

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR



GC.0479

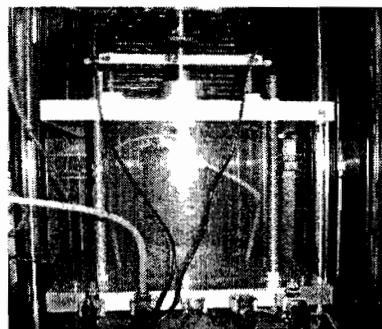
Ecole Supérieure Polytechnique  
Centre de THIES

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

**Titre** : Dimensionnement mécanistique-empirique des structures de  
chaussée : Application au tronçon Séo-Diourbel.



Auteur : Sandoumbé THIAW

Directeur : Dr Meïssa FALL

Année académique : 2005 / 2006

## DEDICACES

Je dédie ce travail

- A mon **père**, à ma **mère**, pour leur affection, leur soutien et pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mes cotés afin d'assurer notre éducation. Trouvez en ce mémoire l'expression de ma haute reconnaissance.
- A mon grand-père rappelé à Dieu. Notre affection envers lui restera toujours. Que le bon Dieu l'accueille dans son saint Paradis.
- A mes frères et sœurs, à mes proches, pour avoir toujours été à mes cotés. Je vous porte tous dans mon cœur.
- A mes amis d'enfance et du lycée.
- A tous mes camarades de promotion
- A tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation

## REMERCIEMENTS

Mes remerciements s'adressent à :

- M. Meïssa FALL, enseignant à l'IST, qui par ses connaissances approfondies des lois de comportement mécaniques des matériaux a su m'orienter adéquatement vers l'analyse mécanistique afin de caractériser le comportement mécanique réel des matériaux de chaussées. Il a encadré ce travail avec une grande attention malgré les multiples charges liées à l'exercice de sa fonction.
- M. Ibrahima Khalil CISSE, Professeur titulaire, responsable du laboratoire de Matériaux Mécaniques et Hydrauliques à l'ESP centre de Thiès pour ses conseils et le travail qu'il mène pour la valorisation de nos produits locaux dans le domaine de la construction.
- M. Soulye DIOM, Ingénieur routier, enseignant vacataire à l'ESP pour son aide.

Je remercie également toutes les personnes, qui par la grâce de Dieu, ont contribué à la réalisation de ce travail.

## SOMMAIRE

Ce présent rapport fait suite aux différents travaux de recherche qui ont été menés pour la caractérisation des matériaux routiers notamment les sols latéritiques utilisés en construction routière au Sénégal.

L'objectif de ce travail est d'arriver à comprendre l'utilisation d'une technique de vérification des contraintes et des déformations dans les corps de chaussées mais avec des moyens mécaniquement plus appropriés, c'est-à-dire les caractéristiques mécaniques réelles des matériaux mis en place.

Dans la première partie, notre travail consiste à rappeler des généralités sur les chaussées, les différentes méthodes de dimensionnement et comportement des matériaux utilisés en technique routière.

La deuxième partie traite du dimensionnement pour le renforcement de l'axe Séo-Diourbel avec le code Alizé 3<sup>®</sup> en utilisant le module réversible des matériaux granulaires obtenu à l'essai triaxial. Il ressort de cette partie que la valeur du module donné dans le code Alizé 3<sup>®</sup> semble être moins sensible. Ensuite nous procédons à l'analyse mécanistique-empirique basée sur le comportement uniquement mécanique des matériaux sous sollicitations. Dans cette phase, nous utilisons un nouveau code Mich-Pave<sup>®</sup>.

Pour terminer, des recommandations ont été formulées allant dans le sens d'une meilleure caractérisation du comportement des matériaux routiers ainsi qu'à l'adaptabilité des techniques de dimensionnement des chaussées et d'analyse des sollicitations subies par les matériaux.

**Mots clés :** Analyse, comportement, dimensionnement, module, renforcement.

## TABLES DES MATIERES

Table des matières	1
Liste des annexes	
Liste des abréviations	
Liste des symboles	
Liste des Figures	
Liste des tableaux	
<b>INTRODUCTION</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre 1 - Notions générales</b>	<b>3</b>
1. - Historique	3
2. - Définition de la chaussée	3
3. - Constitution d'une chaussée	3
3.1. - Infrastructure	4
3.1.1 - Constitution de l'infrastructure	4
3.1.2 - Rôle de l'infrastructure	4
3.2. - La superstructure	4
3.2.1. - Eléments de superstructure	4
3.2.2. - Rôle de la superstructure	4
4. - Types de chaussées	6
4.1. - Les chaussées souples ou flexibles	6
4.2. - Les chaussées semi-rigides	7
4.3. - Les chaussées rigides	7
5. - Le dimensionnement des structures de chaussées	8
<b>Chapitre 2 – Les méthodes pratiques de dimensionnement routier</b>	<b>9</b>
1. - Les approches empiriques	9
1.1. - Méthode CBR	9
1.2. - Méthode TRRL (Transportation Road Research Laboratory)	10
1.3.- Méthode CEBTP	10
1.4. - Inconvénients des méthodes empiriques	11
2. - Les approches semi empiriques et celles dites « rationnelles »	11
3. - Les approches mécanistiques	11
4. - Les paramètres de dimensionnement des chaussées	12

4.1. - Le trafic	12
4.1.1 - Action d'un véhicule sur un sol	12
4.1.2 - Estimation du trafic de base	13
4.2. - Les sols de plates formes	14
4.2.1 - Conditions de mise en œuvre	14
4.2.2 - Importance des essais	14
4.3. - Les conditions environnementales	16
4.4. - Les matériaux	16
5. - Calcul des limites admissibles dans une structure	17
<b>Chapitre 3 - Les matériaux utilisés en géotechnique routière au Sénégal</b>	<b>20</b>
1. - Origine et nature des matériaux	20
2. - Les matériaux de plate forme	20
2.1. - Classification des sols et des matériaux d'infrastructure	21
2.2. - les sables naturels et améliorés	21
3. - Les matériaux de fondation	21
3.1. - Les sables naturels	21
3.2. - Les sables traités	21
3.3. - Les graveleux latéritiques	22
3.4. - Les graves	22
4. - Les matériaux de la couche de base	22
4.1. - Les matériaux non traités	23
4.2. - Les matériaux traités	23
4.2.1. - Matériaux améliorés ciment	23
4.2.2. - Sables améliorés au bitume	23
5. - Les matériaux de revêtement	24
5.1. - Les enduits superficiels (ESU)	24
5.2. - Les enrobés denses	25
5.3. - Les bétons bitumineux	25
5.3.1. - Définition	25
5.3.2. - Domaine d'utilisation	26
5.4. - Le Sand Asphalt	26
<b>Chapitre 4. - Les modèles de la mécanique des chaussées</b>	<b>27</b>
1. - Modèle de Boussinesq (1885)	27
2. - Modèle bicouche	28

2.1. - Modèle de Hogg	29
2.2. - Modèle de Westergaard	30
3. - Les modèles multicouches (Burmister 1943)	31
4. - Yang H HUANG (1968 a)	32
<b>Chapitre 5. - Problématique du choix du module des matériaux</b>	<b>35</b>
1. - Caractérisation des matériaux routiers	35
2. - Détermination du module E des matériaux	35
2.1. - Essai de compression simple	35
2.2. - Essai de Plaque	36
2.3. - Etudes de corrélations	37
2.4. - Module de Young E (1807)	38
2.5 - Importance du module d'élasticité	38
3. - Module réversible	39
3.1. - Définition et utilisation du module réversible	39
3.2. - Essai triaxial cyclique	39
3.3. - Chargement et déformation lors de l'essai triaxial cyclique	40
3.4. - Relation module réversible-contrainte	41
3.4.1 - Modèle K- $\theta$	42
3.4.2 - Modèle K- $\sigma_d$ (matériau à grains fins)	42
3.4.3 - Modèle de Witczac et Uzan (1988)	42
3.4.4 - Modèle de Andrei (1999)	43
<b>Chapitre 6. - Application des programmes d'éléments finis</b>	<b>45</b>
1. - Modélisation de la réaction des chaussées sous un chargement	45
2. - Programme ILLI-PAVE®	45
2.1. - Description	45
2.2. - Modification des contraintes	45
2.3. - Discussion	46
2.4. - Lois de Déformations	47
3. - Programme MICH-PAVE®	47
3.1. - Description	47
3.2. - Détermination des contraintes et déformations	48
3.2.1. - Détermination des contraintes	48
3.2.2. - Détermination des déformations	49
3.3. - Procédure de l'analyse non linéaire	49

