



Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique  
des Structures



# Thèse de Doctorat en Génie Civil

Option : Structure

Présentée par :

**SANDJAK Khaled**

Magister en Génie Civil diplômé de l'ENP

Intitulé

## **CARACTERISATION ET MODELISATION DU COMPORTEMENT NON-LINEAIRE DES MATERIAUX GRANULAIRES POUR L'ANALYSE ET LA PERFORMANCE DES CHAUSSEES SOUPLES**

Soutenue publiquement le 11 Mai 2015 devant le jury composé de :

<b>Président :</b>	BOUABDALLAH Mabrouk	Professeur	ENP
<b>Rapporteur :</b>	TILIOUINE Boualem	Professeur	ENP
<b>Examineurs :</b>	HAMMOUTENE Malek	Professeur	ENP
	KADRI Mohamed	Professeur	UMBB
	GABI Smail	Professeur	UMMTO
	HAMADOUCHE M <sup>ed</sup> Ameziane	MCA	UMBB

**ENP 2015**

# ***DEDICACES***

*A* La mémoire de mon Père qui aurait été très fier de me voir enfin Docteur

*A* ma Mère

*A* ma femme et mes enfants

*A* mes Frères et Sœurs

*A* mes Oncles et Tantes

*A* tous les membres de ma famille

*A* tous mes amis et tous ceux qui me sont chers

*A* tous ceux qui militent pour la bonne cause

# REMERCIEMENTS

*J*e voudrais tout d'abord remercier Allah le Clément et le Miséricordieux, de m'avoir donné la volonté d'accomplir ce modeste travail.

*J*e voudrais aussi exprimer mes vifs remerciements à Monsieur le Professeur B. TILIOUINE de l'Ecole Nationale Polytechnique (E.N.P) pour avoir bien voulu initier et diriger la présente recherche. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance et de ma sincère gratitude pour ses encouragements, la confiance qu'il m'a toujours accordée ainsi que pour ces nombreux et précieux conseils.

*J*e tiens également à exprimer mes chaleureux remerciements à Monsieur le Professeur M. BOUABDELLAH, Directeur du Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures, Ecole Nationale Polytechnique (E.N.P) pour avoir bien voulu me faire l'honneur de présider le jury de soutenance de cette thèse de Doctorat.

*J*e remercie Messieurs M. KADRI Professeur, M.A. HAMADOUCHE, Maîtres de Conférences à l'UMBB, Monsieur S. GABI, Professeur à l'UMMTO et Monsieur M. HAMMOUTENE, Professeur à l'ENP, qui ont bien voulu prendre de leur temps aux fins d'examiner avec la patience voulue ce travail de recherche et de participer au jury de soutenance.

*E*nfin, que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à ma formation ainsi que tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, que ce soit par leur amitié, leurs conseils ou leur soutien moral, trouvent ici l'expression de ma sincère et profonde gratitude.

## ملخص

يستند هذا البحث على ثلاثة اجزاء رئيسية وثيقة الصلة ببعضها البعض في الجزء الأول تم وصف النتائج الرئيسية لبرنامج تجريبي لتقييم الخواص الميكانيكية لنوعين من الحصى المحلية مختلفة المنشأ الجيولوجي المستخدمة في تشييد هياكل الطرق الجيري TCR وجد أنه، وفقا للتصنيف التجريبي أن الحصى المحلية ذات المنشأ البازلتية لديها مقاومة أفضل من الحصى المحلية ذات المنشأ بما يتعلق بمقاومة الصدمات والكشط غير ان نتائج المتحصل عليها من الاختبارات الميكانيكية على جهاز تثبيت ان الحصى الجيري تبدي مقاومة ميكانيكية أفضل في الجزء الثاني تم تطوير كود حسابي بطريق العناصر المحدودة لتمثيل السلوك الميكانيكي لهياكل الطرق المرنة يضم ثلاث نماذج ميكانيكية غير خطية لمحاكاة السلوك الميكانيكي للحصى المحلية بنوعها الجيري والبازلتية وتم تقديم وصف للكود الحسابي والتعديلات الخاصة بكل نموذج ميكانيكي.

في الجزء الثالث تم اجراء محاكاة رقمية لسلوك هياكل الطرق المرنة التي تضم النوعين المذكورين من الحصى المحلية كما تم تقييم اداء النماذج الميكانيكية الثلاث من حيث قدرتهم على التمثيل الدقيق للسلوك الغير الخطي للحصى المستعملة. بالإضافة الى ذلك تم استعمال البيانات المتعلقة بنزول سطح الطرق المرنة في التحليل الرقمي بهدف تقييم حساسية معايير التصميم ومدة الصلاحية لهياكل الطرق المرنة لنماذج التمثيل الميكانيكي الثلاث واخيرا تم تقديم خلاصات ذات بعد تطبيقي.

### **Résumé :**

*Le présent travail de recherche, s'articule autour de trois volets de recherche essentiels étroitement liés les uns aux autres. Dans un premier volet, on décrit les principaux résultats d'un programme expérimental qui a été réalisée afin d'évaluer les propriétés mécaniques des deux agrégats locaux en vue de leur utilisation dans la construction routière en Algérie.*

*Dans le deuxième volet, un code numérique de calcul par éléments finis axisymétriques est développé pour simuler au mieux le comportement non-linéaire des structures de chaussées. Trois modèles de comportement réversible non-linéaire de deux GNT locales de nature minéralogique différente sont implémentés. Une description du code numérique ainsi que les adaptations numériques relatives à chaque modèle mécanique sont présentées.*

*Dans le troisième volet, des simulations numériques par éléments finis sont effectuées en vue d'analyser le comportement non-linéaire des structures de chaussées incorporant deux GNT de nature minéralogique différente. La performance des trois modèles mécaniques utilisés dans ce travail de recherche est examinée vis-à-vis de leur capacité à représenter adéquatement, sous diverses conditions, la non-linéarité du comportement des matériaux granulaires dans l'analyse des chaussées. En outre, les données de déflexion recueillies lors de l'essai (FWD) sont intégrées dans l'analyse numérique afin d'évaluer la sensibilité des critères de dimensionnement et la durée de vie d'une chaussée souple type aux trois modèles de comportement considérés. Enfin, des conclusions d'intérêt pratique sont formulées.*

***Mots clés :** Matériaux granulaires locaux, Déformation réversible, Modèles réversibles non-linéaires, Essais TCR, FWD rétro-calcul, Simulation par éléments finis, Analyse de chaussée, Prédiction de la performance*

### **Abstract :**

*This work is based on three essential part of research closely related to each other. The first part describes the main results of an experimental program that was carried out to assess the mechanical properties of two local aggregates for construction purposes in road pavement.*

*In the second part, an axisymmetric finite element code is developed to simulate the non-linear behaviour of pavement structures. Three non-linear resilient behaviour models of two local UGM with different mineralogical nature are implemented. A description of the numerical code and adjustments for each mechanical model are presented.*

*In the third part, simulations of the nonlinear behaviour of pavement structures including two local aggregates of different mineralogical nature, typically used in Algerian pavements, were performed. The performance of the three mechanical models is examined with regards to their capability of representing adequately, under various conditions, the granular material non-linearity in pavement analysis. In addition, deflection data collected by falling weight deflectometer (FWD) are incorporated into the analysis in order to assess the sensitivity of critical pavement design criteria and pavement design life to the three constitutive models. Finally, conclusions of engineering significance are formulated.*

***Keywords :** local granular materials, resilient deformation, nonlinear resilient models, unbound aggregates, RLT test results, FWD backcalculations, finite element simulation, pavement analysis, performance prediction*

# ***SOMMAIRE***

<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	1
<b>CHAPITRE 1</b>	
<b>ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE</b> .....	5
1.1 INTRODUCTION .....	5
1.1.1 Différents types de structures de chaussées .....	5
1.1.2 Chaussées souples.....	5
1.1.3 Caractéristique des chaussées souples.....	6
1.2 PROBLEME DU DIMENSIONNEMENT .....	7
1.2.1 Introduction.....	7
1.2.2 Méthode de dimensionnement des chaussées souples.....	7
1.2.2.1 L'approche empirique .....	7
1.2.2.2 L'approche théorique .....	7
1.2.3 Les modèles de la mécanique des chaussées .....	8
1.2.3.1 Introduction .....	8
1.2.3.2 Le modèle mono-couche de BOUSSINESQ .....	8
1.2.3.3 Les modèles bi-couches .....	9
1.2.3.4 Les modèles multicouches: modèle de BURMISTER.....	10
1.2.3.5 Les modèles numériques.....	11
1.2.4 Critères de dimensionnement des chaussées souples .....	12
1.2.4.1 Hypothèse d'élasticité .....	12
1.2.4.2 Fatigue des matériaux .....	12
1.2.4.3 Les procédures de dimensionnement .....	12
1.2.5 Méthodologie de dimensionnement.....	13
<b>CHAPITRE 2</b>	
<b>CARACTERISATION DES MATERIAUX DE CHAUSSEES</b> .....	15
2.1 INTRODUCTION .....	15
2.2 CARACTERISATION DES MATERIAUX BITUMINEUX .....	15
2.3 CARACTERISATION DES MATERIAUX GRANULAIRES .....	15
2.3.1 Introduction.....	15
2.3.2 Essai Triaxial à Chargements Répétés (T.C.R) .....	16
2.3.3 Analogie de base .....	17
2.3.4 Principe de l'essai Triaxial à Chargements Répétés .....	17
2.3.4.1 Essai CLC .....	18
2.3.4.2 Essai CLV.....	19
2.4 MODELISATION DES GRAVES NON-TRAITEES.....	19
2.4.1 Introduction.....	19
2.4.2 Modèle de comportement des graves non-traités .....	20

2.4.2.1	Modèle K- $\theta$ .....	20
2.4.2.2	Modèle NCHRP.....	21
2.4.2.3	Modèle K-G.....	21
2.5	MODELISATION DU SOL-SUPPORT.....	22
2.5.1	Introduction.....	22
2.5.2	L'approche empirique.....	22
2.5.3	L'approche rationnelle.....	23
2.5.3.1	Modèle simplifié de J.L. Paute.....	23

### **CHAPITRE 3**

#### **ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES MATERIAUX GRANULAIRES NON-TRAITEES..... 24**

3.1	INTRODUCTION.....	25
3.2	MATERIAUX CONSIDERES.....	25
3.3	CARACTERISATION PHYSIQUE.....	26
3.4	TRIAxIAL A CHARGEMENTS REPETEES.....	27
3.5	PREPARATION DES ECHANTILLONS ET PROGRAMME D'ESSAIS.....	29
3.6	ANALYSE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX.....	31
3.6.1	Effet de l'origine géologique sur les propriétés mécaniques des matériaux granulaires non traités.....	33
3.6.2	Effet de la variation de la densité sèche sur les déformations réversibles.....	34
3.6.3	Effet de la variation de la teneur en eau sur les déformations réversibles.....	35

### **CHAPITRE 4**

#### **MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS DES STRUCTURES DE CHAUSSEES SOUPLES..... 36**

4.1	INTRODUCTION.....	37
4.2	PRINCIPES ET FORMULATION D'UN ELEMENT FINI.....	37
4.2.1	Discrétisation.....	37
4.2.2	Approximation du champ des déplacements.....	37
4.2.3	Choix des variables physiques.....	38
4.3	FONCTION DE DEPLACEMENT.....	38
4.4	EXPRESSION DES CONTRAINTES ET DES DEFORMATIONS.....	40
4.4.1	Introduction.....	40
4.4.2	Expréssion des déformations.....	41
4.4.3	Expréssion des contraintes.....	42
4.5	MATRICE DE RIGIDITE.....	42
4.5.1	Introduction.....	42
4.5.2	Expréssion de la matrice de rigidité.....	43
4.5.3	Calcul de la matrice de rigidité.....	44

4.5.4	Transformation en coordonnées normées.....	44
4.6	INTEGRATION NUMERIQUE.....	44
4.6.1	Ordre d'intégration.....	45
4.6.2	Principe.....	45
4.7	MODELISATION DES STRUCTURES DE CHAUSSEES .....	46
4.7.1	Position du problème de la chaussée.....	46
4.7.2	Modélisation de la structure .....	46
4.7.2.1	Maillage et conditons aux limites .....	46
4.7.3	Génération du maillage .....	47
4.7.3.1	Répartition horizontale des noeuds et des éléments.....	48
4.7.3.2	Répartition verticale des noeuds et des éléments.....	48
4.7.4	Méthode de résolution.....	48
4.7.4.1	Introduction .....	48
4.7.4.2	Choix de la méthode de résolution.....	49
4.7.4.3	Formulation du problème .....	50
4.7.4.4	Algorithme de résolution.....	50
4.7.5	Les lois de comportement des materiaux .....	53
4.7.5.1	Notations.....	53
4.7.6	Développement et mise en oeuvre d'un Programme d'analyse Non-linéaire des Chaussées souples (PANCH) .....	53

## **CHAPITRE 5**

<b>INFLUENCE DES MODELES DE COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES MATERIAUX GRANULAIRES SUR L'ANALYSE ET LA PERFORMANCE DES CHAUSSEES .....</b>	<b>56</b>
5.1 VALIDATION DU PROGRAMME PANCH.....	57
5.1.1 Introduction.....	57
5.1.2 Validation par comparaison avec le programme ALIZE .....	57
5.2 SIMULATIONS NUMERIQUES .....	58
5.2.1 Structure de chaussée souple-type analysée.....	58
5.2.2 Matériauax et propriétés mécaniques.....	58
5.2.3 Maillage et chargement routier utilisés.....	60
5.3 RESULTATS DES ANALYSES NON LINEAIRES ET DISCUSSION.....	61
5.3.1 Sensibilité des paramètres de dimensionnement et de la durée de vie aux modèles de comportement des materiaux granulaires non-traités .....	62
5.3.2 Effet de la nature minéralogique des matériaux granulaires non-traités sur les critères de dimensionnement et la performance structurale .....	65
<b>CONCLUSIONS GENERALES .....</b>	<b>66</b>
<b>REFERENCES BIBLLIOGRAPHIQUES .....</b>	<b>69</b>

## **INTRODUCTION GENERALE**



Le développement des infrastructures routières revêt un caractère économique et stratégique important. En Algérie, le réseau national, à l'instar de nombreux réseaux routiers dans le monde, est constitué principalement de structures de chaussées souples. Des statistiques relativement récentes révèlent que pratiquement seule la moitié du réseau routier national revêtu présente un état relativement satisfaisant. La nécessité de remédier aux insuffisances structurelles de ce réseau d'une part, et l'importance de la route en tant que mode de transport dominant d'autre part, soulignent le degré d'urgence qu'il convient d'accorder à l'exploitation des matériaux locaux et au développement des méthodes modernes de leur caractérisation, de modélisation numérique et l'analyse du comportement non-linéaire des matériaux granulaires ainsi qu'à l'évaluation de la performance des structures de chaussées souples.

Une bonne caractérisation des propriétés mécaniques des matériaux granulaires non traités dans des conditions réalistes de trafic routier est un facteur essentiel dans l'analyse et le dimensionnement des structures de chaussées. En outre, pour une meilleure compréhension de la performance structurelle globale des structures de chaussées souples, des essais expérimentaux où les conditions réels du trafic routier et des propriétés physiques et mécaniques in-situ sont exactement reproduites sont nécessaires.

Plusieurs appareils d'essai in-situ ont été jusqu'à présent développés pour prédire le comportement mécanique des matériaux granulaires non traités (GNT) sous condition de charge statique ou dynamique [1, 2]. Cependant, en raison du coût et des difficultés d'examiner l'influence de nombreux facteurs qui affectent le comportement des matériaux en utilisant des essais in situ, les essais de laboratoire ont été développés afin de déterminer le comportement mécanique des GNT pour leur utilisation dans la construction des chaussées.

L'essai Triaxial à Chargement Répété (TCR) [3,4] a été largement utilisé pour simuler le chargement dû au passage d'une charge roulante sur les matériaux granulaires lorsqu'ils sont utilisés en tant que couches granulaires en construction routière dans des conditions différentes de granulométrie, de densité et de teneur en eau [5].

Dans l'étude expérimentale, l'essai triaxial à chargement répétés de type contrainte latérale variable (TCR- de type CLV) [4,6] a été utilisé parce qu'il offre la possibilité d'appliquer une large combinaison de chemins de contraintes avec des contraintes de confinement (latérales) et des déviateurs appliquées d'une manière cyclique. Ces chemins de contraintes permettent de mieux simuler les conditions réelles de chargement puisque dans une structure de chaussée, les contraintes confinement et le chargement déviatorique exercées sur les couches granulaires sont de nature cyclique.

Pour analyser les résultats des essais expérimentaux, différents modèles de comportement réversible ont été utilisés par différents chercheurs. Ces modèles ont été classés comme étant soit modèles à module réversible [7,8] ou des modèles basés sur les modules de compressibilité et de cisaillement (K-G) [1,9-11].

La modélisation précise du comportement des couches granulaires est d'une importance cruciale pour l'analyse et la prédiction des performances structurelles de la chaussée [10, 12]. La méthode classique de conception d'une structure de chaussée souple en mécanique des chaussées est de supposer une rigidité constante sur toute l'épaisseur de la couche granulaire ou l'estimer empiriquement à travers un rapport de rigidité en fonction des propriétés mécaniques du sol-support (par exemple [11, 12]). Toutefois, des données expérimentales [13-15] montrent clairement que le module réversible d'une couche granulaire non traitée est une fonction non-linéaire des niveaux de contrainte agissant sur les différents points de la couche granulaire.

En raison de cette non-linéarité matérielle et la sensibilité des principaux critères de dimensionnement de la chaussée aux variations possible du module réversible des couches

granulaires, la simulation numérique du comportement mécanique non-linéaire des matériaux granulaires non-traités doit être développée [1, 7,10]. Divers modèles de comportement ont été établis à cette fin [1, 15]. Ces modèles réversibles peuvent être classés en deux catégories principales ; les modèles à module réversible [14, 7, 17] et les modèles basés sur les modules de compressibilité et de cisaillement [10, 11, 13], fréquemment utilisés pour la caractérisation du comportement non-linéaire des matériaux granulaires non traités.

Dans le présent travail, on s'intéressera principalement à la modélisation des chaussées souples en proposant une amélioration dans la prise en compte des propriétés rhéologiques des matériaux granulaires utilisés.

Le présent travail de recherche est constitué de trois parties essentielles étroitement liées les unes aux autres.

Dans la première partie de ce travail, une étude expérimentale approfondie est effectuée pour examiner les propriétés physiques et mécaniques de deux agrégats locaux pour leur utilisation dans la construction routière en Algérie. L'étude est composée de trois étapes principales : (1) l'évaluation des propriétés physiques des agrégats, (2) l'évaluation des caractéristiques des déformations réversibles et de l'effet de la non-linéarité du comportement des agrégats locaux sous chargement cyclique et (3) la détermination à partir d'essais TCR des paramètres des modèles de comportement à utiliser dans une analyse non linéaire par éléments finis des chaussées souples. En outre, les effets de l'origine géologique des granulats, de la densité et de la teneur en eau sur le comportement réversible des agrégats étudiés sont également examinés.

Dans la deuxième partie, un code numérique de calcul par éléments finis axisymétriques est développé pour simuler au mieux le comportement non-linéaire des structures de chaussées. Trois modèles de comportement non linéaires sont implémentés. Ce sont le modèle K- $\Theta$  [12, 18], le modèle NCHRP (souvent appelé modèle universel modifié) [7] et le modèle K-G [10, 11]. Une description du code numérique ainsi que les adaptations numériques relatives à chaque modèle mécanique sont présentées.

Enfin, dans une troisième partie, des simulations numériques du comportement linéaire et non-linéaire des chaussées souples sont effectuées. Il est présenté notamment une étude de sensibilité des critères de dimensionnement et de la durée de vie d'une chaussée souple type vis-à-vis des trois modèles de comportement appliqués aux deux matériaux granulaires d'origine basaltique et calcaire. Enfin des conclusions et des recommandations d'intérêt pratique pour sont formulées.

## **CHAPITRE 1**

### **ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE**

## **1.1- INTRODUCTION**

Le but de cette analyse bibliographique est de rappeler et de présenter brièvement le problème du dimensionnement des chaussées, plus particulièrement celui des chaussées souples. Après une brève présentation des aspects généraux des structures de chaussées et des matériaux qui la composent, beaucoup d'attention sera donnée d'une part aux différents modèles de calcul de structures et d'autre part aux modèles de comportement rhéologique des matériaux, en particulier les graves non-traitées et les sols supports.

### **1.1 .1- Différents types de structure de chaussées**

De manière générale on peut dire que les chaussées sont des empilements de couches de matériaux pierreux de diverses provenances. Du fait de leur nature à la fois perméable et peu stable, on a été amené à leur conférer imperméabilité et cohésion grâce à l'adjonction de liants hydrocarbonés ou hydrauliques. Suivant le profil type, la nature et les épaisseurs des matériaux qui la composent, on peut distinguer trois types de structures de chaussées [12] :

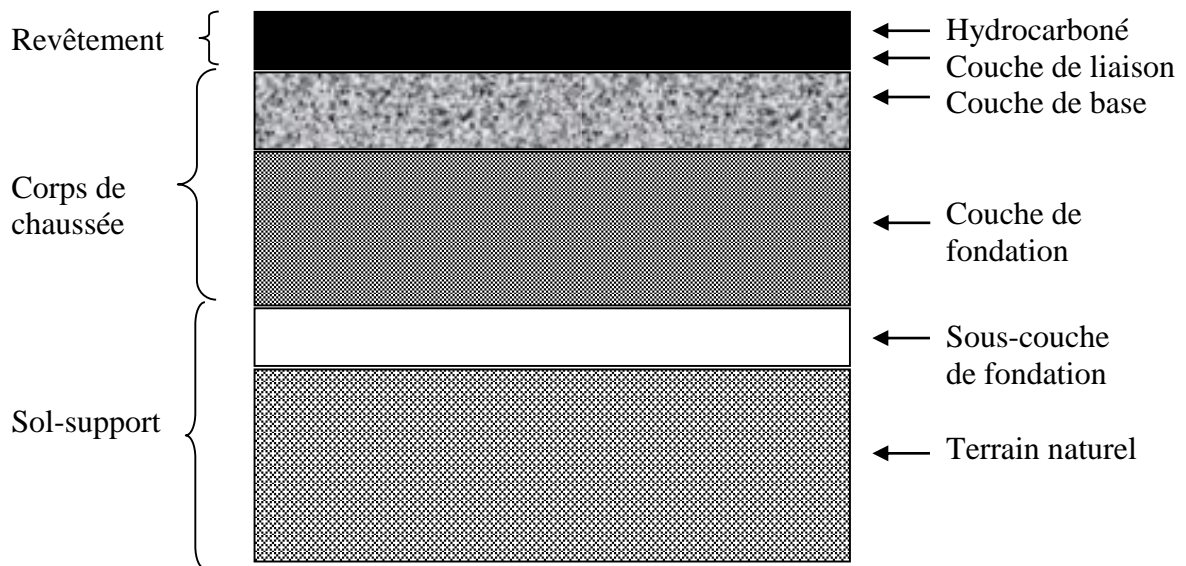
- Les structures souples.
- Les structures rigides et semi-rigides.
- Les structures mixtes.

