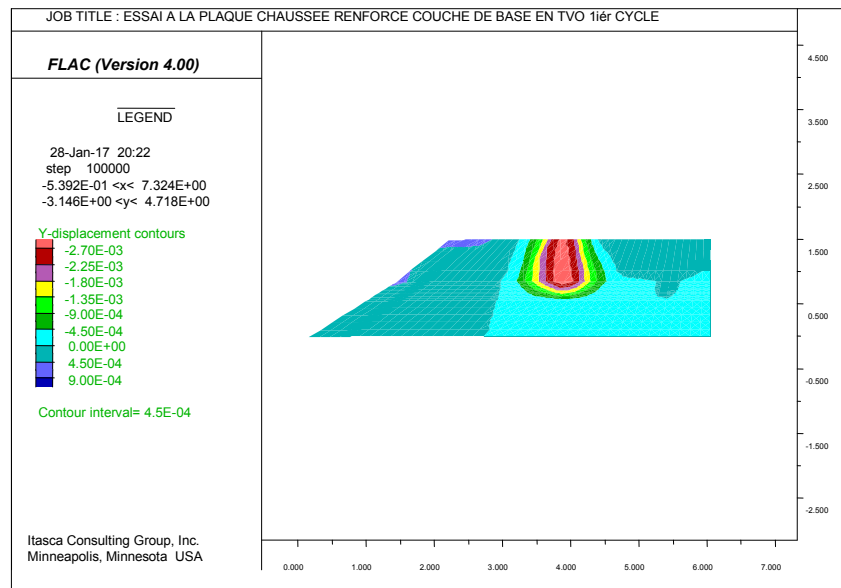
(A)



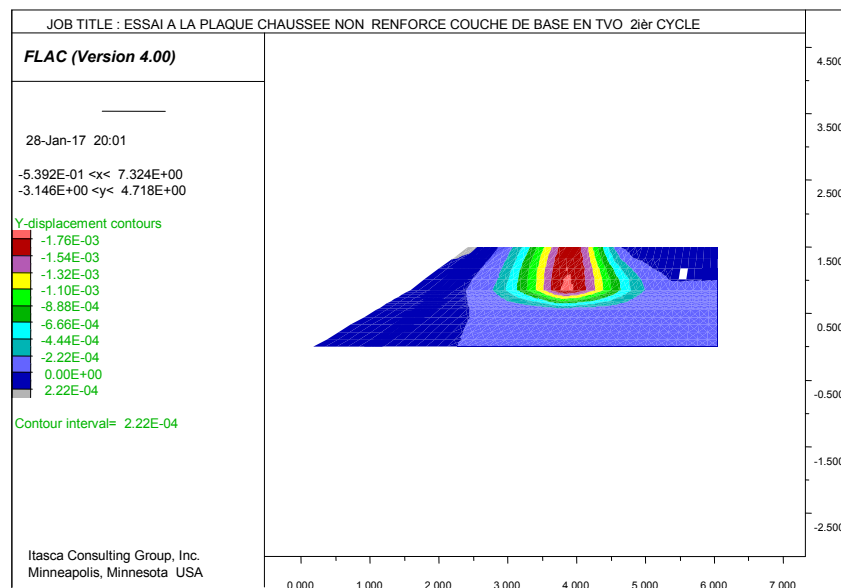
(B)

FIGURE 4.9: ENFONCEMENT PROVOQUÉ PAR CHARGEMENT DE LA PLAQUE COUCHE DE BASE EN SABLE RENFORCÉ

(A) 1<sup>IER</sup> CYCLE, (B) 2<sup>IÈME</sup> CYCLE



(A)



(B)

**FIGURE 4.10: ENFONCEMENT PROVOQUÉ PAR CHARGEMENT DE LA PLAQUE COUCHE DE BASE EN TVO RENFORCÉ**  
**(A) 1<sup>IER</sup> CYCLE, (B) 2<sup>IÈME</sup> CYCLE**

## 5. ÉTUDE EXPERIMENTALE

Dans le cadre de notre travail de thèse, nous allons réaliser une expérience in-situ sur deux tronçons de la chaussée qui appartient au projet cité précédemment. Ces expériences en grandeur nature devaient pouvoir servir de référence pour la société mais également admettre la validation des méthodes de calcul.

La réalisation des deux tronçons est déroulée en mois de Mai 2016, la couche de base proposée pour notre recherche constituée du sable pour le premier tronçon et du TVO pour le deuxième sans toucher sur les matériaux de la couche de fondation et de revêtement y compris la grave bitume qui sont prévus par l'étude du projet (figure 4.11). La réalisation des planches d'essais sont effectuées sur les deux aspects renforcé et non.