3.4. - Méthode de calcul avec des éléments finis	50
3.5. - Paramètres de modélisation des couches (h, v, c, $\varphi$ , $k_0$ , $k_i$ )	50
<b>Chapitre 7. – Application : dimensionnement avec le code Alizé pour le tronçon Séo-Diourbel et analyse mécanistique empirique avec le code Mich-Pave</b>	<b>54</b>
<b>A : Vérification du dimensionnement avec le code Alizé<sup>®</sup></b>	<b>54</b>
1. - Description du moteur de calcul Alizé <sup>®</sup>	54
2. - Paramètres de dimensionnement	54
2.1. - Le trafic	54
2.1.1. - Estimation du trafic de base	54
2.1.2. - Trafic cumulé N	55
2.2. - Etat de l'ancienne chaussée	55
2.2.1. - Etude d'auscultation	55
2.2.2. - Calculs des déflexions	56
2.3. - Les sols de plate forme	56
2.3.1. - Reconnaissances des sols	56
2.3.2. - Essais laboratoire	56
2.4. - Les matériaux	57
2.4.1. - Résultats des essais de la carrière de Sindia	57
2.4.2. - Exigences des CPT	58
2.5. - Les conditions environnementales	59
3. - Calcul de limites admissibles	60
4. - Vérification du dimensionnement	61
5. - Comparaison entre roue simple et jumelage	64
6. - Analyse financière	65
<b>B : Analyse mécanistique avec le code Mich-Pave<sup>3</sup><sup>®</sup></b>	<b>68</b>
1. - Position du problème	68
2. - Hypothèses de travail	68
2.1. - Définitions du chargement	68
2.2. - Comportement des matériaux	69
2.2.1. - Paramètres des couches linéaires	69
2.2.2. - Paramètres des couches non linéaires	69
2.3. - Géométrie de la structure	70
2.4. - Maillage par éléments finis	71

2.4.1. - Principe	71
2.4.2. - Nombre d'éléments	71
3. - Résultats des simulations	72
4. - Interprétation des résultats	73
4.1. - Contraintes et déformations	73
4.2. - Fatigue et déformation permanente	74
4.2.1.- Comportement à la fatigue	75
4.2.2. - Comportement à l'orniérage	75
<b>CONCLUSIONS GENERALES &amp; RECOMMANDATIONS</b>	<b>78</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE</b>	
<b>ANNEXES</b>	
<b>Annexes A : Liste des figures</b>	
<b>Annexes B : Liste des tableaux</b>	

## LISTES DES ABREVIATIONS

**CEBTP** : Centre expérimental de recherches et d'études du bâtiment et des travaux publics.

**CBR** : California Bearing Ratio

**CPT** : Cahier de Prescriptions Techniques

**ESAL** : Equivalent Single Axle Load

**LCPC** : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

**SETRA** : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes.

**TRRL** : (Transportation Road Research Laboratory

**ESU** : **Enduits superficiels**

## LISTES DES SYMBOLES

**E** : module de Young

$E_t$  : module sécant

$E_0$  : module à l'origine.

**Mr** : Module réversible

$\nu$  : Coefficient de Poisson

**P** : la charge

**N** : trafic cumulé

**IP** : Indice de Plasticité

$k_i$  : Paramètres caractéristiques non linéaires

$k_0$  : Coefficient de pression des terres au repos

**C** : Cohésion

$\varphi$  : Angle de frottement interne

$\varepsilon_t$  : déformation par traction à la base de la couche de surface

$\varepsilon_c$  : déformation verticale au sommet

$\sigma$  : Contrainte

$\sigma_d$  : contrainte déviatorique

$\sigma$  : Pression de confinement

$\theta$  : somme des contraintes

## LISTE DES FIGURES

<b>Fig. 1</b> - Nomenclature d'une chaussée	6
<b>Fig. 2</b> - Principe de fonctionnement d'une chaussée souple	7
<b>Fig. 3</b> - Principe de fonctionnement d'une chaussée rigide	8
<b>Fig. 4</b> - Représentation courbe contrainte-déformation, cas linéaire et non linéaire	12
<b>Fig. 5</b> - Schéma du principe illustrant la déflexion d'un sol sous l'effet d'une charge	13
<b>Fig. 6</b> - Diffusion de la contrainte selon Boussinesq	28
<b>Fig. 7</b> - Diffusion de la contrainte d'une couche liée	28
<b>Fig. 8</b> - Diffusion de la contrainte selon Hogg	30
<b>Fig. 9</b> - Diffusion de la contrainte selon Westergaard	30
<b>Fig. 10</b> - Diffusion de la contrainte selon Busmister	31
<b>Fig. 11</b> - Coupe d'un système non linéaire de quatre couches	33
<b>Fig. 12</b> - Relation contrainte-déformation donnant le module E d'un matériau	36
<b>Fig. 13</b> - Diagramme de chargement de l'essai de Plaque	36
<b>Fig. 14</b> - Définition de E et $\nu$	38
<b>Fig. 15</b> - Essai triaxial et schéma de l'état des contraintes	40
<b>Fig. 16</b> - Représentation de la mesure du module réversible	41
<b>Fig. 17</b> - Modification des contraintes pour satisfaire le critère de rupture de Mohr-Coulomb	46
<b>Fig. 18</b> - Modules de la plate forme et de l'ancienne base en fonction du PK	57
<b>Fig. 19</b> - Contraintes et déformation verticales admissibles en fonction du PK	61
<b>Fig. 20</b> - Masses volumiques de la plate-forme et de l'ancienne base	71
<b>Fig. 21</b> - Représentation d'un modèle de maillage d'un massif de chaussée	72
<b>Fig. 22</b> - Evolution du nombre de charges en fonction de la profondeur d'orniérage	75

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau 1</b> - Classes de trafic définies par le CEBTP en Afrique Francophone	10
<b>Tableau 2</b> - Les classes de portance de la plate forme (CEBTP, 1982)	10
<b>Tableau 3</b> - Matériaux de couches d'assises (CEBTP, 1982)	25
<b>Tableau 4</b> - : Composition des mélanges bétons bitumineux et enrobés denses	26
<b>Tableau 5</b> - Classe des sols selon leur module	37
<b>Tableau 6</b> - Calcul du module réversible par le modèle granulaire	42
<b>Tableau 7</b> - Calcul du module réversible par le modèle bilinéaire (sols fins)	42
<b>Tableau 8</b> - Calcul du module réversible par le modèle universel	43
<b>Tableau 9</b> - Calcul du module réversible par le modèle Andrei	43
<b>Tableau 10</b> - Angles de frottement interne effectif $\varphi$	51
<b>Tableau 11</b> - Valeurs de $k_0$	52
<b>Tableau 12</b> - Spécifications des CPT	58
<b>Tableau 13</b> - Modules de la latérite de Sindia par l'essai triaxial	59
<b>Tableau 14</b> - Vérification du dimensionnement du PK 0 au PK 17,5	61
<b>Tableau 15</b> - Vérification du dimensionnement du PK 0 au PK 17,5	61
<b>Tableau 16</b> - Vérification du dimensionnement du PK 0 au PK 17,5	62
<b>Tableau 17</b> - Vérification du dimensionnement du PK 17,5 au PK 35	62
<b>Tableau 18</b> - Vérification du dimensionnement du PK 17,5 au PK 35	63
<b>Tableau 19</b> - Vérification du dimensionnement du PK 17,5 au PK 35	63
<b>Tableau 20</b> - Choix technique définitif des épaisseurs de renforcement	64
<b>Tableau 21</b> - Comparaison entre roue simple et jumelage du PK 15 au PK 17,5	64
<b>Tableau 22</b> - Comparaison entre roue simple et jumelage du PK 17,5 au PK 20	65
<b>Tableau 23</b> - Comparaison des coûts d'exécution pour les différents choix techniques.	67
<b>Tableau 24</b> - Valeurs des paramètres $k_i$	
<b>Tableau 25</b> - Comparaison des résultats entre Alizé et Mich-Pave	76

## ANNEXES

### Liste des figures : Annexes A

**Fig. 23** – Coupe de sondage

**Fig. 24** - Contraintes verticale en fonction de la profondeur

**Fig. 25** - Contraintes verticale en fonction de la profondeur

**Fig. 26** - Contraintes verticale en fonction de la profondeur

**Fig. 27** - Déformation verticale en fonction de la profondeur

**Fig. 28** - Déformation radiale en fonction de la profondeur

### Liste des tableaux : Annexes B

**Tableau 26** - Calcul la déformation admissible

**Tableau 27** - Calcul la contrainte admissible

**Tableau 28** - Contraintes et déformations à partir de Alizé

**Tableau 29** - Contraintes et déformations à partir de Alizé

## INTRODUCTION

Au Sénégal comme dans beaucoup de pays en développement, la construction routière se fait sans aucune norme qui leur soit appropriée. Cela aboutit à des prescriptions toujours contradictoires entre les différents acteurs du domaine routier, notamment les bureaux d'études car ne se basant jamais sur une connaissance avérée des performances mécaniques des matériaux locaux utilisés, principalement les graveleux latéritiques. Ainsi l'expérience a montré que sur les routes renforcées au Sénégal, la plupart des couches de base en latérite améliorée au ciment subit des déformations intenses où atteint une phase de rupture prématurée.