Les structures rigides et semi-rigides sont caractérisées de façon schématique par la présence de couches de grande rigidité mécanique (béton de ciment) ou structurale (forte épaisseur de matériaux traités). Par opposition, les structures souples sont constituées de matériaux granulaires non-traités revêtus de couches minces de matériaux bitumineux. Les structures mixtes ont de par leur nature un comportement intermédiaire. D'autre part il existe des structures de chaussées appelées structures inverses et dont la rigidité des matériaux qui la compose croît en profondeur, ce qui les distingue des structures classiques citées préalablement.

### **1.1.2- Chaussées souples**

La structure d'une chaussée souple peut être schématisée de façon générale par la figure 1.1. Elle est constituée à partir du sommet par [12] :

- un revêtement hydrocarboné parfois décomposé en une couche de surface et une couche de liaison.
- un corps de chaussée lui-même le plus souvent divisé en une couche de base et une couche de fondation.



**Figure 1.1** Coupe type d'une chaussée souple

### 1.1.3– Caractéristique des chaussées souples

La principale caractéristique des chaussées souples est leur grande déformation au passage des charges roulantes, la flèche au voisinage de la charge étant relativement importante.

Ceci a pour effet de localiser les pressions sous le sol support dans un faible rayon autour de l'axe de la charge. Ainsi, pour diffuser ces pressions et les réduire, on augmente l'épaisseur de la chaussée. Ceci constitue la base de toutes les méthodes de calcul des chaussées souples, méthodes qui relient l'épaisseur requise à la pression maximale admissible sur le sol-support.

Selon l'importance de la route, le revêtement hydrocarboné peut être un simple enduit superficiel de 1,5 à 2 cm [12,35], ou un béton bitumineux de 8 à 10 cm d'épaisseur. Dans le premier cas le revêtement ne joue qu'un rôle de tapis d'usure et d'étanchéité, tandis que dans le second lorsqu'il est épais, assure une répartition importante des charges, sous réserve que sa rigidité et sa résistance soit suffisante pour qu'il ne se fissure pas. Le corps de chaussée diffuse très largement les pressions verticales imposées par les charges roulantes et c'est de lui que dépendra essentiellement la valeur maximale de pression sur le sol de fondation. D'autre part les matériaux pris en compte doivent être aptes à résister aux efforts qu'ils sollicitent.

## **1.2 - PROBLEME DU DIMENSIONNEMENT**

### **1.2.1- Introduction**

Depuis l'avènement des modèles multicouches, l'importance de la rigidité élastique à été le centre de développements dans la conception des chaussées. La réduction des contraintes à un niveau acceptable pour le sol est le problème essentiel du dimensionnement qui devient optimal dans le cas de l'utilisation de couches de matériaux moins épaisses et plus rigides.

En effet le prix payé pour une meilleure protection est le développement de contraintes de traction dans ces matériaux rigides.

A partir de ce point de vue, il devient clair qu'il est important de tenir compte du phénomène de fissuration par fatigue des matériaux. Les méthodes mécaniques de dimensionnement sont effectivement nées depuis que le besoin d'un calcul approprié devenait nécessaire pour optimiser le dimensionnement final [12,35].

### **1.2.2 – Méthode de dimensionnement des chaussées souples**

De façon générale, on distingue deux approches différentes du dimensionnement des chaussées : celle qui relève de l'empirisme et celle qui relève de la théorie.

#### ***1.2.2.1 - L'approche empirique***

Cette approche est basée essentiellement sur l'observation du comportement sous trafic des chaussées réelles ou expérimentales. Le principe, est de définir un critère de durée de vie de la chaussée et d'étudier statistiquement les relations entre cette durée de vie et ses caractéristiques géométriques et mécaniques. C'est à ce schéma que correspond les essais

A.A.S.H.O (American Association of State Highway Officials). L'inconvénient de cette approche est son coût relativement important et qu'elle ne s'applique qu'aux matériaux étudiés, d'où la difficulté liée à sa généralisation.

#### ***1.2.2.2 - L'approche théorique***

Il s'agit d'une approche de Mécanique de Milieux Continus. Où on établit un modèle reproduisant au mieux le fonctionnement mécanique de la structure de chaussée. On détermine alors les sollicitations subies par les matériaux et on compare aux sollicitations admissibles.

Dans une première étape on étudie le comportement du matériau à l'aide d'un modèle rhéologique, puis dans une seconde étape et à l'aide d'un modèle mathématique, on vérifie que les contraintes et les déformations dans les matériaux de la chaussée et dans le sol support sont admissibles. La vérification porte alors sur deux points :

- vis-à-vis de la rupture par fatigue des matériaux.
- vis-à-vis des déformations permanentes.

### 1.2.3 – Les modèles de la mécanique des chaussées

#### 1.2.3.1 - Introduction

La mécanique des chaussées porte principalement sur la compréhension du fonctionnement des structures et sur les règles de dimensionnement. On définit alors le niveau de sollicitation de la structure à l'aide d'un modèle. Ce dernier doit représenter de façon réaliste le fonctionnement de la structure. Sans qu'il soit question ici de présenter toutes les méthodes, on indiquera seulement les plus importantes, notamment par chronologie, le modèle mono-couche, le modèle bi-couche, le modèle multicouches et les modèles numériques [12].

Dans les modèles théoriques la loi de comportement de la grave et du sol a été supposée pendant longtemps élastique, linéaire et isotrope. Pour la grave, on peut dire qu'il y avait deux manières de considérer la rigidité :

- Une rigidité fixe.
- Une rigidité dépendant de celle du sol-support

Cette dernière approche se justifier, d'une part par des considérations théoriques, d'autre part par des considérations empiriques. Pour le sol support, jusqu'à présent la majorité des modèles le considère comme élastique linéaire, ce qui est bien sûr loin de la réalité, surtout depuis le développement des essais triaxiaux à chargements répétés.

#### 1.2.3.2 - Le modèle mono-couche de Boussinesq

On part du principe que la pression  $q_0$  exercée par le pneumatique ne peut pas être supportée par le terrain naturel, et que le rôle de la chaussée est de répartir cette pression pour l'amener à un seuil admissible. La méthode de dimensionnement simplifiée basée sur ce modèle peut être résumer par :

- On applique une charge schématisée par une pression sur le disque de rayon (a) et on recherche à quelle profondeur (H) du sol supposé élastique cette pression devient inférieure à un certain seuil.
- On assimile l'épaisseur (H) épaisseur de chaussée, en admettant que la répartition de contrainte verticale est la même dans la structure de chaussée et dans le massif homogène.

Le raisonnement précédant repose sur un problème résolu par Boussinesq [12], qui est celui de la diffusion des pressions dans un massif homogène semi-infini (figure 1.2). La pression verticale sur l'axe de la charge en fonction de la profondeur, est donnée par :

$$\sigma_z = q_0 \left[ 1 - \frac{(z/a)^3}{(1+(z/a)^2)^{3/2}} \right]$$

L'inconvénient de cette méthode vient du fait que la contrainte  $\sigma_z$  ne dépend pas du module  $E_2$  du sol support. D'autre part elle conduit à des structures non économiques dès que la contrainte admissible du sol devient relativement faible.

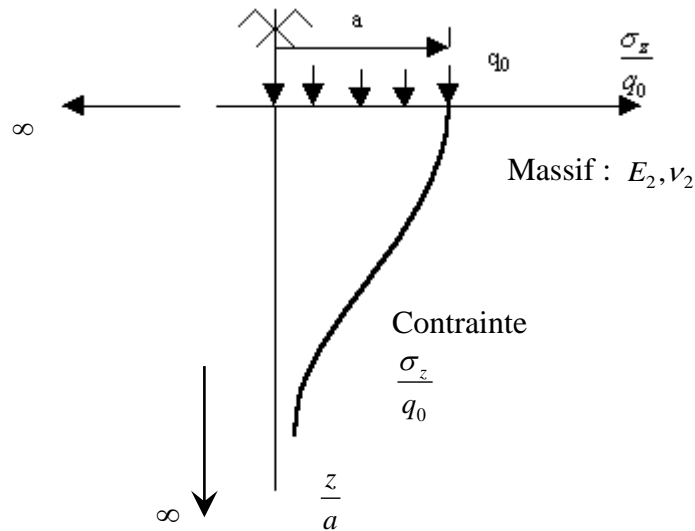


Figure 1.2 Problème de Boussinesq

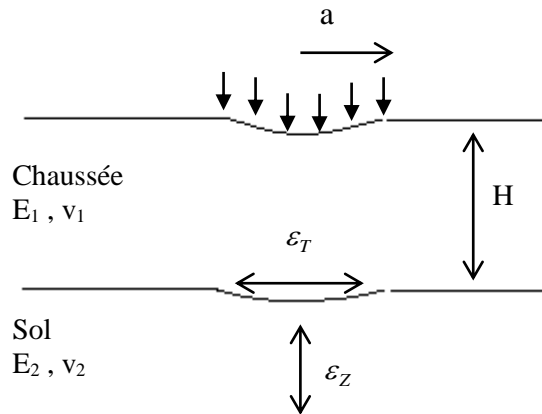
### 1.2.3.2 - Les modèles bi-couches

D'après ce qui précède, on voit clairement que le principe qui consiste à répartir les pressions de la charge par une couche granulaire devient inadéquat si la pression admissible sur le sol est très faible. D'autre part l'épaisseur de la couche de chaussées est en fait fonction du rapport  $E_1/E_2$  (rigidité du corps granulaire par rapport à la rigidité du sol), relation qui peut s'écrire sous la forme :

$$H' = H \cdot f\left(\frac{E_1}{E_2}\right)$$

Dans ce cas pour diminuer l'épaisseur  $H'$  on augmente la rigidité  $E_1$  en traitant le corps granulaire ou la couche de chaussée par un liant hydraulique (ciment, laitier, etc...). Cependant l'augmentation de la rigidité de la couche de chaussée modifie son fonctionnement, et dans ce cas la répartition de la charge se fait par flexion de la couche (figure 1.3) ce qui provoque des contraintes de traction. Ainsi on est amené à introduire en plus du critère de pression limite sur le sol support, un critère supplémentaire qui consiste à limiter ces déformations de traction.





**Figure 1.3** Modèle bicouche

Parmi les modèles bi-couches, on peut citer celui de :

- *Modèle de WESTERGAARD* :

De façon similaire, le modèle schématise la chaussée comme étant une plaque mince reposant sur le sol support assimilé à un ensemble de ressort dont le déplacement en un point dépend de la contrainte en ce point. Mathématiquement le problème est résolu par l'équation de Lagrange pour les plaques minces.

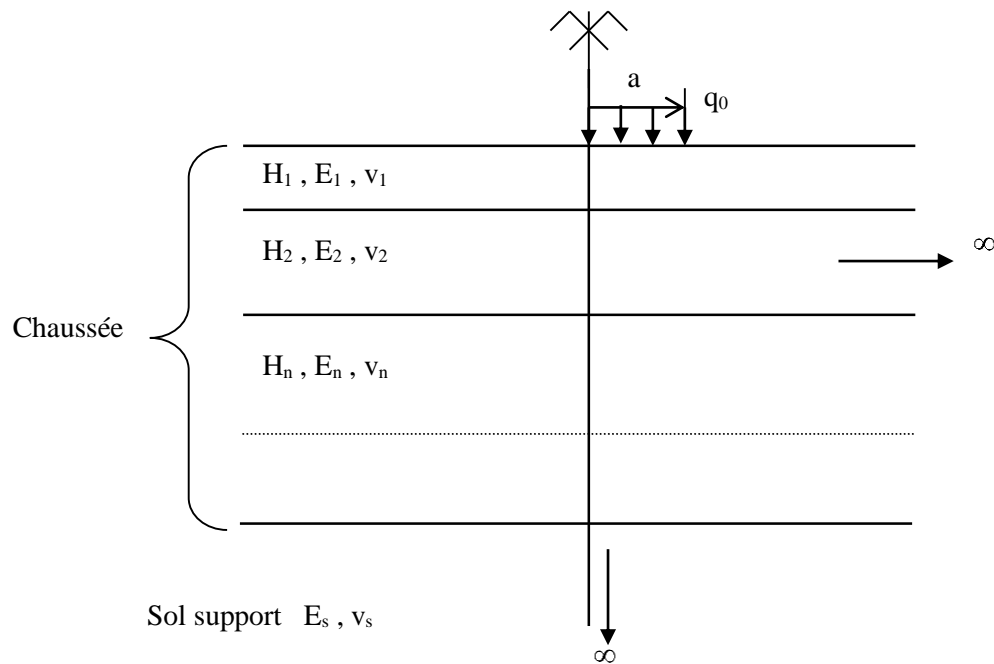
- *Modèle de HOGG* :

Dans ce modèle, la chaussée est schématisée par une plaque reposant sur un massif semi-infini de type Boussinesq.

#### **1.2.3.4 - Les modèle multicouches : modèle de BURMISTER**

L'intérêt des modèles précédents est qu'ils permettent de déterminer des tendances de variation, mais ne tiennent pas compte de la nature multi-couches de la structure de chaussée. D'autre part, ils ne modélisent pas correctement le fonctionnement mécanique des couches de chaussées. Partant de ces remarques, le modèle de Burmister (figure 1.4) traite les différentes couches comme des solides élastiques, avec des interfaces quelconques et permet aussi de prendre en compte le cas de charges multiples. La résolution du problème de Burmister est

basée sur la recherche de fonctions de contraintes  $\Phi(r, z)$  biharmoniques par l'utilisation de transformations mathématique appropriées [12].



**Figure 1.4.** Modèle de Burmister

### 1.2.3.5 - Modèles numériques

Le développement des méthodes numériques et particulièrement la méthode des éléments finis, permet d'envisager l'utilisation de modèles encore plus réalistes. On peut ainsi prendre en compte la non-linéarité des matériaux, les conditions complexes de contacts entre les différentes couches. La modélisation par éléments finis des structures de chaussées a été abordée dès 1967 ; on peut citer :

Duncan , Westmann et Hicks [28].

Plus récemment, on note les contributions importantes de Brown et Papin [28], Jouve, El-hannani, Guezouli [11].

De nos jours, plusieurs codes de calcul spécialisés sont utilisés dans le dimensionnement et l'analyse des structures de chaussées, on peut citer :

- Les programmes ALIZE 3 et CESAR du LCPC (Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussée - France - ) [10 ].

- Le programme NOEL 8 de l'université de Nantes - France – [11 ].
- Le code de calcul FENLAP de l'université de Nottingham - Angleterre – [12].
- Le programme DIANA de l'université de Delft - Hollande – [12].

## **1.2.4 - Critères de dimensionnement des chaussées souples**

### ***1.2.4.1 - Hypothèse d'élasticité***

Les premières méthodes de dimensionnement des chaussées étaient d'interprétation rationnelle peu élaborée, les autres partaient de l'hypothèse élasto-plastique ; la plasticité semble jouer un rôle très important dans la vie de la chaussée.

Au fur et à mesure que le trafic s'accrut et que les chaussées durent être construites de manière plus élaborée, l'hypothèse de la plasticité perdit de son importance. A l'heure actuelle on admet en général l'hypothèse du fonctionnement quasi réversible d'une chaussée pendant la plus grande partie de sa vie. Les essais A.A.S.H.O montre que l'indice de viabilité P.S.I (Present Serviability Index) qui mesure l'état de la chaussée, diminue très lentement pendant une grande partie de l'essai, puis décroît rapidement à partir d'un certain moment [12].

### ***1.2.4.2 - Fatigue des matériaux***

En ce qui concerne les matériaux enrobés, il semble que la fatigue ne soit fonction que de la déformation quels que soient le mode de sollicitations. Par contre pour les matériaux granulaires, la fatigue se traduit en général par une attrition qui provoque la naissance de fines et augmente considérablement la sensibilité à l'eau (chute de rigidité) des couches granulaires. Dans le cas des sols fins et des sols de fondation les phénomènes de fatigue se traduisent soit par des ruptures plastiques soit par des tassements [12].

D'après les constatations précédentes, on peut retenir les critères suivants :

- Pour les sols support ; une pression verticale limite admissible à la surface sur l'axe de la charge (car on fait l'hypothèse que sur la face supérieure du sol le tenseur des contraintes dépend uniquement de la pression verticale qui doit être limitée).
- Pour les matériaux enrobés : la déformation radiale dans l'axe de la charge sur la face inférieure du matériau où la déformation est la plus forte.

### ***1.2.4.3 - Les procédures de dimensionnement***

Les mécanismes de rupture d'une chaussée sont très variés. On peut citer par exemple la fatigue par fissuration, l'orniérage, les contraintes de l'environnement (action du gel, effet thermique, dommages dus à l'eau, etc...). Toutes les méthodes de dimensionnement considèrent la rupture par fatigue en limitant les déformations de traction sous la couche bitumineuse. La majorité de ses méthodes tiennent compte indirectement de l'ornièr en limitant la déformation verticale au sommet du sol support [12,35]. Plusieurs approches récentes de dimensionnement incluent aussi des considérations de rupture thermique etc...

### 1.2.5 - Méthodologie de dimensionnement

L'analyse élastique est considérée comme une part indissociable dans le processus de dimensionnement. Dans ce domaine, des contributions importantes ont été faites par Whiffin, Lister, Finn, Skok et Dormon [12]. Les premières solutions se limitent au système tri-couche élastique basé sur le travail de Burmister. Quelques solutions ont été avancées par Pister et Westman pour l'analyse de systèmes visco-élastiques. Cependant, depuis l'apparition des ordinateurs, on a assisté à un développement des méthodes numériques, le tableau 1.1 montre quelque uns des principaux programmes informatiques parmi ces programmes, il y a ceux qui traitent le cas axisymétrique comme ALIZE 3, BISTRO, CHEL 5L. Pour les problèmes de massifs soumis à un cisaillement de surface dû à l'effet de freinage par exemple (problème non axisymétrique), on peut citer les programmes BIZARD et EOLE (L.C.P.C).

A partir de la fin des années 60, on a vu apparaître plusieurs études notamment sur le plan expérimental, incluant des données pour valider l'hypothèse élastique. D'autre part d'autres études ont porté sur les lois de fatigue (mécanique et thermique) des matériaux. De telles études ont formé par la suite l'ossature analytique des procédures de dimensionnement décrites dans le tableau 1.2.

Programme informatique	Organisme
ALIZE 3	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
BISTRO	Shell Reseach
CRANLAY	Astralian Road Research Board
DIANA	Delft university
ELSYM 5	University of California, Berkeley
FENLAP	University of Nottingham
NOEL 8	Université de Nantes

**Tableau 1.1** Analyse des systèmes multi-couches.

Method	Design Considerations	Authors
AASHTO - U.S.A -	Fatigue, rutting, and Thermal cracking	F. Finn, C. Saraf W. Smith, and A. Abdullah
University of Nottingham - United Kingdom -	Fatigue and rutting	S.F. Brown, P.S. Pell A.F. Stock, J.M. Brunton
LCPC - France -	Fatigue	P. Autret, A.B. De Boissoudy J.P. Marchand
University of Munich - Germany -	Fatigue (shear) and rutting	J. Eisenmann, C. Lempe G. Keykauf

**Tableau 1.2** Quelques méthodes de dimensionnement [12].

## **CHAPITRE 2**

### **CARACTERISATION DES MATERIAUX DE CHAUSSEES**

## **2.1 -INTRODUCTION**

Le dimensionnement des chaussées nécessite la connaissance des propriétés mécaniques des matériaux utilisées et leur comportement rhéologique. Ces matériaux peuvent être classés en général en deux types [12] :

- matériaux traités (cas des matériaux bitumineux, grave-ciment, etc...)
- matériaux non-traités (graves non-traitées et sols)

Ces deux types de matériaux sont complexes : leur comportement est en général hétérogène, anisotrope, non-linéaire, et leurs propriétés dépendent parfois du temps, de la température, de leurs états hydriques, etc... Ceci montre la difficulté de l'étude rhéologique de ces matériaux, plus particulièrement pour la loi de comportement reliant les déformations aux contraintes.

Dans le but d'analyser ces structures de chaussées, on utilise des modèles avec des degrés de sophistication variés. L'approche simple, la plus souvent utilisée est l'analyse élastique de systèmes multicouches nécessitant la connaissance des paramètres de rigidité, tels que le module de Young et le coefficient de Poisson. Par ailleurs avec l'introduction de plus en plus de la méthode des éléments finis pour le traitement de la non-linéarité, on est amené à caractériser avec plus de précision cette rigidité, en tenant compte de l'effet des nombreux paramètres qui peuvent l'affecter : comme l'état de contrainte, la température, ou les conditions hydriques pour les sols [4].

## **2.2 - CARACTERISATION DES MATERIAUX BITUMINEUX**

Dans l'analyse d'une chaussée comportant une couche bitumineuse, on utilise la relation contraintes-déformations qui dépend souvent de la température et du temps. Ainsi pour un chargement rapide et une température faible, la rigidité est quasi élastique, contrairement au cas de chargement lent et des températures élevées où le comportement est visco-élastique.

La plupart des méthodes de dimensionnement tiennent compte de la température et de la vitesse d'application de la charge dans la détermination d'une rigidité élastique équivalente. Cette rigidité est le facteur le plus important pour la détermination de l'épaisseur de la couche bitumineuse. Par exemple une grande rigidité améliore la dissipation de la charge et de ce fait réduit les déformations dans les couches granulaires sous-jacentes et sur le sol support, mais réduit aussi le potentiel de fatigue de cette couche. Dans ce cas la rigidité doit être déterminée sous des conditions reproduisant raisonnablement celles attendues quand le matériau forme une part de la structure de chaussée sous les conditions réelles de service [12,35].

## **2.3 - CARACTERISATION DES MATERIAUX GRANULAIRES**

### **2.3.1 - Introduction**

Malgré la large utilisation de la théorie de l'élasticité linéaire dans l'analyse des structures de chaussées, il est reconnu que les matériaux granulaires non liés ont un comportement élastique non-linéaire, leur rigidité étant fonction de l'état de contrainte [6,13,28].

Dans la dernière décennie, la plupart des recherches de caractérisation des couches de base granulaires, ont demandé le développement d'essais triaxiaux à chargements répétés et l'application de modèles non-linéaires [1,2,6].

