
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Direction de la Post-Graduation et de la Recherche

Thèse de Magister

Présentée par : Amar AZZOUNI

Ingénieur d'Etat en Travaux Publics

Diplômé de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Thème :

**SIMULATION NUMERIQUE DES BASSINS
DE DEFLEXION ISSUS DU SYSTEME
'H.W.D'**

Thèse soutenue le 17 Juin 2010, à l'E.N.S.T.P, devant le jury composé de :

Mr. M.K. BERRAH	Professeur, ENP	Président
Mr. B. TILIOUINE	Professeur, ENP	Directeur de thèse
Mr. H. AFRA	Directeur de recherche, CNERIB	Examineur
Mr. B. GUETTACHE	Maître de Conférences, ENSTP	Examineur
Mr. M.TAKI	Maître de Conférences, ENSTP	Examineur

REMERCIEMENTS

Mes premiers remerciements, et sans doute les plus vifs, sont adressés à mon Directeur de thèse, le Professeur B. TILIOUINE, sans qui ce travail n'aurait pas vu le jour. Je lui suis également reconnaissant pour les qualités scientifiques et pédagogiques de son encadrement et pour la disponibilité sans faille dont il a fait preuve durant toute la période de cette présente recherche.

Mes remerciements vont également au président de jury qui a accepté de présider cette thèse et de ses conseils qui m'ont été d'une utilité certaine. Je remercie aussi les membres de jury qui ont sans hésiter accepté d'examiner ce présent travail et de m'avoir donné la chance de le défendre.

J'adresse également de sincères remerciements à, Monsieur K. SANDJAK, pour ces précieux conseils et de son aide effective.

Je remercie également, Monsieur R. BOUGUETOF, Directeur Général du CTTT, Pour avoir mis à notre disposition, les moyens nécessaires pour la réalisation cette thèse.

Mes remerciements vont également à tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

A la mémoire de mon père

A ma mère

A mes enfants, Belkis et Yakoub

A tous les autres membres de ma famille

ملخص

لقد جاء هذا البحث لتدعيم الأعمال السابقة في ميدان تمثيل السلوك الميكانيكي للطرق المرنة تحت تأثير حمولة الجهاز H.W.D. في مرحلة أولى، تم تعريف موقع التجارب الميدانية و تقديم جملة من النتائج الخاصة بالتجارب على هذا الموقع. في مرحلة ثانية، تم انجاز تمثيل رقمي لمنشآت الطرق المرنة و مقارنة النتائج المحصل عليها من جهاز H.W.D.

المرحلة الأخيرة من هذا البحث خصصت لتحليل منشآت للطرق المرنة تحت تأثير حمولة ديناميكية و ذلك باستعمال عدة نماذج لتمثيل هذه الحمولة .

أخيرا، تم تقديم بعض الخلاصات الميدانية المهمة

Abstract :

The present research is a modest contribution to the efforts invested in the field of the modelling and the simulation of the mechanical behaviour of flexible pavements subjected to dynamic actions developed by the H.W.D system.

In the first part, we deal with an identification of the experimental site, localised in the CW 64, connecting the commune of Ras-el-Ma with that of Sidi-M'barek. A detailed presentation of results from the in-situ tests is presented.

In the second part, numerical simulations of deflection obtained from experimental site are developed. The Result obtained is validated by comparison with the experimental data resulting from the H.W.D test system.

The last part is dedicated to the pavement analysis under dynamic loading.

Finally, conclusions of engineering interest are formulated.

Résumé :

Le présent travail de recherche se veut une modeste contribution aux efforts consentis dans le domaine de la modélisation et de la simulation du comportement mécanique des structures de chaussées souples soumises à l'action dynamique développée par le système H.W.D.

Dans le premier volet, une identification du site expérimental qui s'inscrit dans le CW 64 reliant la commune de Ras-el-Ma à celle de Sidi-M'barek est donnée. Une présentation détaillée des résultats des essais in-situ réalisés sur la planche d'essais est présentée.

Dans le deuxième volet, une simulation numérique des bassins, de déflexion, enregistrées sur les huit (08) stations de mesure est réalisée. Les résultats numériques obtenus sont validés par comparaison avec les résultats expérimentaux issus de l'essai H.W.D.

Le dernier volet est consacré à l'analyse des structures de chaussées sous chargement dynamique.

Enfin, des conclusions d'intérêt pratique sont formulées.

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Coupe type d'une chaussée souple

Figure 1.2 : Problème de Boussinesq "Charge ponctuelle"

Figure 1.3 : Problème de Boussinesq Charge répartie

Figure 1.4 : Modèle bicouche

Figure 1.5 : Transformation d'un système composé de deux couches en un système monocouche, selon Odemark.

Figure 1.6 : Transformation de Odemark d'un système composé de quatre couches en un système monocouche

Figure 2.1 : Wilaya de BBA "CW64".

Figure 2.2 : Répartition des agrégats.

Figure 3.1 : Le système "H.W.D".

Figure 3.2 : Déroulement de l'essai

Figure 3.3 : Bassins de déflexion "H.W.D"

Figure 4.1 : La cellule Triaxial et son instrumentation

Figure 4.2 : Type de sollicitation reproduite par le TCR

Figure 4.3 : Classement de la GNT selon leurs caractéristiques mécaniques

Figure 4.4 : Sollicitations induites dans le corps de chaussée lors du déplacement de la charge roulante

Figure 4.5 : Contrainte déviatorique q

Figure 4.6 : Essai CLC et CLV

Figure 5.1 : Type de structure de chaussée considérée.

Figure 5.2 : Schématisation du maillage et conditions aux limites.

Figure 5.3 : Schématisation des trois zones du maillage horizontal.

Figure 5.4 : Variation de la pression moyenne en fonction de l'épaisseur de la couche de roulement.

Figure 5.5 : Variation du module de rigidité et du coefficient de poisson en profondeur.

Figure 5.6 : Bassins de déflexion HWD-SAP.

Figure 5.7 : Corrélation HWD-SAP (linéaire équivalent).

Figure 5.8 : Sollicitations induites dans le corps de chaussée.

Figure 5.9 : Définition de la période du chargement.

Figure 5.10 : Chargement réel digitalisé.

Figure 5.11 : Représentation d'un solide déformable.

Figure 5.12 : Comparaison des bassins de déflexions.

Figure 5.13 : Corrélation "HWD-Chargement réel".

Figure 5.14 : Corrélation "HWD-Chargement Modélisé".

Figure 5.15 : Corrélation Chargement "réel-Modélisé."

Figure A.1 : Discrétisation de la structure

Figure A.2 : Élément rectangulaire à huit nœuds en coordonnées réelles

Figure A.3 : Coordonnées normées pour un élément rectangulaire

Figure A.4 : Problème axisymétrique

Figure A.5 : Déformations et contraintes dans le cas axisymétrique

Figure 5.6 : Intégration réduite de Gauss (2×2)

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Analyse des systèmes multicouches

Tableau 1.2 : Quelques méthodes de dimensionnement

Tableau 2.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en place.

Tableau 3.1 : Relations entre indicateurs d'état et objectifs de l'entretien

Tableau 3.2 : Matériel d'auscultation des chaussées

Tableau 3.3 : Coefficient K.

Tableau 3.4 : Intervalle de chargement.

Tableau 3.5 : Mesures de déflexions réalisées sur le site expérimental.

Tableau 3.6 : Estimation des modules de rigidité à partir de ELMOD

Tableau 5.1 : Caractéristiques mécaniques (Linéaire équivalent).

Tableau 5.2 : Maillage utilisé (Linéaire équivalent).

Tableau 5.3 : Bassins de déflexion SAP (linéaire équivalent).

Tableau 5.4 : Erreurs type.

Tableau 5.5 : Déflexions caractéristiques.

Tableau 5.6 : Algorithme de Newmark

Tableau 5.7 : Paramètres utilisé dans les simulations en dynamique

Tableau 5.8 : Bassins de déflexions chargement réel.

Tableau 5.9 : Bassins de déflexions chargement sinusoïdal.

Tableau 5.10 : Erreurs type " approche dynamique".

Tableau 5.11 : Déflexions caractéristiques " approche dynamique".

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	P10
----------------------------	-----

Chapitre I Analyse bibliographique

I.1	INTRODUCTION.....	P.13
I.2	DIFFÉRENTES CATÉGORIE DE CHAUSSÉES	P.13
I.2.1	Chaussées souples	P.14
I.2.2	Caractéristiques des chaussées souples	P.15
I.2.3	Problèmes de dimensionnement des chaussées souples.....	P.15
I.2.4	Méthodes de dimensionnement des chaussées souples.....	P.16
I.2.4.1	L'approche empirique	P.16
I.2.4.2	L'approche théorique.....	P.16
I.3	LES MODÈLES DE LA MÉCANIQUE DES CHAUSSÉES.....	P.17
I.3.1	Le modèle monocouche de Boussinesq... ..	P.17
I.3.2	Les modèles bicouches	P.19
I.3.3	Les modèles multicouches	P.20
I.3.4	Modèle des épaisseurs équivalentes (ODEMARK)	P.21
I.3.5	Modèles numériques.....	P.23
I.4	CRITÈRES DE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSÉES SOUPLES.....	P.24
I.4.1	Hypothèse d'élasticité.....	P.24
I.4.2	Fatigue des matériaux.....	P.25
I.4.3	Les procédures de dimensionnement.....	P.25
I.5	MÉTHODOLOGIE DE DIMENSIONNEMENT	P.25
I.6	CONCLUSION.....	P.27

Chapitre II Identification du site

II.1	INTRODUCTION	P.29
II.2	PRÉSENTATION DU SITE EXPÉRIMENTAL.....	P.29
II.2.1	Situation du site	P.29
II.2.2	Présentation de la planche d'essai	P.29
II.3	DENTIFICATION DES MATÉRIAUX UTILISÉS ET LEUR LOCALISATION.....	P.30

Chapitre III

Essais in situ

III.1	INTRODUCTION.....	P.34
III.2	LES INDICATEURS D'ETAT.....	P34
III.3	MATERIEL UTILISE DANS L'AUSCULTATION DES CHAUSSEES.....	P.36
III.4	MESURES DE DEFLEXIONS	P.37
III.4.1	Présentation du matériel utilisé	P.37
III.4.2	Choix du chargement dynamique appliqué à la chaussée.....	P38
III.4.3	Enregistrement des résultats.....	P.39
III.4	ESTIMATION DES CARACTERISTIQUES MECANQUES "IN SITU" PAR LE PROGRAMME "ELMOD".....	P.43

Chapitre IV

Caractérisation et modélisation des chaussées souples

IV.1	INTRODUCTION.....	P.46
IV.2	CARACTERISATION DES MATERIAUX GRANULAIRES.....	P.46
IV.2.1	Définition et classement de la GNT.	P.46
IV.2.2	Le Triaxial à Chargement Répétés (T.C.R)	P.47
IV.2.3	Analogie de base.....	P.49
IV.2.4	Principe de l'essai Triaxial à Chargement répété	P.50
IV.2.5	Essai CLC.....	P.51
IV.2.6	Essai CLV.....	P.51
IV.3	MODELISATION DES GRAVES NON TRAITEES.....	P.52
IV.3.1	Modèle de comportement des graves non traitées.....	P.52
IV.3.2	Modèle de Boyce (modèle K-G)	P.53
IV.3.3	Modèle de Boyce modifié.....	P.55
IV.3.4	Détermination des coefficients de Boyce (modifié)	P.56
IV.4	MODELISATION DU SOL SUPPORT.....	P.57
IV.5	CONCLUSION.....	P.58

Chapitre V
Développement d'un modèle linéaire équivalent des chaussées dans le but d'une estimation dynamique des bassins de déflexion

V. 1	MODELISATION DES STRUCTURES DE CHAUSSEE.....	P.60
V.1.1	Position du problème	P.60
V.1.2	Modélisation de la structure.....	P.60
V.1.2.1	Maillage et conditions aux limites.....	P.60
V.1.2.2	Génération du maillage.....	P.61
V.1.2.3	Répartition horizontale des nœuds et des éléments.....	P.61
V.1.2.4	Répartition verticale des nœuds et des éléments.....	P.62
V.2	DEVELOPPEMENT D'UN MODELE DE CALCUL LINEAIRE EQUIVALENT DES CHAUSSEES.....	P.62
V.2.1	Variation des cracteristiques mecanique dans la couche de GNT.....	P.62
V.2.2	Interprétation des résultats et discussion.....	P.67
V.3	ANALYSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES DE CHAUSSEES SOUPLES.....	P.69
V.3.1	Introduction.....	P.69
V.3.2	Chargement réel digitalisé.....	P.69
V.3.3	Modélisation du chargement.....	P.69
V.4	RÉSOLUTION DES ÉQUATIONS DE MOUVEMENT.....	P.69
V.4.1	Théorème de la quantité de mouvement.....	P.72
V.4.2	Principe des travaux virtuels.....	P.73
V.4.3	Discretisation spatiale de l'équation d'équilibre.....	P.73
V.4.4	Méthode de résolution de Newmark	P.75
V.4.5	Simulation numérique des bassins de déflexion.....	P.78
V.4.6	Discussion des résultats issus de l'approche dynamique.....	P.81
V.5	CONCLUSION.....	P.83
	CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES.....	P.84
	ANNEXE.....	P.87

INTRODUCTION GENERALE

La gestion du réseau routier national constitué d'environ quelques cent trois milles (103) Km nécessite, dans le cadre d'une stratégie globale d'entretien et de maintenance, la mise en place d'une banque de données routières basée sur les indicateurs d'état qui reproduisent au mieux , l'effet d'agressivité des poids lourds. Parmi ces indicateurs, les mesures de déflexions jouent un rôle prépondérant dans l'estimation de la portance des chaussées.

Le système HWD (Heavy Weight Deflectometer, unique en Algérie), précisément, est un système d'auscultation dynamique des chaussées à grand rendement, qui permet non seulement, la mesure physique in situ des bassins de déflexion sous l'impact d'un chargement donné par le bais de capteurs de déplacement (géophones), mais aussi de retracer l'histoire du chargement par le bais d'un capteur force. Ces essais très onéreux et difficiles à réaliser dans les cas éventuels de terrains accidentés ou de zones à climat agressif, réduisent d'une manière considérable l'utilisation du HWD. Aux fins de palier à ces problèmes, d'ordre aussi bien technique que financier, le recours à des simulations numériques susceptibles de réduire de manière significative le coût de revient des essais dynamiques in situ, s'avère d'une impérieuse nécessité pour les maîtres d'ouvrages, bureaux d'études ou organismes de contrôle chargés de l'évaluation de la capacité portante des infrastructures routières et aéroportuaires. Par ailleurs, les simulations numériques des bassins de déflexion issus des essais HWD, peuvent s'avérer d'une grande utilité, non seulement lors de l'auscultation et le contrôle de réception des chaussées, mais aussi lors de pannes ou de défaillances techniques du matériel existant.

En outre, le développement d'un modèle numérique capable de simuler les bassins de déflexion issus directement du système HWD, couplé à l'utilisation d'un logiciel de traitement de données de type (ELMOD : Evaluation of Layer Modulus and Overlay Design) devrait ainsi permettre, une évaluation réaliste des chaussées existantes et de leurs durées de vie résiduelle et par voie de conséquence de leurs renforcement dans le cadre d'une stratégie d'entretien progressif.

Les objectifs envisagés visent entre autres, sur le plan strictement scientifique, le développement d'un modèle numérique, capable de simuler de manière relativement fiable, les bassins de déflexion obtenus à l'aide de l'appareil d'auscultation dynamique à grand rendement HWD. La méthode des Eléments Finis (M.E.F) sera utilisée à cet effet. Les simulations numériques pourront être effectuées pour les matériaux granulaires locaux, les plus fréquemment utilisés en Algérie dans la réalisation des assises de chaussées

souples tels que les tufs calcaires, graves non traitées et les sables gypseux. Dans le cadre de cette présente thèse on se limitera au graves non traités de B.B.A.

Différentes lois de comportement seront examinées: loi de comportement non linéaires (non linéarité du matériaux granulaire) dont les paramètres sont déterminés, au préalable à l'aide de l'appareil Triaxial à Chargement Répétés de L'organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics (TCR-G , CTTTP), les paramètres issus de cet essai seront utilisés dans la modélisation de la GNT dans le code de calcul PANCH (Programme d'analyse Non linéaire des Chaussées). Ce dernier permettra le passage à la modélisation des structures de chaussée en comportement linéaire équivalent. Par ailleurs, différents modes de chargement en régime dynamique seront considérés.

CHAPITRE I

ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 INTRODUCTION

Le chapitre actuel décrit brièvement l'expérience pour l'étude en termes de méthodes courantes pour l'analyse et la conception des chaussées souples.

La modélisation des chaussées a débuté en 1885, lorsque J.Boussinesq [1] a proposé une solution analytique au problème du massif homogène semi-infini soumis à l'action d'une charge verticale de surface. Ce fut vers 1986, que Westergaad [2] modélise une bicouche avec l'hypothèse d'une plaque fléchie reposant sur un sol support représenté par des ressorts de même rigidité. Ensuite arrive le modèle de Hogg en 1938, qui remplace la modélisation en ressort du sol support de Westergaad par un massif de Boussinesq. En 1943, Burmister [2] propose le modèle analytique multicouche sur lequel est fondé le programme de calcul ALIZE du LCPC. Un autre modèle a été développé en 1949, par Oedmark [1] sur lequel repose le programme de calcul ELMOD [3] (Evaluation of layer Modulus and overlay Design), ce dernier remplace le modèle multicouche en un massif de Boussinesq. Le comportement des matériaux dans les modèles précités reste exclusivement élastique linéaire ce qui est un handicap lorsque l'on est amené à prendre en compte des comportements plus complexes pour certains matériaux (Pour les matériaux granulaires par exemple).

I.2 DIFFERENTES CATEGORIE DE CHAUSSEES

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 [4] :

- 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 part 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.

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.

I.2.1 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 [4] :

- 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.

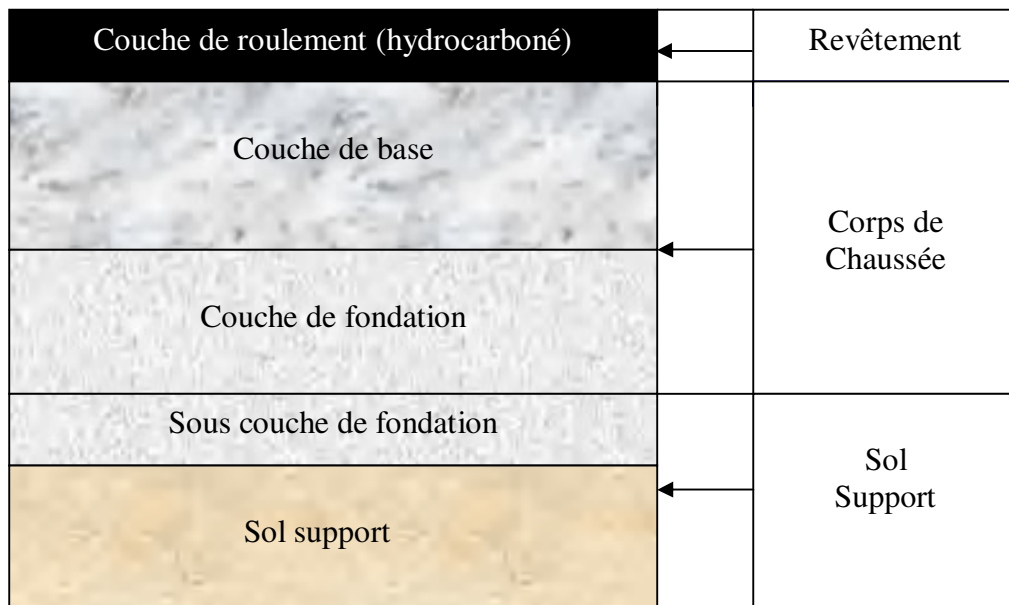


Figure 1.1 : Coupe type d'une chaussée souple

I.2.2 Caractéristiques des chaussées souples

La principale caractéristique des chaussées souples est leur aptitude à travailler en grande déformation. Au passage des charges roulantes en un point de la chaussée, 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 2cm [5,6], ou un béton bitumineux de 4 à 10cm 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 qui les sollicitent.

I.2.3 Problèmes de dimensionnement des chaussées souples

Le problème de dimensionnement des chaussées se cristallise dans la réduction des contraintes à un niveau acceptable pour le sol support et à la réduction des déformations au niveau des couches de liaison. Plusieurs modèles mécaniques sont exposés dans le chapitre actuel, décrivant brièvement les méthodes courantes pour l'analyse et la conception des chaussées souples.

Des méthodes d'essai non destructifs modernes, et des méthodes courantes pour la détermination des caractéristiques mécaniques des matériaux constituant la structure de chaussée sont introduites, des méthodes modernes d'analyse de chaussée où l'expérience théorique pour le calcul de la réponse de chaussée aux charges externes est présentée.

La formulation élastique linéaire traditionnelle est exposée non seulement dans le cas d'un système monocouche, mais aussi pour le cas d'un système multicouche. Ce dernier a fait

l’objet du développement de plusieurs programmes de calcul et de vérification des structures de chaussées, notamment ELMOD [3].

I.2.4 Méthodes de dimensionnement des chaussées souples

Le but de dimensionnement des chaussées est de concevoir une structure capable de supporter un trafic pour une durée de vie fixée. Plusieurs approches ont été développées à cet effet, à savoir : l’approche empirique et l’approche théorique.

I.2.4.1 L’approche empirique

L’approche empirique est basée essentiellement sur l’observation des chaussées réelles ou expérimentales sous trafic. L’approche empirique la plus connue est certainement celle réalisée selon le schéma d’A.A.S.H.O (American Association of State Highway Officials), entre la période allant de 1957 à 1961. Le schéma précité comporte l’étude de 240 sections de chaussées souples, de 271 sections de chaussées rigides et d’une cinquantaine de sections de chaussées souples avec couche de base stabilisée.

Chacune des sections a reçu l’application d’environ 1 million de charges roulantes, ce qui a permis notamment :

- de fixer des lois d’équivalence entre charges de poids différents,
- de relier statistiquement les déflexions à la structure de la chaussée,
- de définir un indice de qualité de service des chaussées et d’étudier ses variations avec le trafic, en relation avec la structure de la chaussée.

I.2.4.2 L’approche théorique

L’approche théorique s’intéresse en premier lieu à établir un modèle de chaussée qui reproduit au mieux le fonctionnement mécanique et l’état de contrainte de la structure sous l’effet d’un chargement donné (trafic). Il s’agit d’une branche particulière de la mécanique des Milieux Continus, dite « mécanique des chaussées ».

La première étape dans cette approche est d’établir expérimentalement, les lois de comportement des matériaux et d’en déduire leurs caractéristiques mécaniques qui seront utilisés dans la formulation mathématique du problème posé.

Une seconde étape du modèle mécanique a pour but de déterminer les contraintes et les déformations dans les matériaux de chaussées et le sol support, ces dernières sont alors comparées aux contraintes et déformations admissibles [1,5].

I.3 LES MODELES DE LA MECANIQUE DES CHAUSSEES

Le domaine de la mécanique des chaussées a pour but la compréhension du fonctionnement de différents types de structures sous l'effet causé par le passage des véhicules, en particuliers des poids lourds et d'en définir des règles de dimensionnement. Ces règles consistent tout d'abord à évaluer le niveau de sollicitation de la structure, lequel est confronté aux paramètres limites des différents matériaux qu'ils la composent.