Des travaux de recherches effectuées ces deux dernières années sur les sols latéritiques du Sénégal ont fourni des résultats permettant de se prononcer sur des raisons géotechniques de la ruine prématurée des structures routières dimensionnées avec la latérite. Le problème majeur de la courte durée de vie est dû à une ignorance du vrai comportement des matériaux lorsqu'ils sont chargés. Nos méthodes de dimensionnement se basent jusqu'à présent sur des approximations linéaires en accord avec les codes numériques de calcul et de vérifications utilisés dans le domaine routier tels Alizé3<sup>®</sup> et Ecoroute<sup>®</sup>.

Ce mémoire entre dans le cadre de la recherche et traite en grande partie d'études sur la détermination du comportement réel des matériaux routiers. Les propriétés des matériaux de base sont souvent évaluées par des essais de laboratoire comme le CBR, lequel ne représente pas la nature matérielle des charges dynamiques du trafic sur le sol. La faiblesse de ces méthodes peut sans doute être due à une approximation, par le module d'élasticité  $E$ , de la relation contrainte déformation. Dès lors une étude est menée sur les méthodes de dimensionnement et d'analyses mécanistiques qui datent de 1986.

L'analyse mécanistique requière une quantité significative de données : les caractéristiques de charges de trafic, les propriétés intrinsèques des matériaux et les procédures de construction. L'orientation la plus importante dans cette étude est l'incorporation du module réversible  $M_r$  à partir de modèles pour représenter le plus possible et en chaque point l'état de contraintes des matériaux lorsqu'ils sont soumis à une charge.

Les premiers résultats obtenus avec l'essai triaxial, effectués à l'Université de Wisconsin-Madison aux USA, sur des sols latéritiques en provenance de cinq sites à

l'intérieur du Sénégal, nous ont servi d'outils de travail pour initier l'approche de l'analyse mécanistique des structures de chaussées. A partir de paramètres caractéristiques fournis, plusieurs modèles de calculs sont établis.

Dans une première partie nous étudierons les notions générales, les techniques de dimensionnement, la caractérisation des matériaux granulaires par les modules élastique et réversible. La deuxième partie traite du dimensionnement de l'axe Séo-Diourbel avec le code Alizé3<sup>®</sup> en utilisant le module réversible des matériaux granulaires obtenu à l'essai triaxial. En suite nous utilisons les résultats pour passer à l'analyse mécanistique. Elle est basée sur le comportement uniquement mécanique des matériaux sous sollicitations. Dans cette phase, nous utiliserons le code Mich-Pave avec l'incorporation des éléments finis. Cette analyse nous permettra de suivre en tout point l'état de contraintes et de déformations du matériau.

Pour terminer nous tirons des conclusions et des recommandations allant dans le sens de l'importance qu'il faut apporter au comportement réel des matériaux routiers pour assurer une plus grande durée de vie à nos structures routières.

## Chapitre 1 – Notions générales

### 1. - Historique

De tout temps, l'homme a besoin de circuler. L'idée du matelas pierreux a survécu de nombreux siècles. Elle s'est développée à l'époque des Romains pour donner naissance à la chaussée romaine : le dallage. Plus tard la route empierrée «macadam» a fait son apparition et avec elle, les premières spécifications en construction routière. Cependant le développement des véhicules lourds au début du XX<sup>ème</sup> siècle, les premiers problèmes ont surgi et entre autre :

- Apparition de nids de poule,
- Poinçonnement du hérisson (bloc de moellons de 20 à 25 cm disposés en Hérisson posé à la main et cylindré par des rouleaux tri cycliques à jantes métalliques) ;
- Effondrement de la chaussée aux premières pluies.

Une mutation s'imposait alors pour obtenir une route moderne. Elle a été initiée par l'emploi de matériau à granulométrie continue et de calibre déterminé et aussi avec l'émergence des matériaux traités au ciment.

### 2. – Définition

Une chaussée peut être définie comme une structure plane, conçue et dimensionnée pour garantir l'écoulement du trafic dans de bonnes conditions de visibilité, de sécurité et de confort pour les usagers et assurer une fonction pour une période de service minimale fixée au stade de l'élaboration du projet.

### 3. - Constitution d'une chaussée

Une chaussée est constituée d'une superposition de couches de matériaux différents dont l'ensemble est appelé superstructure et reposant sur une infrastructure. Dans l'infrastructure nous avons le sol de plate de forme et une couche de forme en cas de remblai ; pour la superstructure nous avons la couche de fondation, la couche de base et la couche de surface ou le revêtement.

### **3.1. - Infrastructure**

#### **3.1.1 - Constitution de l'infrastructure**

L'infrastructure d'une chaussée peut être définie comme le terrassement nécessaire à la constitution de l'assise de la superstructure. Elle est composée d'une plate forme et d'une couche de forme. Le sol d'infrastructure peut être :

- soit le terrain naturel (sol convenable),
- soit un sol à consolider (traitement du sol en place par un liant) ;
- soit un sol d'apport (sol à consolider pour supporter le passage des engins de chantier).

#### **3.1.2 - Rôle de l'infrastructure**

La préparation de l'infrastructure vise à :

- Nivelier le terrain pour la mise en place d'une superstructure d'épaisseur constante,
- Présenter une surface de roulement apte à recevoir la circulation des engins durant la construction ;
- Disposer d'une interface supérieure ou réduisant le risque de remontée d'eau dans la fondation (en conjonction avec un drainage latéral).

### **3.2. - La superstructure**

#### **3.2.1. - Eléments de superstructure**

La superstructure est constituée par l'ensemble des couches de matériaux mis en œuvre au-dessus de l'infrastructure. Elle est composée d'une couche de fondation, d'une couche de base et d'une couche de surface.

#### **3.2.2. - Rôle de la superstructure**

D'une manière générale, la superstructure routière doit pouvoir supporter les charges de trafic et assurer leur diffusion selon les niveaux de contraintes supportables par l'infrastructure ; elle doit pouvoir, par ailleurs, subir l'agression des agents atmosphériques sans dégâts. Ces couches assurent les fonctions suivantes :

❖ **couche de surface :**

- présenter un uni de surface durable, de façon à assurer, durant toute sa durée de vie, un confort de roulement aux véhicules,
- garantir une adhérence optimale pneu-chaussée ;

- empêcher l'infiltration des eaux superficielles (imperméabilité) ;
- résister sans déformation, ni usure trop rapide, aux efforts de cisaillement transmis par les roues.

La couche de surface est généralement en bitume, en béton de ciment ou en béton bitumineux. Elle doit être de bonne qualité pour protéger l'assise contre l'action du trafic et des intempéries.

#### ❖ **couche de base :**

La couche de base joue les rôles suivants :

- supporter les charges de trafic transmises par le revêtement,
- constituer la couche rigide pour le compactage de la couche de roulement ;
- neutraliser les effets négatifs des agents atmosphériques.

Elle est prépondérante et doit être constituée de matériaux suffisamment durs pour résister à l'attrition. Il est spécifié que le matériau cru doit avoir un grand indice portant ( $\text{CBR} > 80\%$ ) ou qu'il soit traité ( $\text{CBR} > 160\%$ ). La couche de base est faite en graveleux naturels ou concassé, de granularité dense ou ouverte, et peut être stabilisée.

#### ❖ **couche de fondation**

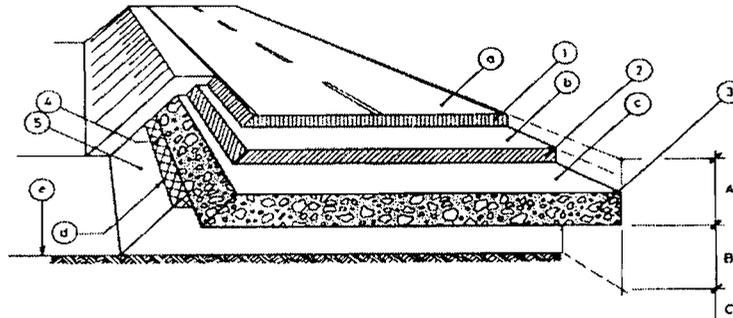
C'est la couche immédiatement au dessus de la plate forme, elle joue comme rôle la répartition de façon homogène les contraintes sur le sol support. Cette couche doit être bien compactée pour éviter les tassements ultérieurs. Les matériaux qui la composent doivent avoir un  $\text{CBR} > 30\%$ . Entre l'infrastructure et superstructure on interpose une couche de transition, mise en œuvre exclusivement dans le cas d'un déblai. Elle joue :

- le rôle anticontaminant en séparant le sol d'assise de la couche de fondation, elle empêche ainsi les particules fines d'un sol d'infrastructure de remonter dans une fondation grossière,
- le rôle de drainage de la fondation ;
- le rôle d'empêcher la montée capillaire de l'eau provenant de la nappe phréatique.