### 2.3.2 - Essai Triaxial à Chargements Répétés (T.C.R)

L'essai C.B.R. été souvent considéré comme le seul essai permettant d'estimer la qualité mécanique d'une couche de matériaux (sol ou G.N.T), cependant, son caractère empirique ne permet pas d'améliorer ou d'étudier rationnellement le dimensionnement des chaussées souples. L'équipement triaxial (T.C.R) (figure 2.1) a été développé en premier lieu en 1974 à l'Université de Nottingham par Brown et son équipe, et à partir de 1980 en France par l'équipe de Paute du L.R.P.C. de st Briec. Cet essai est apparu comme l'outil adéquat pour l'étude du comportement des graves non-traitées de par la similitude qu'il présente par rapport aux contraintes induites par le trafic, surtout en simulant la répartition des charges [13].

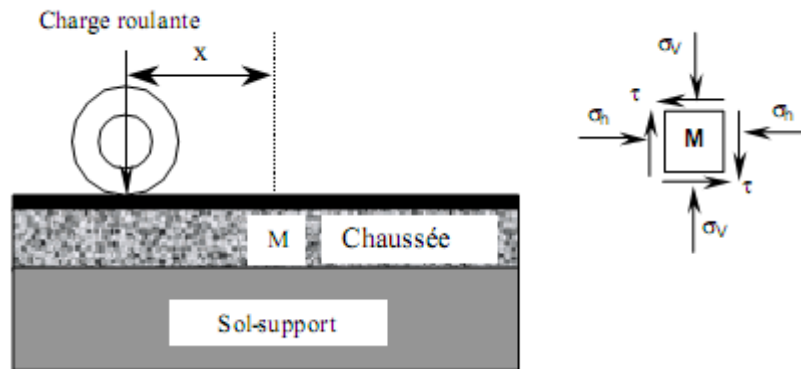


**Figure 2.1** Le triaxial à chargement répétés L.P.C

Les résultats expérimentaux issus des essais triaxiaux ont beaucoup aidé au développement des modèles de comportement théoriques dans le cas élastique non-linéaire et pour les déformations permanentes des matériaux granulaires . Ces modèles ont été utilisés dans des calculs par éléments finis pour prédire la réponse des structures de chaussée. D'autres études ont considéré plus particulièrement le cas des sols et l'influence de leur état hydrique [9].

### 2.3.3 - Analogie de base

La contrainte induite dans un élément de sol M (figure 2.2) varie en fonction de la position  $x$  de la roue. Soient,  $\sigma_v$ ,  $\sigma_h$  et  $\tau$  les contraintes verticale, horizontale et de cisaillement respectivement. L'approche expérimentale globale, incluant l'ensemble de la structure de chaussée, simplifiée au cas bi-dimensionnel, reste difficile à simuler localement au niveau du matériau par une application simultanée de contraintes normales et de cisaillements. Néanmoins, l'essai triaxial reste une bonne approche du problème, surtout sur l'axe de la charge ( $x = 0$ ) où les contraintes sont principales.



**Figure 2.2** Sollicitations mécaniques dues au passage d'une charge roulante

### 2.3.4 - Principe de l'essai Triaxial à Chargement répété

Cet essai consiste à appliquer à une éprouvette une pression de confinement (obtenue par l'air comprimé) et un déviateur (délivré par un vérin pneumatique) durant un grand nombre de cycles de chargement. L'étreinte latérale  $\sigma_3$  (contrainte principale minimale) est obtenue par la pression du fluide de la cellule. La contrainte principale maximale  $\sigma_1$  est la somme de la pression du fluide et de la contrainte de chargement axiale (figure 2.3) :

$$\sigma_1 = q + \sigma_3 \quad (2.1)$$



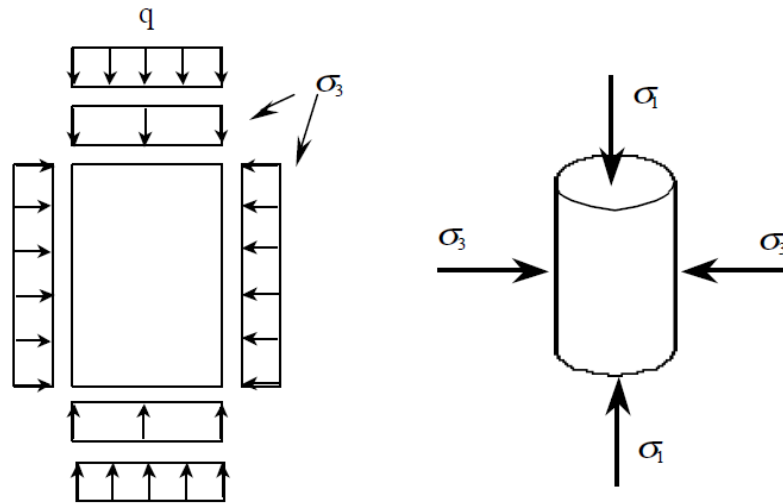


Figure 2.3 Principe de l'essai T.C.R

On distingue deux méthodes dans la pratique de l'essai triaxial à chargement répétés (figure 2.4)

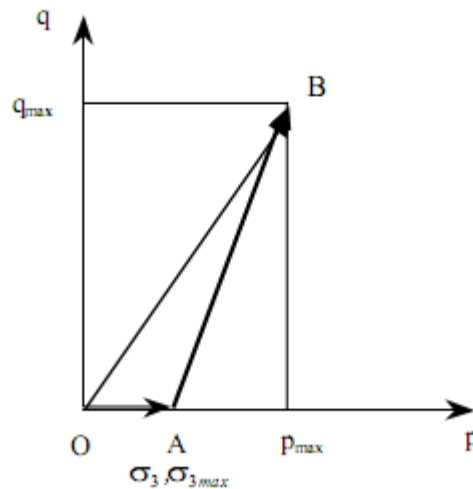


Figure 2.4 Essais CLC et CLV

### 2.3.4.1 – Essai CLC

Pour l'essai effectuée à contrainte latérale constante (CLC), on applique une contrainte de confinement constante  $\sigma_3$  et par suite un déviateur de contrainte  $q$  varie cycliquement entre 0 et  $q_{max}$ . L'essai CLC est un cas particulier de chargement réel à condition que  $\sigma_3$  reste au plus égale à 15 kPa à la base de la couche de fondation, ce qui correspond à la contrainte due au poids propre de la chaussée.

### 2.3.4.1 – Essai CLV

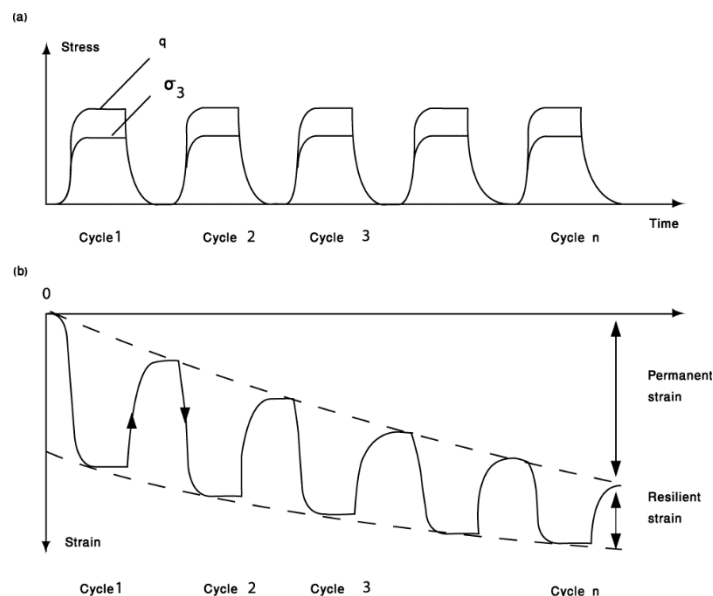
Pour l'essai effectué à contrainte latérale variable (CLV), la pression de confinement varie cycliquement de 0 à  $\sigma_{3 \max}$ , en phase avec le déviateur  $q$  qui lui varie toujours de 0 à  $q_{\max}$

L'essai CLV correspond le mieux au chargement appliqué sur une chaussée réelle.

## 2.4 - MODELISATION DES GRAVES NON-TRAITEES

### 2.4.1 - Introduction

Le comportement des sols et des matériaux granulaires soumis à un chargement répété est complexe. Chaque application de la charge provoque une certaine déformation du matériau qui est partiellement réversible lors de la suppression de la charge. La déformation réversible après chaque application de la charge est à peu près constante et est assimilée à une déformation élastique, tandis que la déformation non-réversible s'accumule (figure 2.5).



**Figure 2.5** Déformation d'un matériau granulaire sous chargements cycliques

Il y a trois processus qui peuvent contribuer à la déformation d'un matériau granulaire :

- les déformations des particules autour des points de contact.
- le glissement des particules aux points de contact.
- l'écrasement des particules aux points de contact.

Toutefois, on considère que seules les déformations des particules sont responsables des déformations élastiques, car l'écrasement, processus irréversible, est éliminé, ainsi que le glissement des particules puisqu'il correspond à une certaine dissipation d'énergie.

### 2.4.2 – Modèles de comportement des graves non- traitées

Le module réversible des matériaux granulaires de la chaussée est un paramètre d'entrée clé dans l'analyse du comportement des structures de chaussées souples (par exemple [7, 18, 24]). Il est d'une importance primordiale dans la caractérisation des GNT et la prédiction de la performance structural de la chaussée [25].

De nombreuses techniques y compris les essais de laboratoire (par exemple [15, 26]), les investigations non destructives in-situ et des corrélations empiriques (par exemple [14, 27]) ont été proposées pour mesurer le module réversible des matériaux granulaires non liés. Cependant, la détermination au laboratoire à l'aide de l'essai triaxial a chargements répétées, a été considérée comme la méthode la plus précise pour la détermination du module réversible.

Le module réversible ( $M_r$ ) est défini comme le rapport du déviateur de contrainte ( $\sigma_d$ ) a la déformation axiale réversible ( $\varepsilon_r$ ).

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r}$$

avec:

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$$

$\sigma_1$  = Contrainte principale Majeure

$\sigma_3$  = Contrainte principale Mineure (pression de confinement)

$\varepsilon_r$  = déformation réversible

Plusieurs modèles [14, 1, 28] ont été développés au fil des années qui combinent contraintes appliquées et les caractéristiques des matériaux pour décrire le comportement non linéaire des matériaux granulaires sous chargement de trafic routier.

- a) **Le modèle K- $\theta$**  a été le plus célèbre pour caractériser la réponse réversible des matériaux granulaires en base et fondation [28]. Le module réversible ( $M_r$ ) est donné comme suit :

$$M_r = k_1 \times \theta^{k_2} \quad (2.3)$$

où  $\theta$  est le premier invariant du tenseur de contrainte donnée comme suit :

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2 \times \sigma_3$$

$\sigma_2$  = contrainte principale intermédiaire

$k_1, k_2$  = paramètres du modèle

Uzan [29] a observé que le modèle K- $\theta$  ne reflète pas bien les données mesurées quand les contraintes de cisaillement sont significatives, et a proposé un modèle à trois paramètres. Ce modèle est donné par :

$$M_r = k_1 \times \theta^{k_2} \times \sigma_d^{k_3} \quad (2.4)$$

Witczak et Uzan [30] ont proposé une modification du modèle Uzan en remplaçant le terme de déviateur de contrainte dans l'équation (2.4) par un terme de contrainte de cisaillement octaédrique. Ce modèle de contrainte de cisaillement octaédrique considère aussi l'effet de dilatation qui a lieu quand un élément de la chaussée est soumis à un grand rapport de contrainte principale  $\sigma_1 / \sigma_3$ .

Ce modèle est appelé modèle universel et est donnée comme suit :

$$M_r = k_1 \times \theta^{k_2} \times \tau_{oct}^{k_3} \quad (2.5)$$

où  $\tau_{oct}$  est la contrainte de cisaillement octaédrique donné que :

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}$$

Les paramètres  $k_1$ ,  $k_2$ , et  $k_3$  sont des constantes de régression multiple évalués à partir de données d'essai de module réversible.

- b) Modèle NCHRP [7]** : Plusieurs chercheurs ont observé que le modèle K- $\theta$  (du fait de sa formulation) ne reflète pas le comportement des matériaux granulaire quand les contraintes de cisaillement deviennent significatives. Les travaux du programme Américain NCHRP (National Cooperative Highway Research Program) ont aboutis à l'adoption d'un modèle plus récent qui prend en charge l'effet des contraintes de cisaillement dans le calcul du module réversible, ce modèle est implémenté dans la procédure mécanistique - empirique pour le dimensionnement des chaussées souples en Amérique du nord (M-E design guide 2004). Ce modèle peut être exprimé comme suit :

$$M_r = k_1 \times Pa \times \left(\frac{\theta}{Pa}\right)^{k_2} \times \left(\frac{\tau_{oct}}{Pa} + 1\right)^{k_3} \quad (2.6)$$

avec :

$k_1, k_2, k_3$  : paramètres du modèle

$Pa$  : pression atmosphérique

- c) Le modèle K-G** est le troisième modèle utilisé pour simuler le comportement réversible non linéaire des deux GNT locales utilisées dans la présente investigation. L'expression du module réversible est la suivante [10, 31]:

$$M_r = \frac{9G_a \left(\frac{p}{Pa}\right)^{1-n}}{3 + \frac{G_a}{K_a} \left[1 - \beta \left(\frac{q}{p}\right)^2\right]} \quad (2.7)$$

avec :

$$\beta = (1-n) \frac{K_a}{6G_a}, \quad q = \sigma_1 - \sigma_3, \quad p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}$$

Dans les expressions ci-dessus,  $p$  et  $q$  représentent respectivement les contraintes volumiques et le déviateur de contrainte. Les contraintes  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  sont la contrainte principale majeure (axiale) et mineure (confinement) respectivement. Les paramètres  $K_a$ ,  $G_a$ ,  $n$  sont des constantes matérielles et  $Pa$ , une pression conventionnelle égale à 100 kPa.

Ce modèle à trois paramètres ( $K_a$ ,  $G_a$ ,  $n$ ) a été choisi pour des raisons de simplicité et pour sa capacité à représenter adéquatement des valeurs élevées des contraintes de cisaillements trouvés dans les chaussées souples avec une couche bitumineuse de faible épaisseur.

Ce modèle suppose que les déformations déviatoriques et volumiques sont liés et que le matériau est isotrope. Il offre un compromis raisonnable entre la simplicité et la modélisation précise [11]. Les expressions des déformations volumiques ( $\varepsilon_v$ ) et déviatoriques ( $\varepsilon_q$ ), en fonction des invariants de contrainte ( $p$  et  $q$ ), peut être écrite comme suit :

$$\varepsilon_v = p_a^{1-n} p^n \left[ \frac{1}{K_a} - \frac{\beta}{K_a} \left( \frac{q}{p} \right)^2 \right] \quad (2.8)$$

$$\varepsilon_q = p_a^{1-n} P^n \left[ \frac{1}{3G_a} \left( \frac{q}{p} \right) \right] \quad (2.9)$$

## 2.5 - MODELISATION DU SOL SUPPORT

### 2.5.1 - Introduction

Le sol support peut être considéré comme un matériau granulaire particulier avec une granulométrie plus étendue. Sa réponse aux chargements peut être très dépendante d'une certaine manière des conditions hydriques, de son histoire, etc... Le matériau sol a un comportement non-linéaire, qui se complique lors du dimensionnement par ses variations dans le profil en long de la chaussée et dans son état hydrique suivant les saisons.

L'utilisation d'une théorie élastique linéaire requière la connaissance de la valeur du module réversible, valeur qui affecte clairement le dimensionnement. Pour cela il existe, comme pour les graves non-traitées, deux approches : l'approche empirique utilisant la notion d'indice de portance CBR et l'approche rationnelle qui caractérise cette rigidité à l'aide des essais à chargements répétés

### 2.5.2 - L'approche empirique

Le sol support est le seul matériau dans la structure de chaussée qui est imposé, et de ce fait, il est le point de départ dans le processus de dimensionnement. L'approche la plus largement utilisée dans ce cas pour évaluer la rigidité  $E_r$  du sol est de la relier à l'indice de portance *C.B.R.* sous la forme générale suivante :

$$E = K \times CBR \text{ (MPa)} \quad (2.10)$$

Dans certains cas, la valeur de la constante K est elle-même fonction du CBR, mais la relation la plus utilisée reste celle proposée par Heukelom et Klomp basée sur la corrélation des essais CBR avec des essais dynamiques in situ [20]:

$$E = 10 \times CBR \text{ (MPa)} \quad (2.11)$$

Il y a plusieurs objections à cette simple procédure. D'abord, l'essai CBR est un essai de pénétration sur une petite surface de sol chargée jusqu'à la rupture et ne présente pas les conditions de chargement dues au trafic où le niveau de contraintes répétées est bien inférieur à la contrainte de rupture. D'autre part, cet essai ne mesure pas la courbe caractéristique contraintes-déformations et les résultats sont beaucoup influencés par les conditions hydriques. Ainsi, la relation précédente est loin d'être satisfaisante, mais son grand avantage est sa simplicité.

### 2.5.3 – L’approche rationnelle

De façon similaire aux graves non-traitées, la caractérisation de la rigidité du sol requière des essais triaxiaux à chargements répétés sous des conditions appropriées. Fondamentalement, les même principes du comportement non-linéaire s'appliquent au matériau sol considéré comme un cas particulier des matériaux granulaires.

Comme pour les graves non-traitées, une approche utilisant un modèle du type K-G semble être la plus prometteuse pour caractériser avec précision les propriétés réversibles du sol support.

#### 2.5.3.1 - Modèle simplifié de J.L. Paute

Brown a montré que le module réversible non-linéaire  $M_r$  d'un sol cohérent est relié aux contraintes par la relation :

$$M_r = \left[ \frac{K}{\left( \frac{q}{p_0} \right)^n} \right] \quad (2.12)$$

ou K et n sont les constantes du sol, q le déviateur répété des contraintes dû au trafic et  $p_0$  la contrainte effective moyenne dans le sol due au poids propre.

Cette relation empirique s'applique aux sols saturés ou partiellement saturés. Elle tient compte de la dépendance du module réversible à la succion du sol, ce qui permet de simuler plus ou moins bien les conditions de drainage dans les chaussées. J.L. Paute propose un tel modèle basé sur le modèle K-G, en admettant qu'il peut également traduire les relations entre les déformations réversibles et les contraintes totales [13].

## **CHAPITRE 3**

### **ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES MATERIAUX GRANULAIRES NON- TRAITES**

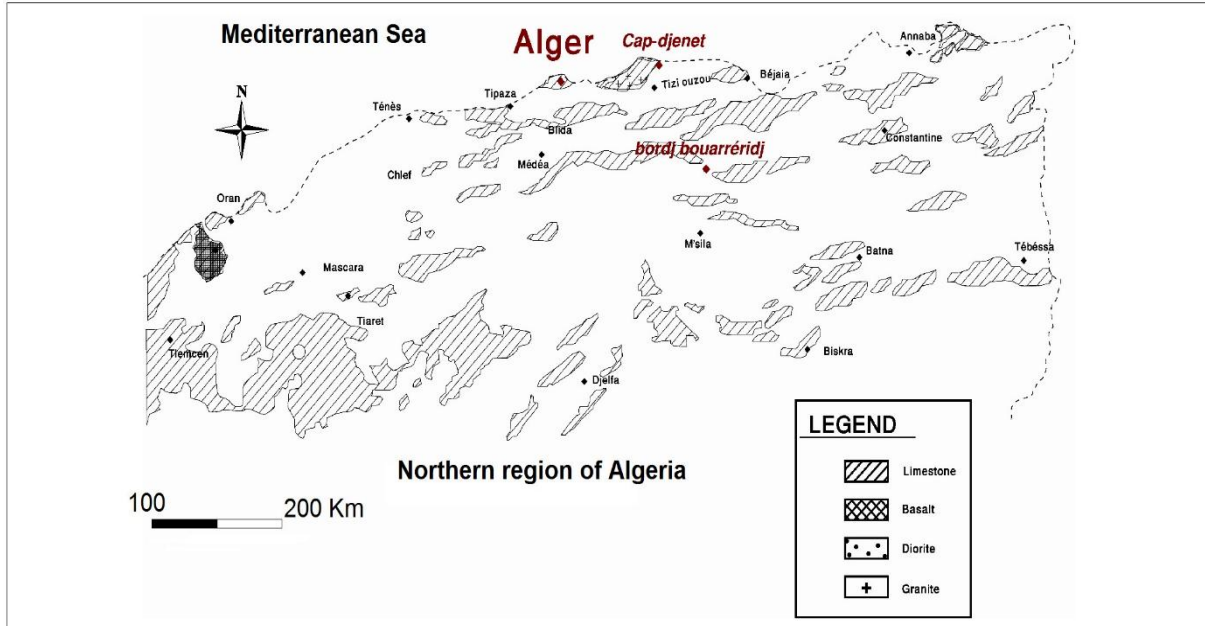
### 3.1 - INTRODUCTION

Dans ce chapitre on présente une étude expérimentale réalisée sur deux matériaux granulaires locaux en vue leur utilisation comme matériaux d'assise dans la construction routière., les matériaux, leurs caractéristiques physiques, l'équipement et la procédure d'essai y compris la préparation de l'échantillon et le programme d'essai pour la caractérisation en déformation réversible des agrégats testés, sont décrits en détails. Il convient de noter que tous les tests utilisés dans cette étude expérimentale, ont été menées en conformité avec les normes européennes en la matière.

### 3.2 – MATERIAUX CONSIDERES

Les agrégats utilisés dans cette étude ont été fournis respectivement de Cap-Djenet (W. Boumerdes) et Bordj-Bouarriridj dépôts situés dans le nord de l'Algérie (Fig. 3.1). Ces deux dépôts ont un grand potentiel et présentent des niveaux élevés de production des matériaux granulaires.

Les agrégats issus de la carrière de Cap-Djenet (CAP) sont d'origine basaltique. Ils ont été produits par des éruptions volcaniques. Les agrégats issus de la carrière de Bordj-Bouarriridj (BBA) sont d'origine calcaire, produit par concassage de roches sédimentaires composées principalement de carbonate de calcium. La plupart des roches calcaires sont dures et durables, Ils produisent typiquement des agrégats solides avec faible absorption d'eau et sont fréquemment utilisé comme corps de chaussée en construction routière.



**Fig. 3.1** Carte simplifiée des dépôts de matériaux granulaires dans la région nord de l'Algérie



### 3.3 – CARACTERISATION PHYSIQUE

Les matériaux granulaires sont constitués d'un grand nombre de particules de différentes tailles. Des études antérieures [1, 19], sur leur caractérisation physique montrent que ces matériaux sont dépendants de la taille maximale des particules et de la distribution granulométrique. En conséquence, Dans le passé, les matériaux granulaires non liés ont été classés d'une manière empirique fonction de la taille du granulat et la distribution granulométrique.