I.3.1 Le modèle mono-couche de Boussinesq

La manière la plus simple de décrire un système de structure de chaussée est celui basé sur les hypothèses de Boussinesq (1885) [1]. Il a présenté un procédé pour la détermination des efforts, des contraintes, et des déflexions dans un demi-espace élastique, homogène et isotrope sur lequel des charges sont appliquées. A l'origine, les équations de Boussinesq ont été développées pour une charge statique appliquée en un point, mais une solution pour une

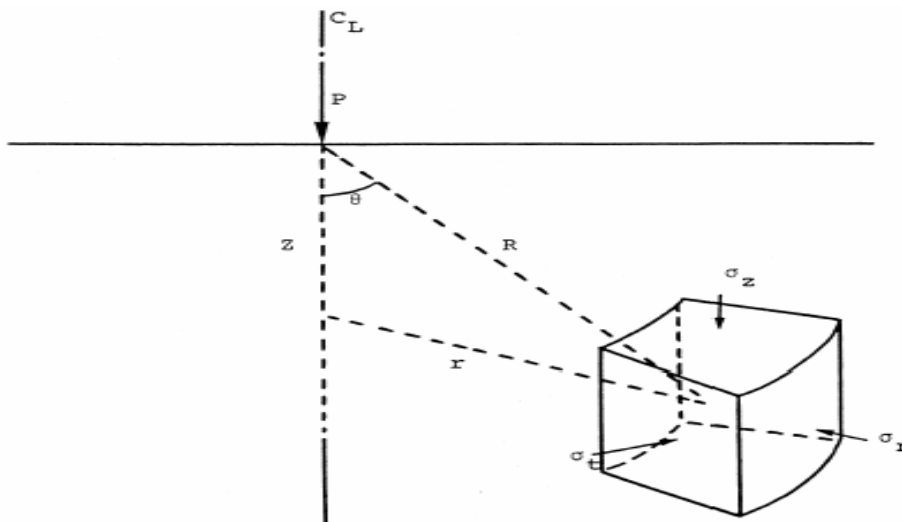
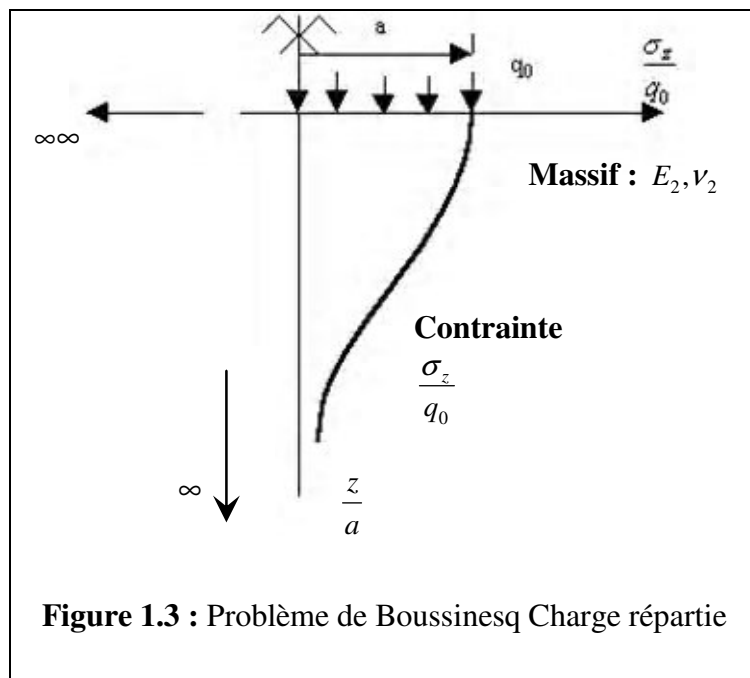


Figure 1.2 : Problème de Boussinesq "Charge ponctuelle".

charge distribuée statique est donnée par Ulitz [1]. La figure 1.2 illustre la représentation en coordonnées polaire du modèle de Boussinesq pour une charge \mathbf{P} appliquée en un point à la surface du massif, où z est la profondeur et r la distance horizontale d'un point du massif à la charge \mathbf{P} .

Dans le cas d'une charge répartie la représentation de Boussinesq [4] est donnée par la figure 1.3. Dans ces conditions on suppose que la pression q_0 exercée par le pneumatique ne peut pas être supportée par le sol support, et que le rôle de la chaussée est de répartir cette pression pour l'amener à un seuil admissible.

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.



La pression verticale sur l'axe de la charge en fonction de la profondeur, est donnée par :

$$\sigma_z = q_0 \left[1 - \frac{(z/a)^3}{\left(1 + (z/a)^2\right)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (1.1)$$

L'inconvénient de cette méthode vient du fait que la contrainte σ_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.

I.3.2 Les modèles bicouches

Les modèles bicouche dépendent du rapport de rigidité du corps de chaussée et du sol support

$$\frac{H'}{H} = f\left(\frac{E_1}{E_2}\right) \quad (1.2)$$

Dans ce cas pour diminuer l'épaisseur H' du sol support 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 1.4 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 les déformations du aux contraintes de traction.

Parmi les modèles bicouches, on peut citer celui de :

- Modèle de WESTERGAARD :

Le modèle de Westergaard [2] permet le calcul des contraintes et des déformations d'une dalle élastique chargée reposant sur un substratum élastique assimilé à un liquide dense (théorie des plaques élastiques).

- Modèle de HOGG :

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

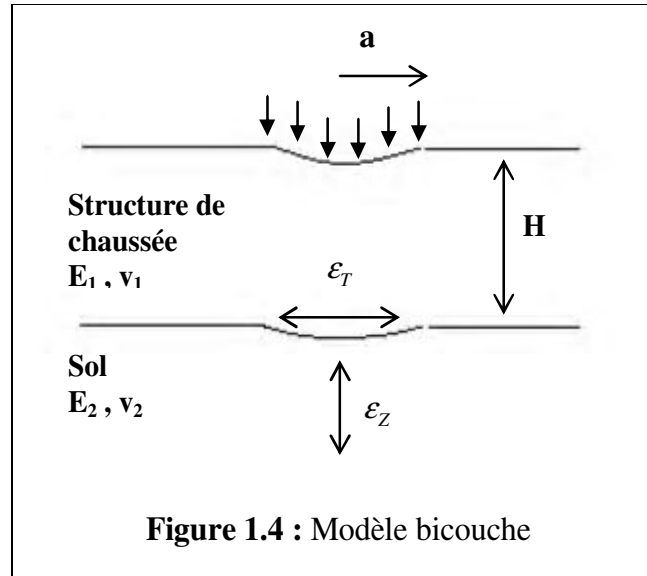


Figure 1.4 : Modèle bicouche

I.3.3 Les modèles multicouches

Tandis que les équations de Boussinesq représentent une solution élastique à un système monocouche, Burmister (1943, 1945, [7]) a développé des solutions d'abord pour un système bicouche et plus tard pour un système composé de trois couches, ce qui a fait avancé considérablement l'analyse des structures de chaussées.

La prochaine percée significative est venue en 1962 où Schiffman a présenté la solution à l'analyse des efforts et des déplacements dans un système élastique multicouche. En combinaison avec le développement de l'outil informatique, la modélisation des chaussées par un système multicouche a pris de l'ampleur et devint très populaire.

Basé sur le travail de Schiffman, plusieurs programmes de calcul ont été développés, tôt pour la détermination des efforts, des contraintes et des déplacements en tout point de la structure de chaussée. A titre d'exemple on citera CHEVRON (Michelow, 1963), BISTRO (Peutz, et autres, 1967) et BISAR (De Jong, et autres, 1973). Les deux derniers programmes sont largement utilisés dans le monde par des chercheurs et des ingénieurs spécialistes en mécanique des chaussées. Mais, dans le cas de matériaux granulaires, les programmes suscités ne peuvent donner satisfaction, vu le comportement non linéaire que ces matériaux peuvent engendrer.

I.3.4 Modèle des épaisseurs équivalentes (ODEMARK)

Pendant des années avant que les ordinateurs individuels soient devenus aussi largement disponibles qu'ils le sont aujourd'hui, il y avait un besoin de mettre en place un outil pratique, qui pourrait fournir la réponse des structures de chaussées, sous un chargement donné dans un temps raisonnable et avec une bonne exactitude a comparé avec les modèles issus de la théorie de l'élasticité. Particulièrement, en Europe la méthode d'Odemark (Odemark, 1949, [1]), souvent appelée la méthode des épaisseurs équivalentes a été largement appliquée, principalement à partir de l'article publié par Ullidtz (1987, [1]).

La transformation d'Odemark d'une structure de chaussée est illustrée sur la figure 1.5 qui montre la transformation d'un système de deux couches dans un demi-espace, pour lequel les équations de Boussinesq peuvent être employées pour déterminer la réponse du système équivalent.

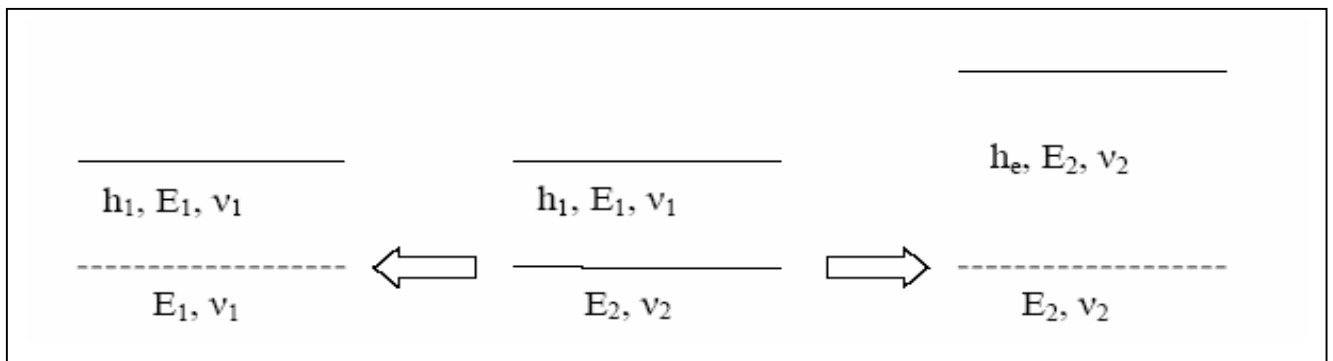


Figure 1.5 : Transformation d'un système composé de deux couches en un système monocouche, selon Odemark.

Si la capacité structurale (module de rigidité) de la couche équivalente est inchangée, les déformations et les contraintes restent approximativement inchangées, bien que l'épaisseur h , E et ν puissent varier. Si, I , est le moment d'inertie d'un élément rectangulaire de sol de largeur, W , la rigidité devrait demeurer constante dans les deux situations de la figure 1.5, Ce qui mène à écrire :

$$\frac{I \cdot E}{1 - \nu^2} = \text{constant}$$

soit encore :

$$\frac{I_1 E_1}{1 - \nu_1^2} = \frac{I_2 E_2}{1 - \nu_2^2} \Rightarrow \frac{\frac{1}{12} \cdot w \cdot h_1^3 \cdot E_1}{1 - \nu_1^2} = \frac{\frac{1}{12} \cdot w \cdot h_e^3 \cdot E_2}{1 - \nu_2^2} \Rightarrow$$

$$\frac{h_1^3 \cdot E_1}{1 - \nu_1^2} = \frac{h_e^3 \cdot E_2}{1 - \nu_2^2} \Rightarrow h_e = h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1 \cdot (1 - \nu_2^2)}{E_2 \cdot (1 - \nu_1^2)}} \quad (1.3)$$

Le coefficient de poisson (ν) étant souvent inconnue, et dans le cas ou il est supposé constant. L'épaisseur équivalente peut s'écrire de la manière suivante :

$$h_e = h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}}$$

Un effort considérable a été consacré à valider la méthode d'Odemark contre la théorie d'un système multicouche élastique .Habituellement un facteur f de correction est introduit pour obtenir un meilleur accord entre les deux méthodes. Il est à noter, que ce facteur de correction n'améliore pas l'accord entre les situations théoriques et pratiques. Souvent f est choisi égale à **0,9** pour la première couche adjacente dans un système composé de deux couches et **1** pour la première couche adjacente dans un système multicouche. Pour d'autres couches adjacentes, une valeur de **0,8** est recommandée (Ullidtz, 1987, [1]). Pour un système multicouche, le facteur f peut être calculé comme suit:

$$h_{e,n} = f_j \cdot \sum_{i=1}^{n-1} h_i \cdot \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_n}} \quad (1.4)$$

Ou, on représente la couche sur laquelle la structure repose, I est le numéro d'une couche courante et j est le nombre de couche adjacente ($j = I - 1$). Pour un système composé de quatre (04) couches, la conversion de Odemark, en un système monocouche équivalent à la

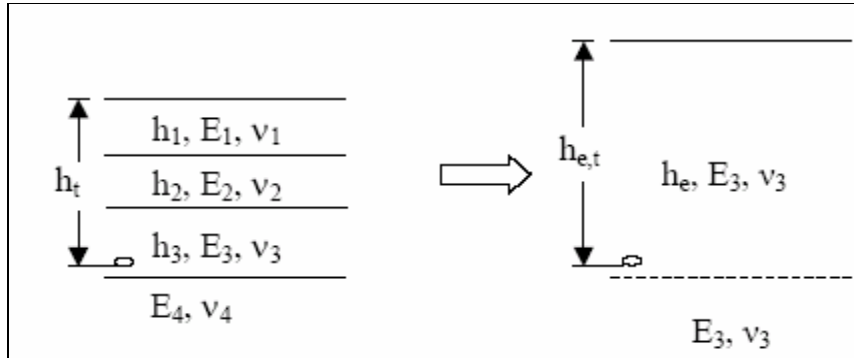


Figure 1.6 : Transformation d’Odemark d’un système composé de quatre couches en un système monocouche.

couche trois est illustré sur la figure 1.6. La hauteur équivalente $h_{e,t}$, estimée relativement à E_3 , jusqu’au sol support est donnée comme suit :

$$h_{c,t} = f \cdot \left(h_1 \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_3}} + h_2 \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_3}} \right) + (h_t - (h_1 + h_2)) \quad (1.5)$$

Une fois la hauteur équivalente est déterminée, celle-ci nous ramène aux conditions de Boussinesq.

I.3.5 Modèles numériques

Le comportement d’un système discret est représenté par un système d’équations algébriques tandis qu’un système continu est le plus souvent représenté par un système d’équations aux dérivées partielles ou intégréo-différentielles associés à des conditions aux limites en espaces et en temps. La méthode des éléments finis permet de discrétiser les équations aux dérivées partielles en équations algébriques qui sont alors résolues par les méthodes numériques traditionnelles.

Le développement de ces méthodes numériques et particulièrement la méthode des éléments finis, permet d'envisager l'utilisation de modèles encore plus réalistes qui prennent en compte le comportement des matériaux non traités. On peut ainsi considérer dans les calculs :

- la non linéarité des matériaux utilisés dans la réalisation du corps de chaussée,
- les conditions complexes de contacts entre les différentes couches (problème d'interface).

La modélisation par éléments finis des structures de chaussées a été abordée dès 1967 ; à titre d'exemple, on peut citer :

Duncan [8], Plus récemment, on note les contributions importantes de Brown et al [9,10], Jouve et al [11, 12,13].

De nos jours, plusieurs codes de calcul 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.
- Le programme NOEL 8 de l'université de Nantes, France.
- Le code de calcul FENLAP de l'université de Nottingham, Angleterre.
- Le programme DIANA de l'université de Delft, Hollande.
- Le programme ELMOD DYNATEST, Danemark.

I.4 CRITERES DE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES SOUPLES

I.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 Serviabilité 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 [1].

I.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 augment 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 [14].

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.

I.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'ornière en limitant la déformation verticale au sommet du sol support [5,6]. Plusieurs approches récentes de dimensionnement incluent aussi des considérations de rupture thermique etc...

I.5 METHODOLOGIE 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 [15]. 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, 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 1.1.

Tableau 1.1 : Analyse des systèmes multicouches.

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

Tableau 1.2 : Quelques méthodes de dimensionnement.

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

I.6 CONCLUSION

Le développement de l'industrie informatique a permis la mise en œuvre des méthodes de calcul très complexes. Beaucoup d'auteurs, ont introduit actuellement, la notion de calcul rationnel des chaussées. Ce dernier a donné naissance à une nouvelle discipline, celle de la mécanique des chaussées, cependant le recours aux essais laboratoire reste incontournable.

CHAPITRE II

PRESENTATION DU SITE EXPERIMENTAL

II.1 INTRODUCTION

Cette partie est consacrée à l'emplacement et l'identification de la planche d'essai ou du site expérimental. Une présentation des matériaux utilisés est donnée ainsi que leur localisation.

II.2 PRESENTATION DU SITE EXPERIMENTAL

II.2.1 Situation du site

Le site expérimental s'inscrit dans la wilaya de B.B.A sur le CW64 qui relie la commune de Sidi Embarek et la commune de ras elma, ce chemin de wilaya a été conçu pour recevoir un trafic journalier moyen annuel de cent (100) véhicules par jour [16]. La figure 2.1 illustre l'emplacement du CW 64.

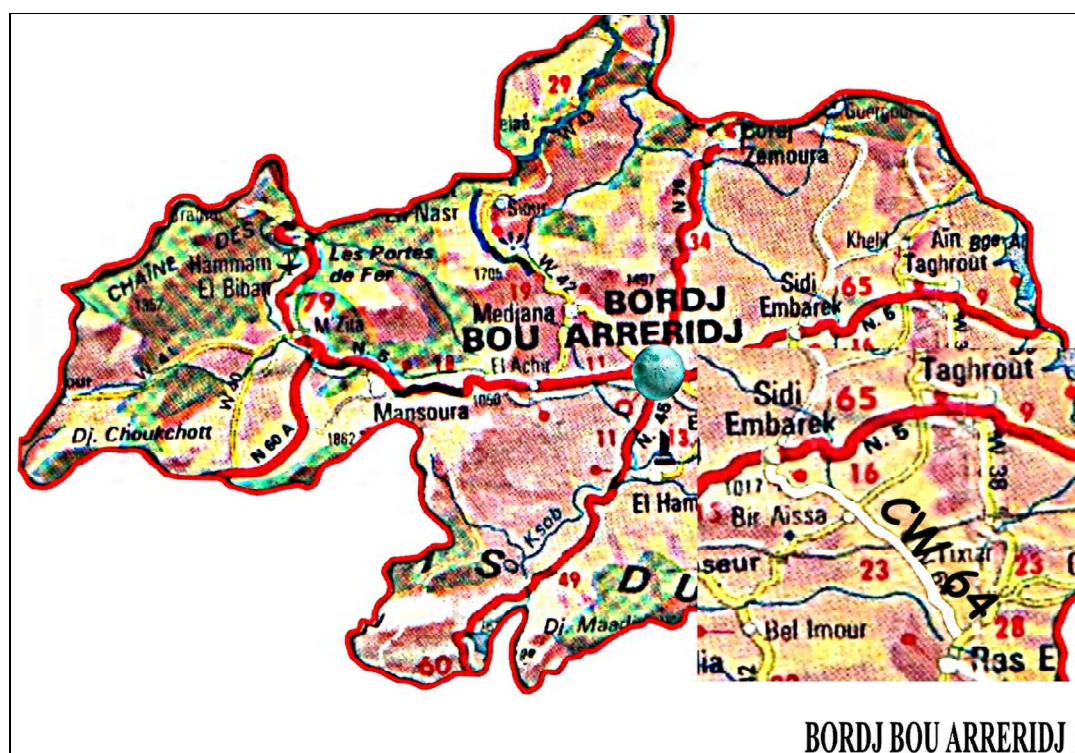


Figure 2.1 : Wilaya de BBA “CW64”

II.2.2 Présentation de la planche d'essais

La réalisation du CW64 a été achevée vers la fin de l'année 2000, la planche d'essai qui s'inscrit dans ce chemin de wilaya a une longueur totale de 1000 m et est délimitée par le PK 3+200 et le PK 4+200, elle repose sur un sol, de type argileux [16]. Le corps de chaussée retenu pour le site expérimental est constitué :

- d'une couche de base en grave naturelle (GNT) d'épaisseur variable,
- d'une couche de roulement en béton bitumineux (BB) de 5 cm d'épaisseur.

II.3 IDENTIFICATION DES MATERIAUX UTILISES ET LEUR LOCALISATION

Géomorphologiquement, le territoire de la Wilaya de B.B.A est divisé en trois (03) zones qui se répartissent du Nord au Sud en :

- Les édifices montagneux de l'Atlas tellien,
- les hautes plaines,
- les édifices montagneux du Sud.

Les taux de production de granulat dans la Wilaya de B.B.A, selon l'enquête menée par le CTTTP pour le compte du Ministère des Travaux Publics [17], a montrée que cette Wilaya est dotée de réserve énorme en matière d'agrégats, à titre d'exemple on donne ces quelques chiffres qui ont été enregistrés entre l'année 1992 et l'année 2000 :

- en 1992-1993, les capacités installées de 12 stations de concassage - criblage avoisinaient 1 249 600 m³/an pour - une production estimée à 393 654 m³/an; le taux d'utilisation des capacités (TUC) approchait 31,50 %.
- les capacités cumulées des installations de quatre unités auditées étaient de 728 000 de m³ (1997) pour une production estimée à 391 691 m³; soit un TUC de 53,80 %;
- pour l'année 2000, la capacité de 16 unités en production approchait les 1 028 000 millions de m³ pour une production estimée à 252 157 m³ (d'après la direction générale des mines concernant les productions);
- la consommation en agrégats pour le secteur routier est de 100 000 m³ (1999).

Il en ressort de ces points forts que la wilaya possède des potentialités en capacités installées assez importantes et suffisantes pour répondre à ses propres besoins, voire même ceux des autres wilaya.

Les caractéristiques mécaniques retenues pour les granulats utilisés dans la réalisation de la planche d'essai se résument comme suit, Tableau 2.1 [17] :

Tableau 2.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en place

CARRIERE	NATURE	Caractérisation Des GNT					Essai Proctor		
		LA %	MD E %	ES %	A %	γ_r	Wopm %	γ_{opm} t/m ³	Compacité %
COSIDER	Calcaire	23	24	55	27	2.61	5	2.2	87.4

La répartition des agrégats [5] est illustrée dans la figure 2.2.

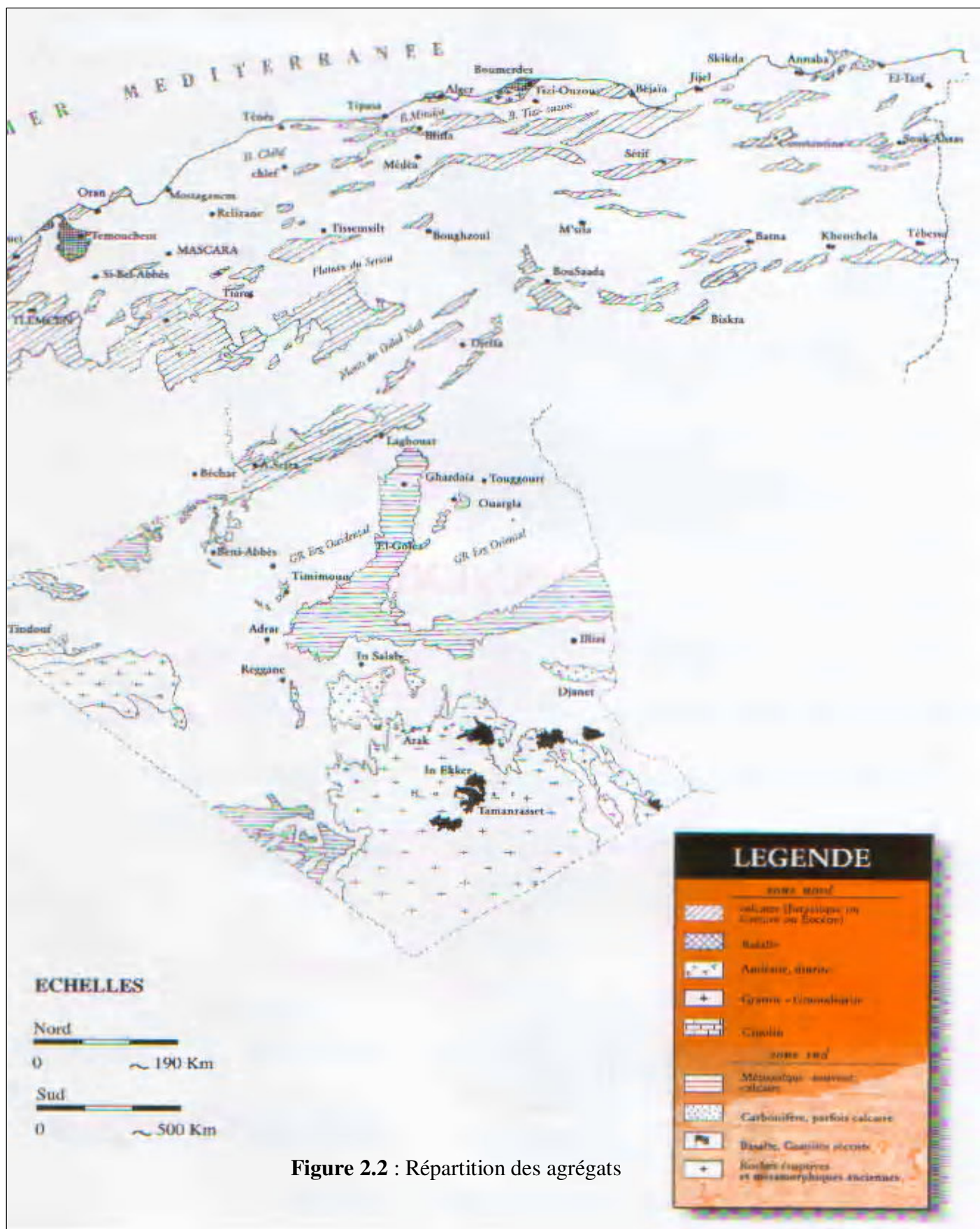


Figure 2.2 : Répartition des agrégats

CHAPITRE III
ESSAIS IN SITU

III.1 INTRODUCTION

Face au vieillissement du patrimoine routier accentué par l'intensité croissante du trafic et la tendance persistante au développement du trafic lourd induisant une fatigue accrue des chaussées et la nécessité à terme de les renforcer. Les préoccupations dominantes des responsables d'infrastructures routières et aéroportuaires ce sont progressivement détachées des techniques de construction nouvelles, pour venir se cristalliser sur le thème de l'entretien. Notamment dans le domaine des chaussées, étant entendu que ce terme général d'entretien couvre l'ensemble des interventions nécessaires, y compris le renforcement.