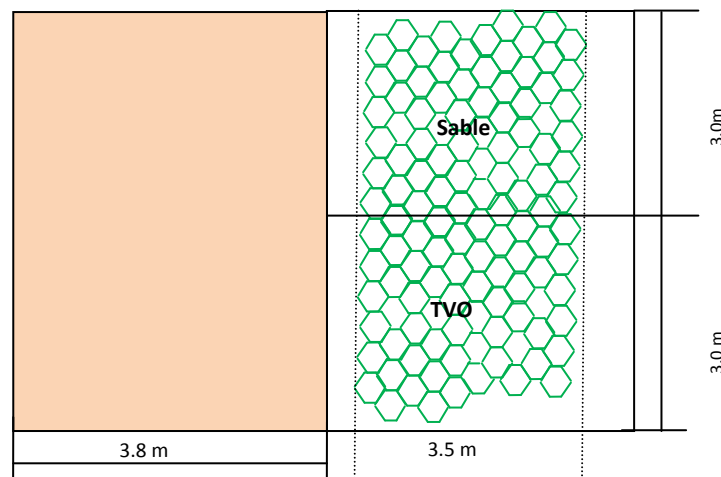


FIGURE 4.11 : VUE DE DESSUS DE LA PLANCHE D'ESSAI EN SOLS RENFORCÉS

Les photos 4.3, 4.4 et 4.5 de chantier présentent la mise en place d'une couche d'Alvéolaire sur la couche de base et le remplissage par les matériaux à étudier.



**PHOTO 4. 3 : MISE EN PLACE D'UNE COUCHE ALVÉOLAIRE SUR LA COUCHE DE BASE**



**PHOTO 4. 4 : REMPLISSAGES D'ALVÉOLAIRE PAR LE SABLE D'EL BORDJ ET TOUT-VENANT**



**PHOTO 4. 5 : OPÉRATIONS D'ARROSAGE ET COMPACTAGE**

Le contrôle de compacité des couches de base a été effectué directement après compactage et arrosage du sable et le TVO pour les deux cas renforcé et non renforcé en respectant les règles définies par l'étude de mécanique des sols pour l'ouvrage considéré.

L'indisponibilité des moyens expérimentaux en temps opportun a empêché de procéder aux essais de plaque instantanément sur la couche innovée. La réalisation de l'essai à la plaque a

été procédée après l'achèvement des travaux de réalisation le long de la chaussée et en présence de l'équipe géotechnique de laboratoire LTPO Tlemcen qui nous a accompagnés durant les étapes de réalisation et contrôle.

L'ensemble des résultats de compacités par l'appareil Gamma densimètre de la couche de base dans le cas non renforcé sont inférieurs à la spécification de CTPP avec une légère sensibilité à la teneur en eau par contre ces compacités sont améliorés en présence du renforcement (tableaux 4.7 et 4.8).

**TABLEAU 4.7 : RÉSULTATS DE COMPACITÉ DU SABLE SELON CTPP 2001**

Essai N°	Masse volumique humide t/m <sup>3</sup>		Teneur en eau %		Masse volumique in situ t/m <sup>3</sup>		Proctor t/m <sup>3</sup>	Compacité comparé à OPM%		exigences
	Non renforcé	renforcé	Non renforcé	renforcé	Non renforcé	renforcé		Non renforcé	renforcé	
1	1,830	1,777	4,7	5,04	1,748	1,692		93	97	
2	1,773	1,873	4,8	4,9	1,692	1,786	1,88	90	95	> 97%
3	1,817	1,939	5,1	5,3	1,729	1,842		92	98	

**TABLEAU 4.8 : RÉSULTATS DE COMPACITÉ DU TVO SELON CTPP 2001**

Essai N°	Masse volumique humide t/m <sup>3</sup>		Teneur en eau %		Masse volumique in situ t/m <sup>3</sup>		Proctor t/m <sup>3</sup>	Compacité comparé à OPM%		exigences
	Non renforcé	renforcé	Non renforcé	renforcé	Non renforcé	renforcé		Non renforcé	renforcé	
1	1,965	2,080	5,9	5,2	1,856	1,978		91	97	
2	1,935	2,112	5,5	5,7	1,897	1,999	2,04	93	98	> 97%
3	2,031	2,118	4,8	6,0	1,938	1,999		95	98	

Généralement on n'utilise pas le sable dans la confection d'une couche d'une chaussée vue l'absence de sa cohésion et sa faible portance. Ces facteurs nous a conduits a un compactage plus difficile et parfois impraticable par rapport au TVO utilisé dans l'étude. Les résultats enregistrés dans les tableaux 4.7 et 4.8 témoignent cette insuffisance. Les compacités sont

améliorés par introduction d'Alvéolaire vu sa rigidité importante qui a dominé sur l'ensemble des matériaux de la chaussée.

Parallèlement aux essais de compacité par gamma densimètre, les essais à la plaque sont réalisés afin de déterminer le rapport de compactage k qui est un indicateur en vigueur pour apprécier la qualité de compactage réalisé sur chantier. Nous avons tracé les courbes charge tassement découlé des mesures de l'appareil. Ensuite on a déterminé les modules de déformation EV1 correspond au premier cycle EV2 correspond au deuxième cycle pour les deux cas renforcé et non renforcé et pour les deux matériaux (figures 4.12 et 4.13 tableaux 4.9 et 4.10).