D'autre part, dans la norme française et la norme européenne EN 13285 [19, 20], les caractéristiques ci-dessus sont complétées par d'autres résultats d'essais particulièrement les valeurs du Los Angeles (LA) et le Micro-Deval (MDE). En raison de leur utilisation tout le long de l'histoire de la mécanique des chaussées, ainsi que leur relation directe avec la résistance à l'abrasion et à des fins de classification empiriques, ces deux essais sont inclus dans le présent travail.

Tableau 3.1, résume les principales caractéristiques d'identification des matériaux granulaires étudiés.

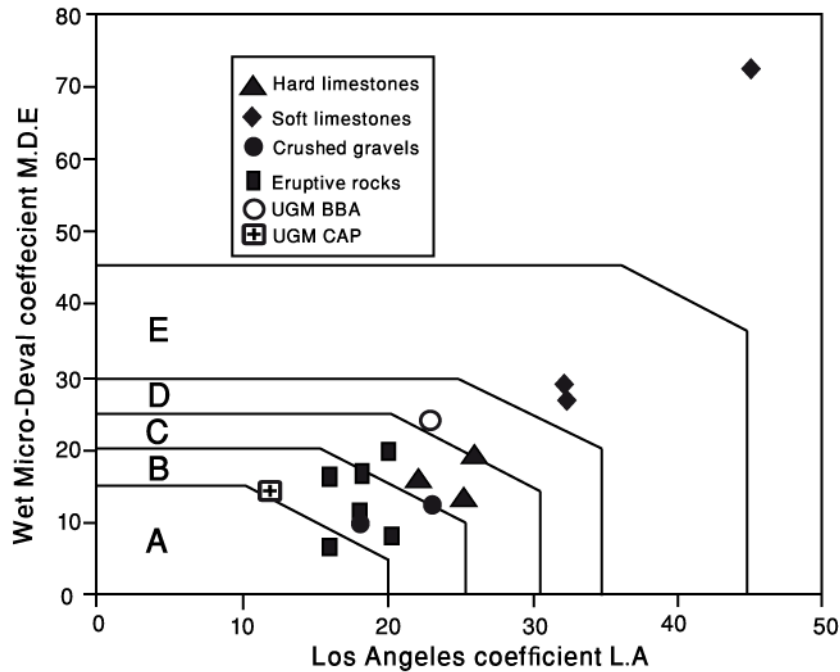
Les résultats indiqués dans le tableau 3.1 et présentés dans la figure 3.2 montrent que les deux agrégats locaux étudiés présentent des caractéristiques acceptables principalement en termes de valeurs LA et MDE conformément à la norme française XP P 18-545 [20,21].

**Table 3.1** Les principales caractéristiques d'identification des matériaux granulaires étudiés.

<b>Carrières</b>	<b>VB (%)</b>	<b>Fines (%)</b>	<b>ES (%)</b>	<b>MDE (%)</b>	<b>LA (%)</b>
Cap-Djenet (CAP)	2	9.5	55	14	12
Bordj-Bouarreridj (BBA)	1.3	7	55	24	23

VB : Valeur au bleu de méthylène, MDE : Coefficient Micro-Deval en présence d'eau, LA : Coefficient de Los Angeles, ES : Equivalent de sable.

Dans la Fig. 3.2, les zones désignées par les lettres A à E représentent diverses catégories de résistance mécanique (organiser par ordre décroissant de résistance de A à E) des Grave Non Traitées (GNT) correspondant à une classification empirique basée sur les valeurs de LA et MDE. Il est à noter que la GNT CAP issu d'une roche éruptive concassée donne de meilleures valeurs caractéristiques que la GNT BBA issu de roches calcaires.



**Fig. 3.2** Classification des matériaux granulaires selon leur résistance à l'usure (Paute et al. [21]), application aux granulats issus des deux carrières CAP et BBA.

### 3.4 – TRIAXIAL A CHARGEMENT REPETES

Afin d'étudier le comportement des GNT lorsqu'elles sont utilisées comme couches granulaires non liés dans la construction des chaussées sous différentes conditions de trafic routier et de l'environnement, les essais TCR peuvent être utilisés avec avantage.

Le TCR est constitué d'une cellule triaxiale équipée de capteurs de déformation axiale et radiale, d'un appareillage de chargement pneumatique, et d'un ensemble informatique d'acquisition de données. Il permet d'étudier le comportement d'éprouvettes cylindriques de grandes tailles, 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. Le chargement (Fig. 3.4) est réalisé en exerçant cycliquement et simultanément une contrainte de confinement  $\sigma_3$  et une surcharge verticale  $q$  (déviateur de contraintes) (Fig. 3.5a). Il reproduit approximativement les sollicitations présentes dans une chaussée lors d'un chargement routier. Sous chargement cyclique, la GNT présente des déformations réversibles qui sont récupérés après chaque cycle, et déformations permanentes qui s'accumulent avec le nombre de cycles (Fig. 3.5b).



Fig. 3.3 Cellule triaxial et système de mesure

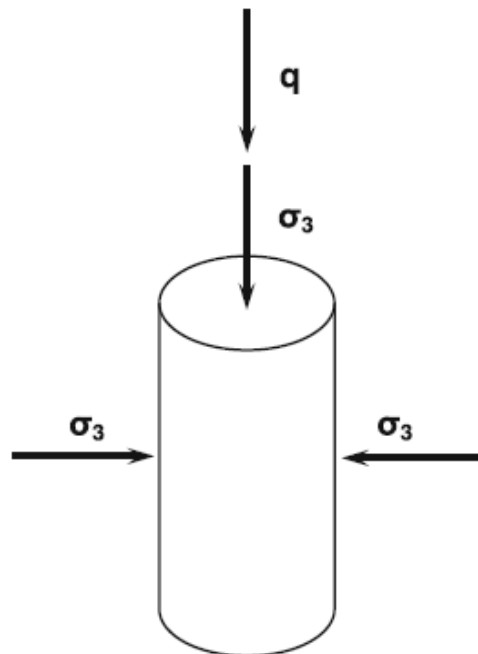


Fig. 3.4 Type de chargement triaxial

### 3.5 – PREPARATION DES ECHANTILLIONS ET PROGRAMME D’ESSAIS

La procédure d’essai comprend les principaux essais suivants :

- **Granulométrie**

Les deux GNT CAP et BBA sont tamisés dans le laboratoire au cours des quatre fractions suivantes : 0-3, 3-8, 8-15, 15-25 mm conformément aux normes françaises NF P 98-125 [22]. On constate d’après la Fig. 3.5 que les courbes expérimentales des deux matériaux testés sont pratiquement similaires et très proche de la courbe moyenne de répartition donnée par la norme.

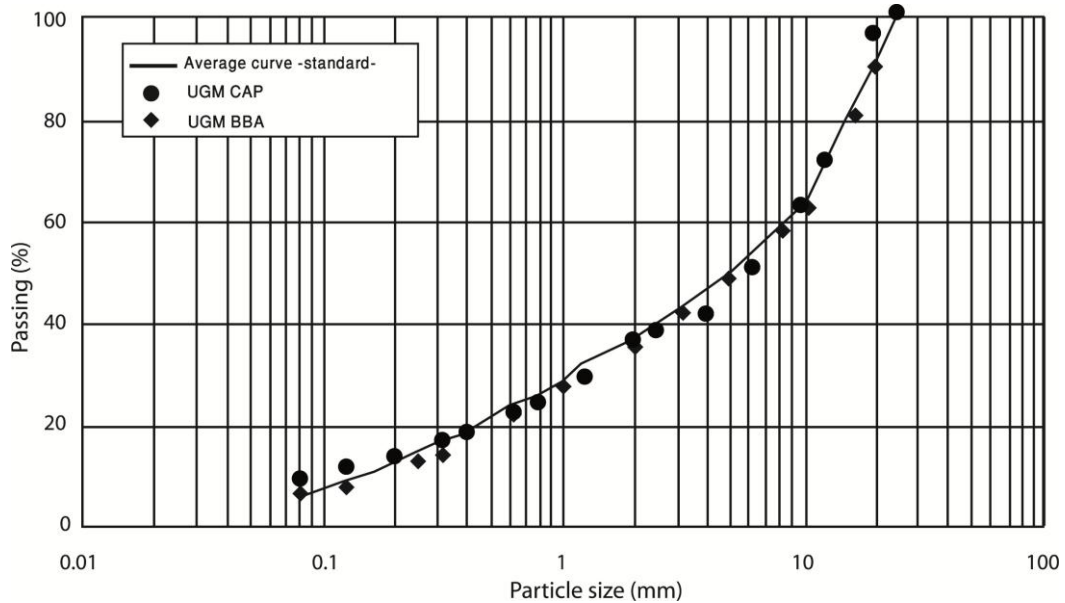


Fig. 3.5 Courbes granulométriques des deux GNT testées

- **Essai Proctor modifié**

Des essais Proctor modifié sont effectués sur les deux GNT locales (CAP et BBA) pour obtenir les densités à laquelle les matériaux devraient être compactés dans les essais TCR. Les résultats d’essais sont résumés dans le tableau 3.2. On voit d’après les résultats que les échantillons sont caractérisés par pratiquement la même densité sèche maximale mais avec une légère différence en teneur eau optimale.

Table 3.2 Résultats de l’essai Proctor modifié

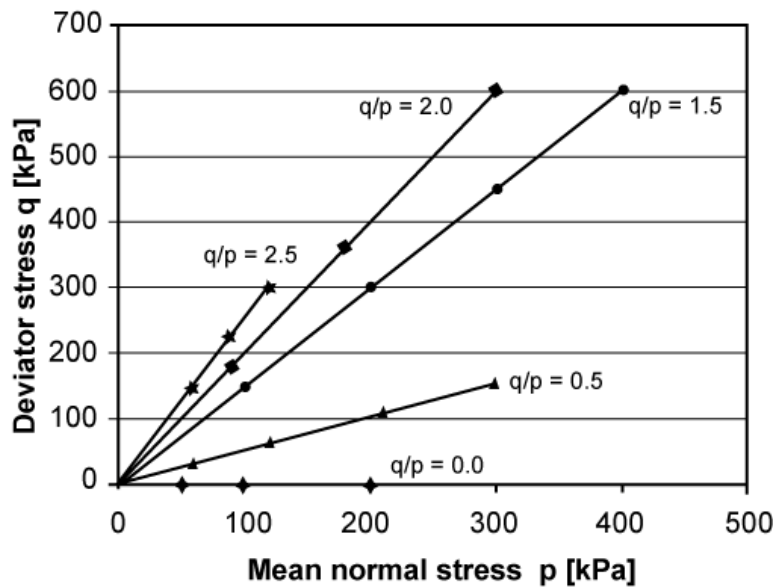
Matériaux	Densité sèche (t/m <sup>3</sup> )	Teneur en eau (%)
GNT BBA	2.28	5
GNT CAP	2.27	7

- **Préparation de l'échantillon**

Les échantillons sont préparés par vibro-compression [23]. Pour les deux GNT, tous les spécimens sont compactés à la même densité égale à 97 % de la densité maximale et une teneur en eau de telle sorte que :  $w = w_{opt} - 3\%$ . Ces densités et teneur en eau sont choisis de façon à être voisines à celles rencontrées généralement dans les chaussées routières en Algérie.

- **Programme d'essai TCR**

Des essais ont été effectués suivant la procédure d'essai pour la mesure des déformations réversibles décrites par la norme européenne EN 13286-7 [4]. Le nombre de cycles de chargement en cours a été fixé à 20 000. Le programme comprenait, pour chaque GNT, une série de quatre tests effectués à teneur en eau constante et sous chacun des différents chemins de contrainte illustrés sur la Fig. 3.6 ci-dessous.



**Fig. 3.6** Chemins de contraintes pour essai TCR

Il est à noter que tous les essais ont été effectués conformément aux normes Françaises et les normes européennes correspondantes.

### 3.6 – ANALYSE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX

Les principaux résultats des essais TCR pour les deux matériaux granulaires sont résumés dans le tableau 3. Une analyse par régression non-linéaire est effectuée pour déterminer les paramètres de trois modèles de comportement réversible non linéaires testés, à savoir le modèle **K- $\Theta$**  (Equ.2.3), **NCHRP** (Equ.2.6), et le model **K-G** (Equ.2.7) pour la GNT BBA et CAP respectivement. La précision de la prédiction du module réversible a été évaluée en utilisant le coefficient de détermination,  $R^2$ , qui représente la proportion de variation de la variable prédite qui est représenté par le modèle de régression et peut prendre des valeurs allant de zéro (aucune corrélation) à un (corrélation parfaite).

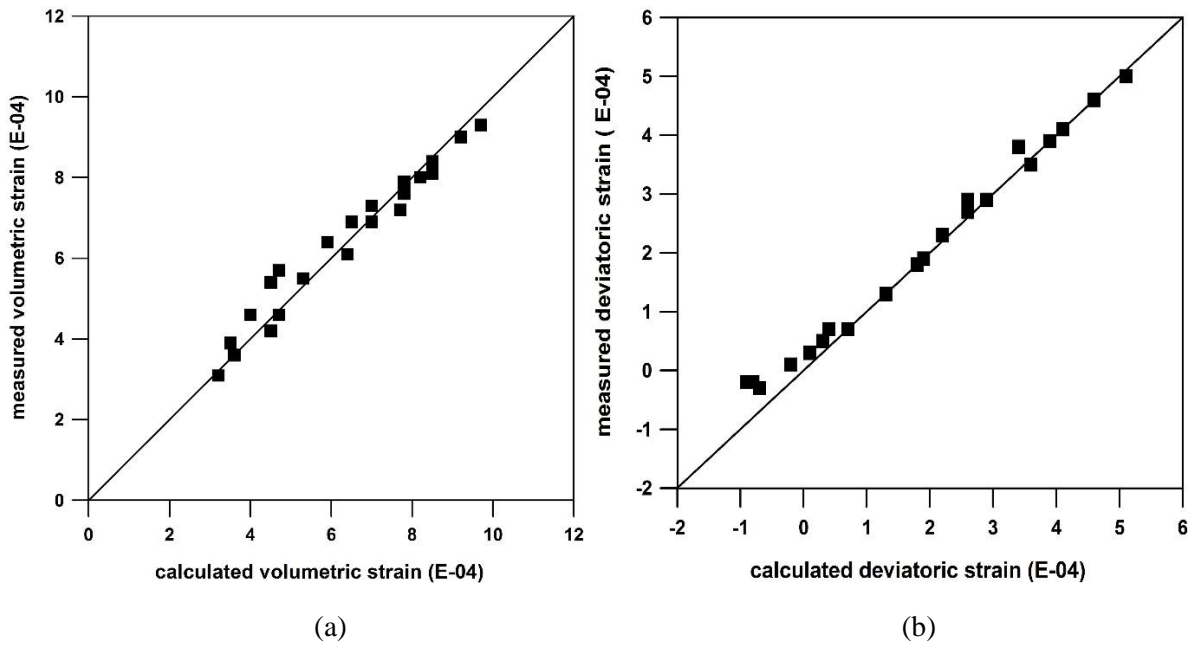
Les principaux résultats de l'analyse de régression non-linéaire sont présentés dans le Tableau 3.3, ci-dessous.

**Table 3.3.** Les paramètres des modèles de comportement pour les GNT utilisées dans la présente étude.

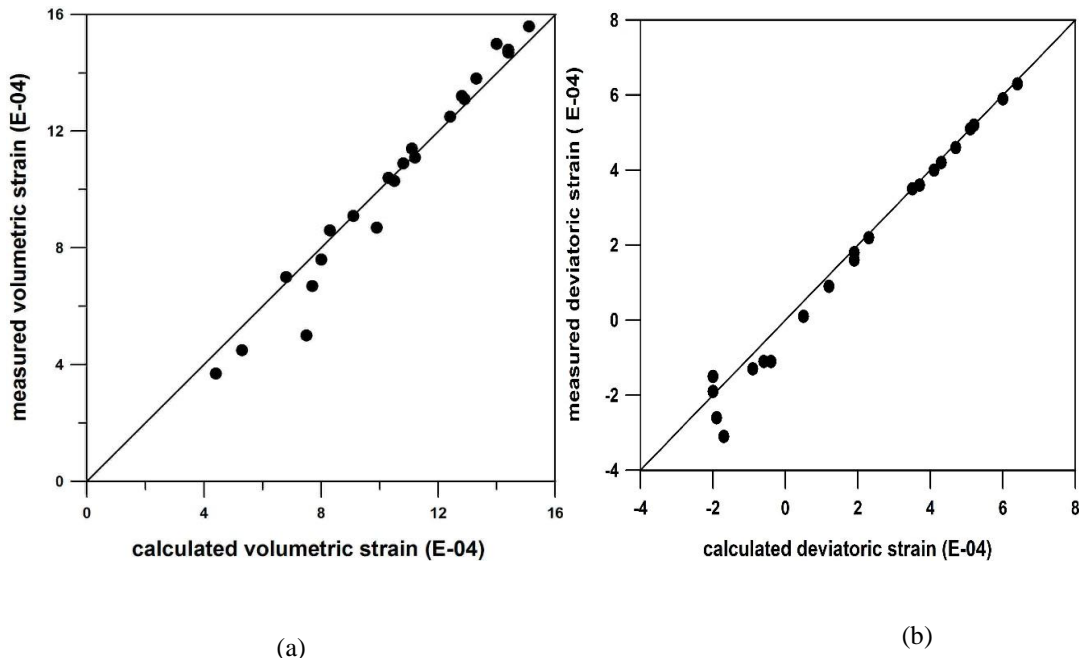
GNT	K- $\Theta$			NCHRP				K-G			
	$k_1$ (MPa)	$k_2$	$R^2$	$k_1$ (MPa)	$k_2$	$k_3$	$R^2$	$K_a$ (MPa)	$G_a$ (MPa)	$n$	$R^2$
BBA	28.30	0.51	0.91	3.14	0.70	-0.41	0.98	172	186	0.45	0.81
CAP	23.68	0.50	0.85	2.58	0.77	-0.58	0.95	86	172	0.36	0.82

Les résultats ont montré que les valeurs du coefficient de détermination,  $R^2$  pour les trois modèles du comportement testés se situaient entre 0,81 et 0,98. On voit clairement que le modèle NCHRP donne les valeurs les plus élevées du coefficient de détermination pour les deux GNT étudiées, par rapport au modèles K- $\Theta$  et K-G. Le modèle NCHRP est donc plus précise en simulant les réponses mesurées. Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus par d'autres investigations antérieurs [1,7].

Les paramètres des modèles de comportement sont ensuite introduits (par exemple) dans les équations 2.8 et 2.9 pour calculer les déformations volumiques et déviatoriques pour les deux GNT. On voit clairement à partir des deux figures. 3.7 et 3.8 (associé, respectivement, à la GNT BBA et CAP) que l'accord entre les déformations mesurées et calculées (volumiques ainsi que déviatoriques) est très bon.



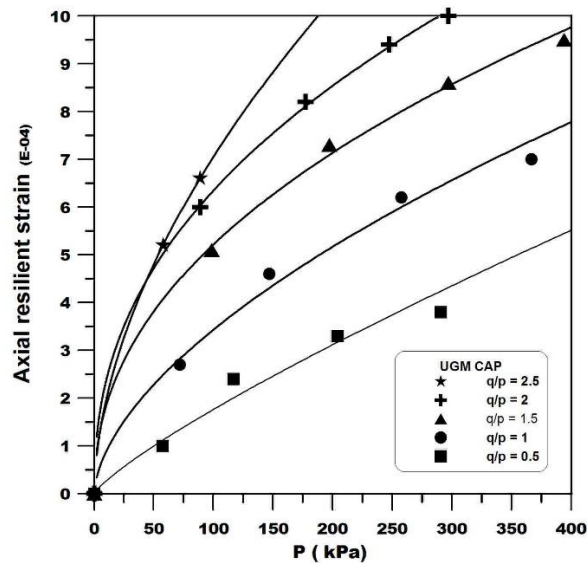
**Fig. 3.7** Comparaison entre les déformations mesurées et calculées pour la GNT BBA. :  
(a) volumique; (b) déviatorique.



**Fig. 3.8** Comparaison entre les déformations mesurées et calculées pour la GNT CAP. :  
(a) volumique; (b) déviatorique.

Afin d'illustrer plus en détail le comportement réversible non linéaire des matériaux granulaires locaux utilisés dans cette étude, un exemple typique de comportement réversible sous chargement cyclique pour la GNT CAP est présenté la Fig. 3.9. Il convient de souligner que ces résultats sont obtenus après un conditionnement d'échantillons cyclique initial effectué à 20 000 cycles et ensuite une série de charges le long de différents chemins de contraintes utilisées pour déterminer le comportement réversible. On voit clairement que le comportement de la GNT CAP est essentiellement réversible non linéaire. Les déformations axiales non seulement augmentent avec des valeurs croissantes de contrainte normale moyenne mais aussi et plus fortement avec le taux de cisaillement ( $q / p$ ) (et par conséquent, en fonction de chemins de contrainte).

Un comportement similaire a été observé pour la GNT BBA.



**Fig. 3.9** Variation de la déformation réversible axiale avec le taux de cisaillement et la contrainte normale moyenne pour la GNT CAP.

### 3.6.1 Effet de l'origine géologique sur les propriétés mécaniques des matériaux granulaires non-traités

Une investigation de l'effet de l'origine géologique des granulats sur les propriétés mécaniques des matériaux granulaires, a été établie par le calcul des valeurs du module réversible caractéristique  $E_c$  défini à partir de l'équation (2.7) pour un taux de cisaillement égal à 2 et une contrainte moyenne normale égale à 250 kPa et cela pour la GNT BBA (d'origine basaltique) et la GNT CAP (d'origine calcaire) respectivement. Les résultats des valeurs du module réversible caractéristique sont les suivants :

$$M_r^c = 678 \text{ MPa pour la GNT BBA}$$

$$M_r^c = 467 \text{ MPa pour la GNT CAP}$$

On voit clairement que les agrégats issus du concassage d'une roche calcaire (GNT BBA) sont beaucoup plus rigides que ceux issus du concassage d'une roche éruptive (GNT CAP). Des



conclusions similaires peuvent être obtenues en substituant les valeurs appropriées de  $p$  et  $q/p$  dans les équations (1) et (4) pour les modèles K- $\Theta$  et NCHRP respectivement.

Ces résultats rejoignent des résultats antérieurs obtenus par d'autres chercheurs [21], mais sont en contradiction avec ceux obtenus par la classification empirique basée sur les valeurs LA et MDE. Une possible explication est que la classification empirique basée sur les résultats des essais Los Angeles et Micro Deval, n'utilise qu'une fraction de la matière ainsi que les caractéristiques de surface des agrégats (en ce qui concerne la ténacité et la résistance à l'abrasion) et ne peut donc pas prédire le comportement réel du matériau y compris sa distribution granulométrique et ses propriétés de rigidité [32].