Rappelons que l'entretien d'une chaussée n'est pas une tâche aisée. Il pose essentiellement un problème bivalent : quand intervenir et sous quelle forme ? Cela a conduit au fil des années au développement d'outils de gestion rationnel des chaussées, basés sur les indicateurs d'état.

III.2 LES INDICATEURS D'ETAT

De façon générale, il convient de faire observer qu'il ne peut y avoir de gestion efficace sans suivi régulier de l'état de la chaussée. Un tel suivi passe par l'appréciation périodique des qualités de la chaussée révélées au moyen d'indicateur d'état tel que la portance, l'uni, la glissance, etc....

Les qualités requises pour une chaussée sont de deux types [18]:

- Les qualités structurelles ayant trait au comportement mécanique de la chaussée vis à vis de la répétition des charges et sont déterminées notamment au moyen de mesure de portance et de déformabilité.
- Les qualités fonctionnelles recouvrant l'aspect "intégrité de la couche de surface " et tous les facteurs liés à la sécurité. Elles sont caractérisées essentiellement aux travers des mesures d'étanchéité, d'uni et de glissance.

La relation entre les objectifs visés et de l'entretien des infrastructures routières et aéroportuaires sont synthétisés dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Relations entre indicateurs d’état et objectifs de l’entretien

Qualités		Structurelles		Fonctionnelles			
Objectifs particulier	Indicateurs d’état	Conservation et adaptation de la structure		Intégrité de la couche de surface		Sécurité	
		chaussées rigides	autres chaussées	chaussées rigides	autres chaussées	chaussées rigides	autres chaussées
Déformabilité		*	*				
Portance		*	*				
Profils en travers		*	*				
Etanchéité		*	*		*		
Uni						*	*
Adhérence						*	*
D é g r a d a t i o n s	Déformations	*	*			*	*
	F i s s u r e s	*	*	*			
	arrachements			*	*	*	*
	j o i n t s				*		

III.3 MATERIEL UTILISE DANS L'AUSCULTATION DES CHAUSSEES

En pratique l'évaluation des indicateurs d'état nécessite des investigations in situ périodiques faisant appel à l'utilisation d'appareillages d'essai souvent sophistiqués et au concours d'équipes spécialisées dans le domaine d'auscultation des chaussées. Le tableau 3.2, donne un aperçu sur l'appareillage utilisé dans le cadre du contrôle de chaussées.

Tableau 3.2 : Matériel d'auscultation des chaussées

Etat	Appareils	Types de mesures
Portance	- remorque STBA - HWD	-Essai de chargement de plaque
Déformabilité	-Influographe, -Déflectographe LACROIX - HWD, FWD.	-Mesure de la déflexion en continue (statique). - Mesure de déflexions par station (dynamique).
Etat de surface	Aucun matériel spécifique	-Relevé visuel de dégradations
Uni	-bump intégrateur - APL	-Analyse du profil en long
Glissance	- Skiddomètre, grip tester, adhéra 2, scrim, etc..	-Mesure de coefficient de frottement longitudinal
Rugosité	- Aucun matériel spécifique	-Mesure de la hauteur de sable
Etanchéité	- Perméamètre	-Mesure du temps d'écoulement

III.4 MESURES DE DEFLEXIONS

III.4.1 Présentation du matériel utilisé

Le système HWD (Heavy Weight Deflectometer, unique en Algérie) [19], figure 3.1, précisément, est un système d'auscultation dynamique des chaussées à grand rendement. Il permet non seulement, la mesure physique in situ des bassins de déflexions par le biais de capteurs (géophones) de déplacement sous l'impact d'un chargement donné, mais aussi de retracer l'histoire de ce chargement par le biais d'un capteur force.

Le système de mesure se compose de :

- L'appareil d'essai,
- Un véhicule tracteur,
- Neuf (09) géophones (capteurs de déplacement),
- Un système d'asservissement du chargement,
- Un système d'acquisition automatique de données.

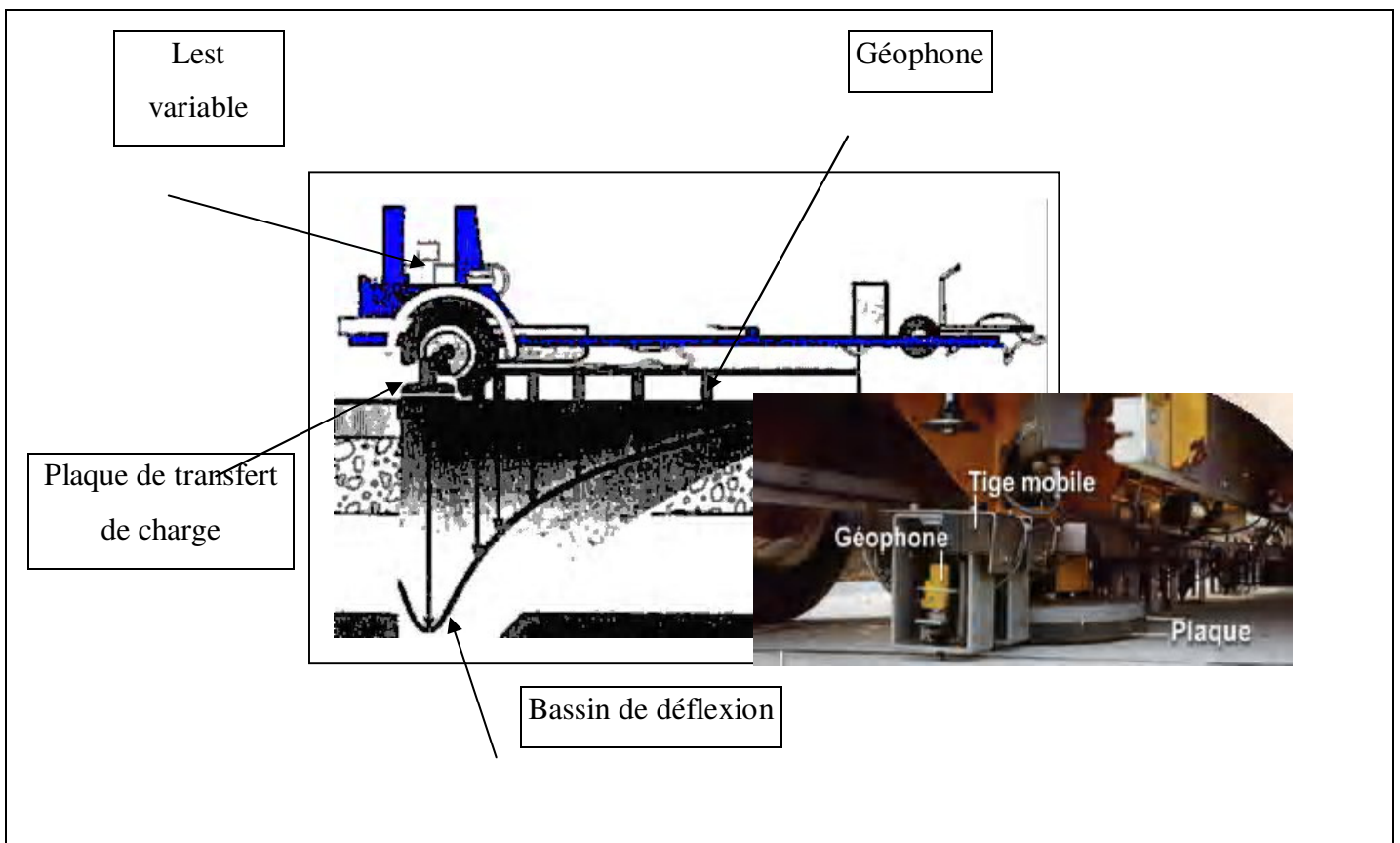


Fig. 3.1 : Le système H.W.D

III.4.2 Choix du chargement dynamique appliqué à la chaussée

Le choix du chargement se fait préalablement par l'ingénieur chargé d'études, de telle manière à cerner la contrainte utilisée dans les calculs de dimensionnement de chaussées. Cette contrainte dépend du lest et de sa hauteur de chute. L'impact dynamique ainsi produit génère des ondes sphériques, dont les réflexions sont captées par les géophones et sont restituées sous forme de bassin de déflexions. Les tableaux 3.3 et 3.4, donnent respectivement le coefficient **k** à prendre en considération pour différents cas de chargement et les intervalles de charge limites, Dynatest [19].

La hauteur de chute est calculée selon la valeur de la charge projetée et le coefficient **k**, par la relation suivante :

$$H(\text{mm})=(P_{\text{max}}/k)^2$$

Tableau 3.3 : coefficient K

Masse (Kg)	K (approximative)	
	KPa/300	KN
700	170	12.2
500	125	8.9
300	75	5.3
200	50	3.5

Tableau 3.4 : Intervalle de chargement

Masse (Kg)	Intervalle de chargement	
	KPa/300	KN
700	1500-3400	105-240
500	1050-2500	75-175
300	640-1500	45-105
200	425-1000	30-70

Exemple :

Soit à déterminer la hauteur de chute qui correspond à un chargement de 72 KN on utilisant un lest de 300Kg.

Le tableau 3.3 donne, $k=5.3$ KN,

$$H=(72/5.3)^2 = 184,55 \text{ mm}$$

La valeur de H ainsi calculée, donne un ordre d'idée sur la hauteur de chute qui correspond théoriquement a une charge de 72 KN.

En pratique on réalise plusieurs hauteurs de chute de telle manière à encadrer la valeur de la contrainte recherchée.

III.4.3 Enregistrement des résultats

Les résultats issus des essais au HWD réalisées sur la section expérimentale du CW64 B.B.A, sont enregistrés au fur et à mesure du déroulement de l'essai, sur support magnétique. Ces mesures sont restituées dans le tableau 3.5 ci-dessous.

la figure 3.2 montre le déroulement de l’essai.



Figure 3.2 : Déroulement de l’essai

Tableau 3.5 : Mesures de déflexion réalisées sur le site expérimental

Stations	localisation	Contrainte (KPa)	d1 (mic.)	d2 (mic.)	d3 (mic.)	d4 (mic.)	D5 (mic.)	d6 (mic.)	d7 (mic.)	d8 (mic.)	d9 (mic.)
St1	PK 3+390	506	447	261	195	150	103	50	34	26	20
St2	PK 3+480	497	412	253	183	137	94	50	38	30	23
St3	PK 3+600	489	294	169	125	97	65	31	22	17	15
St4	PK 3+750	493	379	231	175	136	95	49	35	30	22
St5	PK 3+930	502	494	295	221	170	118	58	43	36	26
St6	PK 4+050	503	314	188	143	116	90	54	41	33	25
St7	PK 4+110	58	434	265	205	159	112	55	39	31	23
St8	PK 4+140	521	586	356	270	208	144	67	42	35	29
Distance des géophones par rapport au point de chute de la charge (m)			0	0.27	0.37	0.45	0.6	0.9	1.2	1.5	1.8

St1,.., St9 : stations de mesure,

d1,.., d9 : déflexions, mic. : Microns.

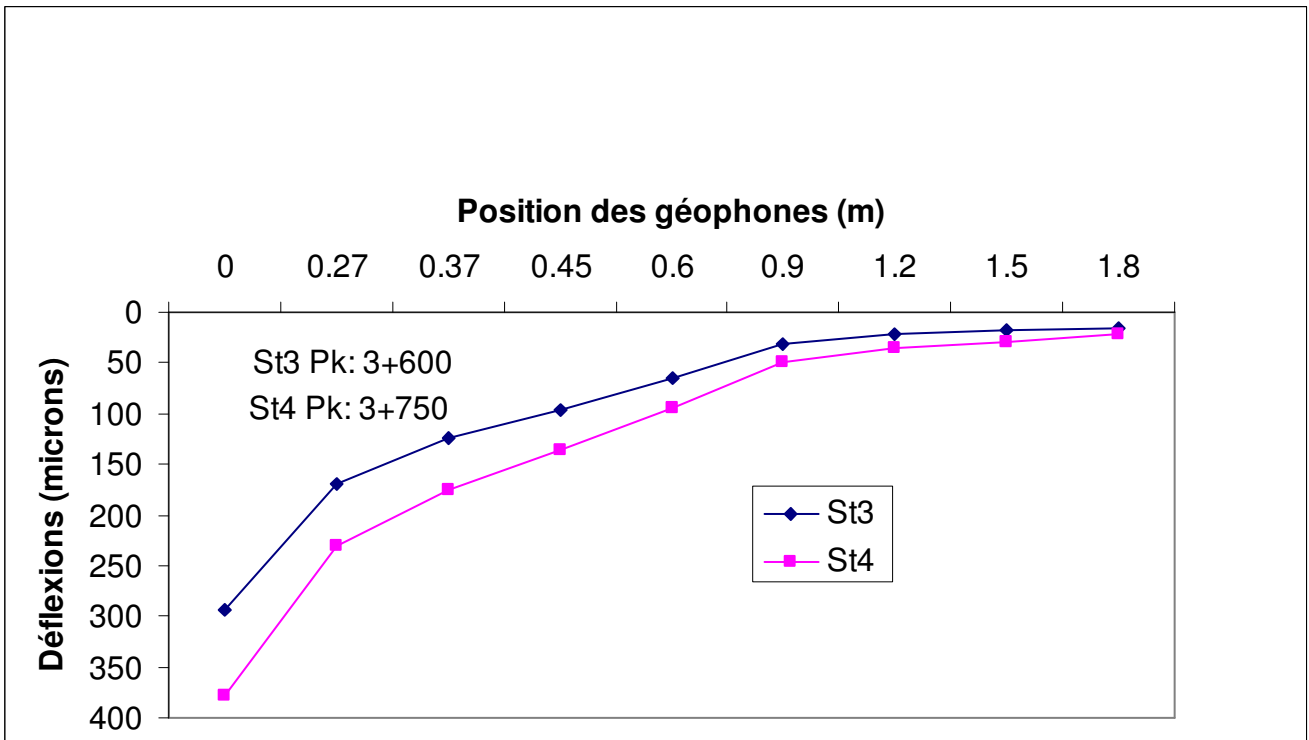
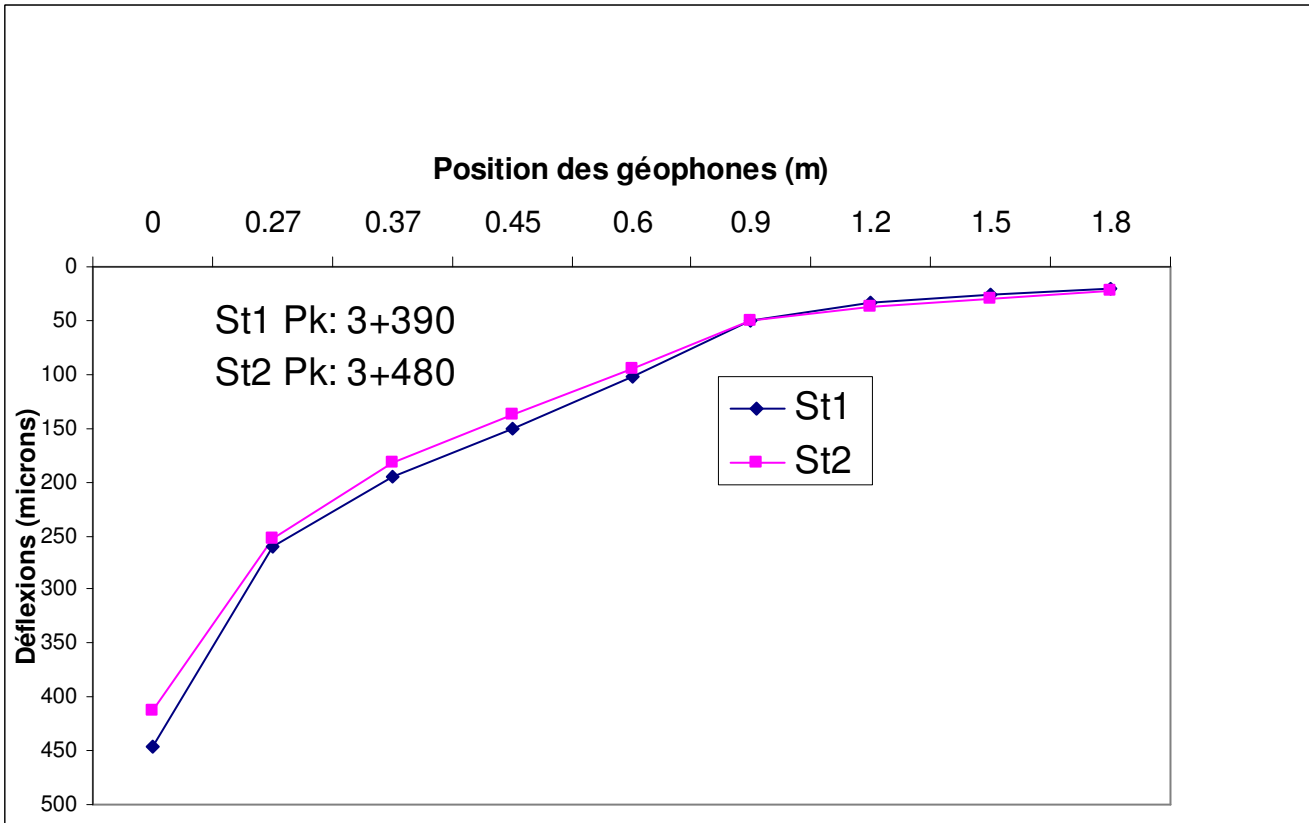


Figure 3.3 : Bassins de déflexion "H.W.D"

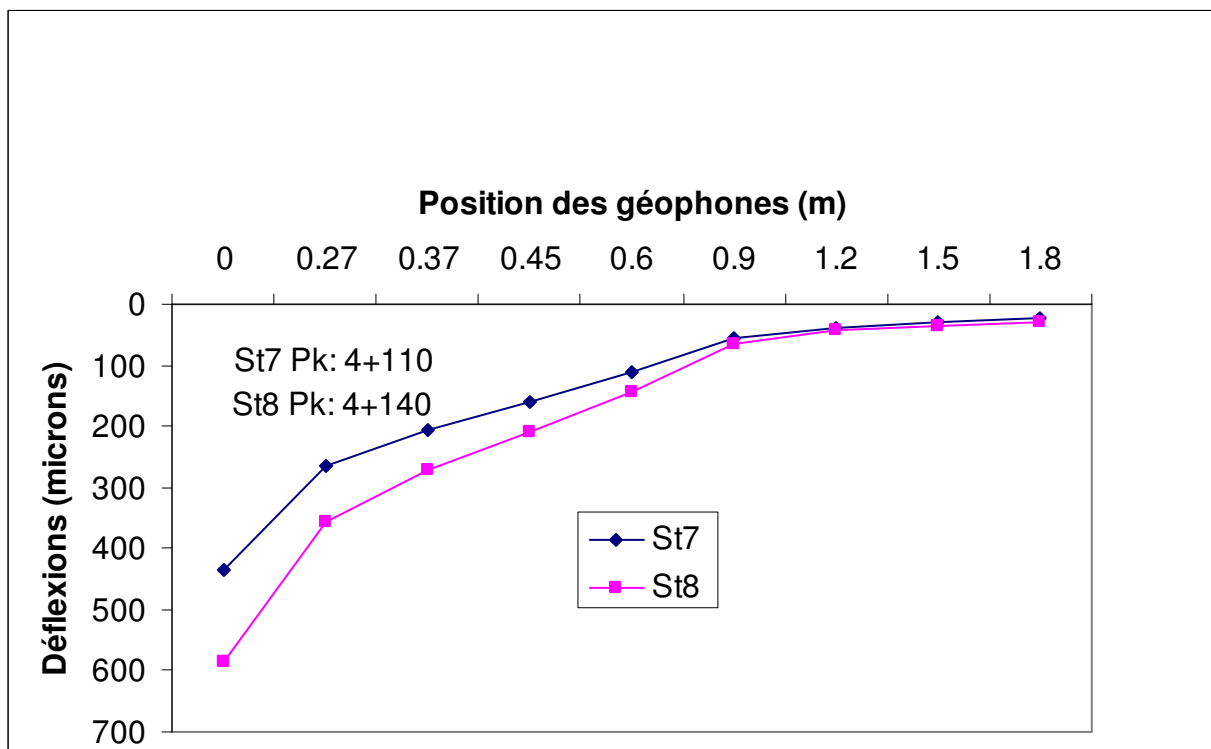
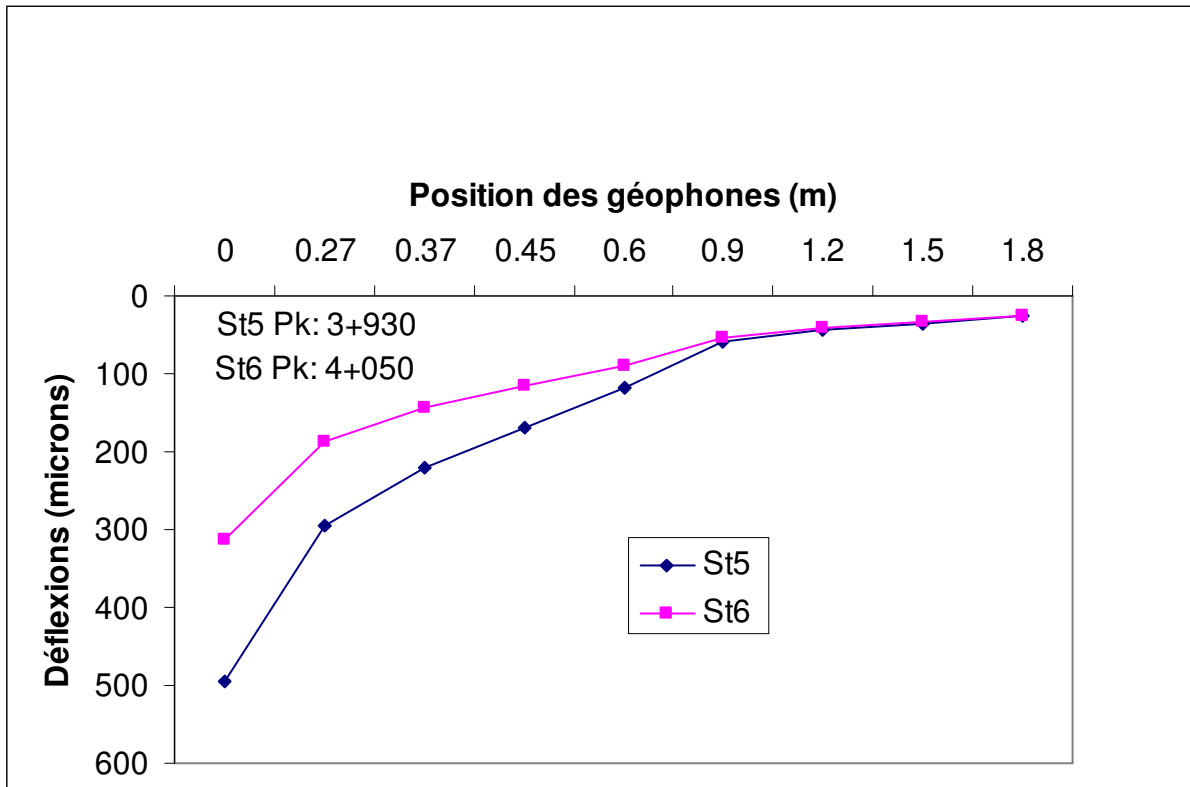


Figure 3.3 (suite): Bassins de déflexion "H.W.D"

IV. ESTIMATION DES CARACTERISTIQUES MECANQUES "IN SITU" PAR LE PROGRAMME "ELMOD".

ELMOD a été développé par Dynatest Consulting inc., c'est un acronyme de « Evaluation of Layer Modulus and Overlay Design ».