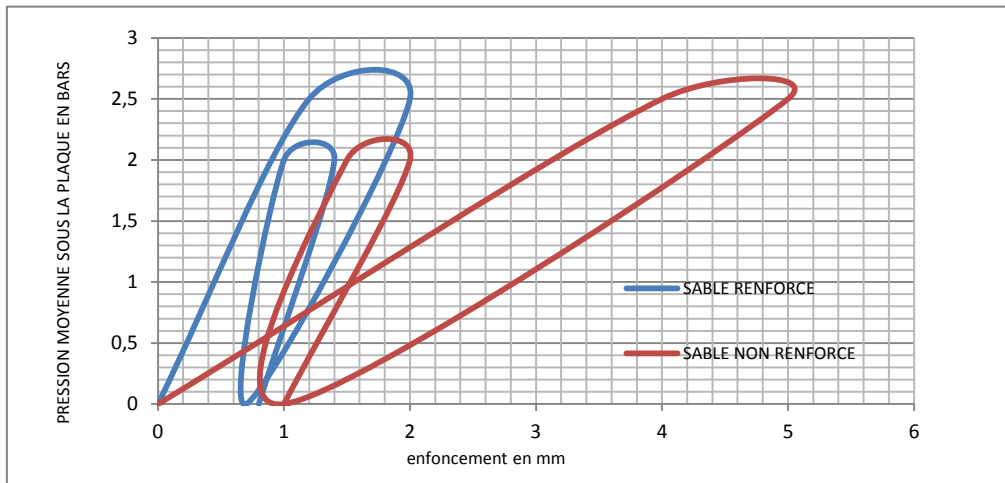


FIGURE 4.12 : COURBE CHARGE-TASSEMENT DURANT L'ESSAI À LA PLAQUE POUR COUCHE DE BASE EN SABLE RENFORCÉ ET NON RENFORCÉ

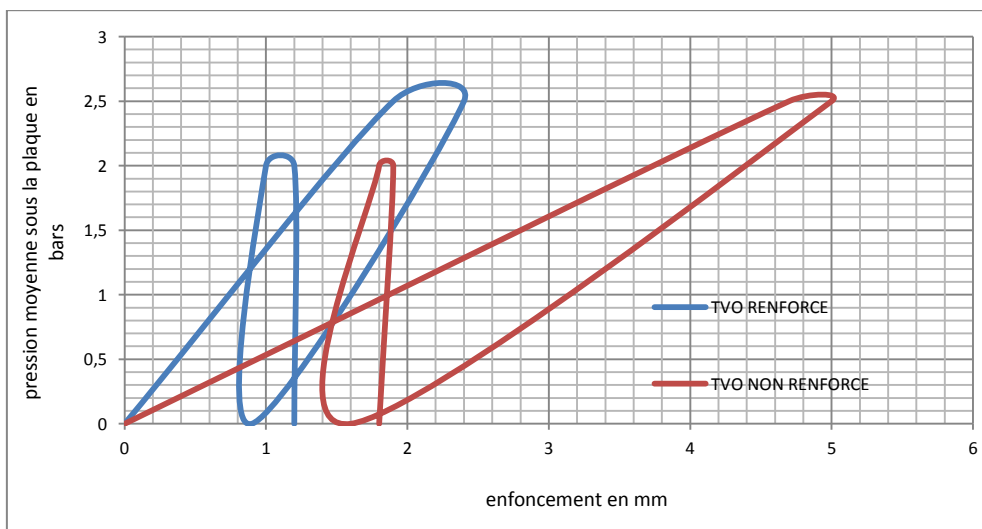


FIGURE 4.13 : COURBE CHARGE-TASSEMENT DURANT L'ESSAI À LA PLAQUE POUR COUCHE DE BASE EN TVO RENFORCÉ ET NON RENFORCÉ

**TABLEAU 4.9 ESSAI DE CHARGEMENT À LA PLAQUE POUR UNE COUCHE DE BASE DE SABLE (NORME 94-117-1)**

<b>Sable</b>				
	<b>Non renforcé</b>		<b>Renforcé</b>	
	1 <sup>ier</sup> cycle	2 <sup>ième</sup> cycle	1 <sup>ier</sup> cycle	2 <sup>ième</sup> cycle
<b>Chargement (kN)</b>	70,65	56,52	70,65	56,52
<b>Charge (bars)</b>	2,5	2,0	2,5	2,0
<b>Enfoncement moyen (mm)</b>	5,00	2,00	2,00	1,40
<b>Ev (MPa)</b>	$Ev1=112,5/e_{moyen}$ = 22,50	$Ev2=90/e_{moyen}$ = 45,00	$Ev1=112,5/e_{moye}$ n= 56,25	$Ev2=90/e_{moyen}$ = 64,28
<b>K = Ev2/Ev1</b>	2,00		1,14	
<b>Exigence</b>	K<2			

**TABLEAU 4.10 ESSAI DE CHARGEMENT À LA PLAQUE POUR UNE COUCHE DE BASE DE TVO (NORME NF P 94-117-1)**

<b>TVO</b>				
	<b>Non renforcé</b>		<b>Renforcé</b>	
	1 <sup>ier</sup> cycle	2 <sup>ième</sup> cycle	1 <sup>ier</sup> cycle	2 <sup>ième</sup> cycle
<b>Chargement (kN)</b>	70,68	56,45	70,68	56,45
<b>Charge (bars)</b>	2,5	2,0	2,5	2,0
<b>Enfoncement moyen (mm)</b>	5,00	1,90	2,40	1,20
<b>Ev (MPa)</b>	$Ev1=112,5/e_{moye}$ n= 22,50	$Ev2=90/e_{moyen}$ = 47,37	$Ev1=112,5/e_{moyen}$ = 46,87	$Ev2=90/e_{moyen}$ = 75,00
<b>K = Ev2/Ev1</b>	2,10		1,60	
<b>Exigence</b>	K<2			

Les résultats ci-dessus montrent que les valeurs EV2 dans le cas renforcé sont supérieures à 50 MPa. En outre on observe que l'amélioration de la qualité du compactage augmente avec la présence d'alvéolaire dans la couche de base ce qui reflète l'efficacité de l'effet de renforcement par géosynthétique. La capacité portante maximale augmente en utilisant le sable de 45,00 MPa (sans renforcement) à 64,28 MPa (avec renforcement), une augmentation de 30%. Et dans le cas d'utilisation le TVO de 47,37 MPa (sans renforcement)

à 75,00 MPa (avec renforcement), une augmentation de 37%. Cette amélioration de la capacité portante est très bénéfique pour le déroulement de compactage.