Son inconvénient est qu'elle est difficile à mettre en œuvre. On a tendance à la remplacer par :

- une feuille de matière plastique ou géotextile posé sur la plate forme,
- un traitement à la chaux ou au ciment de la plate forme.

En résumé nous présentons une coupe de chaussée pour montrer les différentes parties.



- | <b>A - Superstructure</b>            | <b>B - Infrastructure</b>                    | <b>C - Terrain naturel</b>                      |
|--------------------------------------|--|---|
| a - surface de roulement             | d - plate forme ou forme de l'infrastructure | e -surface du terrain naturel (+évent. remblai) |
| 1 - couche de roulement              | 4 - couche de transition                     |   |
| b - surface de la couche de base     | 5 - couche de forme                          |   |
| 2 - couche de base                   |  |   |
| c -surface de la couche de fondation |  |   |
| 3 - couche de fondation              |  |   |

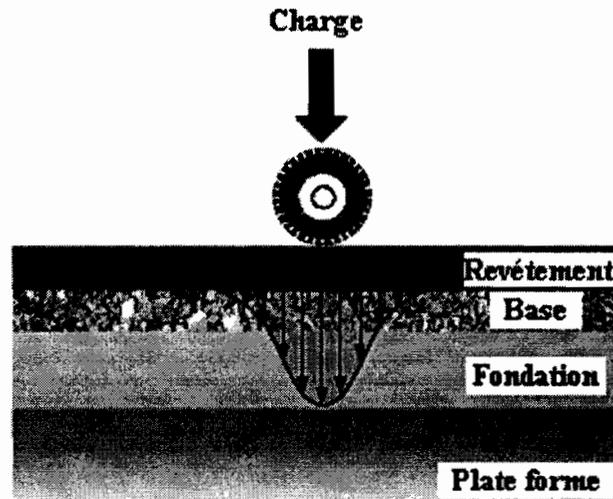
**Fig. 1 - Nomenclature d'une chaussée**

#### 4. - Types de chaussées

Un véhicule transmet une charge sous forme de forces verticales par l'intermédiaire des pneumatiques. Le sol n'étant pas assez porteur. Il est donc nécessaire d'interposer un écran qui aura pour but de réduire et de répartir les charges. La chaussée constitue cet écran. Selon le mode fonctionnement mécanique de la chaussée, nous avons des chaussées souples, des chaussées semi rigides et des chaussées rigides.

##### 4.1. - Les chaussées souples ou flexibles

Elles sont constituées d'une couche bitumineuse en surface au dessus d'une couche de base et d'une couche de fondation en matériaux granulaires traités ou non. La chaussée souple distribue les efforts de surface à travers les couches de base et de fondation. Cette distribution se fait de façon à ce que l'effort sur la plate forme soit compatible avec la résistance de l'infrastructure et du sol support.



**Fig.2** Principe de fonctionnement d'une chaussée souple. [18]

La caractéristique d'une chaussée flexible est son aptitude de se déformer sans se fissurer.

#### **4.2. - Les chaussées semi-rigides**

Une chaussée semi rigide est une chaussée avec une couche de surface en béton bitumineux reposant sur une couche de base en matériaux stabilisés aux liants hydrauliques et d'une couche de fondation granulaire. Les couches bitumineuses assurent :

- la qualité d'uni de surface,
- la limitation de la remontée des fissures transversales de la couche de matériaux traités en liants hydrauliques.

La couche de base diffuse et atténue les efforts transmis de par sa rigidité élevée offerte par le liant hydraulique.

#### **4.3. - Les chaussées rigides**

Elles sont constituées d'une dalle de béton en ciment portland reposant directement sur la couche de fondation ou sur la plate forme. La dalle de béton joue un double rôle : elle est à la fois la surface de roulement et la couche de base. Elle répartit les efforts de surface dus aux charges de cisaillement sur une large surface afin d'éviter une déformation sur la couche de fondation ou sur l'infrastructure.

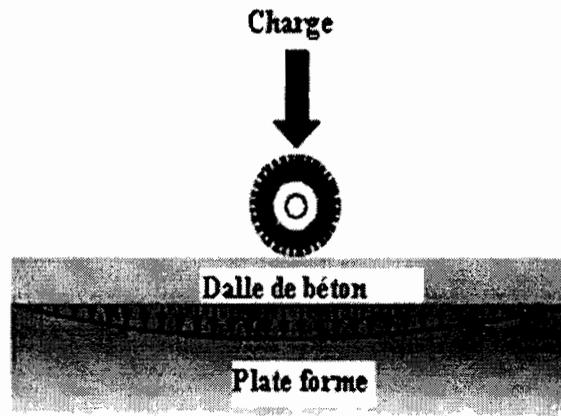


Fig.3 - Principe de fonctionnement d'une chaussée rigide. [18]

## 5. - Le dimensionnement des structures de chaussées

L'une des fonctions principales de la chaussée est de distribuer la charge induite par le trafic. Le dimensionnement routier consiste à déterminer les contraintes et les déformations des matériaux soumis à des charges de trafic et de les comparer avec les contraintes et les déformations admissibles.

- Pour les structures souples le dimensionnement porte sur la limitation de la déformation du sol support qui doit être compatible avec le niveau de trafic,
- Pour les structures semi-rigides le dimensionnement porte sur la rupture par fatigue à la base de la couche liée et de l'orniérage du sol support ;
- En ce concerne les structures rigides, le dimensionnement consiste à limiter les efforts de traction par flexion du béton sous l'effet des charges.

En conception structurale d'une chaussée, la propriété la plus considérée est la rigidité du matériau. L'ingénieur routier doit donc pouvoir vérifier que les contraintes et déformations engendrées à l'intérieur de la chaussée et transmises à l'infrastructure sont en deçà des valeurs tolérables par les matériaux. Les matériaux de chaussées subissent des déformations qui sont principalement élastiques, mais aussi plastiques. On doit également s'assurer que les propriétés des matériaux sont stables et durables. (DORE G. 2003)

## Chapitre 2 - Les méthodes pratiques de dimensionnement routier

Le dimensionnement des chaussées, bien que fondamentalement identique à celui des autres structures de génie civil, présente des particularités liées au mode d'application des charges et au développement des différents modes de rupture. Ainsi, dimensionner une structure de chaussée revient à déterminer l'épaisseur des couches en tenant compte des conditions de trafic, de la nature du sol d'infrastructure, de la qualité des matériaux utilisés en corps de chaussée, des conditions environnementales, et de sa durée de vie. Plusieurs approches ont vu le jour ces dernières années.

### 1. - Les approches empiriques

Elles sont basées sur l'observation, ces approches renferment les méthodes CBR, CEBTP et TRRL. Ces méthodes donnent les épaisseurs des couches en fonction du sol de plate forme et du type de trafic.

#### 1.1.- Méthode CBR

Cette méthode connue en 1938, est basée sur deux abaques complémentaires qui donnent en fonction du CBR de la plate forme, l'épaisseur totale de la chaussée. Cette épaisseur est donnée par la formule de Peltier (1953, 1956) :  $e = \frac{100 + 150P}{CBR + 5}$

Avec les résultats des recherches, cette formule a été améliorée en 1956 pour donner

$$e = \frac{100 + 150 \sqrt{P(75 + 50 \log(\frac{N}{10}))}}{CBR + 5}$$

N est le nombre moyen de poids lourds de plus de 3.5 tonnes,

P est la charge.

Cette méthode était la plus utilisée au Sénégal dans un passé très récent. Il est reconnu que cette technique conduit à des surdimensionnements énormes entraînant des coûts de construction élevés.

## 1.2. - Méthode TRRL (Transportation Road Research Laboratory)

Elle utilise la formule de Peltier dans sa forme simplifiée  $e = \frac{100+150P}{CBR+5}$  pour déterminer l'épaisseur de la chaussée (P étant la charge par roue). Cette méthode est utilisée au Sénégal et son emploi conduit aux mêmes conclusions que la méthode CBR.