Le programme ELMOD est capable de calculer les modules des couches constituant le corps de chaussée en utilisant l'approche développée par Odemark-Boussinesq (voir chapitre1). Ce modèle est convenable pour l'estimation des bassins de déflexions et peut être applicable à un système de chaussée composée de quatre couches au maximum. Cette méthode fournit les modules de surface estimés à partir des déflexions mesurées à chaque station testée par le HWD. Cette approche est très fiable [1,3] pour une chaussée souple composée de trois couches reposant sur un substratum non lié. Plusieurs possibilités de combinaisons de structures sont envisageables à condition de respecter les hypothèses suivantes :

- La structure de chaussée doit contenir seulement une couche (rigide) supérieure liée, de telle manière à avoir $E_1/E_{sol} > 5$. Si la structure comporte plus d'une seule couche liée, elles doivent être combinées en une seule couche dans l'analyse de la structure ;
- Les modules devraient diminuer en profondeur en respectant la règle suivante : $E_i/E_{i+1} > 2$, où E_i est le module de la couche i et E_{i+1} est celui de la couche $i+1$;
- L'épaisseur de la première couche composant la structure de chaussée doit être supérieure à ou égale à la moitié du rayon de la plaque de transfert du chargement ;
- Pour une structure composée de trois couches, l'épaisseur de la couche supérieure devrait être moins grande que le diamètre de la plaque d'essai ainsi que de l'épaisseur de la deuxième couche ;

Une autre limitation du programme ELMOD est qu'on suppose que les coefficients de Poisson des couches composant la structure de chaussée sont tous égaux à 0,35. Cette restriction convient pour les enrobés hydrocarbonés et les matériaux non liés. Par contre, pour les sols cohérents ($0,42 < \nu < 0,45$) et les bétons ($0,15 < \nu < 0,18$), l'hypothèse de garder un coefficient de Poisson constant est peu réaliste.

Les modules calculés pour chaque station à partir d'ELMOD se résument comme suit, tableau 3.6 :

Tableau 3.6 : Estimation des modules de rigidité à partir d'ELMOD

Stations	localisation	Couche de roulement C.R : cm	Couche de base C.B : cm	Sol Support cm	Contrainte KPa	E1 MPa	E2 MPa.	E3 MPa
St1	PK 3+390	5	24	600	506	1404	694	107
St2	PK 3+480	5	36	600	497	2896	336	161
St3	PK 3+600	5	34	600	489	1651	614	195
St4	PK 3+750	5	31	600	493	5031	402	140
St5	PK 3+930	5	37	600	502	2507	295	123
St6	PK 4+050	5	39	600	503	5042	460	180
St7	PK 4+110	5	41	600	508	6637	284	128
St8	PK 4+140	5	43	600	521	3051	262	88
Coefficient de Poisson=0.35								

Le tableau 3.7 donne quelques programmes d'estimation des modules de chaussées.

Tableau 3.7 : Programmes d'estimation des modules de chaussées

programme principal	Programme relatif à l'analyse des chaussées	Théorie utilisée dans l'analyse des chaussées	Méthode de calcul	source
MODCOMP 3	Chevron	Système multicouche élastique	Itérative	I.Irwin, Szbenyi, Université de Cornell, USA
MODULUS 5.0	Weslea	Système multicouche élastique	base de données	Institut de Transport Texas, USA
EVERCALC 4.0	Weslea	Système multicouche élastique	Itérative	J.Mahoney, Université de Washington
ELMOD 4.0	Elmod4, Wes5	Odemark-Boussinesq	Itérative	Dynatest Danemark
FPEDDI	Basinpt	Système multicouche élastique	Itérative	W.Uddin USA
CLEVERCALC	Chevron	Système multicouche élastique	Itérative	Institut Royale de Suède
ILLI-CALC	Illipave	Modèle élastique non linéaire	Itérative	Université de l'Illinois USA

CHAPITRE IV

CARACTERISATION ET MODELISATION DES MATERIAUX DE CHUSSEES SOUPLES

IV.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on se propose d'étudier la caractérisation et la modélisation des matériaux couramment utilisés dans le dimensionnement des chaussées souples.

IV.2 CARACTERISATION DES MATERIAUX GRANULAIRES

Les graves non traitées sont largement utilisées en Algérie, dans les chaussées à faible et moyen trafic, pour la réalisation des couches d'assise et des couches de forme. Le comportement mécanique de ces matériaux est encore mal modélisé et les méthodes de dimensionnement utilisées actuellement ne prennent pas en considération le comportement réel de la GNT.

L'utilisation d'essais triaxiaux cycliques a permis de réaliser d'importantes avancées sur la caractérisation du comportement irréversible et réversible des GNT. Cependant les modèles d'évolution des déformations permanentes se contentent souvent à décrire uniquement les effets des cycles ou ceux du niveau des sollicitations, et peu combinent réellement les deux effets. Il existe également des modèles élasto plastiques, mais pour le comportement cyclique ils sont encore en phase de validation et leur utilisation demeure complexe.

IV.2.1 Définition et classement de la GNT

Les GNT sont des mélanges granulaires composés uniquement de granulats et d'eau (aucun liant hydraulique ou hydrocarboné n'entre dans leur composition). Leur granulométrie est continue et la taille des plus gros granulats ne dépasse pas 31,5 mm. On distingue deux catégories de GNT, les GNT A obtenues en une seule fraction, et les GNT B recomposées à partir d'au moins deux fractions granulaires. Les performances mécaniques des GNT sont habituellement estimées à partir des caractéristiques suivantes :

- dureté des granulats (déterminée par les essais Los Angeles et micro-Deval, réalisés sur la fraction 10/14),
- propreté des gravillons,
- angularité des granulats (indice de concassage, coefficient d'aplatissement).

Attribuer des performances mécaniques à des GNT principalement à partir des mesures de dureté de leurs granulats est cependant réducteur et pas toujours satisfaisant. C'est pourquoi les Laboratoires des Ponts et Chaussées [20] et [14] ont mis au point un appareil triaxial à chargements répétés (le TCR), spécialement conçu pour l'étude des sols supports de chaussées et des matériaux non traités utilisés en couche d'assise.

IV.2.2 Le Triaxial à Chargement Répétés (T.C.R)

Le T.C.R est constitué d’une cellule triaxiale équipée de capteurs de déformation axiaux et radiaux, d’un appareillage de chargement pneumatique, et d’un ensemble informatique d’acquisition des données. Il permet d’étudier le comportement d’éprouvettes cylindriques de grandes tailles, 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur, fabriquées par vibro-compression selon la norme **NF P 98-230-1** (mode de fabrication donnant la meilleure homogénéité en densité des éprouvettes [21]). Le chargement est réalisé en exerçant cycliquement et simultanément une contrainte de confinement σ_3 et une surcharge verticale q (aussi appelée déviateur de contraintes). Il reproduit approximativement les sollicitations présentes dans une haussée lors d’un chargement routier (il ne simule pas la rotation des directions principales des contraintes qui s’opère lors du passage des charges roulantes). La mesure des déformations est assurée par un ensemble de six capteurs, trois axiaux et trois radiaux, placés dans le tiers central de l’éprouvette. La Figure 4.1 représente la cellule triaxiale et son instrumentation, et la Figure 4.2 schématise le type de sollicitation cyclique que permet de reproduire le TCR.

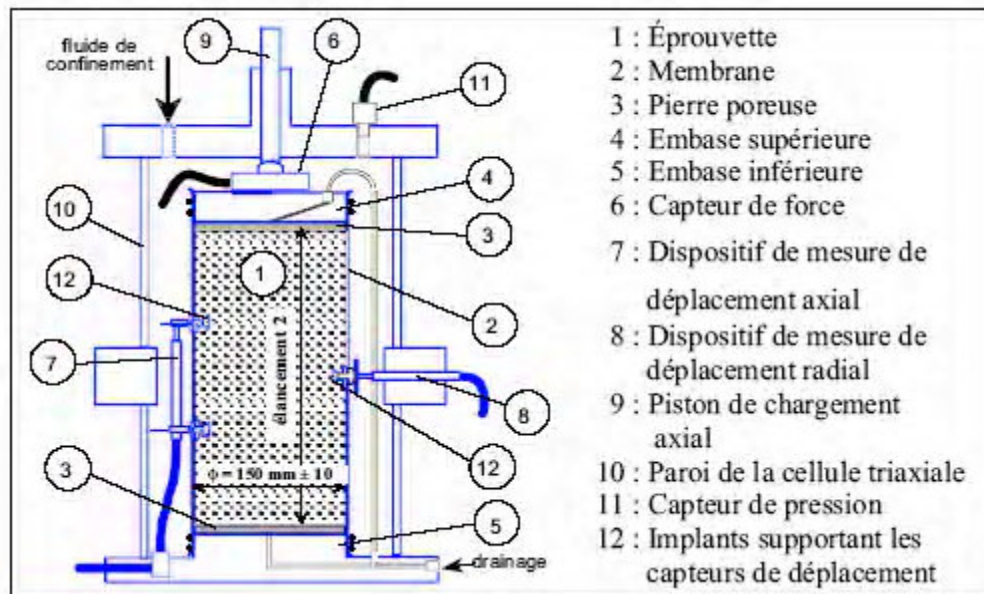


Figure 4.1 : La cellule Triaxial et son instrumentation

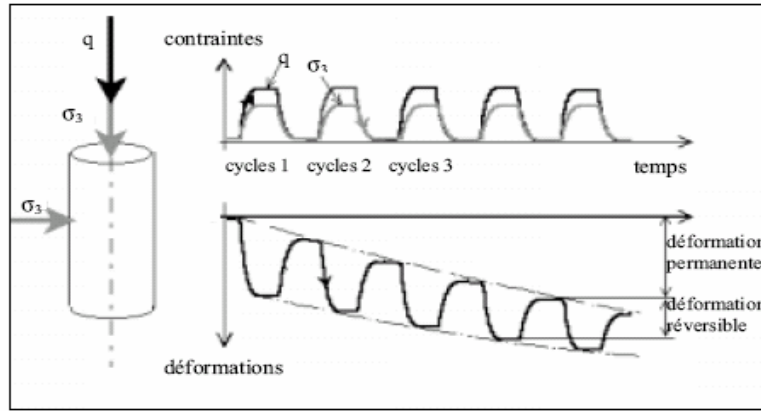
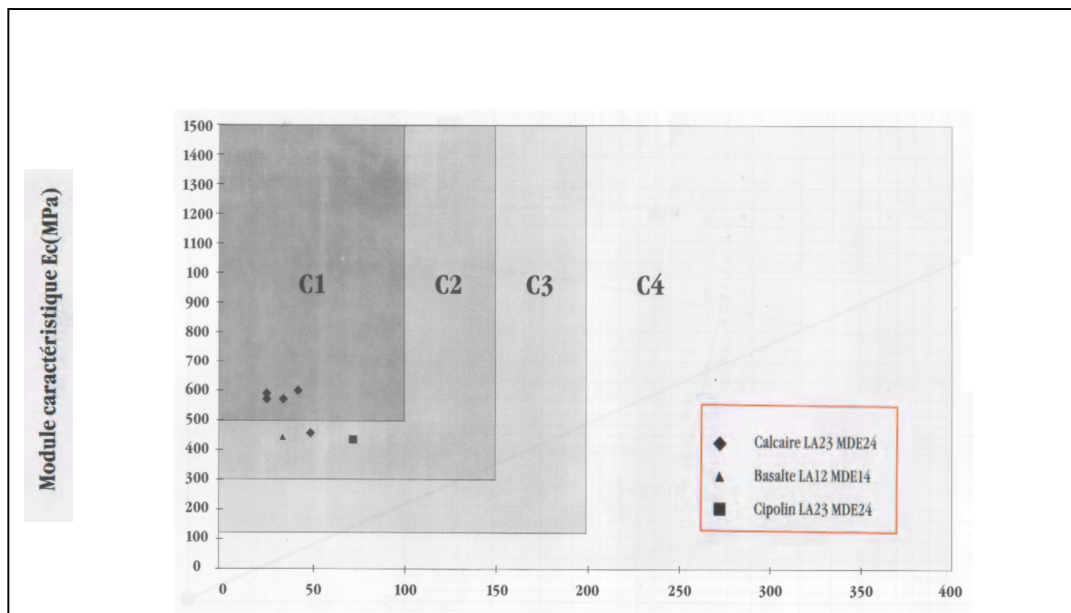


Figure 4.2 : Type de sollicitation reproduite par le TCR

Utilisé selon le protocole expérimental défini par la norme **NF P 98-125**, l'essai TCR permet de classer les GNT en fonction des performances mécaniques du mélange granulaire (norme **NFP 98-129**) et non plus à partir des caractéristiques d'une seule fraction de granulats. Le classement se fait suivant quatre classes (la meilleure étant la classe C1) définies par les modules caractéristiques de raideur E_{1c} et de déformation permanente A_{1c} déterminés à partir d'essais normalisés (norme **NF P 98-235-1**). Un exemple de classement obtenu pour différents types de GNT Algérienne, d'origines minéralogiques différent, est donné sur la Figure 4.3. Il montre notamment que les graves calcaires, dont les granulats présentent les plus faibles résistances à l'usure (coefficients LA et MDE élevés), ont généralement un meilleur comportement mécanique que les graves éruptives ou alluvionnaires.



Déformation permanente caractéristique A_{1c} (10^{-4})

Figure 4.3 : Classement de la GNT selon leurs caractéristiques mécaniques

Pour le concepteur des structures de chaussées, cet appareil est doublement utile. Non seulement il sert à comparer les différentes graves disponibles, mais il permet aussi, lors du calcul des champs de contraintes, d'attribuer à la GNT un module à partir d'un essai mécanique et non plus forfaitairement. Cependant, il est encore rarement utilisé en dimensionnement car peu répandu et méconnu du milieu professionnel.

IV.2.3 Analogie de base

Les sollicitations triaxiales cycliques utilisées en laboratoire ne sont qu'une représentation simplifiée du chargement subi par la GNT en milieu routier. Sur chaussée, les charges appliquées sont mobiles, et leur déplacement induit une rotation des directions principales des contraintes. Elle est illustrée sur la Figure 4.4. Les seuls essais de laboratoire qui permettent de reproduire cette rotation sont les essais à la boîte de cisaillement cyclique et les essais de torsion sur cylindre creux. Mais l'utilisation de ces essais n'est habituellement possible que sur des matériaux granulaires fins de $D_{max} < 5$ mm. Les études réalisées par Thom [22], Chan [23], et Thom [24] ont montré que les déformations permanentes sont plus importantes lorsque le chargement reproduit cette rotation des contraintes principales.

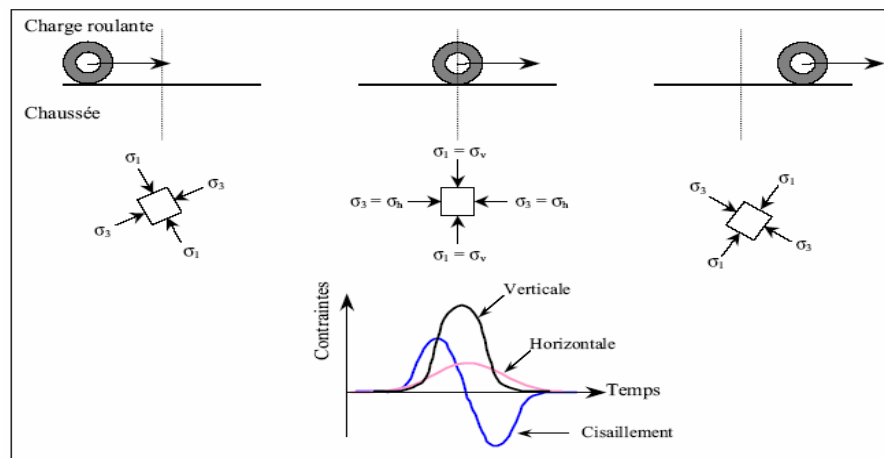


Figure 4.4 : Sollicitations induites dans le corps de chaussée lors du déplacement de la charge roulante.

Une expérimentation en grandeur réelle, menée au CER de Rouen (Centre d'Expérimentation Routière) par Hornych [25] a consisté à solliciter une planche expérimentale suivant deux modes de chargement. Le premier est réalisé au moyen d'une charge roulante et le second au moyen d'une plaque fixe. Les sollicitations cycliques appliquées sont de même intensité et de même fréquence, mais seul le premier mode permet de reproduire la rotation des contraintes principales. Ils rapportent que les déformations permanentes mesurées sont jusqu'à trois fois plus importantes avec la charge roulante. Le manège de fatigue du LCPC [26] permet

également d'étudier l'orniérage des chaussées dans les conditions réelles de sollicitation, mais ces essais sont très coûteux et jusqu'à présent, peu d'expériences ont été réalisées pour étudier l'orniérage de chaussées à faible trafic, à assises non traitées.

Néanmoins, l'essai triaxial reste une bonne approche du problème, surtout sur l'axe de la charge où les contraintes sont principales.

IV.2.4 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 σ_3 (contrainte principale minimale) est obtenue par la pression du fluide de la cellule. La contrainte principale maximale σ_1 est la somme de la pression du fluide et de la contrainte de chargement axiale figure 5.5.

$$\sigma_1 = q + \sigma_3$$

4.1

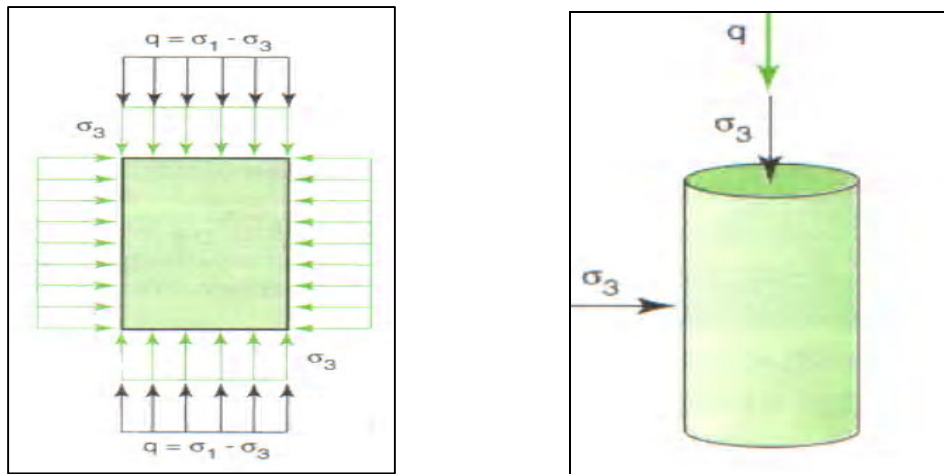


Figure 4.5 : Contrainte déviatorique q

En pratique, on distingue deux méthodes de l'essai triaxial à chargement répété (figure 4.6).

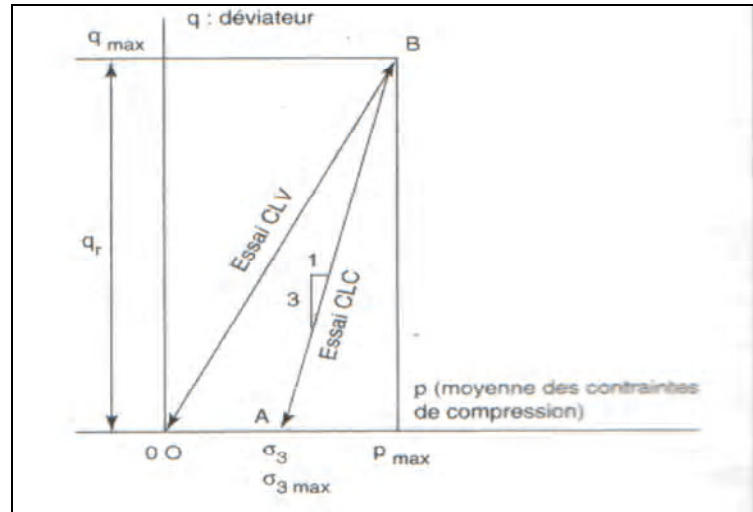


Figure 4.6 : Essai CLC et CLV

IV.2.5 Essai CLC

Pour l'essai effectué à contrainte latérale constante (CLC), on applique une pression de confinement σ_3 constante (vecteur OA), et par suite le déviateur des contraintes $q = \sigma_1 - \sigma_3$ variant cycliquement entre 0 et une valeur maximale q_{max} (vecteur AB).

L'essai CLC est un cas particulier de chargement réel à condition que σ_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.

On note que :
$$p = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3 = q/3 + \sigma_3,$$

ce qui donne
$$p_{max} = \frac{q_{max}}{3} + \sigma_{3max} \quad 4.2$$

D'où une pente égale 1/3 pour le vecteur AB.

IV.2.6 Essai CLV

Pour l'essai effectué à contrainte latérale variable (CLV), la pression de confinement σ_3 varie cycliquement de 0 à σ_{3max} , en phase avec le déviateur des contraintes q , qui lui varie toujours entre 0 et q_{max} (vecteur OB)

L'essai CLV est mieux adapté au chargement appliqué sur une chaussée réelle.

IV.3 MODELISATION DES GRAVES NON-TRAITEES

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 4.2).

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.

IV.3.1 Modèle de comportement des graves non-traitées

Deux approches différentes existent pour estimer les propriétés des matériaux granulaires utilisés dans les structures de chaussées. Dans l'approche empirique ou semi empirique, certaines méthodes utilisent des valeurs de rigidité qui dépendent du type de matériaux (fonction des caractéristiques physiques : densité, état hydrique, etc....), ignorant l'aspect dépendance du comportement vis à vis des contraintes. D'autres méthodes caractérisent la rigidité effective en la reliant à la couche sous- jacente (sol support) [5,6], avec un rapport qui varie généralement entre 1,5 à 5 avec 2 comme valeur usuelle.

Dans l'approche rationnelle, le comportement du matériau est décrit par une relation contrainte déformation du type :

- loi reliant les modules de compressibilité et de cisaillement aux invariants de contraintes.

Dans les paragraphes suivants, on donne un bref aperçu sur les différents modèles.

D'autre part, seule la formulation du modèle de Boyce sera un peu plus détaillée car elle est importante pour notre travail.

IV.3.2 Modèle de Boyce (modèle K-G)

Le modèle permet de calculer les déformations réversibles en fonction de l'état de contraintes maximal. Il est basé sur la loi de Hooke généralisée dans laquelle les paramètres sont fonction des contraintes. C'est donc un modèle élastique non-linéaire isotrope, les paramètres considérés sont le module de compressibilité sécant K et le module de cisaillement sécant G.

Les composantes du tenseur des déformations ε_{ij} s'obtiennent suivant la loi :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{3K} \delta_{ij} P + \frac{1}{2G} S_{ij} \quad 4.4$$

où δ_{ij} est le symbole de Kronecker, P est la contrainte moyenne et S_{ij} est une composante du déviateur des contraintes.