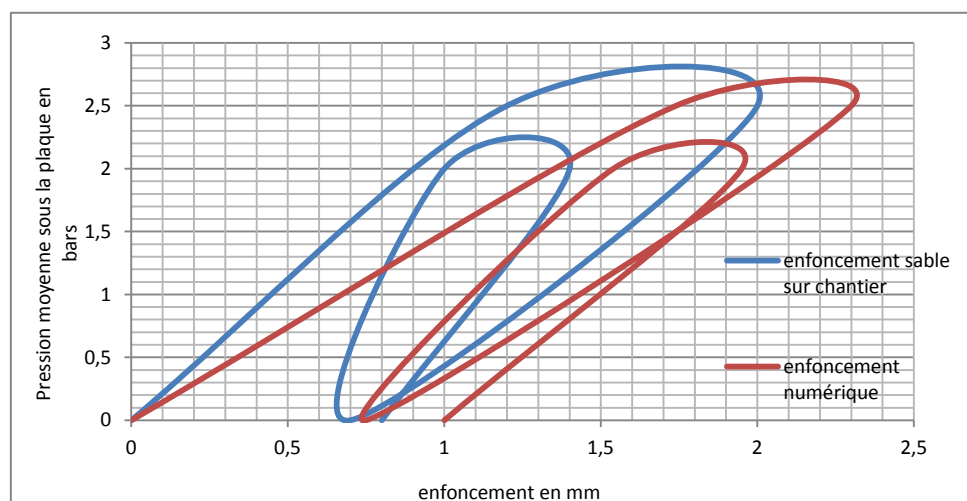
Le composite formé par les Alvéolaires et le sol possède une rigidité et une capacité portante importante, vu que les Alvéolaires qui ont la forme nid d'abeille peuvent fournir au sol un mécanisme de confinement et par conséquent une meilleure résistance au cisaillement et à la traction.

## 6. ETUDE COMPARATIVE

Afin de valider l'étude numérique avec l'expérimentale, une étude comparative entre les résultats obtenus a été effectuée. Les résultats d'enfoncement (déflexion) provoqués par chargement en premier cycle et second cycle de la plaque sont regroupés dans le tableau 4.11 les figures 4.14 et 4.15 représentent les résultats de cas renforcé.

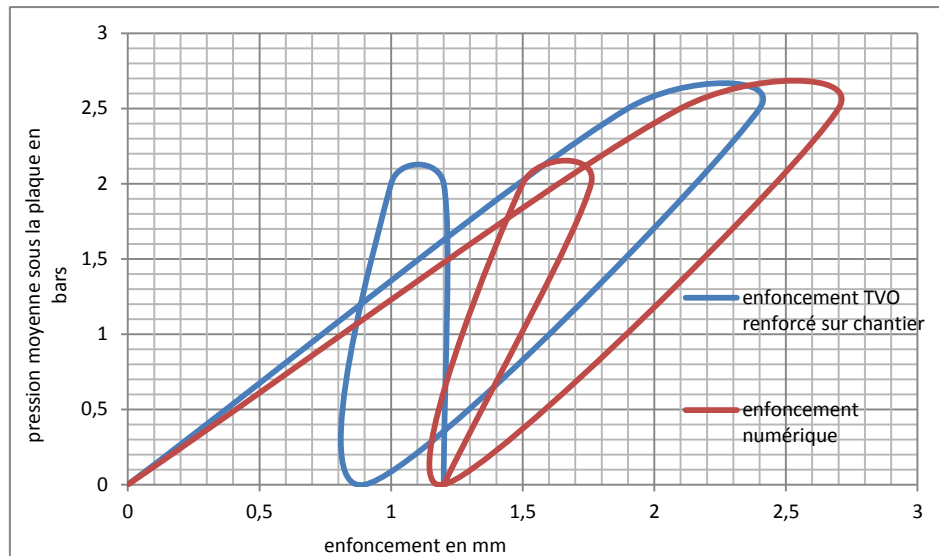
**TABEAU 4.11 COMPARAISON DES RÉSULTATS NUMÉRIQUES D'ENFONCEMENTS PROVOQUÉS PAR CHARGEMENT DU 1<sup>ER</sup> ET 2<sup>IÈME</sup> CYCLE AVEC TROUVÉ SUR CHANTIER CAS RENFORCÉ**

	Sable		TVO	
	numérique	chantier	numérique	chantier
<b>K</b>	0,94	1,14	1,22	1,60
<b>Ecart %</b>	0,17		0,31	



**FIGURE 4.14 : COURBES COMPARATIVE ENTRE LE CAS NUMÉRIQUE ET CAS RÉEL DE LA PRESSION DÉFLEXION SABLE RENFORCÉ**





**FIGURE 4.15 : COURBES COMPARATIVE ENTRE LE CAS NUMÉRIQUE ET CAS RÉEL DE LA PRESSION DÉFLEXION TVO RENFORCÉ**

La validation du modèle numérique, avec des résultats expérimentaux, et l'établissement d'un modèle numérique réel présentatif des matériaux utilisés sable et TVO, donnent des résultats nettement plus satisfaisants avec le modèle de Mohr-Coulomb intégré par le logiciel FLAC 2D et donne une bonne estimation des déplacements et une bonne étude de portance des matériaux.