## 1.3. - Méthode CEBTP

Cette méthode tient compte de deux critères :

- L'intensité du trafic et la portance de la plate forme et donne l'épaisseur de la couche de fondation, de la couche de base et du revêtement.
- L'intensité du trafic et la nature des matériaux des différentes couches afin de vérifier les spécifications pour leurs possibilités d'utilisation.

Elle décrit cinq classes de trafic exprimées en nombres cumulés de passages d'un essieu équivalent de 13 tonnes, et enfin cinq classes de portance de la plate forme. C'est ainsi qu'elle donne des épaisseurs en centimètres de corps de chaussée en graveleux latéritique amélioré ou non.

Nombre équivalent de PL	Classe de trafic	Nombre équivalent de Véh./j
< 5.10 <sup>5</sup>	T <sub>1</sub>	< 300
de 5.10 <sup>5</sup> à 1.5 10 <sup>6</sup>	T <sub>2</sub>	de 300 à 1000
de 1.5 10 <sup>6</sup> à 4.10 <sup>6</sup>	T <sub>3</sub>	de 1000 à 3000
de 4.10 <sup>6</sup> à 10 <sup>7</sup>	T <sub>4</sub>	de 3000 à 6000
de 10 <sup>7</sup> à 2.10 <sup>7</sup>	T <sub>5</sub>	de 6000 à 12000

**Tableau 1. - Classes de trafic définies par le CEBTP en Afrique Francophone (CEBTP, 1982)**

Classes	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>5</sub>
CBR (%)	< 5	05 - 10	10 - 15	15 - 30	> 30

**Tableau 2. - Les classes de portance de la plate forme (CEBTP, 1982)**

#### 1.4. - Inconvénients des méthodes empiriques

Comme ce sont des méthodes expérimentales, elles ont les inconvénients suivants :

- Le coût est très élevé pour avoir un nombre important de sections expérimentales afin de déterminer les épaisseurs des différentes couches et les propriétés mécaniques des matériaux.
- Le temps de réponse est très long.
- Cette analyse donne des résultats qui ne peuvent pas être généralisés car ne s'applique qu'aux matériaux étudiés, qu'aux conditions d'environnement de l'expérimentation et qu'aux sols supports rencontrés.

#### 2. - Les approches semi empiriques et celles dites « rationnelles »

Elles sont basées sur le calcul de la réponse théorique de la structure soumise à une sollicitation et utilisent le comportement approché linéaire du sol avec le module d'Young  $E$ . Le calcul se fait en deux étapes

- Calcul des contraintes et des déformations admissibles dans la chaussée en fonction du trafic attendu (modèle de fatigue et de déformation permanente)
- Calcul des épaisseurs requises pour rencontrer les critères de contraintes et/ou des déformations admissibles.

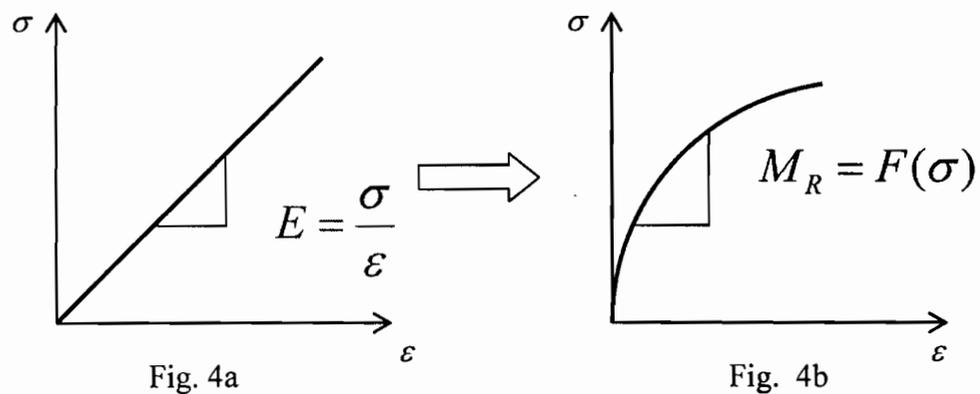
Les codes de calculs et de vérification les plus utilisés sont Alizé 3<sup>®</sup> et Ecoroute<sup>®</sup> diffusés par le LPCP. Comme une première approximation, les matériaux utilisés dans le dimensionnement des chaussées sont souvent traité comme ayant un comportement linéaire élastique tenant compte essentiellement des modules de déformabilité  $E_t$  (sécant) et  $E_0$  (à l'origine). Ainsi dans la figure 4a, les contraintes dans les matériaux linéairement élastiques sont proportionnelles aux déformations, avec une proportionnalité constante égale au module de Young  $E$ . On remarquera ici que l'on ne tient compte que du module selon le chargement axiale, donc  $E_x$  ; l'anisotropie n'est pas prise en compte dans ce type de calcul et ainsi le module  $E_y$  n'est pas considérée.

#### 3. - Les approches mécanistiques

Elles sont basées sur le même principe que celles semi empiriques. Ici on étudie le sol dans son comportement réel en utilisant le module réversible. Nous passons donc du module d'Young  $E$  à module réversible  $M_r$  illustré par la figure 4 b. Ces méthodes permettent de

représenter très fidèlement l'état de contraintes et les conditions de sollicitations des matériaux routiers. Nous utilisons de même un nouveau code de calcul Mich-Pave<sup>®</sup> pour l'analyse mécanistique des matériaux. Ce concept a une signification assez importante, il signifie que la trajectoire des vecteurs contraintes est bien prise en charge lors du chargement du matériau. Dans ce cas, vu la rotation des contraintes principales lorsque la chaussée est chargée par l'essieu le comportement du matériau demeure dans le domaine élastique mais suit une progression non linéaire ne serait ce que pour le module de déformabilité.

**NB :** Les méthodes rationnelles « semblent » apporter plus de précision que les méthodes empiriques en ce sens qu'elles prennent en compte les quelques caractéristiques intrinsèques des matériaux du corps de chaussée (module et coefficient de Poisson). Cependant elles sont étudiées sur une petite portion linéaire de la relation contrainte déformation, cause pour laquelle elles restent moins précises que celles mécanistiques.



**Fig. 4 - Représentation des courbes contraintes-déformations cas linéaire et non linéaire**

#### 4. - Les paramètres de dimensionnement des chaussées

Ils sont en général le trafic, la portance du sol de plate forme, la qualité des matériaux utilisés en corps de chaussée, les conditions environnementales et la durée de vie escomptée de la chaussée.

##### 4.1. - Le trafic

##### 4.1.1 - Action d'un véhicule sur un sol

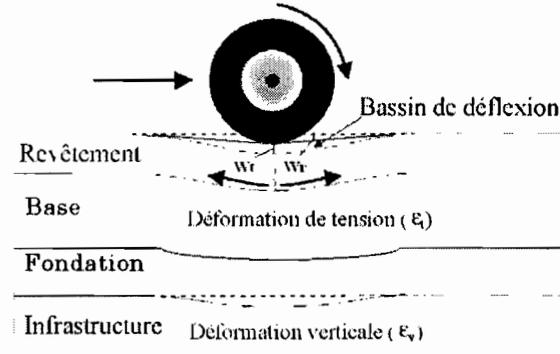
Lorsqu'un véhicule se déplace sur une chaussée, sa charge est transmise au sol par l'intermédiaire de la chaussée sous forme de pression. Il se passe deux choses invisibles à l'œil nu :

- le sol s'affaisse sous le pneu : on a une déformation totale  $w_t$ ,
- Lorsque la roue s'éloigne, le sol remonte mais pas totalement : on a une déformation résiduelle  $w_r$ .

La différence entre la déformation totale et la déformation résiduelle est appelée **déflexion**

$$d = w_t - w_r$$

L'orniérage est la déformation résiduelle  $w_r$  s'accroît au fil du temps et est proportionnelle à la charge. Ce processus est schématisé à la figure 5.



**Fig. 5 - Schéma du principe illustrant la déflexion d'un sol sous l'effet d'une charge**

#### 4.1.2 - Estimation du trafic de base

Elle se fait à partir d'études statiques de la demande actuelle et passée permettant de faire des prédictions des trafic futurs. Dans le dimensionnement routier le trafic à prendre en compte est exprimé par le nombre cumulé d'essieux standard, le trafic considéré est celui cumulé des poids lourds sur la durée de vie probable. L'estimation du nombre cumulé  $N$  implique la connaissance :

- du trafic moyen journalier ( $T$ ) de poids lourds dans un sens de circulation,
- l'agressivité ( $A$ ) du poids lourd exprimé en termes d'essieu standard qui est, pour ce calcul, l'essieu de 13 tonnes à 2 roues jumelées ;
- Le coefficient d'agressivité  $A$  est donc de 1 ;
- la durée de service en nombre d'années ( $n$ ) ;
- la valeur du facteur de cumul ( $C$ ).