Pour les matériaux granulaires, soumis à des charges répétées, Boyce suppose que G et K ne sont fonction que de la contrainte moyenne p et la contrainte déviatorique q, définies par :

$$p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3 \quad 4.5$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

où, σ_1, σ_2 et σ_3 sont les contraintes principales.

Soient ε_v et ε_q la déformation volumique et la déformation de cisaillement, qui sont définies par :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

$$\varepsilon_q = \frac{\sqrt{2}}{3} \left[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad 4.6$$

avec $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ et ε_3 : les déformations principales.

Le type de loi isotrope non-linéaire s'écrit alors :

$$\varepsilon_v = \frac{1}{K} p, \quad \varepsilon_q = \frac{1}{3G} q, \quad K = K(p, q) \quad \text{et} \quad G = G(p, q) \quad 4.7$$

Pour que ce type de loi dérive d'un potentiel élastique la relation suivante doit être satisfaite pour tout état de contraintes [27] :

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial q} = \frac{\partial \varepsilon_q}{\partial p} \quad 4.8$$

A partir des études expérimentales, on constate en première approximation que la rigidité d'un matériau granulaire est proportionnelle à la contrainte normale élevée à une puissance. Dans un modèle K-G la rigidité peut être exprimée par les fonctions :

$$\begin{aligned} K &= K_1 p^{1-n} \\ G &= G_1 p^{1-n} \end{aligned} \quad 4.9$$

Cependant, un tel comportement ne dérive pas d'un potentiel élastique. Boyce [28] indique que G croit avec la contrainte normale seule comme il est indiqué dans l'équation précédente. Il en résulte que, pour que le comportement dérive d'un potentiel le module de compressibilité K doit aussi être fonction du déviateur q. En corrigeant l'équation précédente Boyce propose la loi suivante [28] :

$$K = K_1 p^{1-n} \left[1 - \beta \left(\frac{q}{p} \right)^2 \right]^{-1} \quad 4.10$$

$$G = G_1 p^{1-n} \quad 4.11$$

avec:

$$\beta = \frac{(n-1) K_1}{6G_1} \quad 4.12$$

Ceci implique un accroissement du module de cisaillement K pour des grandes valeurs du rapport de contraintes q/p. Pour un modèle K-G les invariants de contraintes et de déformations peuvent être reliées par les expressions :

$$\begin{aligned} \varepsilon_v &= \frac{1}{K_1} p^n \left[1 - \beta \left(\frac{q}{p} \right)^2 \right] \\ \varepsilon_q &= \frac{1}{3G_1} p^n \frac{q}{p} \end{aligned} \quad \text{avec: } n > 0 \quad 4.13$$

IV.3.3 Modèle de Boyce modifié

L'analyse précédente montre que, dans le problème de la modélisation du comportement d'une chaussée, il y a deux parties différentes à considérer. La première concerne le comportement Local qui est celui du modèle rhéologique du matériau (considéré dans les conditions de l'essai expérimental), la seconde porte sur le comportement global qui est celui du modèle de calcul de structures.

En ce qui concerne le modèle rhéologique, les essais expérimentaux sont interprétés de façon appropriée par rapport au modèle de Boyce. Les paramètres initiaux du modèle de Boyce K_1 et G_1 , ont la dimension d'une contrainte élevée à la puissance n . Afin de ramener ces paramètres à la dimension d'une contrainte, on fait intervenir une pression de référence P_a et l'on appelle les nouveaux paramètres K_a et G_a . Les relations qui lient les anciens et nouveaux paramètres s'écrivent :

$$K_a = K_1 p_a^{(1-n)} \quad G_a = G_1 p_a^{(1-n)} \quad 4.14$$

On propose de mettre les coefficients de rigidité K et G sous la forme : [29]

$$K = K_a \left(\frac{p_t}{p_a} \right)^{1-n} D \left(\frac{q}{p_t} \right)$$

$$G = G_a \left(\frac{p_t}{p_a} \right)^{1-n} \quad 4.15$$

avec

$$D \left(\frac{q}{p_t} \right) = \frac{1 + \gamma' \left(\frac{q}{p_t} \right)^2}{1 + \beta' \left(\frac{q}{p_t} \right)^2} \quad 4.16$$

- P_a désigne une pression de référence (prise conventionnellement égale à 100 kPa).
- Le terme D désigne l'influence du rapport q/p_t sur le coefficient K . Il permet de limiter la variation de K pour des grandes valeurs de q/p_t , ce qui revient aussi à limiter le coefficient de Poisson.
- P_t est la contrainte normale totale ; elle inclue donc :
 - l'effet du poids propre de la structure de chaussée.
 - l'effet de la pression due à la charge roulante.

Les paramètres K_a , G_a et n sont les paramètres du modèle expérimental. Les coefficients γ' et β' du modèle de Boyce modifié sont déterminés pour limiter le module de compressibilité K en limitant le coefficient de Poisson (ν).

IV.3.4 Détermination des coefficients du modèle de Boyce modifié

Lorsque le rapport q/p_t est petit, l'expression précédente du module K est équivalente à :

$$K = K_a \left(\frac{p_t}{p_a} \right)^{1-n} \left[1 + (\beta' - \gamma') \left(\frac{q}{p} \right)^2 \right]^{-1} \quad 4.17$$

On impose alors à cette expression d'être semblable à celle de la loi de Boyce ce qui donne :

$$\beta' - \gamma' = -\beta \quad 4.18$$

Lorsque q/p_t devient grand, l'expression de G/K devient équivalente à :

$$\frac{\beta' G_a}{\gamma' K_a} \quad 4.19$$

si on introduit une limite supérieure ν_{Lim} pour ν , on admet alors :

$$\nu_{Lim} = \frac{\frac{3}{2} - \frac{\beta' G_a}{\gamma' K_a}}{3 + \frac{\beta'^4 G_a}{\gamma'^4 K_a}} \quad 4.20$$

soit :

$$\frac{\beta'}{\gamma'} = \frac{3}{2} \frac{1 - 2\nu_1}{1 + \nu_1} \frac{K_a}{G_a} \quad 4.21$$

Dans ces conditions, on peut exprimer le module de Young et le coefficient de Poisson sous la forme suivante :

$$E = E_0 \left(\frac{p}{p_a} \right)^{1-n} \frac{1 + \gamma' \left(\frac{q}{p_t} \right)^2}{1 + \delta \left(\frac{q}{p_t} \right)^2} \quad \text{et} \quad \nu = \nu_0 \frac{1 + \omega \left(\frac{q}{p_t} \right)^2}{1 + \delta \left(\frac{q}{p_t} \right)^2} \quad 4.22$$

avec :

$$E_0 = \frac{9 G_a}{3 + \frac{G_a}{K_a}}, \quad \nu_0 = \frac{\frac{3}{2} - \frac{G_a}{K_a}}{3 + \frac{G_a}{K_a}}, \quad \delta = \frac{3\gamma' + \beta' \frac{G_a}{K_a}}{3 + \frac{G_a}{K_a}}, \quad \omega = \frac{\frac{3}{2} \gamma' - \beta' \frac{G_a}{K_a}}{\frac{3}{2} - \frac{G_a}{K_a}} \quad 4.23$$

IV.4 MODELISATION DU SOL SUPPORT

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.

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 :

$$E_r = K \times CBR^n \quad (\text{MPa}) \quad 4.24$$

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 [30]:

$$\text{D'après Shell ,} \quad E_r = 10 \times CBR \quad (\text{MPa}) \quad 4.25$$

$$\text{D'après N.D.R.L,} \quad E_r = 10 \times CBR^{0.73} \quad (\text{MPa}) \quad 4.26$$

$$\text{D'après T.R.R.L,} \quad E_r = 17.6 \times CBR^{0.64} \quad (\text{MPa}) \quad 4.27$$

N.D.R.L: National Danish Road Laboratory;

T.R.R.L: Transportation and Road Research Laboratory (la relation 4.21 est valable pour un CBR compris entre 2 et 12).

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'autres part, cet essai ne mesure pas la courbe caractéristique contraintes et 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.

IV.5 CONCLUSIONS

A partir de l'étude des modèles de comportement de graves et de sols, il ressort que pour une modélisation rationnelle de la structure de chaussée, il est nécessaire de tenir compte des propriétés intrinsèques des matériaux qui la composent. Ainsi, on a été amené à choisir, entre les modèles de comportements discutés précédemment, nous avons opté pour un modèle du type Boyce, ce choix a été motivé par les considérations suivantes :

- la simplicité de formulation du modèle de Boyce défini seulement à partir de trois paramètres indépendants (K_1 , G_1 et n).
- la compatibilité de ce modèle avec les lois de la Mécanique (existence d'un potentiel élastique).
- Il est défini à partir d'un nombre restreint d'essais .
- Il donne de bonnes corrélations avec les résultats expérimentaux effectuées au triaxial à chargements répétés, pour les graves non traitées.

CHAPITRE V

DEVELOPPEMENT D’UN MODELE LINEAIRE EQUIVALENT EN VUE DU CALCUL DYNAMIQUE DES STRUCTURES DE CHAUSSEE SOUPLES

V. 1 MODELISATION DES STRUCTURES DE CHAUSSEE

V.1.1 Position du problème

Les structures considérées sont des massifs multicouches figure 5.1, ayant une symétrie axiale d'axe Oz, le chargement étant constitué par une charge répartie sur un disque de diamètre 30 cm. Ce chargement a intensité variable, est supposé statique [5,27]. On suppose que chaque couche de matériau est homogène, isotrope, et que les couches adhèrent parfaitement les unes aux autres [34,1].

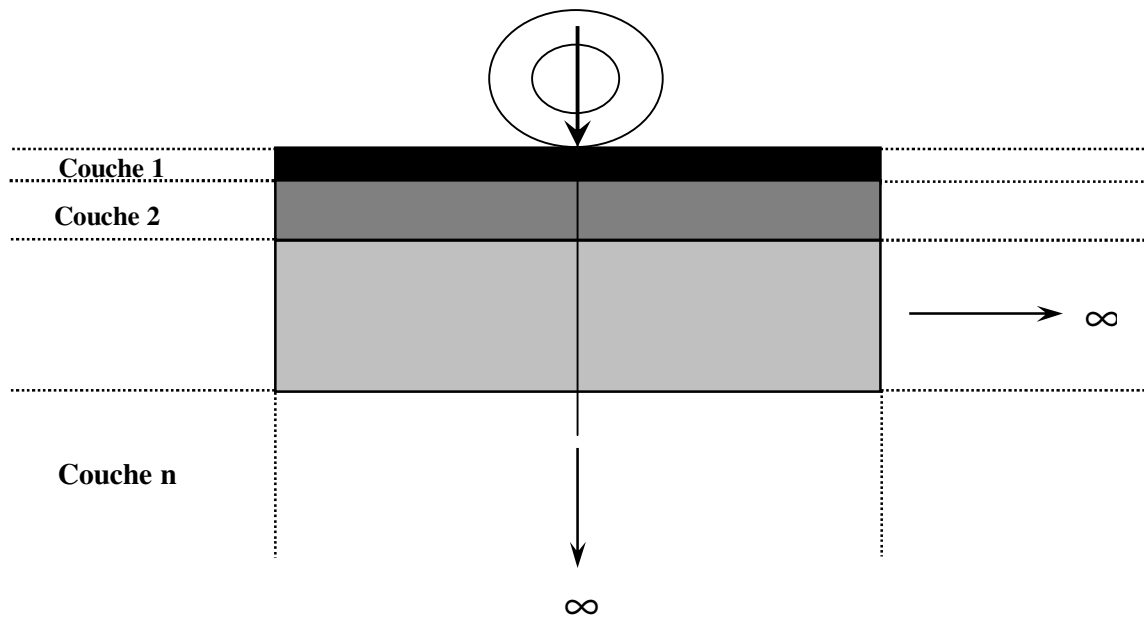


Figure 5.1 : Type de structure de chaussée considérée

V.1.2 Modélisation de la structure

V.1.2.1 Maillage et conditions aux limites

Pour résoudre le problème axisymétrique représenté par la figure 5.2, 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 5.2). 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.

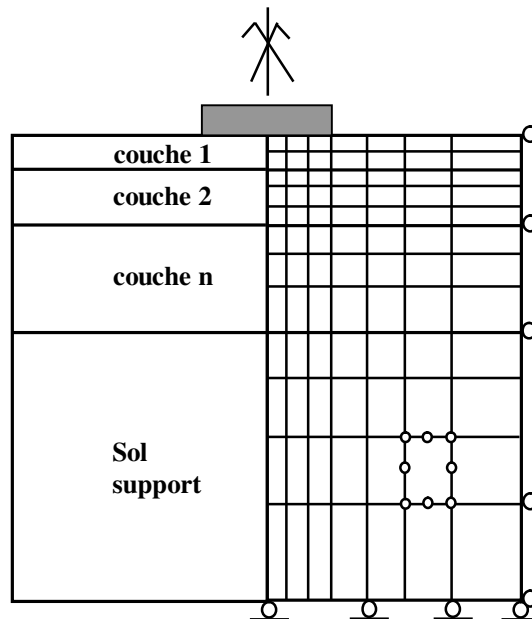


Figure 5.2 : schématisation du maillage et conditions aux limites

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 ($\sigma_{rr} = \sigma_{\theta\theta}$)
- Contrainte de cisaillement nulle ($\sigma_{rz} = 0$)
- Déplacement horizontal nul ($u = 0$)

V.1.2.2 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.

V.1.2.3 Répartition horizontale des nœuds et des éléments

On définit horizontalement trois zones verticales figure 5.3. 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).

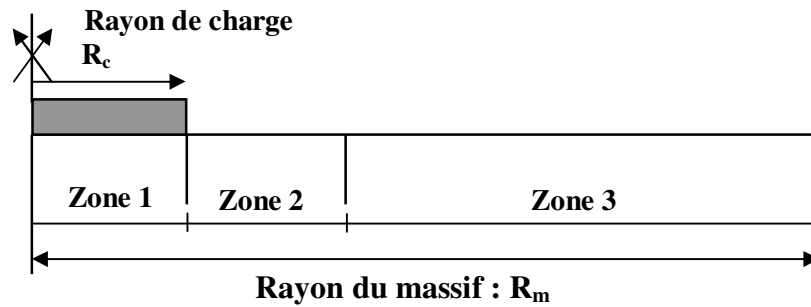


Figure 5.3 : schématisation des trois zones du maillage horizontal

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'atténuant au-delà d'une certaine distance, l'espacement des éléments peut être pris en progression géométrique.

V.1.2.4 Répartition verticale des nœuds et des éléments

La même démarche s'applique dans le cas de la répartition vertical 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).

V.2 DEVELOPPEMENT D'UN MODELE DE CALCUL LINEAIRE EQUIVALENT DES CHAUSSEES

V.2.1 Variation des caracteristiques mecaniques dans la couche de GNT

Afin d'approcher le comportement non-linéaire des chaussées souples par un calcul linéaire simplifié. On se propose de faire un calcul linéaire équivalent, en choisissant des caractéristiques élastiques issues de l'essai triaxial à chargements répétés. Pour cela, on considère des modules

d'élasticité et des coefficients de Poisson constants par couche, calculés à partir du modèle de Boyce.

Pour tenir compte de la variation de la pression moyenne (p) dans les deux couches granulaires (base et fondation), on subdivise chaque couche en deux sous-couches. La variation de (p) dans les couches granulaires en fonction de l'épaisseur de la couche de roulement, est donnée par l'abaque ci-dessous figure 5.4.

Les valeurs des modules d'élasticité et les coefficients de Poisson relatifs au grave non traité

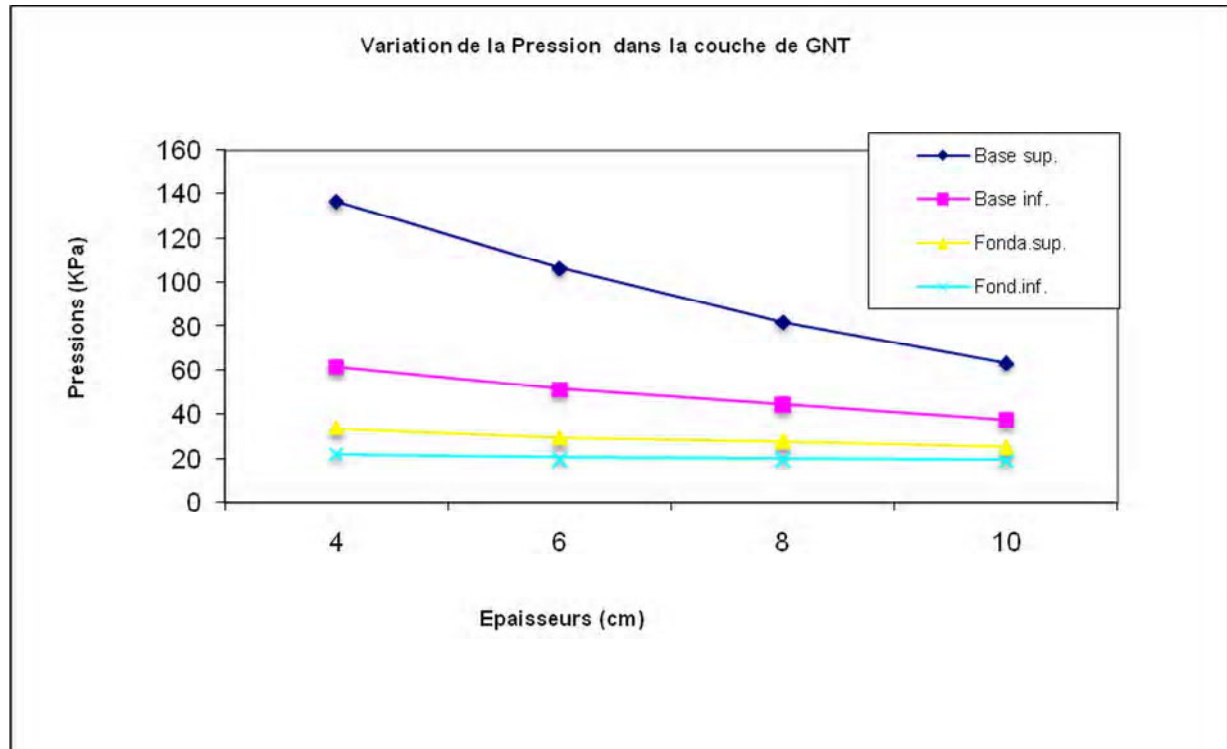


Figure 5.4: Variation de la pression moyenne en fonction de l'épaisseur de la couche de roulement

considéré (GNT de BBA) sont regroupées dans le tableau 5.1. Afin de pouvoir modéliser les structures de chaussées, la connaissance des variations des modules et des coefficients de Poisson

en profondeur est indispensable [35]. A cet effet, Nous avons été amené à représenter ces variations sur les graphes de la figure 5.11. Par ailleurs, dans le tableau 5.2 sont synthétisées, les valeurs du maillage utilisé.

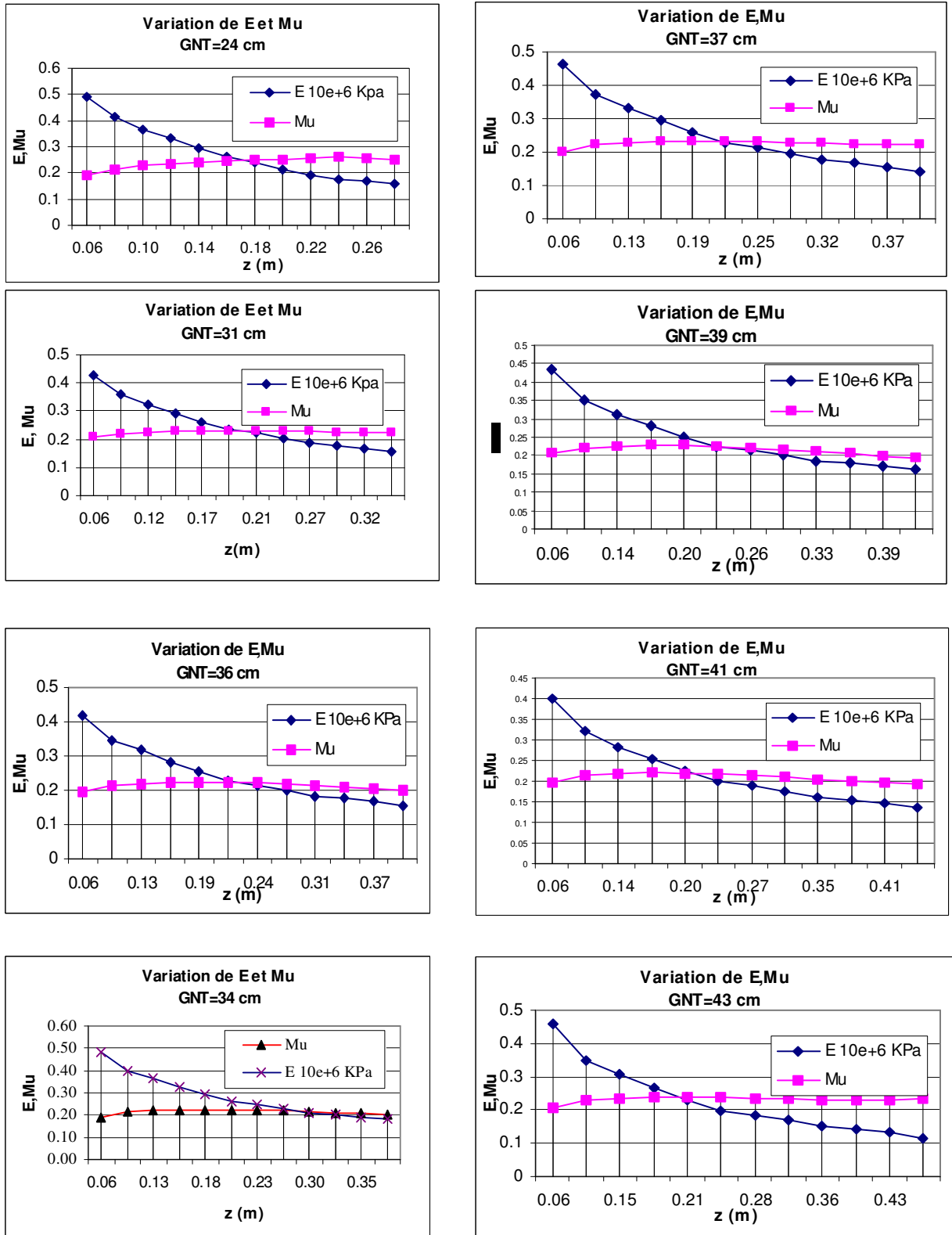


Figure 5.5: Variation du module de rigidité et du coefficient de Poisson en profondeur

Tableau 5.1 :Caractéristiques mécaniques (Linéaire équivalent)

	ST1			ST2			ST3			ST4		
	MU	E 10e+6 KPA	Ep. Cm	MU	E 10e+6 KPA	Ep. Cm	MU	E 10e+6 KPA	Ep. Cm	MU	E 10e+6 KPA	Ep. Cm
BB	0.35	1.4040	5	0.35	5.0310	5	0.35	1.6510	5	0.35	2.8960	5
GNT	0.21	0.4234	5	0.22	0.3685	7	0.21	0.4146	8	0.21	0.3594	8
GNT	0.24	0.2636	8	0.23	0.2644	8	0.22	0.2932	8	0.22	0.2546	9
GNT	0.25	0.1669	11	0.22	0.1682	16	0.21	0.2014	18	0.21	0.1757	19
SS	0.35	0.1070	600	0.35	0.1070	600	0.35	0.3500	600	0.35	0.1610	600

	ST5			ST6			ST7			ST8		
	MU	E 10e+6 KPA	Ep. Cm	MU	E 10e+6 KPA	Ep. Cm	MU	E 10e+6 KPA	Ep. Cm	MU	E 10e+6 KPA	Ep. Cm
BB	0.35	2.5070	5	0.35	5.4020	5	0.35	6.6370	5	0.35	3.0510	5
GNT	0.22	0.3889	8	0.22	0.3660	9	0.21	0.3355	9	0.22	0.4043	5
GNT	0.23	0.2595	10	0.23	0.2533	9	0.22	0.2268	10	0.24	0.2039	15
GNT	0.22	0.1667	19	0.20	0.1779	21	0.20	0.1541	22	0.23	0.1412	23
SS	0.35	0.1230	600	0.35	0.1800	600	0.35	0.1280	600	0.35	0.8800	600

Tableau 5.2 : Maillage utilisé (Linéaire équivalent)

	ST1	ST2	ST3	ST4	ST5	ST6	ST7	ST8
R(m)	Z m	Z m	Z m	Z m	Z m	Z m	Z m	Z m
3(L=0.15)	2(L=0.05)	2(L=0.05)	2(L=0.05)	2(L=0.05)	2(L=0.05)	2(L=0.05)	2(L=0.05)	2(L=0.05)
3(L=0.15)	2(L=0.05)	2(L=0.07)	2(L=0.08)	2(L=0.08)	2(L=0.08)	2(L=0.09)	2(L=0.09)	2(L=0.05)
5(L=0.5)	3(L=0.08)	3(L=0.08)	3(L=0.08)	3(L=0.09)	3(L=0.10)	3(L=0.09)	3(L=0.10)	3(L=0.15)
7 (L=5) r=1.2	4(L=0.11)	4(L=0.16)	4(L=0.18)	4(L=0.19)	4(L=0.19)	4(L=0.21)	4(L=0.22)	4(L=0.23)
7(L=6) r=1.2								

Les simulations numériques des bassins de déflexion, dans le cas du modèle linéaire équivalent, sont traités par le Programme d’Analyse des Structures ‘‘SAP2000’’ [36]. Les résultats numériques issus des simulations précitées sont données dans le tableau 5.3 et sont illustrés sous forme graphiques dans la figure 5.6.