Les résultats de modélisation numérique des essais de plaque sur la chaussée étudiée sont globalement très satisfaisants. Ces résultats encourageants demandent à être confirmés pour d'autres types de sol plus médiocre.

## 7. CONCLUSION

La technique de renforcement du sol par l'Alvéolaire pour la réalisation d'une chaussée, présentera un intérêt potentiel dans les travaux publics actuels.

L'expérimentation a globalement permis de répondre aux questions posées concernant le comportement de la structure renforcée par les Alvéolaires. Les mesures expérimentales aussi bien que des simulations numériques ont montré que la déflexion se réduit et la portance accroître en présence des Alvéolaires. Les matériaux utilisés dans l'expérimentation ne sont pas peu portant mais ils sont déconseillé dans la construction des corps des chaussées tel que le sable le guide des travaux routier (GTR) Algérien n'admet de l'utiliser autant qu'une couche dans le corps de chaussée, vu son compactage impraticable le

risque d'arrachement dans le cas de mauvaise teneur en eau ainsi le risque de liquéfaction et plusieurs anomalies. Le tout venant utilisé lui aussi n'atteindre pas la classe d'être matériau noble tel que la grave concassée. Les résultats de compacité trouvée si dessus confirment l'insuffisance de compactage de ces matériaux et par conséquent leur faible portance.

En introduisant l'Alvéolaire dans le corps de chaussée et vu sa forme nid d'abeille qui permet de confiner ces matériaux et leurs données des résistances élevées et diminuer les tassements. Ceci montre que le renforcement a un effet meilleur sur l'amélioration de la capacité portant et réduction de tassement.

## **CONCLUSION GÉNÉRALE**

Les constructions d'infrastructures routières sont souvent forcées par traversée des régions dont les sols ont des caractéristiques mécaniques médiocres ou sableuses tel que les régions désertiques qui souffrent de l'absence totale de ressources naturelles en surface. Alors, la pénurie des matériaux noble ainsi que leur cout élevé et les problèmes de transport, pouvant être à l'origine d'importants problèmes techniques et financiers. La solution de renforcement présente une perspective intéressante face à ces obstacles. Parmi les possibilités techniques de renforcement, les Alvéolaires qui consistent une solution économique, aisée à mettre en œuvre, compétitive et permettant un gain de temps sur chantier. Pour répondre efficacement au besoin de renforcement, les propriétés mécaniques du renforcement Alvéolaire doivent donc tenir compte de mécanismes de renforcement tel que le comportement en membrane de l'Alvéolaire. Cette technique qui a été conçu dans le début des années 70, a permettre à plusieurs auteurs d'évoquer dans les études et articles scientifiques relatifs au renforcement des chaussées par Alvéolaires. Ils ont été mis en évidence par des expériences, en laboratoire, sur modèle réduit, et en grandeur nature. Les études, les plus importantes, sur les méthodes analytiques (expérimentales) cités en premier chapitre indiquent quatre travaux originaux qui ont largement contribué à une meilleure compréhension des Alvéolaires utilisés dans les applications routières (Barenberg et al. 1975; Steward et al. 1977; Giroud et Noiray, 1981; Houlsby et Jewell, 1990; Giroud et Han, 2004a et 2004b).

Les travaux effectués dans le cadre de cette thèse consistent à évaluer le comportement mécanique du corps d'une chaussée souple renforcée par géosynthétiques type Alvéolaire de la société Afitex. L'objectif est d'estimer les déformations et les contraintes issues de forces extérieures appliquées en premier lieu, puis d'étudier en vrai grandeur l'influence d'Alvéolaire sur la capacité portante du sol médiocre.

Le travail est basé sur une modélisation en grande déformation avec l'hypothèse d'un comportement bidimensionnel par le logiciel FLAC 2D version 4 et une étude tridimensionnel par le logiciel FLAC 3D version 3.0 d'une chaussée souple pour deux cas, sans Alvéolaire puis avec, dont le but d'évaluer ces déformations et contraintes.

Le modèle numérique utilisé pour la problématique consiste à considérer que les matériaux de la chaussée sont modélisés par une loi du comportement mécanique élasto-plastique. Les Alvéolaires, quant à eux, sont modélisés pas des éléments structuraux dont on distingue l'élément

câble. La chaussée est soumise à un chargement statique d'une valeur correspondante à 13 tonnes par essieu.

Vue les résultats effectués à partir des logiciels FLAC 2D/3D des conclusions intéressantes semblent apparaître. Nous avons effectué la modélisation de la chaussée en deux étapes une sans renforcement et une autre en introduisant l'Alvéolaire dans la couche de base aussi, et pour comprendre le rôle d'Alvéolaire dans la chaussée, une étude paramétrique a été effectuée en faisant varier le module d'Young d'Alvéolaire, l'épaisseur de la couche de base ainsi que la position d'Alvéolaire.