La formule permettant le calcul de  $N$  est la suivante :

$$N = T \times A \times n \times C$$

$$\text{avec } C = \frac{365(1+i)^n - 1}{n+i}$$

Pour le calcul du facteur de cumul C, nous partons d'une durée de service en nombre d'années (n) de 15 ans taux d'accroissement annuel du trafic (i) de 10%.

Dans les pays tropicaux on distingue cinq classes de trafic et l'essieu équivalent est celui de 13 tonnes et de durée de vie prévue est 15 ans. Mais le dimensionnement avec cet essieu fait l'objet d'une application douteuse car la relation est privilégiée avec la France.

#### **4.2. - Les sols de plate forme**

Au passage des véhicules les sols de plates formes doivent pouvoir supporter les charges transmises par l'interface sans subir de dommages. Sa portance influence pour une grande part l'épaisseur des couches qui reposent sur elle. A cet effet, les plates formes doivent avoir une bonne portance CBR (Indice portant).

La portance CBR permet d'éviter les déformations sous chargement lourd répété entraînant une dégradation prématurée de la chaussée. Cette dernière est déterminée en fonction des conditions de densité et de teneur en eau les plus défavorables subies à long terme par la plate forme.

##### **4.2.1 - Conditions de mise en oeuvre**

La réalisation des chaussées sur des sols de faible portance est à éviter. Dans le cas des sols de classes S<sub>1</sub> (CBR < 5%), on y distingue les sols gonflants qui ont un comportement particulier et les sols peu porteurs. Pour disposer du meilleur sol possible il faut faire recours à des traitements en cas de faible portance. Les traitements spéciaux préconisés sont : amélioration, purge, substitution, remblais d'apport. On peut aussi faire le drainage car la faible portance des sols est en due à une teneur en eau excessive.

Les essais préconisés pour la détermination des sols de plates formes sont : la granulométrie, la masse volumique, les limites d'Atterberg le CBR, etc...

##### **4.2.2 - Importance des essais**

Rechercher et comprendre le comportement et l'évolution des structures de chaussées, analyser les risques de déformations et de ruptures par fatigue et la durabilité des matériaux qui les constituent sont les principales actions des essais de laboratoire. Les essais d'identification sont :

- **Granulométrie**

Cet essai consiste à déterminer la répartition en poids des grains du sol sur leur dimension. Pour Les particules de dimension supérieure à  $80\mu$ , la séparation se fait par tamisage. Pour les fines (inférieur à  $80\mu$ ) on doit pratiquer l'essai par la sédimentométrie.

- **Masse volumique**

La masse volumique représente le rapport entre la masse et un certain volume d'échantillon. La mesure de la masse volumique est indispensable en mécanique des sols du fait qu'elle permet le contrôle et l'acceptation des travaux de compactage. Elle s'exprime en  $g/cm^3$  ou  $kg/m^3$

- **Limites d'Atterberg,(1905)**

Ces limites permettent de déterminer l'état de consistance d'un sol. Elles ont pour valeur la teneur en eau du sol à l'état de transition considéré correspondant à des états critiques du sol. Les limites d'Atterberg sont déterminées conformément à la norme « NFP 94-051(titre : Détermination des limites d'Atterberg, limite à la coupelle- limite de plasticité au rouleau) »

- **CBR**

Le California Bearing Ratio est un essai de portance qui a pour but de voir comment le matériau se comporte au passage des charges, et permet de déterminer l'épaisseur des couches de chaussées. Il est obtenu en mesurant les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique de section  $19.35\text{ cm}^2$  pour le faire pénétrer dans un échantillon de sol à la vitesse constant de  $1.27\text{ mm/mm}$ . Les valeurs particulières des deux sols ayant provoqué les enfoncement de  $2.5$  et  $5\text{ mm}$  sont alors aux valeurs de référence de  $13.35$  et  $20\text{ kN}$  correspondant aux forces observées sur un matériau de référence aux enfoncements.

L'indice CBR est défini conventionnellement comme étant la plus forte valeur du rapport :

$$CBR = \max \left\{ \frac{F(2.5\text{ mm})}{13.35} ; \frac{F(5\text{ mm})}{20} \right\}, F \text{ en kN}$$

$$CBR = \max \left\{ \frac{P(2.5\text{ mm})}{70} \times 100 ; \frac{P(5\text{ mm})}{105} \times 100 \right\} P \text{ en bars}$$

### 4.3. - Les conditions environnementales

Les variations climatiques permettent de déterminer l'état hydrique des plates-formes et de prévoir le comportement des matériaux bitumineux sous l'effet de la température.

Le climat du Sénégal comme celui de tous les pays Soudano Sahélien se caractérise par une grande variété des précipitations et des températures d'une année à l'autre. Les températures varient de 18° au minimum à 40° C au maximum.

- **Impact du climat sur les chaussées**

Les paramètres qui peuvent influencer sur la stabilité d'une chaussée sont principalement les précipitations et la température.

- **Impact de la précipitation**

L'eau a toujours été l'ennemi n° 1 de la chaussée. Son contact direct et prolongé avec la chaussée entraîne une instabilité de toute la structure et il s'en suit une dégradation rapide de celle-ci. Ainsi il est indispensable de protéger la chaussée des précipitations.

- **Impact de la température**

La température est un facteur important à prendre en compte en dimensionnement routier. Nous sommes en zone chaude, et les élévations de températures agissent sur le comportement des matériaux utilisés :

- Pour les matériaux granulaires non traités les variations de températures entraînent des modifications surtout sur la teneur en eau,
- Pour les matériaux traités aux liants hydrauliques (cas de la latérite-ciment très utilisé) des fissures dues aux retraits thermiques sont souvent observés ;
- Les chaussées à revêtement hydrocarboné sont dans un état critique dans le cas d'une superposition de températures élevées, de fortes contraintes de traction et une longue application de la charge.

### 4.4. - Les matériaux

La construction routière exige la mise en œuvre de quantités considérables de matériaux de qualité. Les matériaux pierreux utilisés appartiennent aux classes suivantes : les

matériaux roulés et ceux concassés. Il sont assujettis à certaines spécifications relatives à leur caractéristiques chimiques (vieillessement), géométriques (angularité, forme et la granularité), mécaniques (résistance au choc à l'abrasion, au polissage et à l'attrition) et physiques (état de surface, propreté du mélange).

Actuellement la qualité des matériaux fait défaut pour les matériaux trouvés en place. On se tourne de plus en plus vers des solutions du type amélioration des matériaux médiocres. Du fait d'une surexploitation des carrières les matériaux routiers sont de plus en plus rares. C'est le cas par exemple de la latérite qui le matériau de base le plus utilisé en construction routière au Sénégal. D'après les études on pense à sa substitution par le silexite ou à un matériau lithostabilisé (mélange de calcaire-latérite).

## 5. - Calcul des limites admissibles dans une structure

Les limites admissibles correspondent soit à une contrainte soit à une déformation selon l'assise considérée.

- Pour la plate forme et la couche de fondation généralement en matériaux granulaires non liées, les limites sont caractérisées par les contraintes  $\sigma_{z \text{ adm}}$  et déformation  $\varepsilon_{z \text{ adm}}$  verticales admissibles. Elles sont obtenues à partir des formules :

$$\sigma_{z \text{ adm}} = \frac{0.3 \times CBR}{1 + 0.7 \log N} \text{ en bars (Kerkhoven et Dormon)}$$

$$\varepsilon_{z \text{ adm}} = 2,8 \cdot 10^{-2} \times N^{-0.25} \text{ en mm (Loi de tassement de Shell)}$$

- Pour la couche de base en latérite améliorée au ciment la limite admissible est caractérisée par la contrainte de traction par flexion  $\sigma_{t \text{ adm}}$  à la base de cette couche. Elle s'exprime par la relation :

$$\sigma_{t \text{ adm}} = k_c \cdot k_d \cdot k_r \cdot k \cdot \sigma_i$$

où

$\sigma_i = (1-6\beta) \cdot (N/10^6)^{-\beta} \sigma_0$  ; avec  $\sigma_0$  étant la flexion de contrainte pour un cycle ;

$\sigma_i = (N/10^6)^{-\beta} \sigma_6$  ; avec  $\sigma_6 = (1-6\beta) \cdot \sigma_0$  étant la flexion de contrainte pour  $10^6$  cycles ;

N le nombre équivalent de poids lourds ;

$\beta$  étant la pente de la courbe semi-logarithmique ;