En d'autres termes, les essais LA et MDE mesurent les propriétés physiques des granulats (c'est à dire, la surface caractéristiques liées à la résistance à l'abrasion), tandis que l'essai TCR mesure les modules de compressibilité volumique et rigidités de cisaillement qui reflètent mieux le comportement mécanique globale de l'assemblage granulaire.

### 3.6. 2 Effet de la variation de la densité sèche sur les déformations réversibles

Il est bien connu que la réponse des matériaux granulaires aux conditions de chargement peut être considérablement influencée par l'accroissement du degré de compactage. Toutefois, aux fins de conception, il est important d'examiner la façon dont le comportement réversible des matériaux granulaires varie avec les changements de densité. Pour une meilleure compréhension de l'effet de la densité sur le comportement réversible des agrégats locaux étudiés, plusieurs échantillons de la GNT BBA ont été compacté à trois niveaux différent de densité correspondant à 2,166, 2,211 et 2,236  $\text{g/cm}^3$ , respectivement. Tous les échantillons ont été testés avec la même teneur en eau ( $w = 1,9\%$ ).

La variation de la déformation réversible axiale en fonction du nombre de cycles de chargement pour les trois densités est illustrée tracées par la Fig. 3.10. On voit que pour une variation de la densité de 2,16  $\text{g/cm}^3$  à 2,23  $\text{g/cm}^3$ , la déformation réversible axiale diminue de manière significative. Il peut donc être conclu qu'une augmentation de la densité entraîne une rigidification du matériau granulaire testé ; ces résultats sont en concordance avec des résultats antérieurs obtenus dans d'autres études [18, 33].

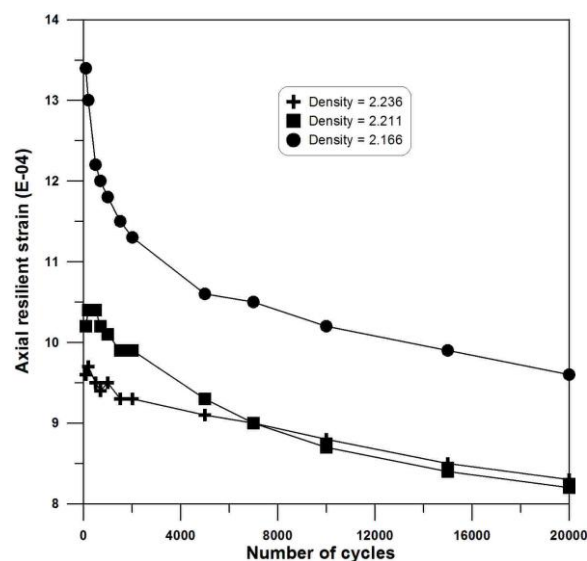
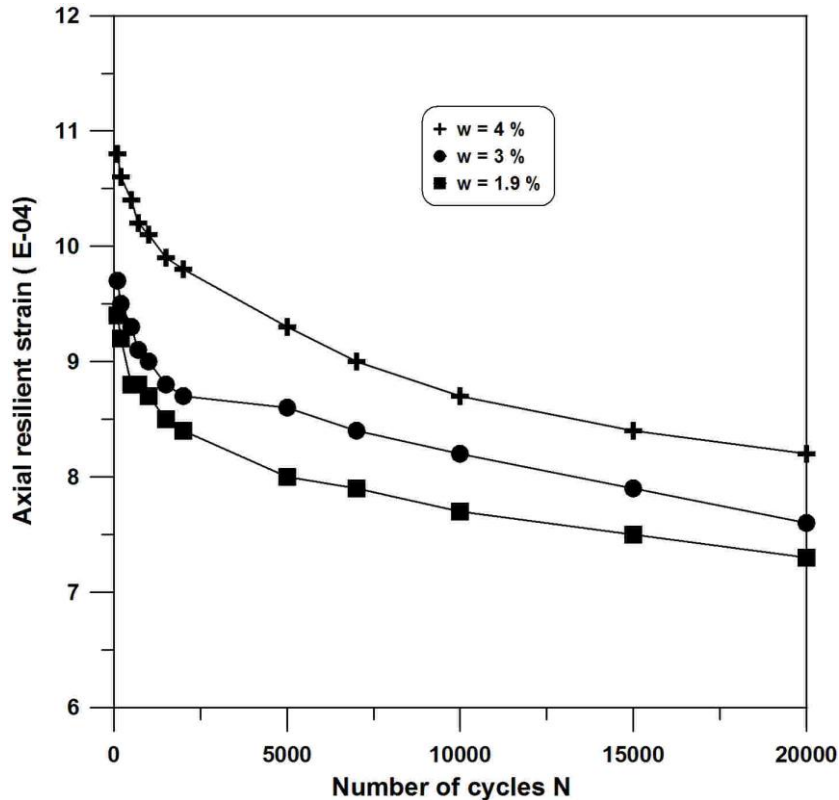


Fig. 3.10 Variation de la déformation réversible axiale en fonction de la densité (GNT BBA)

### 3.6.3 Effet de la variation de la teneur en eau sur les déformations réversibles

Il est connu que la teneur en eau des matériaux granulaires affecte sensiblement leurs caractéristiques de réponse réversible surtout à l'approche de l'état de saturation. Néanmoins, compte tenu des valeurs de teneur en eau généralement rencontrées dans les chaussées routières dans le Nord de l'Algérie, trois valeurs de teneur en eau ont été sélectionnés. Des échantillons de la GNT BBA ont été compactés à la même densité (97% de densité maximale) et testés avec trois valeurs différentes de teneurs en eau égal à 1,9, 3 et 4% respectivement. Les résultats correspondant sont représentés sur la Fig. 3.11.



**Fig. 3.11** Variation de la déformation axiale réversible en fonction la teneur en eau (GNT BBA)

On voit clairement que la déformation réversible axiale est affectée par des changements de teneur en eau. L'augmentation de la déformation axiale avec des changements croissant de la teneur en eau est observée. Cela signifie qu'une augmentation de la teneur en eau va provoquer la diminution de la rigidité des matériaux granulaires testés. Ces constatations sont corroborées par des résultats de travaux antérieurs qui ont signalé un lien direct entre le module réversible et la teneur en eau [34]. Des conclusions similaires ont été observées pour la GNT CAP.

## **CHAPITRE 4**

### **MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS DES STRUCTURES DE CHAUSSEES SOUPLES**

## **4.1 - INTRODUCTION**

Depuis plusieurs années on a assisté à un développement considérable et une généralisation des méthodes matricielles de calcul, surtout après l'apparition des calculateurs électroniques dotés de grandes capacités de mémoire. La méthode des éléments finis s'inscrit à l'heure actuelle parmi les méthodes les plus connues et les plus utilisées pour résoudre la plupart des problèmes pratiques relevant de la mécanique des structures. Les applications en Génie Civil deviennent de plus en plus nombreuses, particulièrement dans la modélisation des structures de chaussées comme on l'a montré dans la première partie.

Dans notre cas, où on est amené à évaluer des champs de contraintes et de déformations dans des massifs, les méthodes analytiques classiques ne donnent que des solutions approchées, compte tenu des hypothèses très restrictives utilisées. Ainsi les solutions prédites par ces modèles ne sont pas souvent conformes aux observations expérimentales, car les structures de chaussées sont souvent hétérogènes, orthotropes et de comportement mécanique généralement non-linéaire.

## **4.2 - PRINCIPES ET FORMULATION D'UN ELEMENT FINI**

Dans la démarche fondamentale de la méthode des éléments finis, il faut distinguer trois aspects :

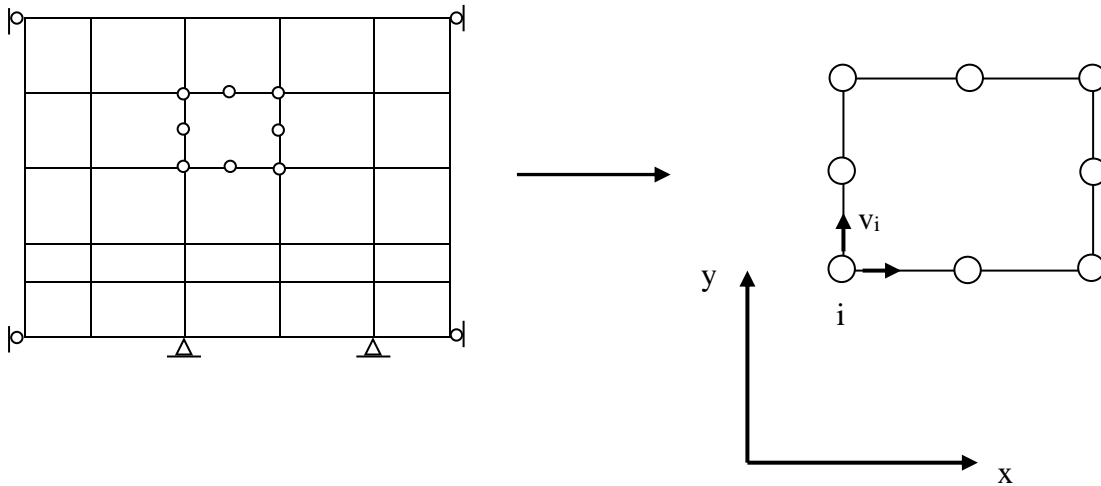
- la discrétisation de la structure en éléments.
- le choix d'une approximation pour chaque élément.
- le choix des coordonnées généralisées pour chaque élément

### **4.2.1 – La discrétisation**

On subdivise la structure ou le milieu continu, en une juxtaposition d'éléments de formes simples, déformables de manière à approximer le mieux possible sa géométrie. Ces éléments sont reliés aux points nodaux situés sur leurs frontières et dont le comportement peut être aisément étudié par la Mécanique des Milieux Continus.

### **4.2.2 – Approximation du champ des déplacements**

Les déplacements des points nodaux constituent la principale inconnue du problème des éléments finis ce qui veut dire que l'approximation est faite sur le champ de déplacements à l'intérieur de chaque élément et prend le plus souvent la forme d'un polynôme dépendant d'un certain nombre de paramètres qui peuvent être interprétés comme les déplacements inconnus de la discrétisation.



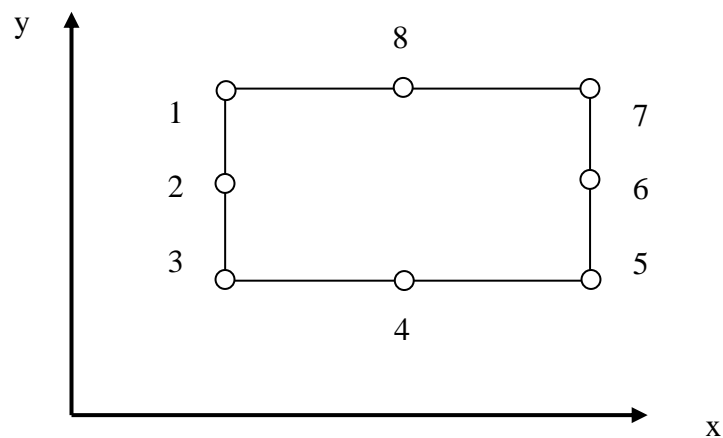
**Figure 4.1** Discretisation de la structure

### 4.2.3 – Choix des variables physiques

Une étape très importante consiste à définir le long des frontières de l'élément un ensemble de déplacements généralisés aux nœuds noté  $\{\delta\}_e$  qui permet d'assurer la compatibilité des déplacements au travers de l'interface et d'exprimer les conditions d'équilibre à ces nœuds. Notons que ce choix varie en fonction de la nature du problème à traiter et de la précision voulue.

### 4.3 - FONCTION DE DEPLACEMENT

Considérant l'élément de forme rectangulaire à huit nœuds numérotés de 1 à 8 dans le sens trigonométrique (figure 4.2).



**Figure 4.2** Élément rectangulaire à huit nœuds en coordonnées réelles

Les déplacements d'un nœud sont définis par deux composantes telles que :

$$\{\delta_i\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix} \quad (4.1)$$

Les huit composantes du déplacement sont regroupées dans le vecteur  $\{\delta_e\}$  tel que :

$$\{\delta_e\} = \{\delta_1 \quad \dots \quad \delta_8\} \quad (4.2)$$

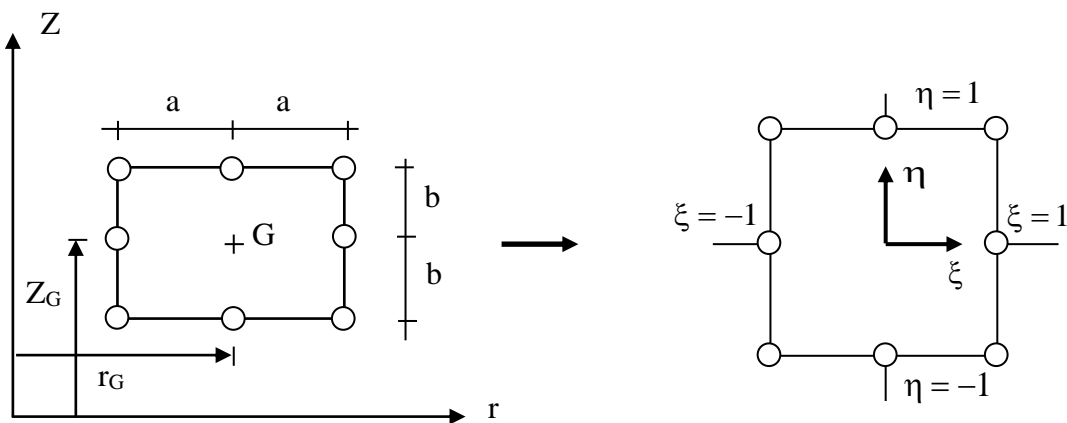
Dans ce cas on peut exprimer l'approximation du champ des déplacements sous la forme :

$$\{d\} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = [N(m)]_e \{\delta\}_e \quad (4.3)$$

Avec  $[N(m)]_e$  une matrice d'interpolation dont les éléments dépendent des coordonnées de l'espace,  $\{d\}$  étant le vecteur déplacement au point  $m(x,y)$ .

Plus précisément cette relation permet de caractériser les déplacements d'un point de l'élément en termes d'interpolation des déplacements aux nœuds. Les valeurs prises par la fonction déplacement aux nœuds sont les paramètres de l'élément. Cette fonction d'interpolation doit être choisie de manière à assurer la continuité des déplacements inter-éléments, c'est à dire qu'elle doit satisfaire aux critères de convergences relatifs à tout problème d'approximation.

D'autre part, il est difficile d'exprimer les fonctions d'interpolation en coordonnées réelles de l'élément. Ainsi il est plus commode dans l'étude de l'élément rectangulaire particulièrement, d'utiliser des coordonnées normées ou intrinsèques.



**Figure 4.3** Coordonnées normées pour un élément rectangulaire

Les fonctions d'interpolation d'un élément rectangulaire à huit nœuds peuvent s'écrire sous la forme suivante [41] :

- pour les nœuds de sommet :

$$N_i = \frac{1}{4}(1 - \xi_0)(1 - \eta_0)(\xi_0 + \eta_0 - 1) \quad \text{avec } \xi_0 = \xi \xi_i \quad \text{et} \quad \eta_0 = \eta \eta_i \quad (4.4)$$

- pour les nœuds intermédiaires :

$$\begin{aligned} \xi_i=0 & \quad N_i = \frac{1}{2}(1 - \xi^2)(1 + \eta_0) \\ \eta_i=0 & \quad N_i = \frac{1}{2}(1 - \eta^2)(1 + \xi_0) \end{aligned} \quad (4.5)$$

## 4.4 - EXPRESSION DES CONTRAINTES ET DES DEFORMATIONS

### 4.4.1 - Introduction

L'évaluation du champ de contraintes dans les massifs de révolution soumis à des chargements symétriques présente un grand intérêt pratique et économique du point de vue coût de calcul, car le problème se réduit à une analyse bidimensionnelle. Pour des raisons de symétrie les deux composantes du déplacement dans une section plane quelconque passant par l'axe de symétrie définissent complètement l'état de déformation et par conséquent l'état de contrainte.

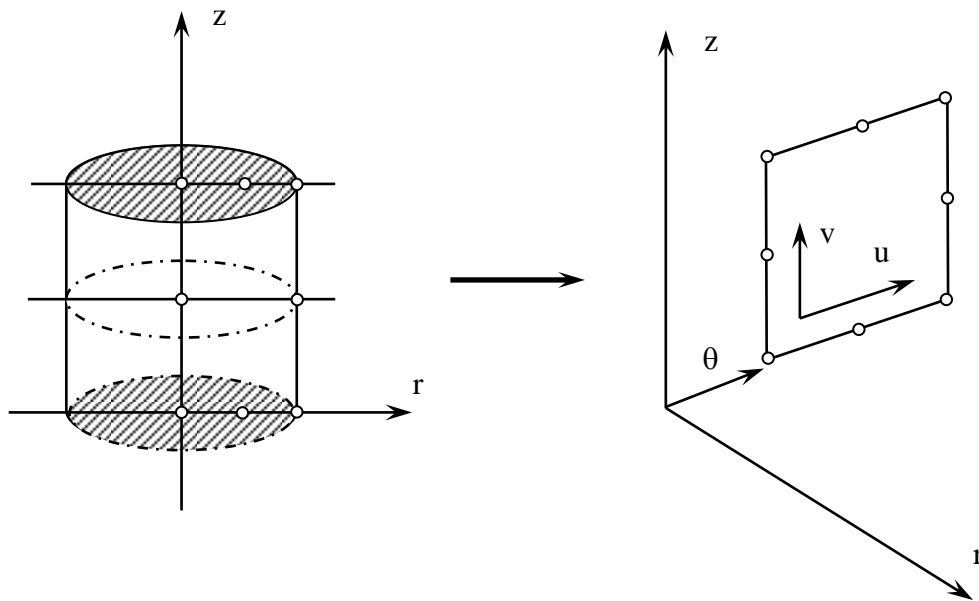


Figure 4.4 Problème axisymétrique

Dans la figure ci-dessus  $r$  et  $z$  désignent respectivement les coordonnées radiales et axiales ;  $u$  et  $v$  étant les déplacements correspondants. On peut voir que le déplacement à l'intérieur d'un élément est le même pour toutes les sections passant par l'axe de symétrie. Ainsi on utilisera les mêmes fonctions de déplacement que celles d'un élément plan ; la seule différence réside dans le fait que le volume de matière associé à l'élément est celui d'un tore de révolution, toute les intégrales doivent être rapportées à ce volume.

#### 4.4.2 – Expression des déformations

Dans le cas des problèmes de contraintes ou de déformations planes, on ne tient compte que de trois composantes de la déformation. Par contre dans le cas de la symétrie de révolution, où tout déplacement radial induit une déformation tangentielle, il y a quatre composantes de déformation.

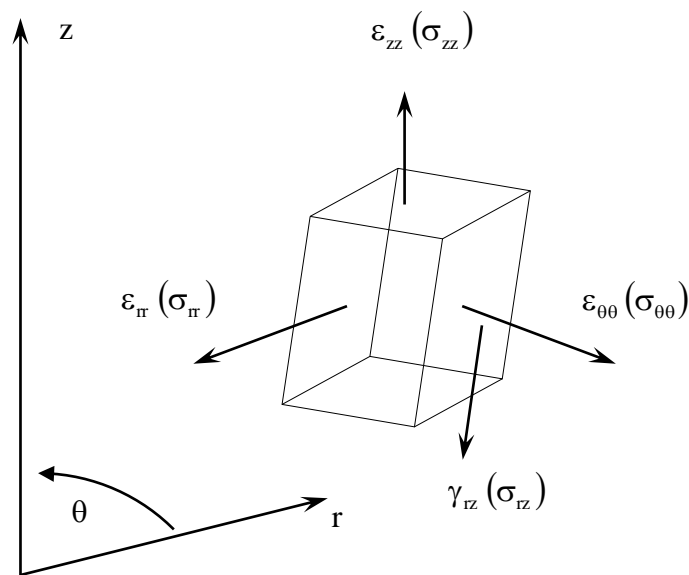


Figure 3.5 Déformations et contraintes dans le cas axisymétrique

D'après les équations de la cinématique, les déformations s'expriment en fonction des déplacements par :

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial r} & 0 \\ \frac{1}{r} & 0 \\ \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial r} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \quad (4.6)$$



ou encore sous forme condensée en introduisant l'opérateur [L] :

$$\{\varepsilon\} = [L] \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = [L] \{d\}$$

En exprimant la relation d'interpolation  $\{d\} = [N] \{\delta_e\}$ , on trouve finalement :

$$\{\varepsilon\} = [L] \{d\} = [L][N] \{\delta_e\} = [B] \{\delta_e\} \quad (4.7)$$

La matrice [B] est appelée matrice cinématique de l'élément.

#### 4.4.3 – Expression des contraintes

Dans le cas général, on peut supposer que le matériau peut être soumis à des déformations initiales  $\varepsilon_0$  qui peuvent avoir des origines très diverses comme les effets de la température ou du conditionnement du matériau. Les contraintes proviennent alors de la différence entre les déformations réelles et les déformations initiales. En outre, on peut supposer que le matériau est le siège de contraintes initiales notées. Dans ce cas et dans l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire plus général, on peut écrire :

$$\{\sigma\} = [D](\varepsilon - \varepsilon_0) + \{\sigma_0\} \quad (4.8)$$

Expression dans laquelle [D] est la matrice d'élasticité classique du matériau reliant les contraintes aux déformations. Le vecteur contrainte contient quatre composantes correspondantes aux déformations. L'expression de la matrice [D] est donnée par :

$$[D] = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \text{sym} & & 1 & 0 \\ & & & \frac{1-2\nu}{2(1-2\nu)} \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

### 4.5 - MATRICE DE RIGIDITE

#### 4.5.1 - Introduction

Pour établir les conditions d'équilibre aux nœuds, il convient de calculer les forces nodales équivalentes aux forces volumiques et aux forces de surfaces. Ces relations sont obtenues en appliquant le Théorème des Travaux Virtuels, localement pour un élément, ou globalement à toute la structure.

La relation fondamentale d'équilibre s'écrit alors en négligeant les forces dues aux déformations et aux contraintes initiales :

$$[\mathbf{K}]\{\mathbf{U}\} - \{\mathbf{F}_v\} - \{\mathbf{F}_s\} = \{\mathbf{R}\} \quad (4.10)$$

$[\mathbf{K}]$  est la matrice de rigidité du domaine entier dont le terme général s'écrit :

$$[\mathbf{K}] = \int_v [\mathbf{B}]^t [\mathbf{D}][\mathbf{B}] dV \quad (4.11)$$

$\{\mathbf{F}_v\}$  et  $\{\mathbf{F}_s\}$  sont les vecteurs forces nodales dues aux forces volumiques et surfaciques,  $\{\mathbf{R}\}$  étant le vecteur forces nodales ponctuelles.