On revanche les calculs ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Les résultats de l'analyse élastoplastique indiquent que la présence d'Alvéolaire réduit les déplacements verticaux suite à l'application de la charge par rapport au cas non renforcé.
- Une réduction de l'intensité des contraintes de cisaillement transmises au sol de base
- Les résultats montrent qu'il y a une variation proportionnellement inverse de la rigidité avec le déplacement ce qui est logique puisqu'il s'agit de la raideur d'Alvéolaire qui va minimiser le déplacement du sol et la déformation de la structure. Donc sous un chargement statique, la capacité portante augmente avec l'augmentation de cette rigidité, car elle contribue à l'améliorer.
- L'épaisseur de la couche de base qui devrait avoir une valeur optimale ; elle doit être d'une assez grande dimension pour améliorer la rigidité de la chaussée sans toutefois atteindre le seuil de surdimensionnement. Alors ces épaisseurs sont réduites on introduisant les Alvéolaires dans la couche de base plus limitée : gain économique sur l'épaisseur de la couche de base.
- L'ensemble de chaussée et Alvéolaires s'incurvent et répond à l'effet de membrane.
- On peut rappeler que les calculs effectués par FLAC 3D sont faites on supposant que l'Alvéolaire est une nappe bidimensionnelle avec des vides hexagonaux, du fait d'utiliser l'élément câble dans la modélisation et d'éviter le risque de compliquée la mise en place de la simulation, et en termes de perspective, on peut faire des calculs complémentaires seront amenés sur l'influence de l'épaisseur d'Alvéolaire.

La partie expérimentale a globalement permis de répondre aux questions posées concernant le comportement de la structure renforcée par les Alvéolaires. Les matériaux utilisés pour la simulation numérique (sable et tout venant) ont montré que la déflexion se réduit et la portance

accroître en présence des Alvéolaires. Les matériaux utilisés dans l'expérimentation sont déconseillés dans la construction des corps des chaussées tel que le sable, malgré sa portance considérable le guide de technique routier (GTR) n'admet de l'utiliser autant qu'une couche dans le corps de chaussée, vu son compactage impraticable le risque d'arrachement dans le cas de mauvaise teneur en eau ainsi le risque de liquéfaction et plusieurs anomalies. Le tout venant utilisé lui aussi n'atteint pas la classe d'être matériau noble tel que grave concassée. Donc et en présence d'Alvéolaire et sa forme nid d'abeille permet de confiner les matériaux et leurs données des résistances élevées et diminuer les tassements.

En conclusion, il est clair que les combinaisons numériques sont en meilleure position pour résoudre ces problèmes complexes, et l'utilisation de tests expérimentaux est un complément utile aux résultats du numérique.

En terme perspective, l'étude peut aller plus loin par des essais sur matériaux beaucoup plus médiocres et peu portants tel que les sols argileux et voir l'impact du géosynthétique sur la structure, aussi une étude d'influence de dimension des alvéoles sur la portance de la chaussée sera intéressante. Une autre perspective sera suggérée sur une étude au laboratoire concernant la déformation d'un lit Alvéolaires selon un effet membrane jusqu'à la rupture des liaisons intercellulaires.

# Bibliographie

1. ALLAL M.A (2004). Dossier géotechnique comme de Bensekrane URBAT Tlemcen, Algérie.
2. ALIZE (2016). Manuel d'utilisation, IFSTTAR (2016) version 1.5
3. ALVÉOTER RTD 20.Fiche technique [AFITEX]
4. ARAB R., ZERHOUNI M., ZERMANI M. ; DJIDJELI Z., TABTI S. (2007). Retours d'expériences sur l'utilisation des Géosynthétiques en Algérie dans les travaux publics.
5. ARNSTEIN W. (2011). Géosynthétiques dans les structures routières : expériences européennes.
6. AFNOR (2000). Portance des plates-formes - Partie 1 : module sous chargement statique à la plaque (EV2). Reconnaissance et essais NF P 94-117-1. Association française de normalisation (AFNOR), Paris
7. ATHANASOPOULOS G. A (1993). Effect of Particle Size on the Mechanical Behavior of Sand-Geotextile Composites. *Geotextiles and Geomembranes*,255–273, 1993.
8. AUSTIN R. A and KNAPTON J. (1996). Laboratory testing of reinforcedunpaved roads. *Earth reinforcement*, H. Ochiai, N. Yasufuku, and K. Omine, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 615–618, 1996.
9. B40 (1977). Normes techniques d'aménagement des routes (Ministère des Travaux Publics d'Algérie)
10. BARENBERG E. J (1975). Evaluation of Soil-Aggregate Systems with MIRAFI Fabric," University of Illinois Report No. UILU-ENG-75-2020, prepared for Celanese Fibers Marketing Company
11. BASSEM A. (2006). Thèse Doctorat, Modèle numérique pour comportement mécanique des chaussées : application à l'analyse de l'orniérage.
12. BASTIEN L.H (2007).Thèse Doctorat, renforcement par Géosynthétiques des remblais sur inclusions rigides, étude expérimentale en vrai grandeur et analyse numérique.
13. BATHURST R. J, PALMEIRA, E.M, STEVENSON P.E, TATSUOKA F., ZORNBERG J.G (2008). *Advances in Geosynthetics Materials and Applications for Soil Reinforcement and Environmental Protection Works"*. EJGE
14. BENEÏTO C. (2001). Composites sol-géosynthétiques chargés localement : Approche tridimensionnelle et effet du renforcement, thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier de Grenoble, 294p.
15. BENMEBARK S. (2013). Thèse Doctorat, Numerical modeling of reinforced unpaved roads by geogrid biskra (TOJAST).