$k_c$  est le coefficient de calage ;

$k_d$  est le coefficient de discontinuité ;

$k_r$  est liée au risque supporté par la chaussée avec  $k_r = 10^{-t \cdot b \cdot \delta}$  ;

$t$  est la fractile de la loi normale centrée réduite et est directement liée aux risques de dépassement du nombre de poids lourds ;

$b$  est la pente de la droite de fatigue bilogarithmique dans le domaine  $10^5$ - $10^6$  cycles :

$$b = 0.5 \times \log \frac{1 - 5\beta}{1 - 7\beta} ;$$

$$\delta = \sqrt{\delta_N^2 + \left(\frac{c}{b}\right)^2 \times \delta_H^2} ;$$

$\delta_N$  est la dispersion de la fatigue ;

$\delta_H$  est la dispersion des épaisseurs ;

$C$  : est le coefficient reliant la variation de déformation à la variation aléatoire d'épaisseur de la chaussée,  $c$  est de l'ordre de  $0.02 \text{ cm}^{-1}$  ;

$k_s$  est le facteur de stabilité tenant compte des hétérogénéités locales de portance d'une couche

- En ce qui concerne le revêtement en béton bitumineux, on considère l'élongation par traction à sa base  $\varepsilon_{t \text{ adm}}$  donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon_{t \text{ adm}} = \varepsilon_6 \left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{0.5} \cdot \left(\frac{N}{10^6}\right)^{-b} k_c \times k_r \times k_s$$

$\varepsilon_6$  est l'élongation admissible pour une fréquence de 25 Hz et une température de  $10^\circ\text{C}$  ;

$E_1$  est le module du matériau à la température équivalente de  $10^\circ\text{C}$  ;

$E_2$  est le module du matériau à la température équivalente du milieu d'utilisation ;

$N$  est le nombre équivalent de poids lourds

$b$  est la pente de la droite de fatigue des matériaux ;

$\beta$  étant la pente de la courbe semi-logarithmique ;

$k_c$  est le facteur de calage pour ajuster les résultats du modèle de calcul du comportement réel observé de la chaussée ;

$k_r$  est le coefficient qui ajuste la valeur de la déformation admissible au risque de calcul retenu  $k_r = 10^{-\mu \cdot b \cdot \delta}$  ;

$\mu$  est la fractile de la loi normale centrée réduite et est directement liée au niveau de risques choisi en fonction du niveau de trafic et de la catégorie de route ;

$$\delta \text{ est l'écart type sur les épaisseurs en cm avec } \delta = \sqrt{\delta_N^2 + \left(\frac{c}{b}\right)^2 \times \delta_H^2} ;$$

$\delta_N$  est la dispersion de la fatigue ;

$\delta_H$  est la dispersion des épaisseurs ;

$c$  est le coefficient reliant la variation de déformation à la variation aléatoire d'épaisseur de la chaussée,  $c$  est de l'ordre de  $0.02 \text{ cm}^{-1}$  ;

$k_s$  : le facteur de stabilité tenant compte des hétérogénéités locales de portance d'une couche.

## Chapitre 3 - Les matériaux utilisés en géotechnique routière au Sénégal

Le domaine routier est un grand consommateur de matériaux granulaires non liés. Une construction routière nécessite, l'exploitation, la préparation et la mise en place d'une quantité considérable de matériaux de bonne qualité. L'exigence de la bonne qualité des matériaux de chaussées va décroître des couches supérieures aux couches inférieures. En effet la couche de base, plus proche de la surface de la chaussée subit des contraintes et des déformations notables ; il est donc nécessaire qu'elle présente des caractéristiques mécaniques élevées. Quant à la couche de fondation les contraintes et les déformations auxquelles elle est soumise conduisent à un niveau de qualité mécanique moindre que celui de la couche de base. [23]

### 1. - Origine et nature des matériaux

Les matériaux utilisés sont des roches qui peuvent être :

- Sédimentaires : sables, latérites ; grès.
- Eruptives ou ignées : Basaltes plus généralement, dolérite, granite parfois.
- Métamorphiques : quartzite, gneiss parfois.

Les matériaux sont souvent sous forme de :

- Massif rocheux : ils sont alors exploités en carrière par concassage,
- Graveleux naturels : dans ce cas ils sont exploités en graviers pour les terrasses alluviales et les gisements latérites ou par dragage : pour les dépôts lacustres et fluviaux.

### 2. - Les matériaux de plate forme

La plate forme constitue l'infrastructure de la chaussée. Sa mise en œuvre mérite une attention particulière car beaucoup de méthodes de dimensionnement s'appuieront sur sa résistance au poinçonnement qui est la capacité portante (CBR). Les niveaux de portance des sols de plate forme ont été définis et divisés selon des intervalles de valeurs CBR.

#### 2.1. - Classification des sols et des matériaux d'infrastructure

Dans les pays tropicaux et plus particulièrement au Sénégal, on distingue cinq (05) classes de portance des sols de plate-forme :

S <sub>1</sub>	CBR < 5	infrastructure faible
----------------	---------	-----------------------

S <sub>2</sub>	5 < CBR < 10	infrastructure moyenne
S <sub>3</sub>	10 < CBR < 15	infrastructure bonne
S <sub>4</sub>	15 < CBR < 30	infrastructure excellente
S <sub>5</sub>	CBR > 30	infrastructure très excellente

D'une part dans la pratique, les sols de plate-forme dont la portance est inférieure à 5 doivent être améliorés. D'autre part aucune couche de fondation n'est prévue lorsque le sol en place a une portance qui est supérieure à 30 %.

## 2.2. - Les sables naturels et améliorés

Le Sénégal est couvert sur 70% de sa superficie de sable argileux et de dune. Le sable constitue le matériau de base des plates formes. Un sable naturel peut être défini par un granulat dont la dimension maximale exprimée en passoire est inférieure ou égale à 35 (% passant le tamis N°200 ou  $80 \mu\text{m} < 35$ ).

Si les propriétés du sable ne répondent pas aux exigences des cahiers de charges, on procède à des améliorations pour augmenter ses performances. Cependant il faut éviter le surdosage dans le cas du ciment sous risque de créer des effets de dalles.

## 3. - Les matériaux de fondation

### 3.1. - Les sables naturels

Ils sont utilisés en couche de fondation pour les trafics T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> et T<sub>3</sub> rarement. Si les propriétés du sol ne sont pas convenables, c'est à dire qu'ils ne satisfont pas aux exigences, on peut les améliorer par apport de concassés 0/D ou d/D. On peut aussi améliorer au liant pour augmenter ses qualités mécaniques.

### 3.2. - Les sables traités

Nous avons deux types de traitement : le traitement au ciment et celui par le bitume. Le traitement s'opère par le ciment dans le cas où la couche de base est en grave ciment ou en grave bitume. Le ciment est un produit manufacturé, obtenu par cuisson, essentiellement à partir de calcaire et d'argile avec addition de gypse. Il permet de rigidifier la couche de fondation et d'absorber les contraintes dues à la traction à la base de des graves traitées de la couche sus-jacente. Toutefois, il faudra éviter un surdosage en ciment sous risque des « effets de dalles ».

Le traitement au bitume est utilisé pour les sols de bonne portance mais avec une faible tenue en eau. Son coût élevé fait qu'il est très rarement utilisé.

### **3.3. - Les graveleux latéritiques**

La latérite est une roche résiduelle rougeâtre issue d'un processus d'altération de roches meubles silico-allumineuses avec départ de la silice et enrichissement relatif en alumine : on utilise la partie graveleuse et brèchique. [16]

Les graveleux latéritiques sont les matériaux les plus utilisés en construction routière au Sénégal et plus généralement en Afrique. Dans le cas de leur utilisation, le critère principal sera celui de l'indice portant CBR. La valeur minimale exigée est 30%, ce qui correspond à une densité sèche de 95 % de l'Optimum Proctor Modifié.

Cependant il faudra prendre certaines précautions pour les utiliser selon qu'on est en zones arides (effet de la température) ou en zone humides (teneur en eau).

### **3.4. - Les graves**

Ce sont des mélanges granulométriques continus de cailloux, de graviers et de sables avec généralement une petite proportion de particules fines.

La couche de fondation est constituée généralement de grave, un mélange naturel de gravier et de sable, le mélange pouvant être du tout-venant ou spécialement composé en centrale. Le matériau peut être rond (déblais) ou concassé (exploitation carrière de roches massives ou d'excavation en rocher).

## **4. - Les matériaux de la couche de base**

La couche de base est la couche du corps d'une chaussée souple ou semi-rigide, située entre la couche de fondation et le revêtement, et qui est destinée à résister aux contraintes engendrées par la circulation. Comme tantôt annoncé dans l'introduction la couche de base est proche de la surface de la chaussée, subit des contraintes et des déformations notables ; les matériaux qui la composent doivent donc avoir des caractéristiques mécaniques élevées.