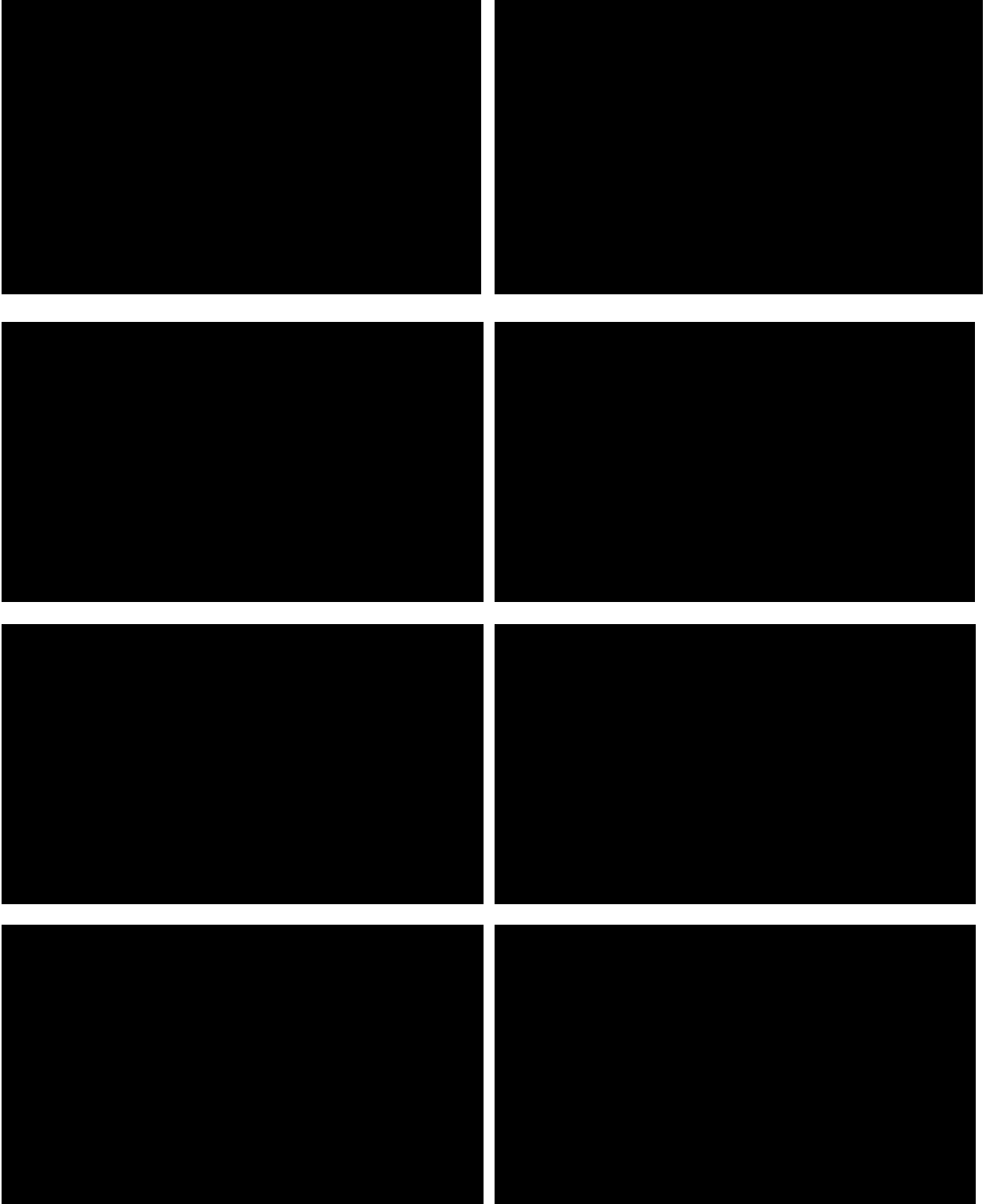


Figure 5.6 : Bassins de déflexion HWD-Simulés

Tableau 5.3 : Bassins de déflexion Simulés "linéaire équivalent"

	ST1	ST2	ST3	ST4	ST5	ST6	ST7	ST8
R(m)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)
0	578,54	429,70	390,00	418,63	465,57	386,68	441,03	590,07
0.3	270,93	202,80	156,37	183,98	217,96	170,56	218,30	292,14
0.4	210,45	154,90	117,42	140,67	170,91	127,73	168,62	230,85
0.5	168,57	123,20	92,29	112,23	139,03	100,39	135,47	189,71
0.6	137,95	100,80	74,80	92,01	115,70	81,58	111,91	159,79
0.9	86,24	63,78	46,57	58,28	74,89	51,38	72,25	106,46
1.2	56,42	42,05	30,59	38,57	50,11	33,96	48,34	72,79
1.5	39,45	29,43	21,50	27,11	35,30	23,89	34,11	51,87
1.8	28,76	21,61	15,73	19,90	25,84	17,64	25,20	38,20

V.2.2 Interprétation des résultats et discussion

Le phénomène transitoire étant négligé dans ce chapitre, il est utile de préciser que les bassins de déflexion sont générés par un chargement qui est uniformément réparti sur une plaque de 30 cm de diamètre. Ce chargement correspond aux pics enregistrés par le capteur force.

Des graphes, de la figure 5.6, on remarque que les déplacements convergent vers la même valeur limite quand on s'éloigne du point de chute du chargement (quand R tend vers l'infini). Par contre, on a enregistré des déplacements variables sur le même point (R égal à zéro).

En pratique, on s'intéresse seulement [37] aux déflexions maximales engendrées par le passage d'une roue simple équivalente (RSE). A cet effet, la droite d'ajustement représentée par le graphe de la figures 5.7 correspond aux valeurs limites supérieures des déplacements mesurés par le système HWD et ceux simulés par le SAP dans le cas linéaire équivalent.

En vertu des recommandations du guide des renforcements [37], la déflexion prise en compte dans le calcul des structures de chaussée se résume à la déflexion caractéristique (d_c). Cette dernière est définie comme suit : $d_c = m + 2 \cdot \sigma$; m : moyenne des pics enregistrés; σ : écart type.

Les déflexions caractéristiques estimées à partir des mesures in situ et ceux simulées dans le cas étudié, sont données dans le tableau 5.5.

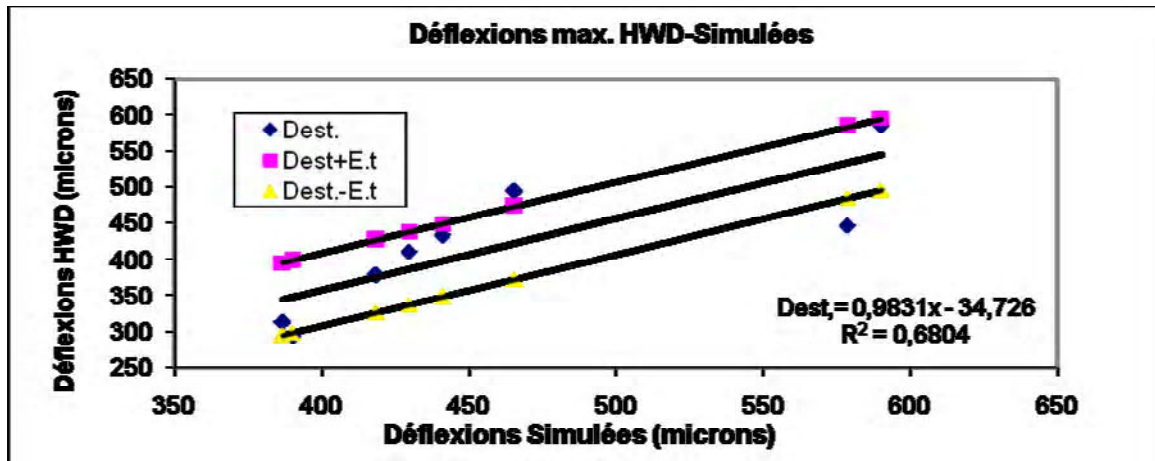


Figure 5.7 : Corrélation HWD-Simulé (linéaire équivalent)

Tableau 5.4 : Erreur type

	ST1	ST2	ST3	ST4	ST5	ST6	ST7	ST8
R=0	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)
HWD	447	412	294	379	494	314	434	586
Bassins simulés- Linéaire équivalent	578,54	429,70	390,00	418,63	465,57	386,68	441,03	590,07
Erreurs type (E.t) : Linéaire équivalent-HWD	49.11							

Tableau 5.5 : Déflexions caractéristiques

	ST1	ST2	ST3	ST4	ST5	ST6	ST7	ST8	Déflexions Caractéris- tiques	Ecart relatifs (%)	Observations
Cas étudiés	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)			
HWD	447	412	294	379	494	314	434	586	609.45	0	/
Bassins simulés- Linéaire équivalent	578,54	429,70	390,00	418,63	465,57	386,68	441,03	590,07	621.47	1.97	Par excès

V.3 ANALYSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES DE CHAUSSEES SOUPLES

V.3.1 Introduction

Cette partie de l'étude est consacrée à l'analyse, par utilisation de la méthode des éléments finis, des structures de chaussée qui correspondent aux 8 stations de mesure. Par ailleurs, il sera considéré deux modes de chargement en régime dynamique. On se limitera dans ce qui suit à l'évaluation de la déflexion maximale dans le cas du comportement linéaire équivalent des chaussées souples.

V.3.2 Chargement réel digitalisé

Lors de la réalisation des essais au H.W.D, la structure de chaussée est soumise à un chargement dynamique qui est transmis par le biais d'une plaque circulaire élastique [38,39,40], de 30 cm de diamètre. L'histoire de chargement produite par l'effet d'impact est retracée par un capteur force de type LVDT. Nous rappelons que dans le cas de l'analyse statique des chaussées souples, nous avons supposé un chargement uniforme dont l'intensité correspond au pic enregistré par le capteur force. En réalité, le chargement réel suit une courbe apparemment symétrique en forme de cloche Figure 5.10.

V.3.3 Modélisation du chargement

Le passage d'une roue mobile à travers un point donné de la chaussée, produit un chargement ayant une forme sinusoidale [40,41,42] figure 5.8. La charge mobile ainsi produite est représentée par la relation suivante:

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

ou,

σ_0 : chargement maximale produit par le passage d'une roue,

ω : pulsation,

conventionnellement on prend $T = 2t$,

't' étant le temps de sollicitation dû à la charge appliquée.

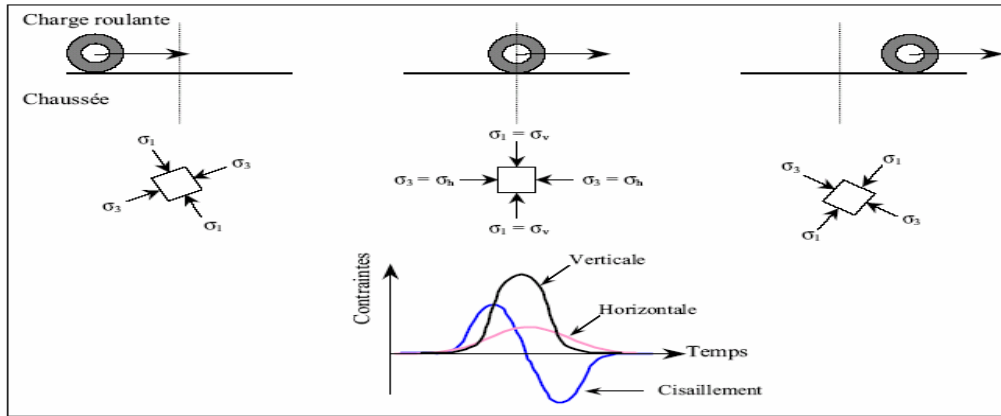


Figure 5.8 : Sollicitations induites dans le corps de chaussée.

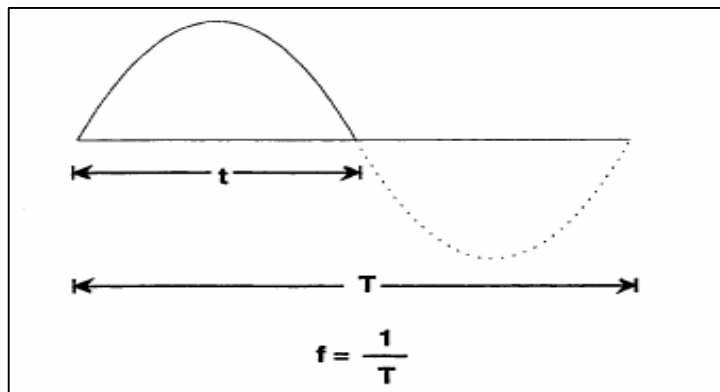


Figure 5.9 : Définition de la période du chargement

Ce type de chargement correspond également à celui qui est produit par le système HWD [38,39], pour un temps égal à 35 millisecondes. Ce dernier correspond au demi cycle de la fig. 5.9. La fréquence qui en résulte est de l'ordre de 15 Hz. On gardera la même fréquence de chargement pour le signal réel figures 5.10.

Dans ce qui suit, on s'intéressera à la résolution du problème de la chaussée par application directe du chargement réel en premier lieu, puis par application du chargement modélisé en forme de sinus en second lieu.

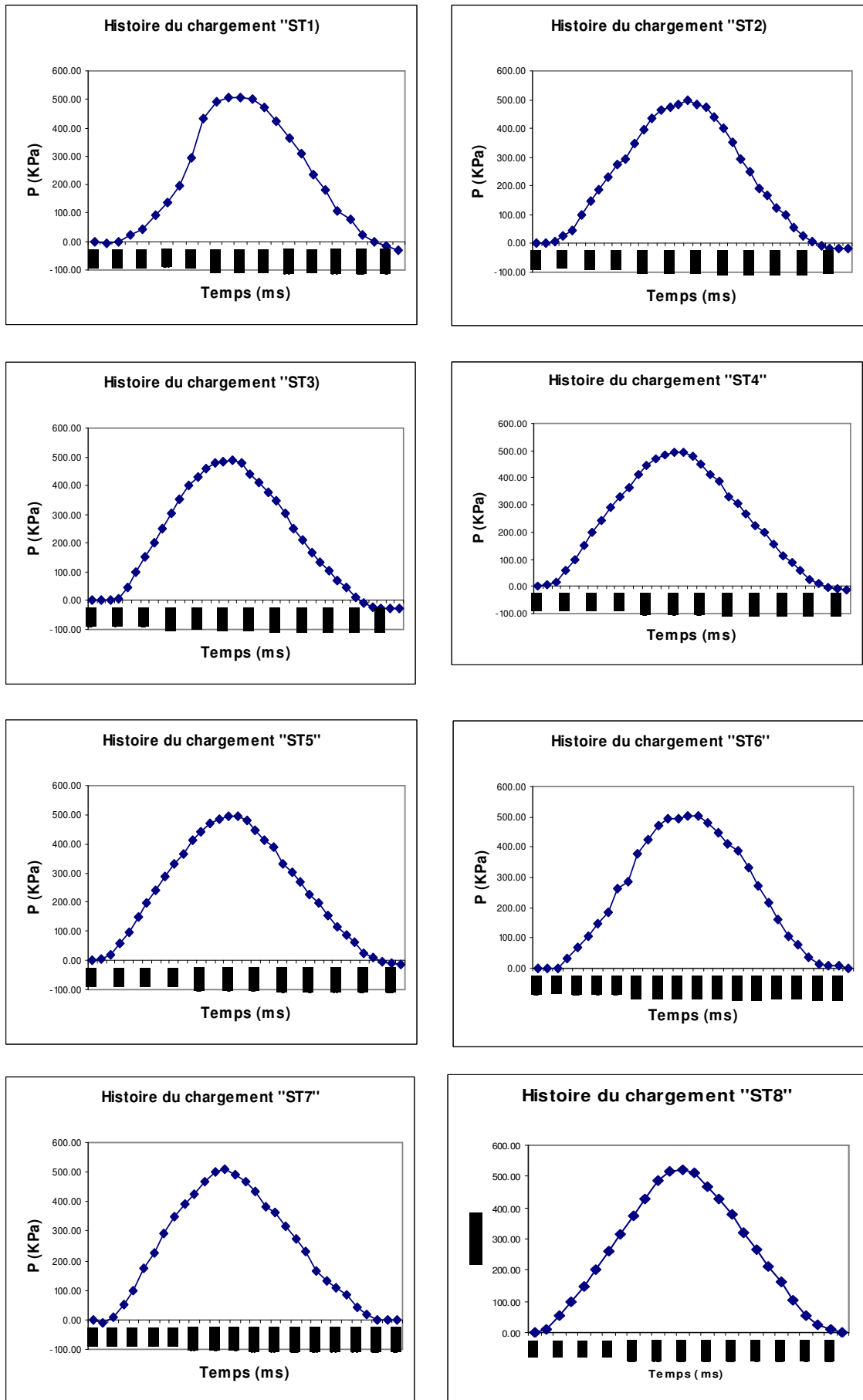


Figure 5.10 :Chargement réel digitalisé

V.4 RESOLUTION DES EQUATIONS DE MOUVEMENT

V.4.1 Théorème de la quantité de mouvement

Soit un solide déformable de volume V , soumis à des forces surfaciques sur une surface St et dont les déplacements sont imposés le long d'une surface Su , Figure 5.11.

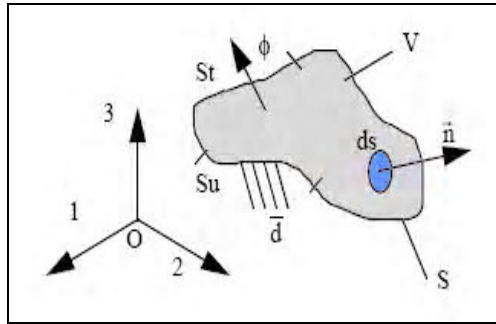


Figure 5.11 : représentation d'un solide déformable

Le théorème de la quantité de mouvement appliqué au corps déformé permet d'écrire :

$$\int_V \frac{d}{dt} (\dot{d}_i \cdot \rho \cdot dV) = \int_S \phi_i \cdot dS + \int_V b_i \cdot \rho \cdot dV \quad (5.22)$$

\dot{d}_i : sont les composantes du vecteur vitesse ; ρ : est la masse volumique ;

ϕ_i : sont les composantes des actions de surface agissant sur un élément d'aire dS du corps déformé ;

b_i : sont les composantes des actions volumiques par unité de masse.

Comme la masse du solide est supposée constante, le premier membre de l'équation peut également s'écrire :

$$\int_V \frac{d}{dt} (\dot{d}_i \cdot \rho \cdot dV) = \int_V \rho \cdot \ddot{d}_i \cdot dV \quad (5.23)$$

Où ,

\ddot{d} sont les composantes du vecteur accélération définies par : $\ddot{d}_i = \frac{d}{dt} (\dot{d}_i)$

L'équation [5.21] s'écrit alors :

$$\int_V \rho (b_i - \ddot{d}_i) dV + \int_S \phi_i dS = 0 \quad (5.24)$$

Les actions de surface peuvent être exprimées à partir du tenseur des contraintes :

$$\phi_i = \sigma_{ij} \cdot n_j \quad \text{où :} \quad (5.25)$$

σ_{ij} : sont les composantes du tenseur des contraintes de Cauchy ;

n_j : sont les composantes de la normale extérieure de l'élément de surface dS .

D'où, pour n'importe quel point du solide (théorème de la divergence):

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho (b_i - \ddot{d}_i) + \sigma_{ij,j} = 0 \text{ avec } \sigma_{ij,j} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} \\ \text{où :} \\ \left. \begin{array}{l} \sigma_{ij} n_j = \phi_i \text{ sur St} \\ d_i = \bar{d}_i \text{ sur Su} \end{array} \right\} \text{conditions aux limites} \\ \left. \begin{array}{l} d_i = d_{i0}, \dot{d}_i = \dot{d}_{i0} \text{ à } t = 0 \end{array} \right\} \text{conditions initiales} \end{array} \right. \quad (5.26)$$

V.4.2 Principe des travaux virtuels

En multipliant les deux membres de l'équation [5.24] par un déplacement virtuel δu^* cinématiquement admissible, tel que $\delta u^* = 0$ sur S_u , et en intégrant l'expression sur le volume, on obtient l'expression du principe des travaux virtuels :

$$\int_V \rho (b_i - \ddot{d}_i) \delta u_i^* dV + \int_V \sigma_{ij,j} \delta u_i^* dV = 0 \quad (5.27)$$

qui, en appliquant le théorème de la divergence, peut également s'écrire :

$$\int_V \rho (b_i - \ddot{d}_i) \delta u_i^* dV - \int_V \sigma_{ij} \delta u_{i,j}^* dV + \int_{S_i} \phi_i \delta u_i^* dS = 0 \quad (5.28)$$

V.4.3 Discrétisation spatiale de l'équation d'équilibre

Le solide déformable de volume V est discrétisé à partir d'éléments axisymétriques quadrilatères à 8 noeuds Figure 5.2. Les composantes des déplacements et des accélérations se déduisent de leurs

valeurs aux noeuds du maillage par les fonctions de forme : $\ddot{\vec{d}} = [N]^T \{\ddot{\vec{d}}\}$

$$\vec{d} = [N]^T \{\vec{d}\} \quad (5.29)$$

où :

[N] est une matrice [axb] :

- a représentant le nombre de degrés de liberté de l'élément ;
- b représentant la dimension de l'espace discrétisé (2 en axisymétrique) ;

\dot{d} : est le vecteur composé des déplacements nodaux pour chaque degré de liberté ;

\ddot{d} : est le vecteur composé des accélérations nodales pour chaque degré de liberté.

En prenant

$$\delta \bar{u}^* = [N]^T \{ \delta u^* \} \quad (5.30)$$

et en introduisant la matrice gradient des fonctions de forme [B], le principe des travaux virtuels à l'instant t s'écrit d'après la relation 5.27 :

$$\int_{\text{éléments } \bar{T}_e} [B]^T \{ \sigma \} dV_e + \int_{\text{éléments } \bar{T}_e} \rho [N][N]^T \{ \ddot{d} \} dV_e = \int_{\text{éléments } \bar{S}_e} [N] \{ \phi \} dS_e + \int_{\text{éléments } \bar{T}_e} \rho [N] \{ b \} dV_e \quad ((5.31))$$

Où $\int_{\text{éléments}}$ éléments symbolise le passage des intégrales élémentaires aux intégrales sur l'ensemble du maillage.