16. BENESSALAH I. (2017). Thèse Doctorat, Comportement des interfaces géosynthétiques sous chargement dynamique due à l'impact.
17. BERRABAH F. (2015). Thèse Doctorat, Évaluation numérique de l'effet du renforcement par nappes de géosynthétique sur la stabilité et le tassement des remblais sur sol compressible
18. BROMS, B. B (1977) .Triaxial Tests with Fabric-Reinforced Soil. Proceedings of International Conference on the Use of Fabric in Geotechnics, Ecole National des Ponts et Chaussées, Paris. 3: 129–134
19. BURKSDALE R., ROBNETT Q., Lai J., and Zeevaert-Wolff A. (1982). Experimental and Theoretical Behavior of Geotextile Reinforced Aggregate Soil Systems," Second International Conference on Geotextiles, Las Vegas, Nevada, pp. 375-380,
20. BILLAUX D. et CUNDALL P. A. (1993) Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments lagrangiens, Revue française de Géotechnique, Vol. 63, pp 9-21.
21. CFG(2015) : Comité français des géosynthétiques: Définition, mise en œuvre et dimensionnement des géosynthétiques.
22. CTP (2001.Catalogue de dimensionnement des chaussées neuves »
23. COST ACTION 348 (2004, 2), Revue : Renforcement des chaussées avec des treillis en acier et des géosynthétiques.
24. DECRET ALGERIEN n°04 /381 du 28/11/2004 fixant les règles de la sécurité routière.
25. DIAKHATE M. (2007). Thèse fatigue et comportement des couches d'accrochage dans les structures de chaussée.
26. DI BENEDETTO H. (1987). Modélisation du comportement des géométraux : application aux enrobés bitumineux et bitume.
27. DONDI G.(1994).Three-Dimensional Finite Element Analysis of a Reinforced Paved Road,"Proc. Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes, and Related Topics, Vol. 1, pp. 95-100.
28. DUPONT TM typan SF Géotextile (2007).Introduction aux produits Fascicule 1 Principaux généraux guide technique LCPC, SETRA 2006- Réalisation des remblais et des couches de formes.
29. ESPINOZA R.D (1994). Soil-geotextile interaction: Evaluation of membrane support, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 13, pp. 281-293
30. FASCICULE 1(2006). Principaux généraux guide technique LCPC, SETRA 2006- Réalisation des remblais et des couches de formes.
31. GIROUD J. P et NOIRAY L. (1981).Geotextile Reinforced Unpaved Road Design," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No. GT9, pp. 1233-1254.



32. GIROUD J.P et Han J. (2004a). Design method for geogrid-reinforced unpaved roads-part I: theoretical development," ASCE Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130 (8), pp 776-778.
33. GIROUD J.P et Han J. (2004b).Design method for geogrid-reinforced unpaved roads-part II: calibration and verification," ASCE Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130 (8), pp 778-779.
34. GIROUD J.P et Han J. (2012).The Giroud-Han design method for geosynthetic-reinforced unpaved roads. Geosynthetics Magazine, April/May 2012, Volume 30 Number 2, pp 12-16
35. GOURC J.P, PERRIER, H. and RIONDY, G. (1983). Unsurfaced Roads on Soft Subgrade Mechanism of Geotextile Reinforcement." Proceedings of the Eighth European Conference on Soil, Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, Finland, vol. 2. pp. 495–498.
36. GOTTELAND P., BENEITO C., UJF Lirigm G. 1 TACNET Jean Marc Cemagref division ETNA Grenoble (1999). Contribution à la modélisation numérique du comportement mécanique des ouvrages de correction torrentielle renforcés par géosynthétiques rapport
37. GRAY, D.H, AL-REFEAI T. (1986). Behavior of Fabric-Versus Fiber-Reinforced Sand. Journal of Geotechnical Engineering, 112(8): 804–820. doi: 10.1061/ (asce) 0733-9410(1986)112:8(804).
38. GUILBAUD R. (2011). Thèse Doctorat, Utilisation des géosynthétiques dans les chaussées (université Laval).
39. HABIBALLAH T. (2003). Modélisation des déformations permanentes des graves non traitées.
40. HAMMITT G. M (1970). Thickness requirement for unsurfaced road sand airfields, bare base support, Project 3782-65." Technical Rep.S-70-5, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.
41. HE\_PENG (2006). Thèse Doctorat, Modélisation Numérique Du Comportement Mécanique Sur Pente Des Dispositifs Géosynthétiques.
42. HOLTZ R.D (2001). Geosynthetics for soil reinforcement" 9th Spencer J. Buchanan Lecture, University of Washington Department of Civil & Environmental Engineering.
43. HOULSBY G. T, et JEWELL, R. A (1990). Design of Reinforced Unpaved Roads for Small Rut Depths," Proceedings of the Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes, and Related Products, Balkema, Vol. 1, The Hague, Netherlands, pp. 171-176, 1990.
44. HOULSBY G.T et BURD, H.J (1986). A Large Strain Finite Element Formulation for One Dimensional Membrane Elements, Computers and Geotechnics, Vol. 2, No. 1, pp. 3-22, 1986.
45. ITASCA CONSULTING GROUP-FLAC - (Version 2002). Notice d'utilisation client