On a les relations suivantes :

$$\{\mathbf{F}_v\} = \int_v [\mathbf{N}]^t \{f_v\} dV \quad (4.12)$$

$$\{\mathbf{F}_s\} = \int_s [\mathbf{N}]^t \{f_s\} dS \quad (4.13)$$

#### 4.5.2 - Expression de la matrice de rigidité

La matrice de rigidité d'un élément peut s'écrire compte tenu des relations précédentes :

$$[\mathbf{K}_{ij}] = \int_v [\mathbf{B}_i]^t [\mathbf{D}][\mathbf{B}_j] dV \quad (4.14)$$

$[\mathbf{B}_i]$  est la matrice cinématique définie pour le nœud (i)

Dans le cas axisymétrique l'intégration est faite sur toute la couronne de matière élémentaire et c'est la seule différence qui existe entre l'état de déformation plane et axisymétrique. L'élément de volume  $dV$  s'écrit en coordonnées cylindriques sous la forme :

$$dV = \int_0^{2\pi} (r dr dz) d\theta = 2\pi r dr dz \quad (4.15)$$

L'expression de la matrice de rigidité devient alors :

$$[\mathbf{K}_{ij}] = 2\pi \iint [\mathbf{B}_i]^t [\mathbf{D}][\mathbf{B}_j] r dr dz \quad (4.16)$$

### 4.5.3 - Calcul de la matrice de rigidité

Pour pouvoir intégrer l'équation précédente, on écrit la matrice cinématique [B] dans le système de coordonnées normées  $\xi, \eta$ , car les fonctions d'interpolation et leurs dérivées sont construites dans ce repère, ce qui revient à effectuer un simple changement de variables.

### 4.5.4 - Transformation en coordonnées normées

La transformation des dérivées des fonctions d'interpolation  $N_i$  se fait dans ce cas de façon simple en prenant en compte l'expression de la transformation géométrique :

$$r = a \xi + r_G \quad \text{et} \quad z = b \eta + z_G \quad (4.17)$$

Dans ce cas on peut mettre la matrice [B] sous la forme :

$$[B_i] = \begin{bmatrix} 0 & \frac{1}{b} \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{1}{a} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} & 0 \\ N_i & 0 \\ a \xi + r_G & 0 \\ \frac{1}{b} \frac{\partial N_i}{\partial \eta} & \frac{1}{a} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{1}{b} \frac{\partial N_i}{\partial \eta} & \frac{1}{a} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \end{bmatrix} \quad (4.18)$$

L'expression de la matrice de rigidité élémentaire s'écrit alors :

$$[K_{ij}] = 2\pi a b \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} [B_i]^t [D] [B_j] (a \xi + r_G) d\xi d\eta \quad (4.19)$$

## 4.6 - INTEGRATION NUMERIQUE

Le calcul des matrices de rigidité par intégration directe ne peut être effectué que dans le cas d'éléments simples. Par ailleurs, l'intégration exacte entraîne de sérieuses difficultés pour les éléments dont les nœuds sont situés sur l'axe de révolution du fait de la présence du terme  $(1/r)$  dans l'expression de la matrice cinématique [B]. Dans ce cas, on peut soit écarter les nœuds sur l'axe d'une certaine distance très faible soit modifier les expressions incriminées au voisinage de l'axe. Pour ces raisons, il est bien préférable d'avoir recours à l'intégration numérique.

### 4.6.1 - Ordre d'intégration

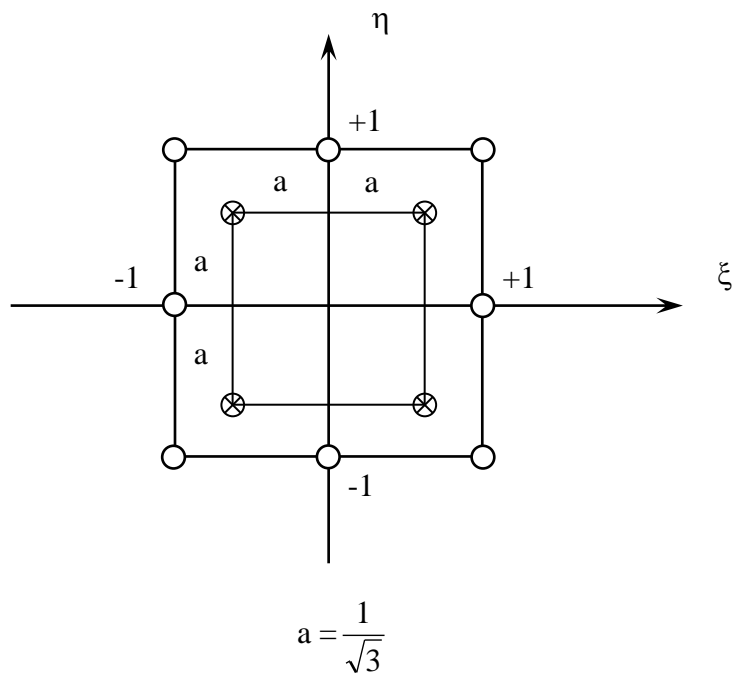
L'intégration numérique de la matrice de rigidité avec la méthode de Gauss utilise en général 9 points (3×3). Cependant, une intégration réduite, qui utilise 4 points de Gauss (2×2) améliore d'après beaucoup d'auteurs les performances de l'élément et minimise le temps de calcul, surtout pour des maillages assez fins. [2, 27, 41 ]

### 4.6.2 - Principe

De façon générale, on peut dire que le calcul des différents termes de la matrice de rigidité ou du vecteur forces nodales, se ramène à l'intégration d'expressions simple de la forme  $F(\xi, \eta)$ . L'intégration numérique transforme l'intégrale sur un domaine rectangulaire en une somme pondérée comme le montre la relation ci - dessous :

$$\int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} F(\xi, \eta) d\xi d\eta = \sum_{i=1}^n F(\xi_i, \eta_i) W_i \quad (4.20)$$

avec  $W_i=1$  et  $\xi_i = \pm \frac{1}{\sqrt{3}}$   $\eta_i = \pm \frac{1}{\sqrt{3}}$



**Figure 4.6** Intégration réduite de Gauss (2×2)

La matrice de rigidité intégrée numériquement est calculée par la " méthode du triple produit matriciel " [10, 41], ce qui évite le calcul du produit sur les nombreux zéros que renferment les matrices [B] et [D]. Cette méthode consiste simplement à expliciter nœud par nœud les produits :

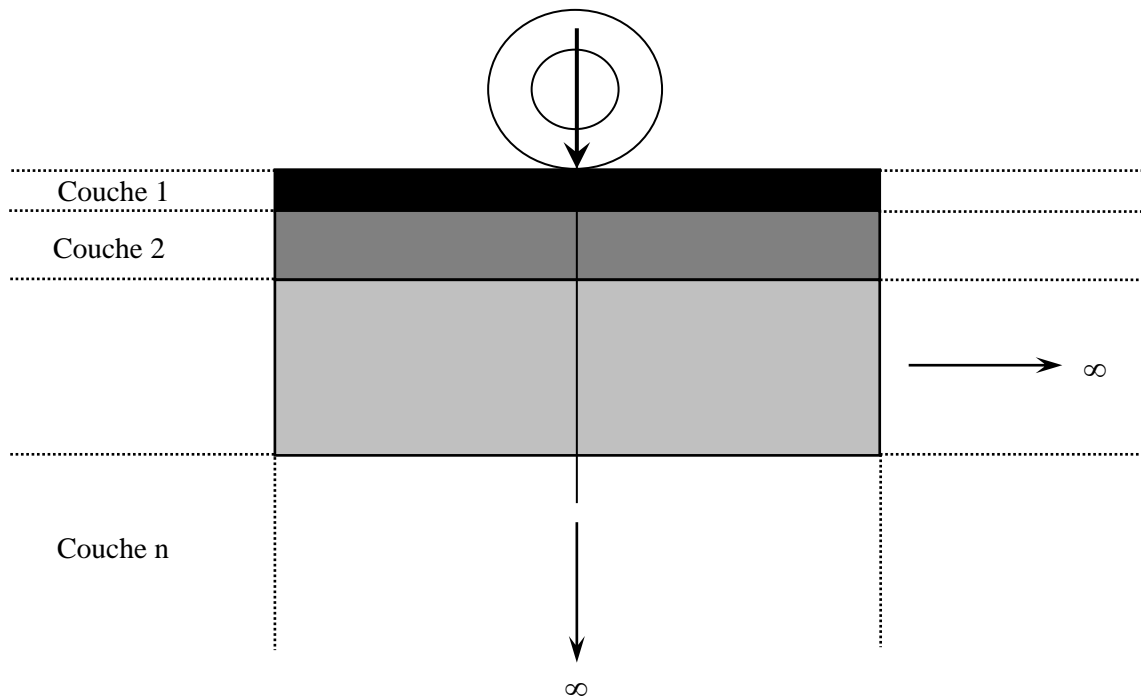
$$[Q_j] = [D][B_j] \quad \text{et} \quad [K_{ij}] = [B_i]^t [Q_j] \quad (4.21)$$

Cette méthode de produit est intéressante, surtout du point de vue temps de calcul, car on évite les nombreux zéros et on ne calcule que la moitié de la matrice de rigidité élémentaire, l'autre moitié de la matrice est construite par symétrie et assemblée en structure de bande dans la matrice globale.

## 4.7 - MODELISATION DES STRUCTURES DE CHAUSSEES

### 4.7.1 – Position du problème de la chaussée

Les structures considérées sont des massifs multicouches ayant une symétrie axiale d'axe Oz, le chargement étant constitué par une charge répartie sur un disque de diamètre 35 cm. La charge est statique égale à 65 kN [12, 35]. On suppose que chaque couche de matériau est homogène, isotrope, et que les couches adhèrent parfaitement les unes aux autres [34, 37].



**Figure 4.7** Type de structure de chaussée considérée

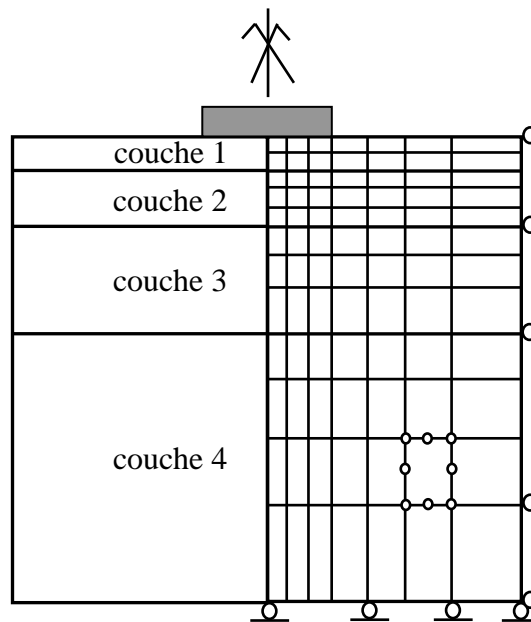
### 4.7.2 – Modélisation de la structure

#### 4.7.2.1 - Maillage et condition aux limites

Pour résoudre le problème axisymétrique représenté par la figure 4.7, on utilise un maillage orthogonal, les éléments étant des rectangles à 8 nœuds. Une schématisation de ce maillage est donnée pour une structure tricouche (Figure 4.8).

Chaque couche de matériau est divisée en plusieurs couches d'éléments ayant des hauteurs identiques, ou en progression géométrique.

Verticalement on définit trois zones de maillages. La première se trouve sous la charge (de 2 à 4 colonnes d'élément). La seconde est adjacente et symétrique à la première, pour permettre un maillage relativement serré dans les parties de la structure où les gradients de contraintes sont importants. La troisième zone est extérieure à la charge et comporte souvent autant d'éléments que dans les deux autres.



**Figure 4.8** - schématisation du maillage et conditions aux limites

Les conditions aux limites sont :

- Pour le fond : déplacement vertical nul ( $w=0$ )
- Pour le bord : déplacement horizontal nul ( $u=0$ )

Pour un problème axisymétrique, on a sur l'axe :

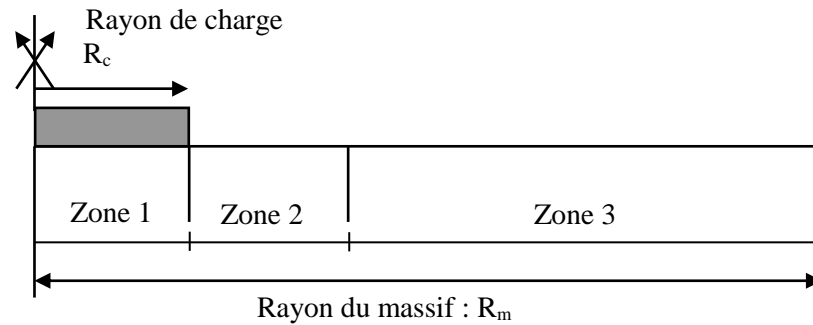
- Egalité des contraintes normales horizontales ( $\sigma_r = \sigma_{\theta\theta}$ )
- Contrainte de cisaillement nulle ( $\sigma_{rz} = 0$ )
- Déplacement horizontal nul ( $u = 0$ )

### 4.7.3 – Génération du maillage

La nature axisymétrique du maillage nous amène à nous limiter à la génération de la moitié de la structure. Le programme de génération du maillage a été conçu dans le cas particulier de la modélisation d'une structure de chaussée et de ce fait les nœuds générés sont alignés sur des droites horizontales ou verticales.

#### 4.7.3.1 - Répartition horizontale des nœuds et des éléments

On définit horizontalement trois zones verticales (figure 4.9). La zone 1 étant directement chargée, le maillage est plus ou moins serré ; les nœuds sont répartis soit régulièrement soit en progression géométrique (l'espacement diminue en s'éloignant de l'axe de la charge)



**Figure 4.9** - schématisation des trois zones du maillage horizontal

La zone 2 est considérée comme une zone de transition entre les éléments directement chargés et les éléments au-delà du disque de la charge. Cette disposition a été prise pour palier au problème du fort gradient de contrainte dans cette zone. La zone 3 étant relativement loin de la charge, l'effet s'atténue au-delà d'une certaine distance, l'espacement des éléments peut être pris en progression géométrique.

#### 4.7.3.2 - Répartition verticale des nœuds et des éléments

La même démarche s'applique dans le cas de la répartition verticale en subdivisant la structure de chaussée en un nombre réduit de couches horizontales (généralement 4 couches) qui constituent les différentes couches de matériaux composant une structure de chaussée souple. Pour chaque couche (i), la génération des éléments se fait par la donnée de trois paramètres, qui sont :

- l'épaisseur de la couche (i)
- le nombre d'élément de cette couche
- le type d'espacement des nœuds (identique ou en progression)

### 4.7.4 – Méthode de résolution

#### 4.7.4.1 - Introduction

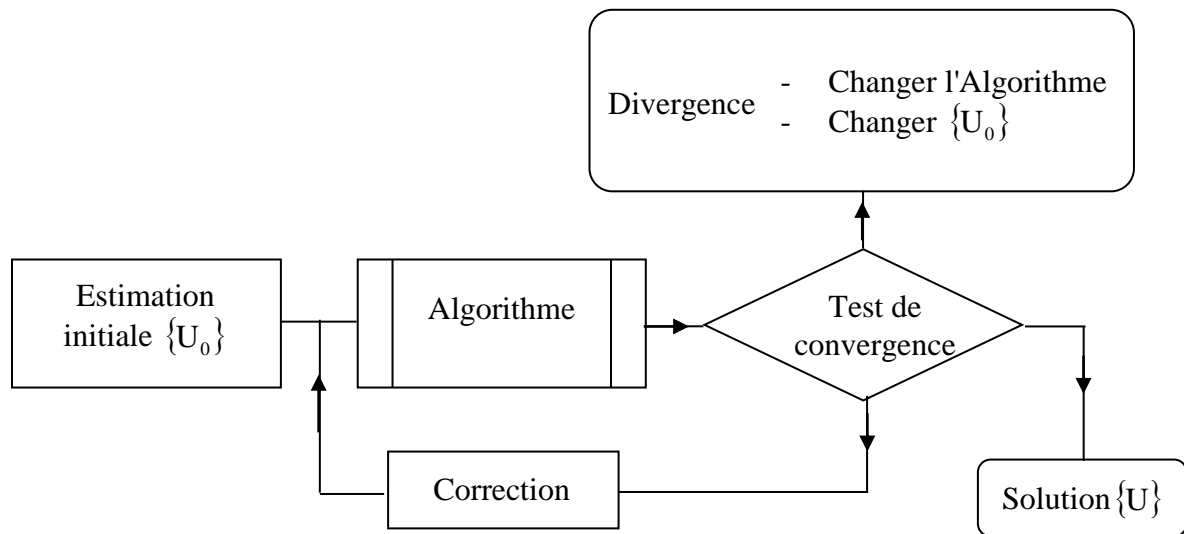
La plupart des phénomènes en Mécanique sont non-linéaires, cependant dans beaucoup d'applications il est avantageux d'utiliser une formulation linéaire plus simple. Dans les calculs de structures, les non-linéarités peuvent être de deux sortes :

- propriétés non-linéaires du matériau.
- non-linéarité géométrique.

Dans notre cas c'est le premier aspect qui nous intéresse car les non-linéarités qui apparaissent dans la formulation du problème viennent des propriétés physiques qui dépendent du champ des contraintes. La méthode des éléments finis en déplacements conduit à une formulation discrétisée des problèmes non-linéaires qui peut s'écrire sous la forme générale :

$$[K(U)]\{U\} = \{F\} \quad (4.22)$$

Résoudre le problème non-linéaire c'est chercher un vecteur  $\{U\}$  qui vérifie l'équation précédente. Cette recherche se fait de manière itérative suivant le schéma général de la figure 4.10



**Figure 4.10** Algorithme général de résolution non-linéaire

#### 4.7.4.2 - Choix de la méthode de résolution

La majorité des algorithmes conduit à résoudre un système d'équations linéaires à chaque itération. Le choix d'un algorithme de résolution doit tenir compte de plusieurs facteurs :

- le type de la non-linéarité.
- la précision et la rapidité de convergence.
- le risque de divergence.

En pratique il n'existe pas de méthode générale valable pour tous les cas et la stratégie de résolution doit s'adapter par expérience à une classe de problèmes donnée en faisant appel aux deux méthodes itératives suivantes :

- méthode sécante.
- méthode tangente.



Dans notre cas, on a été amené à résoudre le système d'équations non-linéaires par une méthode sécante (direct itération method) [41], car elle a l'avantage d'être simple, facile à comprendre et à mettre en œuvre. Par contre, elle a l'inconvénient de converger lentement. D'autre part la nature et le type de loi de comportement utilisé (loi du type Boyce) rendent difficile l'utilisation de la méthode tangente du fait du risque de divergence si la solution initiale est trop loin de la solution.

#### 4.7.4.3 - Formulation du problème

Comme on l'a vu dans la partie précédente, la formulation par éléments finis en déplacements se réduit à l'équation :

$$[K]\{U\} = \{F\} \quad (4.23)$$

avec

$\{U\}$  : vecteur colonne des déplacements nodaux

$\{F\}$  : vecteur colonne des forces nodales

$[K]$  : matrice de rigidité définie par :

$$[K] = \sum_i \int_{v_i} [B_i]^T [D_i] [B_i] dv \quad (4.24)$$

$[B_i]$  est la matrice cinématique de l'élément  $i$ ,  $[D_i]$  est la matrice d'élasticité dépendant de la loi de comportement choisie pour l'élément considéré. Pour les graves non-traitées  $[D_i]$  dépend du champ de contraintes, plus particulièrement des invariants des contraintes  $p$  et  $q$ . Ainsi, on peut considérer que la matrice de rigidité  $[K]$  de la structure est fonction des déplacements nodaux.

#### 4.7.4.4 - Algorithme de résolution

Le principe de l'algorithme de résolution est basé sur l'ajustement de la rigidité à l'itération ( $n$ ) en fonction de l'état de contrainte à l'itération ( $n-1$ ).