La relation 5.31, s'écrit alors :

$$\{ F^{int} \} + [M] \{ \ddot{d} \} = \{ F^{ext} \} \quad (5.32)$$

En introduisant un terme supplémentaire (C) à l'équation [5.11] pour tenir compte de l'amortissement du système lorsque la loi de comportement modélisée n'est pas dissipatrice :

$$\{ F^{int} \} + [C] \{ \dot{d} \} + [M] \{ \ddot{d} \} = \{ F^{ext} \} \quad (5.33)$$

Avec,

$$\{ F^{int} \} = \int_{\text{éléments } \bar{T}_e} [B]^T \{ \sigma \} dV_e$$

$$\{ F^{ext} \} = \int_{\text{éléments } \bar{S}_e} [N] \{ \phi \} dS_e + \int_{\text{éléments } \bar{T}_e} \rho [N] \{ b \} dV_e$$

$$[M] = \int_{\text{éléments } \bar{T}_e} \rho [N][N]^T dV_e$$

La résolution de l'équation 5.33 est réalisée à partir de la méthode de Newmark.

V.4.4 Méthode de résolution de Newmark

L'approche la plus généralement utilisée pour la résolution des équations dynamiques d'équilibre d'un système discret est l'intégration numérique directe. Ceci nous ramène à satisfaire l'équilibre dynamique aux points discrets au temps "t" après que la solution ait été définie au temps "t" égal à zéro.

La plupart des méthodes utilisent un pas de temps à intervalle constant : $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, 4\Delta t, \dots, n\Delta t$; cependant, toutes ces approches peuvent être classifiées en tant que méthodes d'intégration explicites ou implicites.

Les méthodes explicites n'impliquent pas la résolution d'un ensemble d'équations linéaires à chaque pas de temps. Fondamentalement, ces méthodes utilisent la solution donnée à l'instant "t" et prévoient la solution à l'instant "t+ Δt ". La stabilité de ces méthodes dépend du pas de temps utilisé [43,44].

Les méthodes implicites essaient de satisfaire l'équation au temps "t" après avoir obtenu la solution au temps "t- Δt ". Contrairement au schéma explicite, ces méthodes exigent la résolution d'un système d'équations linéaires à chaque pas de temps et peuvent être conditionnellement ou inconditionnellement stables [43].

Newmark [43,44] a présenté une famille de méthodes d'intégration pas à pas pour la résolution des problèmes dynamiques relatifs à l'action sismique. Pendant plusieurs années, cette

méthode a été appliquée à l'analyse dynamique des structures. En outre, elle a été modifiée et améliorée par beaucoup d'autres chercheurs.

Pour illustrer l'utilisation de cette famille de méthodes d'intégration numériques, on considère la solution du système d'équations linéaires d'équilibre dynamique, écrites sous la forme suivante:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_t + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_t + \mathbf{K}\mathbf{u}_t = \mathbf{F}_t \quad (5.34)$$

\mathbf{M} est la matrice masse, \mathbf{C} est la matrice d'amortissement au sens de Rayleigh ($\mathbf{C} = a\mathbf{M} + b\mathbf{K}$, (a,b) des scalaires définis à partir de deux valeurs de fréquences modales et des pourcentages d'amortissement nodaux correspondants), et \mathbf{K} la matrice de rigidité. L'application directe du développement de Taylor donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{u}_t = \mathbf{u}_{t-\Delta t} + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^3}{6} \dddot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} + \dots \\ \dot{\mathbf{u}}_t = \dot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} + \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{2} \dddot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} + \dots \end{array} \right. \quad (5.35)$$

Les équations 5.35 sont exprimées par Newmark, sous la forme suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{u}_t = \mathbf{u}_{t-\Delta t} + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} + \beta \Delta t^3 \ddot{\mathbf{u}} \\ \dot{\mathbf{u}}_t = \dot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} + \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} + \gamma \Delta t^2 \ddot{\mathbf{u}} \end{array} \right. \quad (5.36)$$

Si l'accélération est supposée linéaire pour chaque pas de temps, la dérivée troisième ($\ddot{\mathbf{u}}$) peut s'écrire alors :

$$\ddot{\mathbf{u}} = \frac{(\ddot{\mathbf{u}}_t - \ddot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t})}{\Delta t} \quad (5.37)$$

La substitution de l'équation (5.16) dans le système d'équations (5.17) donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{u}_t = \mathbf{u}_{t-\Delta t} + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \ddot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} + \beta \Delta t^2 \ddot{\mathbf{u}}_t \\ \dot{\mathbf{u}}_t = \dot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} + (1 - \gamma) \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} + \gamma \Delta t \ddot{\mathbf{u}}_t \end{array} \right. \quad (5.38)$$

Newmark a résolu les équations (5.35 à 5.38) par itération successive à chaque pas de temps et pour chaque déplacement des degrés de liberté du système discret.

Wilson [21] a reformulé la méthode Newmark, en introduisant une résolution directe du système d'équations (5.38) à chaque pas de temps, en réécrivant ces équations sous la forme suivante:

$$\left\{ \begin{array}{l} \ddot{\mathbf{u}}_t = b_1 (\mathbf{u}_t - \mathbf{u}_{t-\Delta t}) + b_2 \dot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} + b_3 \ddot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} \\ \dot{\mathbf{u}}_t = b_4 (\mathbf{u}_t - \mathbf{u}_{t-\Delta t}) + b_5 \dot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} + b_6 \ddot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} \end{array} \right. \quad (5.39)$$

Ou les constantes b_1 à b_6 sont définies dans le tableau 5.6. La substitution des équations (5.39) dans l'équation (5.13) donne :

$$(b_1 \mathbf{M} + b_4 \mathbf{C} + \mathbf{K}) \mathbf{u}_t = \mathbf{F}_t + \mathbf{M} (b_1 \mathbf{u}_{t-\Delta t} - b_2 \dot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} - b_3 \ddot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t}) + \mathbf{C} (b_4 \mathbf{u}_{t-\Delta t} - b_5 \dot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t} - b_6 \ddot{\mathbf{u}}_{t-\Delta t}) \quad (5.40)$$

L'algorithme d'intégration direct de Newmark est récapitulé dans le tableau 5.6.

Tableau 5.6 : Algorithme de Newmark**I. CALCUL INITIAL**

A. Formation de la matrice de rigidité **K**, matrice masse **M** et la matrice d'amortissement **C**

B. Spécification des paramètres d'intégration β et γ

C. Calcul des constantes d'intégration :

$$b_1 = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \quad b_2 = \frac{1}{\beta \Delta t} \quad b_3 = \beta - \frac{1}{2}$$

$$b_4 = \gamma \Delta t b_1 \quad b_5 = 1 + \gamma \Delta t b_2 \quad b_6 = \Delta t (1 + \gamma b_3 - \gamma)$$

D. Formation de la matrice de rigidité effective :

$$\bar{K} = K + b_1 M + b_4 C$$

E. Triangularisation de la matrice de rigidité effective :

$$\bar{K} = LDL^T$$

F. Spécification des conditions initiales :

$$u_0, \dot{u}_0, \ddot{u}_0$$

II. POUR CHAQUE PAS DE TEMPS , $t = \Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t \dots$

A. Calcul du vecteur force effectif

$$\bar{F}_t = F_t + M(b_1 u_{t-\Delta t} - b_2 \dot{u}_{t-\Delta t} - b_3 \ddot{u}_{t-\Delta t}) + C(b_4 u_{t-\Delta t} - b_5 \dot{u}_{t-\Delta t} - b_6 \ddot{u}_{t-\Delta t})$$

B. Solution donnant les vecteurs de déplacement à l'instant 't'

$$LDL^T u_t = \bar{F}_t$$

C. Calcul des vitesses et des accélérations à l'instant 't'

$$\dot{u}_t = b_4 (u_t - u_{t-\Delta t}) + b_5 \dot{u}_{t-\Delta t} + b_6 \ddot{u}_{t-\Delta t}$$

$$\ddot{u}_t = b_1 (u_t - u_{t-\Delta t}) + b_2 \dot{u}_{t-\Delta t} + b_3 \ddot{u}_{t-\Delta t}$$

D. Allez à l'étape II.A, avec $t = t + \Delta t$

Notez que les constantes b_1 à b_6 sont définies qu'une seule fois, en fixant les paramètres (β et γ). En outre, pour les systèmes linéaires, la matrice de rigidité dynamique effective est estimée qu'une seule fois.

Cas particuliers :

$\gamma = 1/2, \beta = 1/4$, correspond à la méthode des accélérations constantes (trapèze), implicite

$\gamma = 1/2, \beta = 1/6$, correspond à la méthode des accélérations linéaires,

$\gamma = 1/2, \beta = 0$, correspond à la méthode des différences centrées, qui peut être explicite,

$\gamma = 1/2, \beta = 1/12$, correspond à la méthode de Fox-Goodwin.

Stabilité de la méthode de Newmark :

Pour les systèmes libres, le schéma de Newmark est conditionnellement stable [43] dans les cas suivants : .

$$\beta \leq 1/2, \gamma \geq 1/2, \text{ et } \Delta t \leq 1/[\omega_{\max} \sqrt{(\gamma/2 - \beta)}] \quad (5.41)$$

ω_{\max} : fréquence maximale dans le système discret composant la structure.

Pour les systèmes libres et un nombre de degrés de liberté important , le schéma de Newmark est conditionnellement stable [43] dans les cas suivantes : .

$$2\beta \geq \gamma \geq 1/2 \text{ et } \Delta t/T_{\min} \leq 1/[2\pi \sqrt{(\gamma/2 - \beta)}] \quad (5.42)$$

Si $\gamma \geq 1/2$ et $\gamma > 2\beta$, le schéma est conditionnellement stable (CS) [45] et la condition de stabilité est :

$$\Delta t = 1/[\omega \sqrt{(\gamma/2 - \beta)}] \quad (5.43)$$

V.4.5 Simulation numérique des bassins de déflexion

Les structures proposées dans le cas de cette simulation sont basées sur le comportement linéaire équivalent qui est issu du comportement non linéaire, les données du modèle géométrique utilisées ainsi que les caractéristiques mécaniques sont données dans le paragraphe V.2.

La masse volumique ainsi que le poids volumique composant chaque couche des structures de chaussée sont synthétisés dans le tableau 5.7. Le taux d'amortissement utilisé [38] pour tous les cas de chargement est de 10 %.

Tableau 5.7 : Paramètres utilisé dans les simulations en dynamique

Couche	1	2	3	4	5
Masse volumique (Kg/m3)	2.6	2.2	2.2	2.2	1.8
Poids volumique (KN/m3)	26	22	22	22	18

Amortissement (%)	f (Hz)	γ	β
10	15	0.5	0.25

Le maillage utilisé dans les simulations numériques est composé de 18x18 éléments. Le sol support est modélisé par 7 éléments dont la taille varie en progression géométrique sur 6 m de profondeur. Les résultats de ces simulations sont données dans les tableaux 5.8 et 5.9 et sont illustrés sous forme graphique par la figure 5.12.

Tableau 5.8: bassins de déflexion "chargement réel"

	ST1	ST2	ST3	ST4	ST5	ST6	ST7	ST8
R	Uz	Uz	Uz	Uz	Uz	Uz	Uz	Uz
(m)	(microns)	(microns)	(microns)	(microns)	(microns)	(microns)	(microns)	(microns)
0	440	399	306	365	459	324	435	571
0.3	217	193	130	178	222	148	220	286
0.4	172	149	99	138	176	113	173	228
0.5	141	121	80	112	146	91	141	189
0.6	118	101	66	94	123	75	119	162
0.9	80	67	43	63	84	50	81	113
1.2	58	48	31	46	61	36	59	83
1.5	46	38	24	36	49	28	47	66
1.8	36	30	19	28	39	22	37	52

Tableau 5.9 : bassins de déflexion "chargement sinusoïdal"

	ST1	ST2	ST3	ST4	ST5	ST6	ST7	ST8
R	Uz	Uz	Uz	Uz	Uz	Uz	Uz	Uz
(m)	(microns)	(microns)	(microns)	(microns)	(microns)	(microns)	(microns)	(microns)
0	485	393	330	420	466	353	446	589
0.3	242	193	141	193	228	162	228	301
0.4	192	151	108	150	182	124	179	242
0.5	158	123	87	122	150	100	146	202
0.6	133	103	72	102	128	83	123	173
0.9	96	74	51	74	93	60	90	128
1.2	65	50	34	50	63	39	61	90
1.5	51	39	25	39	50	30	48	70
1.8	42	32	21	32	42	25	40	60

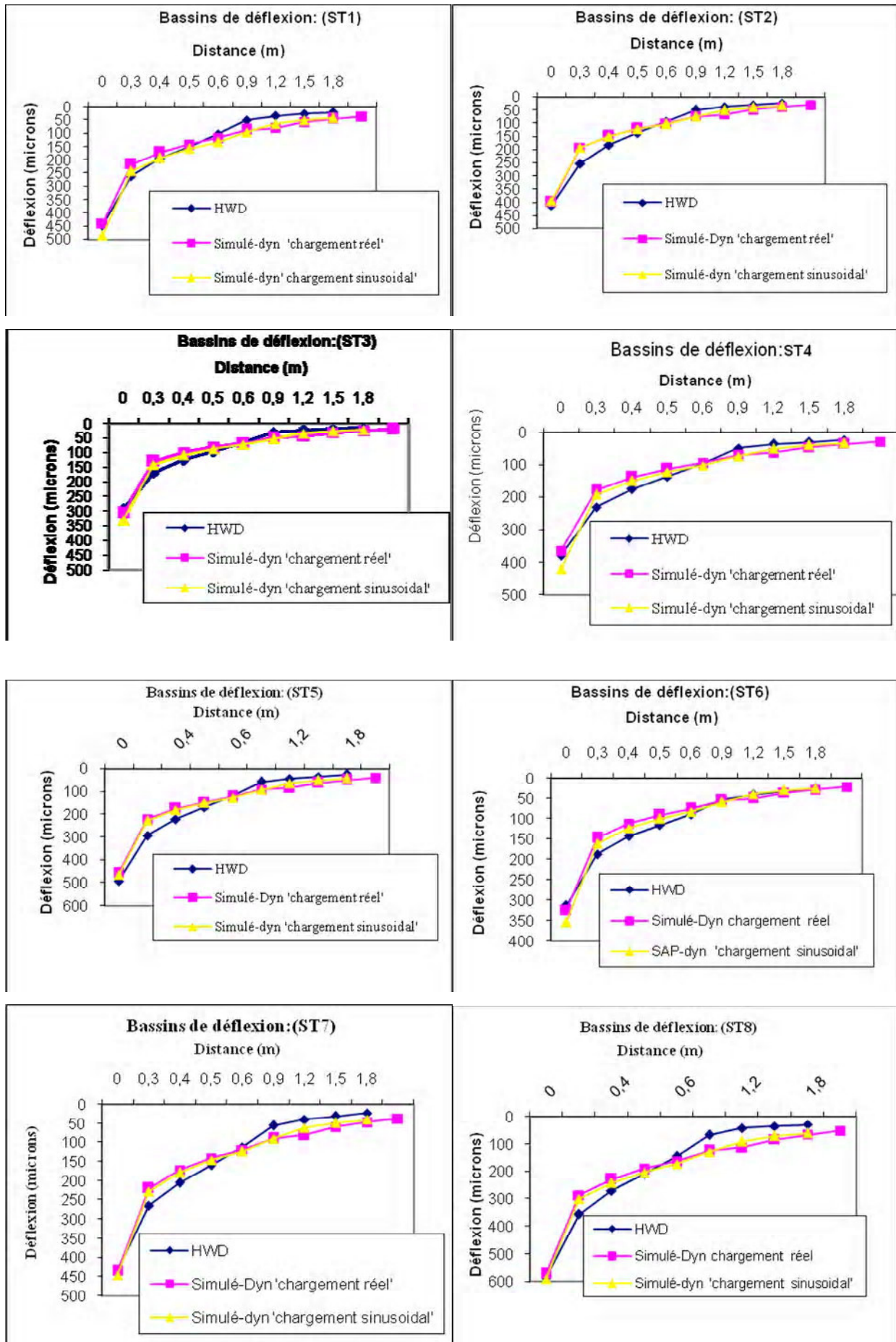


Figure 5.12 : Comparaison des bassins de déflexion

V.4.6 Discussion des résultats issus de l'approche dynamique

Les droites d'ajustement des figures 5.13 et 5.14, qui correspondent aux valeurs maximales mesurées par le système HWD et ceux simulées, présentent des coefficients de détermination très satisfaisants à savoir :

- $R^2=0.98$ dans le cas de la simulation du chargement réel et un écart relatif d'environ 4.43 % qui s'insère bien dans les limites tolérées (10%).
- $R^2=0.92$ dans le cas du chargement modélisé et un écart relatif d'environ 4.43 %.

Le tableau 5.10 donne les erreurs types de l'ajustement des déflexions aux pics.

Tableau 5.10 : Erreurs types " approche dynamique "

		ST1	ST2	ST3	ST4	ST5	ST6	ST7	ST8
HWD		447	412	294	379	494	314	434	586
Chargement réel		440	399	306	365	459	324	435	571
Chargement modélisé		485	393	330	420	466	353	446	589
Erreurs types (microns)	Chargement réel –HWD	13.16							
	Chargement Modélisé-HWD	28.3							
	Chargement Modélisé-réel	21.64							

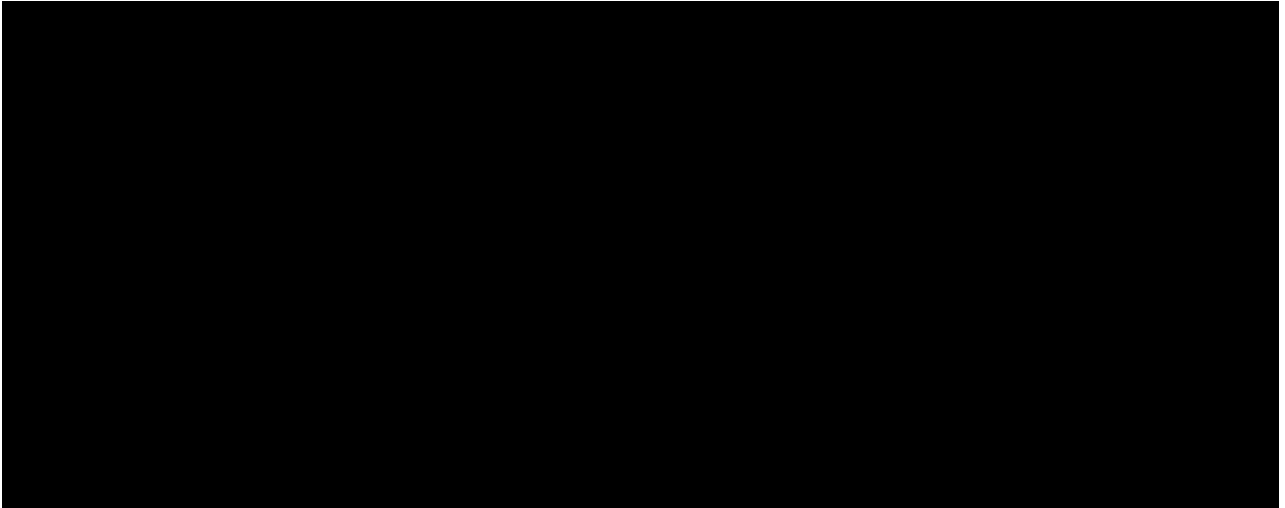


Figure 5.13 : corrélation HWD-Chargement réel.

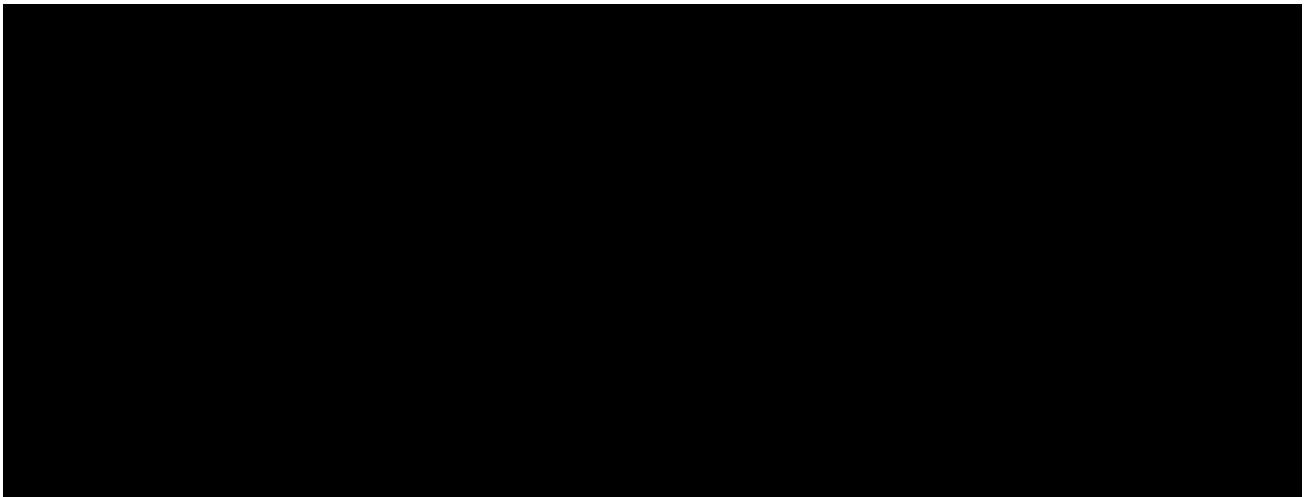


Figure 5.14 : Corrélation HWD-Chargement modélisé.



Figure 5.15 : Corrélation chargement "réel-modélisé".

Les graphes de la figure 5.13 et de la figure 5.14, montre clairement que 50% des points mesurés s'inscrivent à l'intérieur des bandes définies par les deux droites qui se situent à une distance verticale égale à "E.t" des droites de régression. Si les points sont normalement distribués par rapport aux droites de régression, la théorie prévoit que 68% d'entre eux seront situés dans la bande. Toutefois, les coefficients de détermination enregistrés dans le cas de ces simulations sont très satisfaisants. En particulier, dans le cas du chargement réel ($R^2=0.98$). Par ailleurs, la comparaison des valeurs aux pics, des déflexions calculées dans le cas linéaire équivalent (figure 5.15), montre qu'une bonne corrélation ($R=94.4$) existe entre les deux cas de chargement simulés. L'erreur type qui en découle est de 21.64 microns. Dans le cadre des hypothèses du guide de renforcement, le tableau 5.11, montre que les déflexions caractéristiques estimées dans les deux cas de chargement, donnent de très bons résultats.

Tableau 5.11 : Déflexions caractéristiques "Approche dynamique"

Cas étudiés	ST1	ST2	ST3	ST4	ST5	ST6	ST7	ST8	Déflexions Caractéristiques	Ecart relatif (%)	Observations
	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)	Uz (microns)			
HWD	447	412	294	379	494	314	434	586	609,45	/	/
Chargement réel	440	399	306	365	459	324	435	571	581,67	4,55	Par excès
Chargement modélisé	485	393	330	420	466	353	446	589	586,52	3,76	Par excès

V.5 CONCLUSION

En vertu des résultats issus de cette simulation, dans les différents cas étudiés. Il s'avère que la modélisation du chargement réel par une sinusoïde donne une bonne estimation des déflexions. Il convient aussi de noter que l'utilisation du modèle de comportement linéaire équivalent est d'un double intérêt, à savoir :

- C'est un modèle de comportement qui convient assez bien pour les études de renforcement des chaussées, comme il a été montré précédemment,
- C'est aussi un modèle qui convient assez bien pour l'estimation des déflexions réelles qui sont issues du système HWD.

VI. CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES.

La présente recherche se veut une modeste contribution aux efforts consentis dans la modélisation non seulement du comportement mécanique des structures de chaussées soumises à l'impact dynamique induit par le système HWD, mais aussi à la caractérisation des matériaux granulaires non traités en général et des graves Algériennes en particulier, utilisées couramment dans les corps de chaussée. Parmi les buts recherchés dans cette présente thèse, c'est de présenter une méthodologie qui permettrait de mettre au point, un moyen qui pourrait simuler au mieux les bassins de déflexion issus du système HWD. A cet effet, le programme de travail mené s'est articulé au tour de trois volets principaux de recherche.

Dans le premier volet et en premier lieu, les principaux résultats issus de la campagne de mesures de déflexion réalisées sur le site expérimental sont présentés. En second lieu, les résultats issus des différents essais laboratoires sont donnés, notamment ceux relatifs à l'essai Triaxial à Chargement Répétés. Cet essai nous a permis de mieux cerner le comportement de la grave non traité et de mettre en évidence sa non linéarité qui est induite d'une manière naturelle. En dernier lieu, une présentation de différents modèles relatifs à la grave non traité sont exposés.