46. KEBALI M., TABTI S. (2017). Simulation expérimentale d'un composé géocellule / sable de dunes en substitution d'un tuf en corps de chaussée, 11èmes Rencontres Géosynthétiques – 7-9 mars 2017, Lille
47. LAMBERT S. (2000). Les géotextiles : fonctions, caractéristiques et dimensionnement, Ingénieries – EAT, N°22, 2000, p 17-26
48. LARCHER N. (2014). Contribution à la caractérisation des matériaux au comportement viscoélastique par méthode ultrasonore Application aux matériaux bitumineux Nicolas LARCHER le 16 juin 2014
49. LCPC (1994). Notions générales sur les GÉOTEXTILES en géotechnique routière : note d'information technique direction des routes (Février 1983, Réimpression Juin 1993)
50. LCPC–SETRA (DECEMBRE 1994). Conception et dimensionnement des structures de chaussée, guide technique", Paris
51. MADHAVI L.G, VIDYA S.M (2007). Effects of reinforcement form on the behavior of geosynthetic reinforced sand, Geotextiles and Geomembranes, Vol 25, 2007, p. 23 – 32
52. MCGOWN A., ANDRAWES K. Z, AL-HASANI M. M, (1978). Effect of Inclusion Properties on the Behaviour of Sand. Géotechnique, 28(3): 327–346.doi:10.1680/geot.1978.28.3.327
53. MT QUEBEC (2004). Guide d'utilisation des géosynthétiques
54. Michael F. Ashby David R. H. Jones ( 2013). Matériaux, propriétés, applications et conception, Dunod, Paris, 2013 ISBN 978-2-10-058767-4 .
55. NF EN ISO 10318-1 (2015) Géosynthétiques- partie 1: Termes et définitions
56. NF EN ISO 10318-2 (2015) Géosynthétiques- partie 2: Symbole et pictogrammes
57. NF P 94 056 ANALYSE GRANULOMETRIQUE
58. NORME NF P 94-117-1 (2000) : Mesure du module sous chargement statique à la plaque (EV2), éditée et diffusée par l'association française de normalisation (afnor), tour Europe 92049 paris la défense Cedex, avril (2000).
59. PERKINS, S.W. et ISMEIK, M., (1997). A Synthesis and Evaluation of Geosynthetic-Reinforced Base Layers in flexible Pavements Part I," Geosynthetics International, Vol. 4, No. 6, pp. 549-605, 1997
60. RACANA Nicolas, (2001). Étude du comportement mécanique d'un massif en sol renforcé par géotextile cellulaire.
61. REIFFSTECK Philippe, (1996). Etude du comportement mécanique du géotextile tridimensionnel alvéolaire Armater .analyse numérique et expérimentale.
62. SAID I. (2006). Thèse doctorat, Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous charge axiale.(école nationale des pont et chaussée, Paris)

63. SHAHROUR I. (2015). Laboratory study of geotextiles performance on reinforced sandy soil (Journal of Earth Science, December 2016, Volume 27, Issue 6, pp 1060–1070)
64. SEBAA N. (2006). Les routes non revêtues en Algérie : ministère des travaux publics Algérie direction des routes.
65. SERE A. (1995). Thèse doctorat Ouvrages renforcés par géotextiles chargés en tête : comportement et dimensionnement (école nationale des ponts et chaussées Paris)
66. SETRA (2006). Comprendre les principaux paramètres de conception géométriques des routes
67. SETRA (2009). Incidence des PL sur les coûts de construction des chaussées neuves.
68. STEWARD, J.E., WILLIAMSON, R., et MOHNEY, J. (1977), « Guidelines for the use of Fabrics in Construction of low –Volume Roads, Report N° FHWA –IS –78 –205", Pacific Northwest Region Forest Service, US. Department of Agriculture, Washington, DC, USA, 172 p., 1977. »
69. ST-LAURENT D. (2008), « Synthèse des outils de modélisation de chaussées actuellement disponibles au LCPC »
70. SOUDE M. (2011). Thèse doctorat « Etude du comportement dynamique d'un massif en sol renforcé par géotextile alvéolaire m3s® »
71. SERVICE DE LA QUALITE ET DES NORMES QUEBEC (2002). Manuel d'identification des dégradations des chaussées souples.
72. TADJBAKSH S. (1984). Etude par la méthode des éléments finis du comportement élastoplastique de sols dilatants (1984) (Ecole nationale des ponts et chaussées)
73. TENSAR (2011) : Revue littérature: lignes directrices pour le renforcement de la fondation granulaire d'une chaussée souple à l'aide des géogrilles Tensar
74. TRAN Q. (2004). Thèse doctorat Modèle simplifié pour les chaussées fissurées multicouches, école des ponts paris tech.
75. TRISTAN L. (2006). Autopsie des chaussées, laboratoire centrales des ponts et chaussées, centre Nantes.
76. ZHANG R.Y. (2009). Etudes de renforcement de plates-formes par géotextile tridimensionnel, ENTPE.
77. ZORNBERG, J.G; GUPTA, R., (2010). North American contribution, 9th international Conference on geosynthetics, Brazil.

78. WEBSTER, S.L., 1993. Geogrid Reinforced Base Courses For Flexible Pavements For Light Aircraft, Test Section Construction, Behavior Under Traffic, Laboratory Tests, and Design Criteria", Technical Report GL-93-6, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, USA, 86 p, 199.