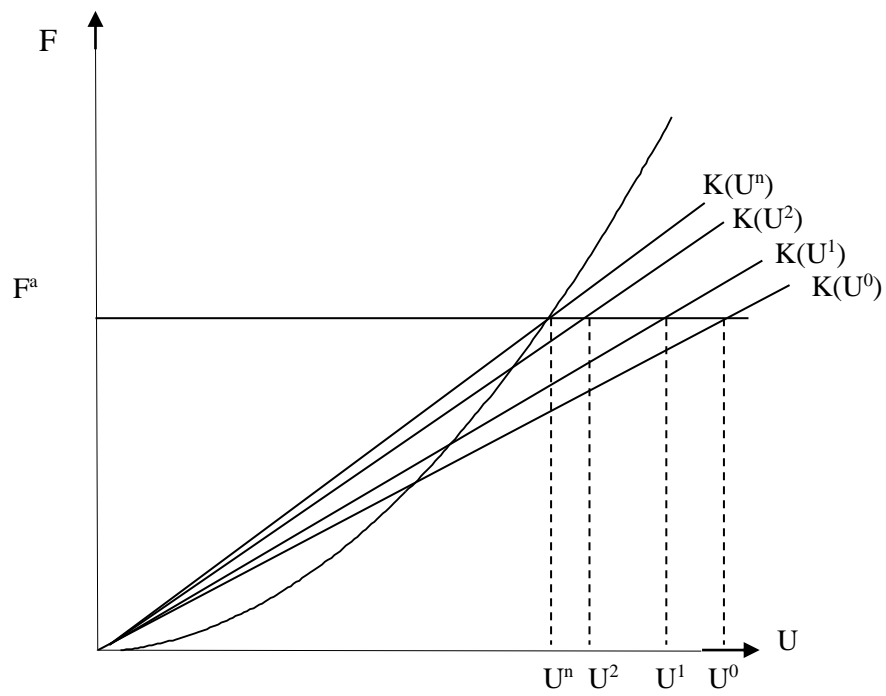
On peut écrire schématiquement les équations suivantes :

$$\{U^n\} = [K^{n-1}]^{-1} \{F\} \quad (4.25)$$

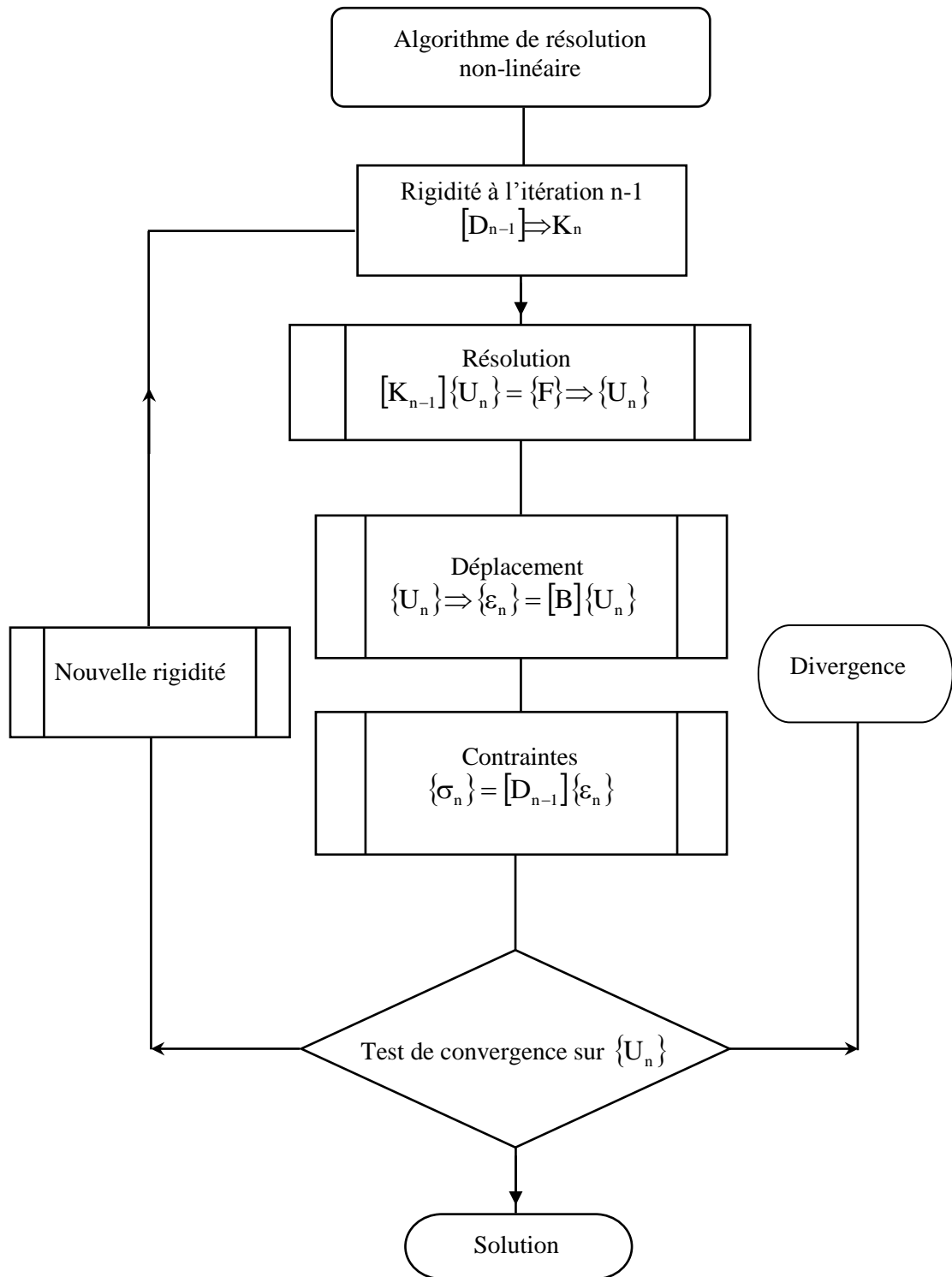
et :

$$\{\sigma_i^n\} = [D_i^{n-1}] [B_i] \{U^n\} \quad (4.26)$$

$\{\sigma_i\}$  est le vecteur colonne des contraintes de l'élément  $i$ , il faut noter que la matrice  $[D_i^0]$  est calculer à partir du seul champ de contraintes initiales. Les figures 4.11 et 4.12 donnent respectivement une schématisation et un résumé de la méthode de résolution utilisée.



**Figure 4.11** Schématisation de la méthode de résolution utilisée.



**Figure 4.12** Algorithme de résolution non-linéaire

#### 4.7.5 – Les lois de comportement des matériaux

Dans le cadre de cette étude sur les G.N.T., les lois de comportement utilisées pour les matériaux des différentes couches, sont :

- le modèle linéaire (loi de Hooke), qui est utilisé pour le béton bitumineux, pour le sol support et quelquefois pour les G.N.T.
- les trois modèles de comportement réversible non-linéaire qui sont le modèle K- $\Theta$ , K-G et le modèle NCHRP qui sont particulièrement adaptés aux G.N.T.

##### 4.7.5.1 - Notations

L'état initial dû au poids des terres, est l'état de référence pour les déplacements des nœuds et pour les déformations ; les contraintes de cet état portent l'indice 0. Les contraintes et les déformations réversibles dues à la charge ne portent pas d'indice ; les contraintes totales portent l'indice t.

On utilise les notations suivantes :

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}) \quad (4.27)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + 6(\sigma_{xy}^2 + \sigma_{xz}^2 + \sigma_{yz}^2)} \quad (4.28)$$

Dans le cas particulier de l'essai triaxial, les définitions précédentes redonnent les valeurs que nous avons déjà utilisées :

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (4.29)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (4.30)$$

Les modèles élastiques utilisés (linéaires ou non) sont basés sur la formulation de la loi de Hooke :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1 + \nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{3\nu}{E} p \delta_{ij} \quad (4.31)$$

#### 4.7.6 – Développement et mise en œuvre d'un Programme d'Analyse Non-linéaire des Chaussées souples (PANCH)

Le programme développé désigné sous l'appellation PANCH (voir figure 4.13) est écrit en FORTRAN 90 et comporte environ 2400 instructions

Les dimensions maximales des structures ont été fixées à :

- 40 couches d'éléments réparties dans 20 couches de matériaux différents au maximum.
- 20 rangées d'éléments disposées verticalement dans trois zones d'influence de la charge.

Dans le présent travail de recherche on a utilisé un PC I7 avec 64 Mo RAM. Pour le maillage le plus dense (900 éléments Q8 environs), le temps d'exécution CPU est de l'ordre de 50 secondes

La convention de signe utilisée pour les contraintes est celle que l'on prend habituellement dans les calculs de mécanique des sols, à savoir que les contraintes de traction sont négatives. Les contraintes de compression étant positives. L'axe vertical est positif vers le haut, l'origine étant à la surface de la structure. Les cotes verticales des nœuds et en général les déplacements verticaux, sont négatifs.

Les unités choisies doivent être cohérentes. On prend habituellement le mètre (m) et le kilonewton (kN) comme unités de base ; la charge, les contraintes et les modules de rigidité sont donc exprimés en kPa et les poids volumiques en  $\text{kNm}^{-3}$

L'introduction des données se fait de façon conversationnelle. Elles portent sur le calcul à effectuer et sur les sorties des résultats. Les données du calcul se font dans l'ordre suivant :

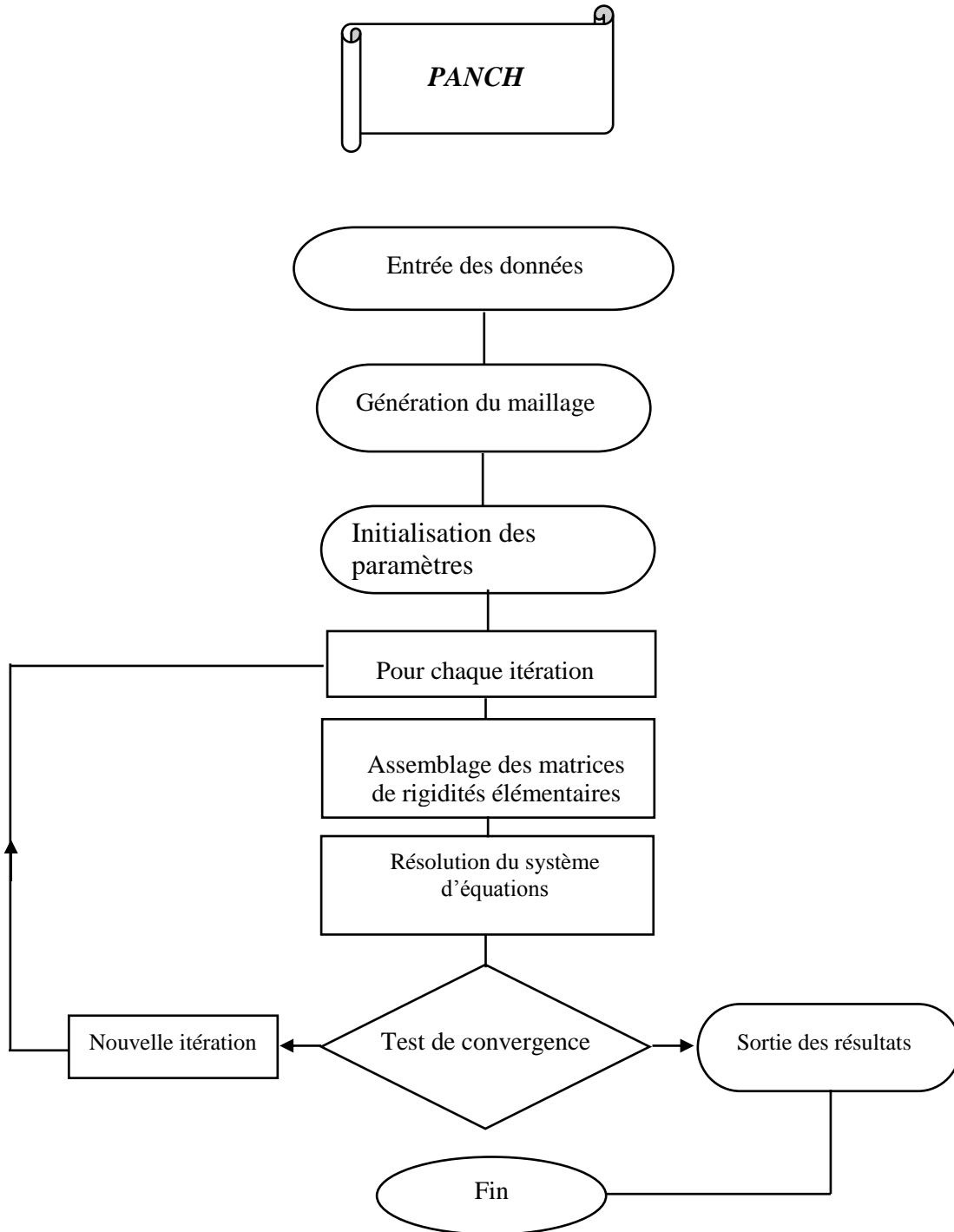
- principaux argument pour définir le maillage, celui-ci s'effectuant automatiquement
- caractéristiques mécaniques et physiques des différents matériaux
- données relatives au processus itératif
- données relatives au chargement

Lors de l'utilisation du programme PANCH, un code d'identification est attribué à chaque modèle de comportement mécanique des matériaux granulaires non liés (1 pour le calcul linéaire, 2 pour le modèle K- $\Theta$ , 3 pour le modèle NCHRP et 4 pour le modèle K-G), Cela permet de repérer l'équation à utiliser pour le calcul du module réversible nécessaire à la constitution de la matrice de rigidité élémentaire.

Les données de sortie des résultats permettent d'obtenir deux sortes d'impression. La première est une impression totale de tous les résultats du calcul obtenus après la dernière itération :

- déplacements en tous les nœuds
- contraintes et déformations, modules de rigidité et coefficient de Poisson en tous les points d'intégration de Gauss.

Le deuxième type est une impression partielle donnant tous les résultats précédents sur l'axe, à la surface et aux interfaces.



**Figure 4.13** Organigramme du programme PANCH.

## **CHAPITRE 5**

### **INFLUENCE DES MODELES DE COMPORTEMENT NON LINEAIRES DES MATERIAUX GRANULAIRES SUR L'ANALYSE ET LA PERFORMANCE DES CHAUSSEES**

## 5.1 - VALIDATION DU PROGRAMME PANCH

### 5.1.1 - Introduction

Dans une première partie, le problème de la validation du programme de calcul développé dans cette étude est adressé. C’est pourquoi les testes de validation porteront d’abord sur le calcul d’une structure de chaussée souple en élasticité linéaire. Les résultats obtenus sont comparés directement à ceux fournis par le programme ALIZE [3].

### 5.1.2 - Validation par comparaison avec le programme ALIZE : cas d’une structure types du Catalogue Algérien de Dimensionnement des Chaussées Neuves

La validation des résultats du programme de calcul avec ceux fournis par le programme ALIZE est réalisée sur une structure de chaussée dont les caractéristiques sont données dans le tableau suivant [12]:

Nature des couches	Epaisseur (m)	Module d’élasticité (MPa)	Coefficient de Poisson
Béton bitumineux	0.06	4000.	0.35
Grave Bitume	0.20	7000.	0.35
GNT	0.30	125.	0.25
Sol-support	10.0	50.	0.35

Tableau 5.1 Caractéristiques de la structure de chaussée utilisée

La charge a pour intensité 676 kPa et est appliquée sur un cercle de 0.35 m de diamètre. Le rayon du massif est de 4 m. Un maillage assez raffiné composé de 150 éléments (Q8) est utilisé. Les résultats obtenus pour la déflexion de surface (W), la déformation radiale ( $\epsilon_{rr}$ ) à la base du béton bitumineux et la déformation verticale ( $\epsilon_{zz}$ ) à la surface du sol-support sont reportés dans le tableau 5.2. En voit bien que la comparaison entre les résultats des deux codes de calcul est satisfaisante et les écarts entre les valeurs calculées par les deux codes ne dépassent pas 4 %.

Code de calcul	W (mm)	$\epsilon_{rr}$ ( $10^{-6}$ )	$\epsilon_{zz}$ ( $10^{-6}$ )
ALIZE	0.56	-114.	340.
PANCH	0.54	-110.	334.

Tableau 5.2 Comparaison entre les résultats des codes de calcul PANCH et ALIZE.



## 5.2 - SIMULATIONS NUMERIQUES

Après la phase de validation du programme, on se propose d’examiner l’influence des modèles de comportement réversible non linéaires des matériaux granulaires non-traités sur l’analyse et la performance des structures de chaussées souples. trois modèles de comportement non-linéaire des GNT sont mis en œuvre dans le code de calcul par éléments finis axisymétriques développé pour simuler le comportement non linéaire des structures de chaussées incluant les deux agrégats locaux de différents nature minéralogique, généralement utilisé dans la construction routière en Algérie.

### 5.2.1 Structure de chaussée souple-type analysée

Afin d’étudier l’influence des trois modèles constitutifs des GNT sur la réponse critique et la performance prédite de la chaussée, une structure de chaussée souple typique a été sélectionnée. Les détails de la structure de la chaussée analysée, avec 5 m de sol-support surmonté par deux épaisseurs de couches granulaires non traitées et une couche bitumineuse relativement mince, sont résumés dans tableau 5.3.

**Tableau 5.3** Les caractéristiques géométriques de la structure de chaussée analysée

<b>Couche bitumiseuse (m)</b>	<b>Couche de base (m)</b>	<b>Couche de fondation (m)</b>	<b>Sol-support (m)</b>
0.05	0.20	0.20	5.0

La structure représente, pratiquement, une chaussée souple avec des couches granulaires non traitées structurellement importantes couramment utilisés pour des chaussées soumises à des volumes de trafic routier faibles à moyens. La structure de chaussée a été analysée en faisant varier les propriétés mécaniques des deux GNT avec une nature minéralogique différente tout en gardant tous les autres paramètres inchangés. Le sol-support n’est pas considéré comme un matériau non-linéaire dépendant de l’état de contrainte. Ainsi seule la non-linéarité du comportement des matériaux granulaires a été étudiée.

### 5.2.2 Matériaux et propriétés mécaniques

Le déflectomètre (FWD) est un dispositif non destructif couramment utilisé in situ pour estimer les modules élastiques des couches constitutives d'une structure de chaussée. L'analyse des données recueillies in situ par le système FWD prévoit une procédure relativement rapide et fiable pour caractériser les propriétés mécaniques des couches constitutives d'une structure chaussée existante. Dans la présente étude, en fonction des charges et des déflexions mesurées par le système FWD, issues d'une section de chaussée expérimentale réalisé dans le cadre d'un projet intensif sur le comportement mécanique des matériaux granulaires non-traités locaux [14], les modules élastiques de la structure de chaussée souple ont été obtenus par rétro-calcul (ou calcul inverse) en utilisant le logiciel de ELMOD.

Diverses études ont été réalisées récemment [24, 27] pour estimer les propriétés mécaniques des matériaux granulaires et sols-supports déterminées au laboratoire à partir des mesures in situ fournis par le système FWD par rétro-calcul. AASHTO (association américaines des offices

de routes et transports) suggère de multiplier les modules rétro-calculés des matériaux granulaires et des sol-supports par des facteurs d'ajustement appropriées pour déterminer les valeurs des modules réversibles a utilisés dans le dimensionnement des structures de chaussées souples, conformément aux valeurs indiquées dans le tableau 5.4 [38].

**Tableau 5.4** Ratio des valeurs des modules déterminés au laboratoire( $M_r$ ) par rapport aux modules in-situ rétro-calculés ( $E_{FWD}$ ) pour les matériaux non traités et sols-supports

Type de couche	Position	$M_r/E_{FWD}$
Couche granulaire	Entre une couche stabilisée et une couche bitumineuse	1.43
	Sous une couche de béton de ciment	1.32
	Sous une couche de béton bitumineux	0.62
Sol-support	Sous une couche de sol stabilisée	0.75
	Sous une couche de béton bitumineux ou béton de ciment	0.52
	Sous une couche de matériaux granulaire non-traitée	0.35

***a)- Béton bitumineux***

Les résultats expérimentaux issus de la série d’essais FWD donnent un module FWD rétro-calculé de la couche bitumineuse et un coefficient de Poisson égale à 5042 MPa et 0,35 respectivement.

A noter que cette valeur module d'élasticité de la couche bitumineuse est de 26% supérieure à la valeur moyenne prévue par le catalogue algérien de dimensionnement des chaussées neuves [35].

***b)- Matériaux granulaires non-traités***

Trois modèles mécaniques non-linéaires sont utilisés pour simuler le comportement des matériaux granulaires non-traités. Ces modèles sont les modèles K- $\Theta$  (equ. 1) , NCHRP (equ. 4) et K-G (equ. 5) respectivement.

Ces trois modèles de comportement réversible non-linéaire des matériaux granulaires ont fait l’objet d’une étude détaillée dans la première partie de ce travail de recherche.

Il est à noter que les essais FWD in situ ont été réalisées sur une section d’essai de chaussée souple utilisant la GNT BBA comme matériaux granulaires pour la couche base et de fondation. Ainsi, le module in-situ  $E_{FWD}$  rétro-calculé doit être multipliée par un facteur de correction égal à 0,62, comme indiqué dans le tableau 5.4 [38].

***c)- Sol-support***

Les propriétés mécaniques du sol-support n’ont pas été considérés comme variables dans la présente étude ; la valeur de 63 MPa pour le module réversible du sol-support est estimé sur la base d’un rétro-calcul FWD (en utilisant un logiciel ELMOD) convertie ensuite à un module de laboratoire  $M_r$  en utilisant un facteur de correction égal à 0,35 (voir le tableau 5.4). Le coefficient de Poisson est pris égal à 0,35.

Il est à noter que la valeur ci-dessus du module réversible du sol-support est assez proche de la valeur minimale correspondant au sol-support de type de S2 définie dans le catalogue Algérien de dimensionnement des chaussées neuves.

**5.2.3 Maillage et chargement routier utilisés**

Pour la structure de chaussée analysée, le maillage est effectué automatiquement par une superposition de couches d’éléments Q8. La structure est maillée, comme indiqué dans les tableaux 5.5 et 5.6 Les lettres R et P représentent, respectivement, un maillage régulier et un maillage en progression géométrique.

**Tableau 5.5** Maillage vertical

<b>Couche</b>	<b>Nbre d’éléments</b>	<b>Type de maillage</b>
<b>Béton Bitumineux</b>	<b>3</b>	<b>R</b>
<b>Base</b>	<b>5</b>	<b>R</b>
<b>Foundation</b>	<b>5</b>	<b>R</b>
<b>Sol-support</b>	<b>6</b>	<b>P</b>

**Tableau 5.6** Maillage Horizontal

<b>Zones</b>	<b>Nbre d’éléments</b>	<b>Type de maillage</b>
<b>1</b>	<b>3</b>	<b>R</b>
<b>2</b>	<b>3</b>	<b>R</b>
<b>3</b>	<b>4</b>	<b>R</b>
<b>4</b>	<b>8</b>	<b>P</b>

La structure de chaussée souple analysée a été soumise à un chargement normalisé d’essieu standard de 13t modélisé comme une charge circulaire de rayon de 17,5 cm et une pression uniforme de 676 kPa.

Le tableau 5.7 résume les propriétés mécaniques des matériaux constitutifs de la chaussée incorporant la GNT BBA comme matériaux granulaire pour la couche de base et de fondation pour les trois modèles de comportement réversible non linéaires considérés dans la présente investigation.

Il est à noter que le coefficient de Poisson est pris constant est égal 0,35 pour l’ensemble des matériaux constituant la chaussée (même valeur utilisée dans le logiciel ELMOD). Les valeurs des modules utilisé dans un modèle de comportement linéaire pour la GNT BBA en couche de base et de fondation la base sont égale à 600 et 189MPa respectivement, conformément à l’approche classique utilisée dans le dimensionnement chaussées [35, 39]. De même, les valeurs correspondantes pour la GNT CAP ont été trouvées comme étant égale à 400 et 158 MPa respectivement.

**Tableau 5.7** Propriétés mécaniques des matériaux granulaires pour les différents modèles de comportement réversible utilisés (GNT BBA).

Couche	Module FWD Ajusté (MPa)	Module modèle linéaire (MPa)	Modèle de comportement
Béton bitumineux	5042	5042	linéaire
Base	285	600	linéaire: $M_r = 600$ MPa Non-linéaire: - K- $\Theta$ model (Eq. 1) - NCHRP model (Eq. 4) - K-G model (Eq. 5)
Fondation	285	189	linéaire: $M_r = 189$ MPa Non-linéaire : - K- $\Theta$ model (Eq. 1) - NCHRP model (Eq. 4) - K-G model (Eq. 5)
Sol-support	63	63	linéaire

### 5. 3 RESULTATS DES ANALYSES NON LINEAIRES ET DISCUSSION

Les principaux résultats des analyses numériques ont été résumés en termes de valeurs de i) critères de dimensionnement généralement utilisés en mécanique des chaussées :

- La déflexion à la surface, qui est, dans une certaine mesure, une indication de la capacité de la structure à supporter des charges répétées dû au trafic routier.
- La déformation horizontale de traction à la base de la couche bitumineuse généralement liée à des risques de fissuration par fatigue.
- La déformation verticale au-dessus du sol généralement liée à des risques d'orniérage de la chaussée.

ii) le nombre de répétitions de charge à la rupture obtenues soit à partir des modèles de fissuration par fatigue ou des modèles d'orniérage.