Dans le deuxième volet, la modélisation des structures de chaussées souples, en comportement linéaire équivalent a été validé. En outre, des programmes de calcul par éléments finis ont été utilisés dans le but de l'estimation des bassins de déflexion du modèle suscité, en particulier le programme de calcul des structures SAP2000, dans le cas du comportement linéaire équivalent, et le programme de calcul PANCH dans le cas du comportement non linéaire. Dans ce dernier cas, la non linéarité intéresse l'estimation de la variation des caractéristiques mécaniques dans la couche de GNT.

En dernier lieu, des corrélations entre les mesures expérimentales et ceux simulées dans chaque cas étudié ont été réalisées, ce qui nous a mené a positionner la mesure de déflexions issues du système HWD du site expérimental, par rapport aux déflexions simulées, dans le cadre des hypothèses du Guide de renforcement. Le modèle statistique a montré aussi qu'une bonne corrélation existe entre les bassins de déflexion simulés dans le cas du comportement linéaire équivalent des chaussées souples et les bassins de déflexion issus du système de mesure HWD. Cependant, on maintenant, les hypothèses du guide de renforcement des chaussées algérienne. Le modèle de comportement linéaire équivalent est très indiqué.

Le troisième et le dernier volet de ce programme de recherche a été consacré à l'introduction de l'analyse dynamique des chaussées souples. Dans ce volet, on s'est intéressé à la modélisation du chargement d'une part et au comportement linéaire équivalent des chaussées d'autre part. Les résultats issus de la simulation du modèle précité. Nous a montré que l'histoire du chargement du à l'effet d'impact causé par le système HWD, schématisé par une fonction périodique sinusoïdale ou par sa forme réelle, donne une approximation du même ordre de grandeur de la déflexion maximale.

Perspectives

- L'introduction des essais capables d'estimer les caractéristiques mécaniques en fonction de nombre de cycles de chargement, feraient avancer considérablement le dimensionnement des chaussées souples, à titre d'exemple, nous citerons le manège de fatigue .

ANNEXE
RAPPEL SUR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS
FORMULATION DE L’ELEMENT AXISYMETRIQUE “ Q8”

A.1 INTRODUCTION

Depuis plusieurs années on a assisté à un développement considérable de différents types d'éléments finis. Leur intégration dans les codes de calcul a permis aux ingénieurs et aux chercheurs de contribuer d'une manière effective à la mise au point de nombreux modèles utilisés dans le calcul des structures et d'en vérifier les théories énoncées.

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 et qui s'étend actuellement à la mécanique des chaussées. Les applications en Génie Civil et en travaux publics de la méthode des éléments finis deviennent de plus en plus nombreuses, notamment dans la modélisation des structures de chaussées.

Dans notre cas, où on est amené à évaluer des champs de déplacement 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, anisotropes et de comportement mécanique généralement non-linéaire.

A.2 PRINCIPE 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.

A.2.1 Principe de la discrétisation

On subdivise la structure ou le milieu continu, en une juxtaposition d'éléments de formes simples, déformables de manière à approximer au mieux 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.

A.2.2 Approximation du champ de déplacement

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.

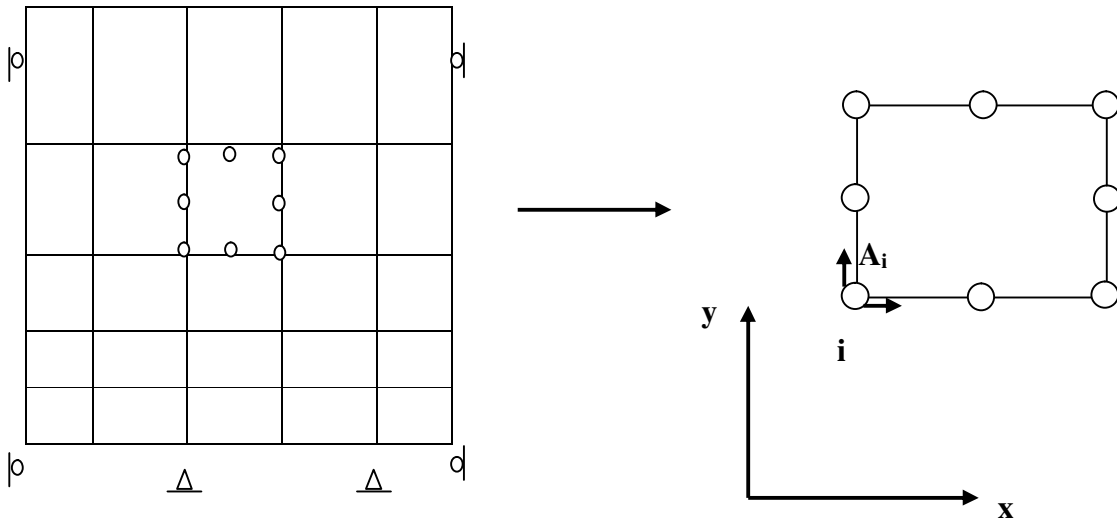


Figure A.1 : Discretisation de la structure

A.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 niveau de l'interface et d'en exprimer les conditions d'équilibre.

Notons que ce choix varie en fonction de la nature du problème à traiter et de la précision voulue.

A.3 FONCTION DE DEPLACEMENT

Considérant l'élément de forme rectangulaire à huit nœuds numérotés de 1 à 8 dans le sens trigonométrique (figure 5.2).

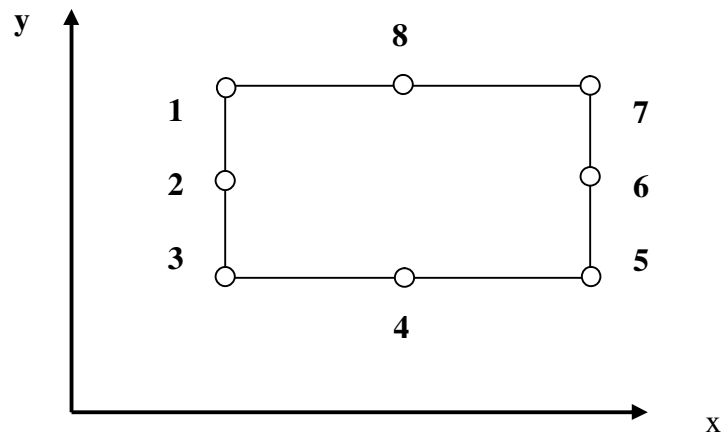


Figure A.2 : Élément rectangulaire à huit nœuds en coordonnées réelles

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

$$\{\delta_i\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix} \quad (1)$$

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

$$\{\delta_e\} = \{\delta_1 \quad \dots \quad \delta_8\} \quad (2)$$

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

$$\{d\} = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = [N(m)]_e \{\delta_e\} \quad (3)$$

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.

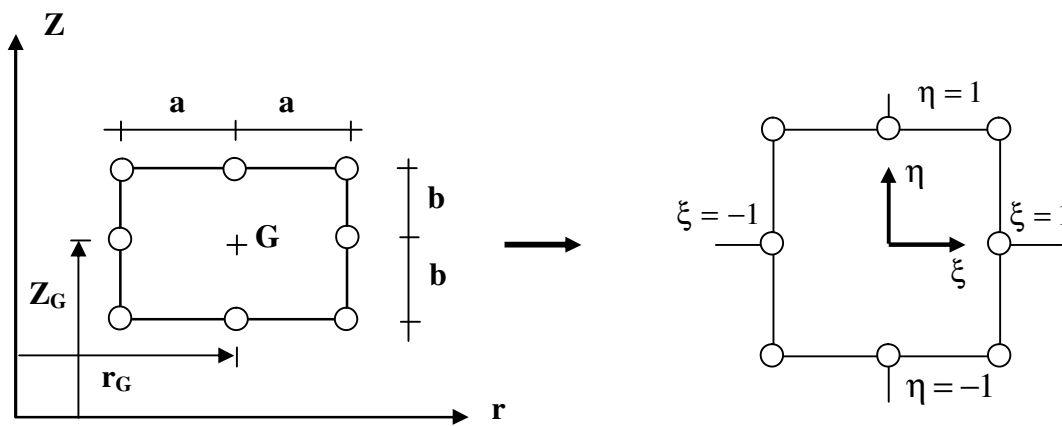


Figure A.3 : Coordonnées normées pour un élément rectangulaire

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

- pour les nœuds de sommet :

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

- pour les nœuds intermédiaires :

$$\xi_i=0 \quad N_i=\frac{1}{2}(1-\xi^2)(1+\eta_0)$$

$$\eta_i=0 \quad N_i=\frac{1}{2}(1-\eta^2)(1+\xi_0)$$

(5)

A.4 EXPRESSION DES CONTRAINTES ET DES DEFORMATIONS

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.

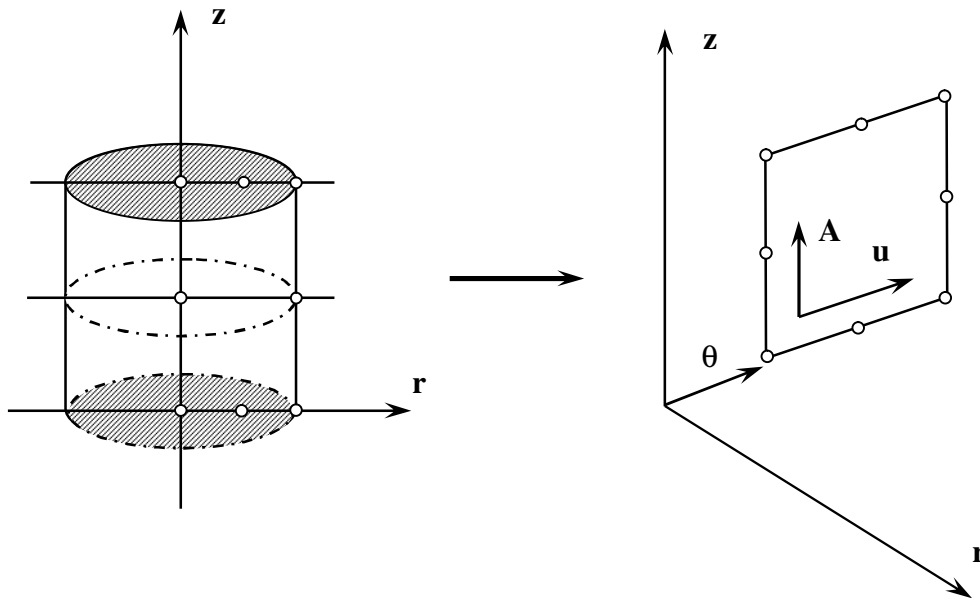


Figure A.4 : Problème axisymétrique

Dans la figure ci-dessus r et z désignent respectivement les coordonnées radiales et axiales ; u et v étant les déplacements correspondants. On peut avoir 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, toutes les intégrales doivent être rapportées à ce volume.

A.4.1 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.

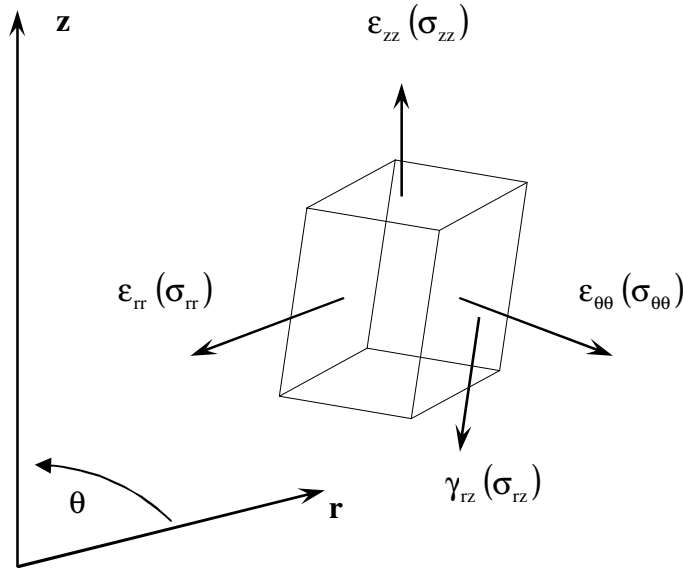


Figure A.5 : Déformations et contraintes dans le cas axisymétrique

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

$$\{\boldsymbol{\varepsilon}\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial r} & 0 \\ \frac{1}{r} & 0 \\ \frac{r}{\partial} & \frac{\partial}{\partial} \\ \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial r} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \quad (6)$$

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

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

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

$$\{\boldsymbol{\varepsilon}\} = [L]\{d\} = [L][N]\{\delta_e\} = [B]\{\delta_e\} \quad (7)$$

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

A.4.2 Expression des contraintes

Dans le cas général, on peut supposer que le matériau peut être soumis à des déformations initiales ϵ_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 :

$$\{\sigma\} = [D](\epsilon - \epsilon_0) + \{\sigma_0\} \quad (8)$$

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 :

$$[D] = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \text{sym} & & 1 & 0 \\ & & & \frac{1-2\nu}{2(1-2\nu)} \end{bmatrix} \quad (5.9)$$

A.5 MATRICE DE RIGIDITE

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 :

$$[K]\{U\} - \{F_v\} - \{F_s\} = \{R\} \quad (10)$$

[K] est la matrice de rigidité du domaine entier dont le terme général s'écrit :

$$[K] = \int_v [B]^t [D] [B] dV \quad (11)$$

$\{F_v\}$ et $\{F_s\}$ sont les vecteurs forces nodales dues aux forces volumiques et surfaciques, $\{R\}$ étant le vecteur forces nodales ponctuelles.

On a les relations suivantes :

$$\{F_v\} = \int_v [N]^t \{f_v\} dV \quad (12)$$

$$\{F_s\} = \int_s [N]^t \{f_s\} dS \quad (13)$$

A.5.1 Expression de la matrice de rigidité

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

$$[K_{ij}] = \int_v [B_i]^t [D] [B_j] dV \quad (14)$$

$[B_i]$ 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 :

$$dV = \int_0^{2\pi} (r dr dz) d\theta = 2\pi r dr dz \quad (15)$$

L'expression de la matrice de rigidité devient alors :

$$[K_{ij}] = 2\pi \iint [B_i]^t [D] [B_j] r dr dz \quad (16)$$

A.5.2 Calcul de la matrice de rigidité

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

A.5.3 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 :

$$r = a \xi + r_G \quad \text{et} \quad z = b \eta + z_G \quad (17)$$

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

$$[B_i] = \begin{bmatrix} 0 & \frac{1}{b} \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{1}{a} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} & 0 \\ \frac{N_i}{a \xi + r_G} & 0 \\ \frac{1}{b} \frac{\partial N_i}{\partial \eta} & \frac{1}{a} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \end{bmatrix} \quad (18)$$

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

$$[K_{ij}] = 2\pi a b \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} [B_i]^t [D] [B_j] (a \xi + r_G) d\xi d\eta \quad (19)$$

A.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.

A.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. [31, 32, 33]

A.6.2 Principe de l'intégration

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 :

$$\int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} F(\xi, \eta) d\xi d\eta = \sum_{i=1}^n F(\xi_i, \eta_i) W_i \quad (20)$$

$$aAec \quad W_i=1 \quad \text{et} \quad \xi_i = \pm \frac{1}{\sqrt{3}} \quad , \quad \eta_i = \pm \frac{1}{\sqrt{3}} \quad . \quad a = \frac{1}{\sqrt{3}}$$

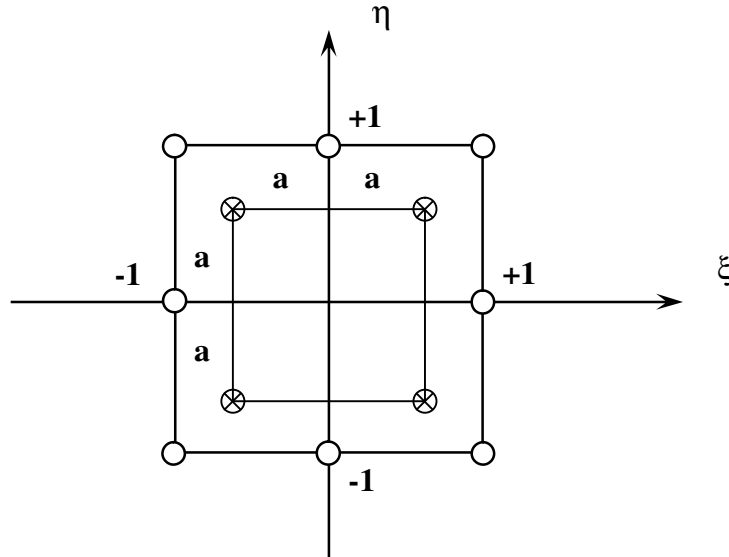


Figure A.6 : Intégration réduite de Gauss (2×2)

La matrice de rigidité intégrée numériquement est calculée par la " méthode du triple produit matriciel " [33], 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 :

$$[Q_j] = [D][B_j] \quad \text{et} \quad [K_{ij}] = [B_i]^t [Q_j] \quad (21)$$

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.

Références bibliographiques.

- [1] Per.ULLIDTZ, "Pavement analysis." Elsevier, Hollande 1987
- [2] V.VEVERKA, " Dimensionnement des chaussées revêtues en ciment de béton", CR 27/85, Bruxelles.
- [3] Dynatest " ELMOD, Manual User's ", Danemark 1995.
- [4] Peyronne C.H, Caroff G., " Cours de routes : dimensionnement des chaussées", Presses E.N.P.C, Paris, France 1984.
- [5] CTPP " Catalogue de Dimensionnement des Chaussées neuves", Alger,Algérie 2001
- [6] SETRA-LCPC, " Manuel de Conception des Chaussées neuves à faible trafic", Paris, France, 1981
- [7] Burmister D.M " The theory of stresses and displacements in layered system and application of the design of airport runways", Proc. Highway Research Bord. Vol.23 USA , 1943.
- [8] Dunkan J.M., Chang C.Y. " Non linear analysis of stress and strain in soil " Journal of the Soil and Mechanics and Fondation Division,Proc. OF ASCE Vol 96, USA, 1970
- [9] Brown S.F, Barksdale R.D " Pavement design and materials " , Proc. 6th Inter. Conf. On the structural design of asphalt pavements, Ann Arbor, USA, 1987.
- [10] Brown S.F, Hyde A.F. " The significance of cyclic confining stress in repeated load triaxial testing of granular materiel", T.R.R 537, USA, 1975.
- [11] Jouve P., Guezouli S., Elhannani M. "Comportement mécanique des graves non-traitées – Application aux chaussées souples", Proc., 11^{ème} Congrès Français de la mécanique, Lille, France, 1993.
- [12] Jouve P., Guezouli S., "Evolution and recommendations for finite element programs", Proc. Euro. Symp. On Flexible Pavements, Lisbonne, Portugal, 1993.
- [13] Jouve P., Elhannani M. "Application des modèles non-linéaires au calcul des chaussées souples", Bull. liaison Labo. P. et Ch., n°190, Paris, France, 1994.
- [14] Paute J.L, Hornych P., Benaben J.P "Comportement mécaniques des graves non-traitées", Bull. liaison abo. P. et Ch., n°190, Paris, France, 1994.
- [15] De Boissoudy A. "Introducing the non-linearity of the granular material in routine analytical pavement design", Flexible Pavements, Balkema, Rotterdam, Netherlands, 1996 .
- [16] CTPP " Rapport de suivi et contrôle de chantier", Alger, algérie 2000
- [17] CTPP " Plan d'Action Granulat Routier", Alger, Algérie, 2000.

- [18] P.Y.LANDOUER, " *Le suivi expérimental des chaussées aéronautiques*", Revue générale des routes et aéroports ", N° 597, mai 1983, France.
- [19] DYNATEST, " *Dynatest 8081 HWD Test system, Owner's Manuel*". Danemark 1995
- [20] Paute J.L, Jouve P., Martinez J., Ragneau E. " *Modèle de calcul pour le dimensionnement des chaussées souples*", Proc. 6th Inter. Conf. On the structural design of asphalt pavements, Ann Arbor, U.S.A, 1987.
- [21] BALAY J., GOMES CORREIA A., JOUVE P., HORNYCH P., PAUTE J.L. " *Étude expérimentale et modélisation du comportement mécanique des graves non traitées et des sols supports de chaussées - Dernières avancées*", Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°216, juil.-août, 1998
- [22] THOM N.H. " *Design of road foundations*", Ph. D. Thesis, University of Nottingham, 307p, 1988.
- [23] CHAN F.W.K. " *Permanent deformation resistance of granular layers in pavements*", Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, England, 147p. 1990.
- [24] THOM N.H., DAWSON A.R., " *The permanent deformation of a granular material modelled using hollow cylinder Testing*", *Proceedings European Symposium on Flexible Pavements, Lisbon, Portugal, september, 1993.*
- [25] HORNYCH P., KAZAI A., QUIBEL , " *Modelling a full scale experiment of two flexible pavement structures*", Unbound Aggregates in Road Construction, Rotterdam, 2000.
- [26] CORTE J.F., BROSSEAUD Y., KERZREHO J.P., SPERNOL A. " *Étude de l'orniérage des couches de roulement au manège d'essai du LCPC*", Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°217, sept.- oct., 1998.
- [27] Timoshenko S.P, Godier J.N " *The theorie of elasticity*", Mc Graw-Hill, N.Y, USA 1970.
- [28] Boyce H.R. " *A non-linear model for elastic behavior of granular materials under repeated loading*", Proc. Int. Symp. Swansea, UK, 1980
- [29] Guezouli S. " *Comportement des chaussées souples: Modélisation et simulation numérique*", Thèse de Doctorat, Université de Nantes, France, 1994.
- [30] Heukelon R.G " *Road design and dynamic loading*", Proc. Asphalt Pavement Technologist, Vol. 33, USA, 1964
- [31] Almeida J.R " *Development and validation of a finite element code for pavement analysis*", Flexible Pavements, Balkema, Rotterdam, Netherlands, 1996.
- [32] Mestat P. " *Modèle d'élément finis et problèmes de convergence en comportement non-linéaire*", Bull. liaison Labo. P. et Ch., n°214, Paris, France, 1998.
- [33] Zienkiewicz O.C, Taylor R.L " *The finite element method* ", 4th Edition, Mc Graw Hill,

U.K, 1989.

- [34] Tiliouine B. Sandjak K. " *Non-linear finite element modelling of unbound granular materials in flexible pavement analysis* ". Proc. Euro. Conf. On Computational mechanics, Cracow, Poland, 2001.
- [35] Sandjak.K " *Application numérique du comportement mécanique des graves non traitées : application au calcul non linéaire des chaussées souples.* ", Thèse de magistère, Alger, Algérie, 2002 .
- [36] SAP2000. " *Reference manual*" Computers and Structures, Inc.Berkeley, California, USA 2000.
- [37] CTTTP " *Guide de renforcement des chaussées souples*"', Alger, Algérie, 1992
- [38] M. de Lurdes , " *Structural analysis of pavement under dynamic loads*"', Lisbon, 1990
- [39] W.Uddin " *Application of 3d FE. Dynamic analysis for pavement evaluation*"', Proc. 1nat. Symp. FE. for pavement analysis and design. W.Virginia , 1998.
- [40] M.Gunther GIDEL " *Comportement et valorisation des graves non traitées calcaires utilisées pour les assises de chaussées souples*"'. Thèse de Doctorat, Bordeaux 2001.
- [41] S.Vimal Endiran " *Non-linear dynamic computer modeling of flexible pavements*"'. University of Arkansas, USA 1999.
- [42] Jim W. Hall, Jr " *Prediction of deflection reponse of flexible pavements under dynamic loads*"' Alabama, USA 1995
- [43] E.L Wilson, " *3D finit element, static and dynamic analysis of structures*"' , Univ. Berkeley, USA, 2002
- [44] T.J.R Hughes " *The finit element method, static and dynamic analysis.*"' P.Hall, N.J. USA, 1987
- [45] D. DUREISSEIX " *Méthodes numériques appliqués à la conception par éléments finis*"' ENS de Cachan, juillet 2000-septembre 2003, France.