La déformation horizontale au bas de la couche bitumineuse et la déformation verticale au sommet du sol-support sont deux réponses critiques qui sont également utilisés pour contrôler la fatigue et l'orniérage des chaussées souples respectivement [12,35]. Une erreur dans le calcul de ces deux de réponses induit une prévision erronée de la performance de la chaussée [par exemple 40,41]

Plusieurs modèles de la fatigue et d'orniérage ont été développés pour relier le module de la couche bitumineuse et les déformations mesurées au nombre de répétitions de charge à la rupture de la chaussée [12, 42]. La plupart des modèles de fissuration par fatigue et les modèles d'orniérage prennent généralement les formes suivantes :

$$N_c = f_1 \times \varepsilon_t^{f_2} \times E_1^{f_3} \quad (5.1)$$

$$N_r = f_4 \times \varepsilon_v^{f_5} \quad (5.2)$$

avec :

$N_c$ : Nombre de répétitions de charge admissible visant à prévenir la fissuration par fatigue de la couche bitumineuse

$N_r$ : Nombre de répétitions de charge admissible pour prévenir l'orniérage au sommet de sol-support due à la déformation accumulée de la chaussée.

$\varepsilon_t$ : Déformation maximale à la traction de la couche bitumineuse

$\varepsilon_v$ : Déformation verticale de compression au sommet du sol-support

$E_1$ : Module élastique de la couche bitumineuse

$f_i, i=1,\dots,5$  les paramètres de régression des modèles en fonction du type de matériau, des définitions utilisées pour identifier les limites de rupture et les conditions relatives aux climat et au trafic routier [12].

La durée de vie d'une chaussée souple est le nombre minimum de répétitions de charge nécessaire pour provoquer soit la fissuration par fatigue ou l'orniérage.

Le modèle de performance considérée dans cette étude est le modèle proposé par Asphalt Institute [12, 43] avec les valeurs  $f_i$  suivantes pour les coefficients de régression :

$$f_1 = 0.0796, \quad f_2 = -3.291, \quad f_3 = -0.854, \quad f_4 = 1.365E-09, \quad f_5 = -4.477$$

### 5.3.1 Sensibilité des paramètres de dimensionnement et de la durée de vie aux modèles de comportement des matériaux granulaires non-traités

Les valeurs des trois critères de dimensionnement et de la durée de vie (pour les modèles relatifs à la fissuration par fatigue et à l'orniérage) présentés aux tableaux 5.8 et 5.9 ont été calculées en utilisant le modèle linéaire et les trois modèles de comportement réversible non linéaires pour les GNT en couche de base et fondation de la structure de chaussée analysée.

La validation par rétro-calculs FWD des résultats de simulation par éléments finis en utilisant les différents modèles de comportement pour la GNT BBA a été effectuée et les résultats correspondants sont présentés dans le Tableau 5.8. En outre, dans un souci de clarté, la variation des critères de dimensionnement et de la durée de vie on utilisant un modèle linéaire et des

modèles non linéaires basés sur les propriétés mécaniques de la GNT CAP sont résumées dans le Tableau 5.9. Seule la nature minéralogique et donc la rigidité des GNT varie. Tous les autres paramètres géométriques et mécaniques des couches de la chaussée ont été maintenues inchangés.

**Tableau 5.8** Validation par rétro-calculs FWD des résultats de simulations EF basées sur divers modèles de comportement (UGM BBA).

Modèles	FWD	Linéaire	K-Θ	NCHRP	K-G
<b>W (mm)</b>	<b>0.870</b>	<b>0.725</b>	<b>0.746</b>	<b>0.792</b>	<b>0.794</b>
		(0.83)	(0.85)	(0.91)	(0.92)
<b><math>\epsilon_t (10^{-6})</math></b>	<b>270</b>	<b>136.20</b>	<b>144.30</b>	<b>183</b>	<b>186</b>
		(0.50)	(0.53)	(0.68)	(0.69)
<b><math>\epsilon_v (10^{-6})</math></b>	<b>842</b>	<b>707.20</b>	<b>781</b>	<b>824</b>	<b>837</b>
		(0.84)	(0.93)	(0.97)	(0.99)
<b>N<sub>c</sub></b>	433 332	4 119 670	3 406 386	1 558 521	1 477 311
		(9.50)	(7.86)	(3.59)	(3.40)
<b>N<sub>r</sub></b>	79 526	173 673	111 361	87 604	81 675
		(2.18)	(1.40)	(1.10)	(1.02)
<b>Durée de vie</b>	<b>79 526</b>	<b>173 673</b>	<b>111 361</b>	<b>87 604</b>	<b>81 675</b>

\* Les valeurs entre parenthèses représentent les ratios des résultats de simulations en EF par rapport à ceux correspondant aux valeurs du rétro-calcul FWD.

**Tableau 5.9** Variation des critères de dimensionnement et de la durée de vie pour la GNT CAP

Modèles	Linéaire	K-Θ	NCHRP	K-G
<b>W (mm)</b>	<b>0.831</b>	<b>0.838</b>	<b>0.892</b>	<b>1.07</b>
		(1.01)	(1.07)	(1.35)
<b><math>\epsilon_t (10^{-6})</math></b>	<b>188</b>	<b>214.60</b>	<b>238.60</b>	<b>290.70</b>
		(1.14)	(1.26)	(1.74)
<b><math>\epsilon_v (10^{-6})</math></b>	<b>821.60</b>	<b>862.70</b>	<b>912</b>	<b>1051</b>
		(1.05)	(1.11)	(1.40)
<b>N<sub>c</sub></b>	1426217	922669	650917	339814
		(0.65)	(0.46)	(0.24)
<b>N<sub>r</sub></b>	88756	71 332	55 620	29 472
		(0.80)	(0.63)	(0.33)
<b>Durée de vie</b>	<b>88756</b>	<b>71 332</b>	<b>55 620</b>	<b>29472</b>

- On constate que les valeurs des paramètres de dimensionnement et la durée de vie de la chaussée sont généralement affectées par les changements dans les modèles de comportement utilisés pour simuler le comportement réversible des GNT. Néanmoins, il convient de noter qu'il existe un bon accord entre les réponses critiques calculées en utilisant les modèles de comportement NCHRP et K-G.
- Les réponses calculées en supposant un comportement élastique linéaire des couches granulaires présentent des différences significatives par rapport à celles qui sont basées sur le comportement non linéaire. Pour le cas présent, la prise en compte de la non-linéarité a donné une déformation de traction 36% plus élevée à la base de la couche bitumineuse et une déformation verticale 18% plus élevée au sommet du sol-support, que

les valeurs correspondantes obtenues en utilisant une analyse élastique linéaire. Il est important de noter que ces différences dans les déformations provoquent des différences amplifiées de façon exponentielle pour la prédiction de la performance de la chaussée (en particulier pour la durée de vie relative à la fissuration par fatigue).

- En outre, il est noté dans les tableaux 5.8 et 5.9 que les répétitions de charge admissible calculés sur la base des fonctions de transfert d'asphalte Institut pour prédire les durées de vie relatives à la fissuration par fatigue et l'orniérage, sont notablement différentes lors de l'utilisation des modèles linéaires et non linéaires de couches granulaires (surtout pour le mode de rupture par fatigue). Il s'ensuit que les méthodes de conception classiques habituellement basé sur la théorie multicouche élastique linéaire surestiment considérablement la durée de vie de la chaussée. Cela illustre clairement la nécessité d'utiliser des modèles constitutifs appropriés pour la caractérisation du comportement global non-linéaire et la prédiction de la réponse de la chaussée d'une part, et de l'importance cruciale de développer des fonctions de transfert bien calibrés spécialement pour prédire la durée de vie relative à la fissuration par fatigue d'autre part.
- Pour des fins de comparaison, la variation du module réversible de la couche granulaire avec la profondeur en utilisant les trois modèles de comportement non-linéaires a été également étudiée. La figure 5.1 montre l'évolution des valeurs de module réversible en profondeur sur l'axe de charge dans la couche granulaire. Il est à noter que la variation du module de réversible avec la profondeur suit une forme non linéaire. Des différences notables sont observées à la partie supérieure de la couche granulaire entre les valeurs du module réversible calculé en utilisant les trois modèles. Cependant, ces différences diminuent avec l'augmentation de la profondeur et deviennent très minimales à la partie inférieure de la couche granulaire.

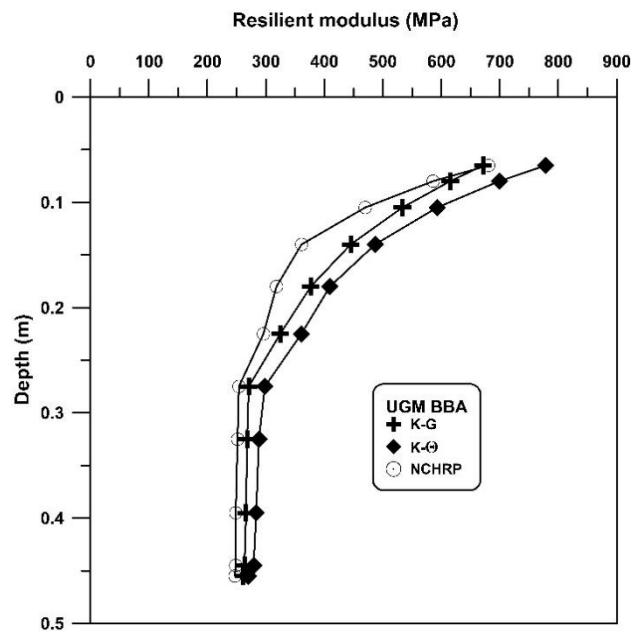


Fig. 5.1 Evolution of du module réversible des couches granulaires en profondeur

### **5.3.2 Effets de la nature minéralogique des matériaux granulaires non-traités sur les critères de dimensionnement et la performance structurale.**

Il est observé à partir des résultats présentés dans les tableaux 5.8 et 5.9 que les trois critères de dimensionnement et la durée de vie de la chaussée sont très sensibles aux changements de nature minéralogique des GNT. En particulier, la déformation horizontale à la base de la couche bitumineuse est le paramètre de dimensionnement le plus sensible aux variations des caractéristiques mécaniques des matériaux granulaires non liés. En outre, il apparaît clairement que l'utilisation d'agrégats rigides (GNT BBA) permet de réduire considérablement la déformation de traction à la partie inférieure de la couche bitumineuse et donc augmenter la résistance à la fatigue de la chaussée.



## **CONCLUSIONS GENERALES**

Le présent travail de recherche se veut une modeste contribution aux efforts consentis dans les domaines de caractérisation, de modélisation du comportement réversible non-linéaire des matériaux granulaires non-traités, et de prédiction de la performance des structures de chaussées souples. Le programme de recherche s'est articulé autour de trois volets principaux.

Dans un premier volet, deux matériaux granulaires non-traités issus de deux carrières différentes situées dans le Nord de l'Algérie ont été testés afin d'évaluer leur adéquation en tant que matériaux de base et de fondation dans la construction des chaussées souples. Une étude expérimentale composée de trois étapes comprenant des essais sur les principales caractéristiques intrinsèques conformément à la classification empirique et des essais TCR pour caractériser le comportement réversible non-linéaire des matériaux granulaires sous chargement cyclique, a été effectuée. D'après les résultats expérimentaux obtenus, les principales conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Les agrégats issus des deux carrières BBA et CAP ont un grand potentiel d'utilisation comme couches de base et fondation granulaires pour les chaussées soumises à un volume de trafic routier faible à modéré.
- Contrairement aux résultats obtenus à partir des essais de classification empirique, les résultats des essais TCR montrent que les agrégats de nature calcaire provenant de la carrière de BBA présentent des caractéristiques de rigidité nettement meilleure que ceux d'origine basaltique (issus de la carrière de CAP) notamment en termes de module réversible.
- La densité, la teneur en eau ainsi que l'état de contrainte influent considérablement sur le comportement réversible des deux matériaux granulaires testés. Les tendances observées sont en conformité avec les résultats d'investigations antérieures sur d'autres matériaux granulaires rapportés dans la littérature spécialisée.
- les déformations mesurées et calculées (aussi bien volumiques que déviatoriques) sont en excellent accord, indiquant que les modèles mécaniques utilisés dans la présente étude reflètent avec une très bonne approximation le comportement réversible non-linéaire des matériaux granulaires testés.

Dans un deuxième volet, un code de calcul basé sur une formulation de type éléments finis axisymétriques est développé pour simuler au mieux le comportement non-linéaire des structures de chaussées. Trois modèles de comportement réversible non-linéaire de deux GNT locales de nature minéralogique différente sont implémentés. Une description du code numérique ainsi que les adaptations numériques relatives à chaque modèle mécanique sont présentées.

Enfin, dans un troisième volet, des simulations numériques du comportement linéaire et non-linéaire des chaussées souples sont effectuées. Il est présenté notamment une étude de sensibilité des critères de dimensionnement et de la durée de vie d'une chaussée souple type vis-à-vis des trois modèles de comportement appliqués à deux matériaux granulaires d'origine basaltique et calcaire.

Les résultats des simulations montrent, entre autres, qu'un bon accord est observé entre les réponses critiques des chaussées calculées en utilisant les modèles NCHRP et K-G. En outre, des différences substantielles sont enregistrées entre les valeurs des critères de dimensionnement d'une part et la durée de vie prédite d'autre part obtenues en utilisant des

modèles de calcul linéaire et non linéaire des chaussées souples. Cela démontre clairement l'importance qu'il convient d'accorder à la caractérisation non linéaire des matériaux granulaires non liés d'une part et la nécessité de développer des fonctions de transfert adéquatement calibrés en vue de la prédiction de la performance des chaussées souples d'autre part.

Les résultats des simulations montrent aussi que l'utilisation des matériaux granulaires rigides en vue de la réalisation des couches d'assise de chaussée permet de réduire considérablement la déformation de traction à la base de la couche bitumineuse et par suite d'augmenter la résistance à la fatigue de la chaussée et réduire substantiellement le coût de construction des chaussées routières. Ceci est particulièrement important dans le cas des réseaux routiers secondaires constitués essentiellement des chaussées souples soumises à des volumes de trafics routiers faibles à modérés.

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

1. Ekblad, J. 2008: Statistical evaluation of resilient models characterizing coarse granular materials. *Mater Struct* 41:509-525. doi: 10.1617/s11527-007-9262-9.
2. Tutumluer, E.; Little, D. N. and Kim, S. H. 2003: Validated model for predicting field performance of aggregate base courses. *Journal of transportation research Board*, No. 1837:41-49.
3. AASHTO T307-99: Standard method of test for determining the resilient modulus of soils and aggregate materials. American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington D.C, 2007, 42 p.
4. European Standard NF EN 13286-7: Unbound and Hydraulically Bound Mixtures —Part 7: Cyclic Load Triaxial Test for Unbound Mixtures. Association Française de Normalisation, 2004.
5. Uthus, L.; Hoff, I. and Horvli, I. 2005: A study on the influence of water and fines on the deformation properties of unbound aggregates. *International Symposium on Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, BCRA'05, 2005*, Trondheim, p. 155.
6. Rondon, H.A.; Wichtman, T.; Triantafyllidis, Th. and Lizcano, A. 2009: Comparison of cyclic triaxial behavior of unbound granular material under constant and variable confining pressure. *Journal of Transportation Engineering, ASCE*, Vol. 135, No. 7:467-478.
7. AASHTO: Mechanistic–Empirical Pavement Design Guide: a Manual of Practice. American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington DC, ISBN Number: 1-56051-423-7, 2008, 212 p.
8. Hjelmstad, K. D.; Taciroglu, E. 2000: Analysis and implementation of resilient modulus models for granular solids. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol 26, No. 8: 821-830.
9. Lekarp, F.; Dawson, A. 2000: State of the Art I: Resilient Response of Unbound Aggregates. *Journal of Transportation Engineering, ASCE*, Vol. 126, No. 1: 66-75.
10. COST 337: Unbound granular materials for road pavements. Final report. EC, Directorate General for Research and Technological Development, Brussels, Belgium (2002).
11. Jouve, P.; Elhannani, M. 1994: Application des modèles non linéaires au calcul des chaussées souples. *Bull. liaison Labo.P.et Ch.* Vol.190:39-55.
12. Huang, Y. H., *Pavement Design and Analysis*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, USA, 2004
13. Paute , P.L, Hornyh , P ., Benaben, J.P, Comportement mécanique des graves non-traitées , *Bull. Liaison. Labo. P. et Ch.*, 1994, N°. 190, Paris, France
14. Gonzalez, A., Saleh, M.F, Ali, A., Evaluating Nonlinear Elastic Models for Unbound Granular Materials in Accelerated Testing Facility, *Transportation Research Record*, 2007 , N°. 1990, pp. 141-149
15. Sandjak K, Tiliouine B, Experimental evaluation of nonlinear resilient deformation of some Algerian aggregates under cyclic loading, *Arabian Journal for Science and Engineering*, 39(3), (2014), 1507-1516, DOI: 10.1007/s133369-013-0737-4
16. Tiliouine, B., Sandjak, K., Numerical simulation of granular materials behaviour for unbound base layers used in Algerian flexible pavement structures, *Int. Journal of civil and structural engineering*, Vol. 4, No. 3, 2014, doi:10.6088/ijcser.201304010040
17. Umesh, C.S. and Kusam S.R., Effect of nonlinearity in granular layer on critical pavement responses of low volume roads, *Int. J. Pavement Res. Technol*, vol.3, 2010 , N°. 6, pp. 320-325

18. Kolisoja, P. 1997: Resilient deformation characteristics of granular materials. PhD thesis, Tampere University of Technology, No. 223, Tampere, Finland.
19. European Standard EN 13285: Unbound mixtures: specifications, European Committee for Standardization, Brussels, 2010.
20. XP P 18-545: Granulats - éléments de définition, conformité et codification, Association Française de Normalisation, 2004.
21. Paute, J.L.; Hornych, P. and Benaben, J.P 1994: Comportement mécaniques des graves non traitées [Mechanical behaviour of unbound granular materials].Bull. liaison Labo.P.et Ch. Vol.190 :27-38.
22. AFNOR Standard NF P 98-125: Assises de chaussées- Graves non-traitées- Méthodologie d'étude en laboratoire. Association Française de Normalisation, 2009.
23. NF EN 13286-52: Unbound And Hydraulically Bound Mixtures - Part 52: Method For The Manufacture Of Test Specimens Of Hydraulically Bound Mixtures Using Vibrocompression, Association Française de Normalisation, 2005.
24. Ji, R., Siddiki, N., Nantung, T., Kim, D., Evaluation of resilient Modulus of subgrade and base materials in Indiana and its implementation in MEPDG, The scientific World Journal, , Vol. 2014, Article ID 372838 <http://dx.doi.org/10.1155/2014/372838>
25. Almassy, K., Examination of mechanical properties in unbound road bases, Periodica Polytechnica Civil Engineering, 46/1,(2002), 53-69.
26. Rondon, H.A., Wichtman, T., Triantafyllidis, Th. and Lizcano, A., Comparison of cyclic triaxial behavior of unbound granular material under constant and variable confining pressure. Journal of Transportation Engineering, ASCE, Vol. 135, No. 7, 2009, 467-478.
27. Azzouni, A., Simulation numérique des bassins de déflexion issus du système FWD, Thèse de Magister ENSTP , 2010, Alger, Algérie
28. Lekarp, F., Dawson, A., State of the Art I: Resilient Response of Unbound Aggregates. Journal of Transportation Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 1, 2000, pp. 66-75
29. Uzan, J., Characterization of granular materials, Trans. Res. Rec. 1022, Transportation Research Board, (1985), 52-59.
30. Witzcak, M.W. and J. Uzan, The Universal Airport Pavement Design System, Report I of IV:Granular Material Characterization. University of Maryland, College Park, MD, 1988.
31. Tiliouine, B., Sandjak, K., Non-linear finite element modelling of unbound granular materials in flexible pavement analysis, Euro. Conf. Compt. Mechanics, 2001, Crakow, Poland
32. Coronado, O.; Caicedo, B.; Taibi, S.; Gomes Correia, A. and Fleureau, J.M.: A macro geomechanical approach to rank non-standard unbound granular materials for pavements, Engineering Geology, Vol.119: 64-73.
33. Heydinger, A. G.; Xie, Q. L.; Randolph, B. W. and Gupta, J. D. 1996: Analysis of resilient modulus of dense and open-graded aggregates. Transp. Res. Rec. No.1547, Transportation Research Board, Washington D.C.:1-6
34. Dawson, A. R.; Thom, N. H. and Paute, J. L. 1993: Mechanical characteristics of unbound granular materials as a function of condition. in Flexible Pavements, Proc., Eur. Symp. Euroflex, A. G. Correia, ed., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1996, 35-44.
35. CTTP-Direction des Routes, Ministère des Travaux Publics, Catalogue de Dimensionnement des Chaussées, 2002, Algeria.

36. Tiliouine, B.; Sandjak, K., Influence of Nonlinear Resilient Models of Unbound Aggregates on Analysis and Performance of Road Pavements, *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 50/1,(2015), DOI:10.3311/PPci.7092.
37. Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L., *The finite element method*, Oxford, 6<sup>th</sup> edition, 2005
38. AASHTO: *Mechanistic–Empirical Pavement Design Guide: a Manual of Practice*. American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington DC, ISBN Number: 1-56051-423-7, 2008, 212 p.
39. SETRA-LCPC, *Catalogue des structures de types chaussées neuves*, France,1998
40. Bocz, P., The effect of stiffness and duration parameters to the service life of the pavement structure, *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 53/1,(2009), 53-69, doi: 10.331/pp.ci.2009-1.05
41. Sadrnejad, S.A, Ghanizadeh, A.R, Fakhri, M., Evaluation of the three constitutive models to characterize granular base for pavement analysis using finite element method, *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, 5/1, (2011), 778-786
42. Ekwulo, E.O and Eme, D.B, Fatigue and rutting strain analysis of flexible pavements designed using CBR methods, *African Journal of Environmental Science and Technology*, Vol. 3, 2009, pp. 412-421.
43. Murana, A., Olowosulu, T., Distress model for Nigerian Empirical Pavement analysis and design system, 4<sup>th</sup> Int. Conf. on Emerging Trends In Engineering and Technology, 25<sup>th</sup> -27<sup>th</sup> October, 20