#### **4.1. - Les matériaux non traités**

Les graveleux latéritiques constituent les matériaux les plus utilisés en couche de base au Sénégal. A l'état cru son indice portant doit être supérieur à 80% mesuré après 4 jours d'imbibition sur squelettes compactés à la teneur en eau optimale.

#### **4.2. - Les matériaux traités**

##### **4.2.1. - Matériaux améliorés ciment**

Le contexte de rarefaction des matériaux de qualité a beaucoup contribué au développement des procédés de traitement et de stabilisation dans les projets routiers. Les objectifs visés sont l'amélioration des propriétés géotechniques :

- aptitude au compactage,
- diminution de la sensibilité à l'eau, au de la résistance et de la portance.

Dans le cas d'amélioration au ciment les pourcentages utilisés sont 1, 2 et 3 % en poids. Ceci aura comme effet de réduire la plasticité du matériau, son aptitude au compactage améliorée et la portance considérablement augmentée (> 180 %).

Dans le cas de la stabilisation, la quantité de ciment est supérieure à 3 % et inférieure à 7 %. Pour le cas des bétons neufs le pourcentage en ciment est de l'ordre de 10 à 12 %. La stabilisation peut aussi se faire avec un liant hydrocarboné ou de façon mécanique.

##### **4.2.2. - Sables améliorés au bitume**

L'amélioration au bitume s'effectue pour des sols de bonne portance et de mauvaise tenue à l'eau. Il peut être utilisé en couche de base pour les trafic T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>, et parfois T<sub>3</sub>.

D'après le CEBTP nous avons le résumé des matériaux de couches d'assises de chaussées en fonction du type de trafic.

Trafic	Couche de fondation	Couche de base
T <sub>1</sub>	Graves latéritiques Sable argileux améliorés in-situ granulométriquement Graves sableuse Tout-venant de concassage 0/60	Graves latéritiques ou améliorés (au ciment, au concassé ou à la chaux) Sable améliorés au ciment ou au bitume Tout-venant de concassage 0/40
T <sub>2</sub>	Graves latéritiques (améliorées au besoin) Sol traité au bitume Sol traité à la chaux ou au ciment Tout-venant de concassage 0/60	Graves latéritiques de très bonne qualité (améliorées au besoin) Sol bitume (mélangé en centrale). Sol traité à la chaux ou au ciment. Tout-venant de concassage 0/40
T <sub>3</sub>	Graves latéritiques de très bonne qualité (améliorées au besoin) Sol bitume (mélangé en centrale). Sol traité à la chaux ou au ciment Tout-venant de concassage 0/40	Graves latéritiques d'excellente qualité (préférablement améliorées) Sol fins (mélangé en centrale) Tout-venant de concassage 0/40
T <sub>4</sub>	Graves latéritiques d'excellente qualité (préférablement améliorées) Sol bitume (mélangé en centrale) Sol traité en centrale, à la chaux ou au ciment	Graves latéritiques (améliorées en centrale) Grave bitume ou grave ciment Tout-venant de concassage 0/40 (préférablement amélioré au ciment ou au bitume)

Tableau 3 - Matériaux de couches d'assises

## 5. - Les matériaux de revêtement

### 5.1. - Les enduits superficiels (ESU)

Les enduits superficiels sont une structure monocouche ou bicouche à simple ou double gravillonnage constitué de granulats, de liants hydrocarbonés et éventuellement d'une dope d'adhésivité.

La granularité utilisée doit permettre de former une mosaïque de telle sorte que les **granulats** de petites dimensions remplissent les vides entre les gros granulats.

Le choix du **liant** est fonction du niveau de trafic, de l'état du support et de la période de l'année d'exécution : on retient en règle que le liant est d'autant plus visqueux que la circulation est importante.

L'utilisation d'une **dope** d'adhésivité permet d'assurer le mouillage du granulat par le liant et s'opposent ultérieurement à la rupture de cette liaison.

La structure de l'enduit (monocouche ou bicouche) dépend du trafic et de l'état du support. Les structures monocouches sont composées d'une couche de granulat (3/8 et 8/16) et d'une couche de granulats (6/10 et 10/14) pour les trafics faibles  $T_1$ ,  $T_2$  et  $T_3$ . Pour les structures bicouches nous avons deux couches de granulats (2/4 et 6/10) et deux couches de granulats (4/6 et 10/14).

La rapidité d'exécution et le coût peu élevé des enduits superficiels font qu'ils sont plus utilisés. Cependant ils sont limités au trafic faible.

## **5.2. - Les enrobés denses**

Ce sont des mélanges de liant (bitume) et de granulats en centrale posés à chaud et qui doivent être répandus et compactés pendant qu'ils soient à une température élevée. La température minimale de pose est de 120°C. Elles assurent les rôles de rugosité, d'étanchéité et d'uni de la couche de roulement.

Au Sénégal les enrobés denses utilisées sont à base de bitumes semi-durs. Rappelons que le bitume est un liant hydrocarboné à base d'hydrocarbure. Il existe cinq classes de bitumes semi-durs identifiés par les numéros : 40/50, 60/70, 85/100, 120/150 et 200/300. Pour chacune la classe devra être comprise entre les deux valeurs qui la composent : c'est l'essai de pénétrabilité qui permet de classer les bitumes semi-durs.

Le genre de projet et les conditions climatiques nous aident à choisir le type de bitume approprié. Ainsi les bitumes routiers les plus utilisés au Sénégal sont le 40/50 et le 60/70.

## **5.3. - Les bétons bitumineux**

### **5.3.1. - Définition**

Le béton bitumineux est un mélange, parfaitement contrôlé et de haute qualité, réalisé à chaud. Il est constitué de granulats de bonne qualité et bien calibré provenant exclusivement de roches massives et de bitume pur tenant à la fois d'éléments mouillant et agglutinant. Il doit être bien compacté en une masse uniforme et dense.

### 5.3.2. - Domaine d'utilisation

Les bétons représentent à l'heure actuelle l'une des solutions techniques les plus avancées pour la réalisation des couches de roulement des chaussées revêtues.

Par rapport aux autres mélanges bitumineux (sand-asphalt, enrobé dense...) le béton bitumineux présente les avantages suivants :

- une meilleure homogénéité d'ensemble
- une meilleure étanchéité
- une grande stabilité
- une meilleure résistance au glissement

Suivant le pourcentage des vides, du filler d'ajout et de la granulométrie on distingue les bétons bitumineux des enrobés denses comme résumé dans le tableau ci après :

Type de mélange	Granulats	Liant
<b>Bétons bitumineux</b>	Concassés (sable peut rond) Roche dure, non polissable Forme cubique, propre Fuseau étroit % filler élevé % vides de 4 à 6	Bitume ou bitume-goudron en pourcentage dépendant du pourcentage de filler
<b>Enrobés denses</b>	Concassés, ronds ou mélange des deux Fuseau large % filler faible (5 %) % vides de 8 à 12	Bitume % de 4 à 5

**Tableau 4** - Composition des mélanges bétons bitumineux et enrobés denses

### 5.4. - Le Sand Asphalt

C'est un sable 0/D enrobé à chaud avec D compris entre 2 et 4. Il est constitué de sable roulé et de bitume entre 6.5 et 7 % du poids. On peut éventuellement adjoindre du sable concassé pour améliorer sa performance. Son utilisation est recommandée pour les trafic T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>.

Afin d'avoir une bonne qualité des matériaux pour les chaussées, on exigera en laboratoire les critères de portance et de stabilité satisfaisants. En plus de ces critères, le cahier de prescriptions techniques d'un projet donné devra indiquer les caractéristiques minimales admissibles de plasticité, de granulométrie et de compactage.

## Chapitre 4. - Les modèles de la mécanique des chaussées

Le dimensionnement de toute structure de chaussée consiste à évaluer le niveau de sollicitation et ensuite de le confronter aux paramètres limites des différents matériaux de la chaussée.

Les modèles de la mécanique des chaussées permettent d'expliquer le fonctionnement et le comportement des divers types de structures routières à partir d'une schématisation simple des structures et des charges appliquées. Ils permettent aussi d'évaluer le niveau de sollicitation d'une structure de chaussée. Les modèles doivent donc représenter le plus possible le fonctionnement des structures étudiées.

Par souci de simplicité, la plupart des méthodes de calcul de la réponse mécanique de la chaussée sont basées sur des hypothèses simplificatrices :

- charge idéalisée,
- comportement linéaire élastique des matériaux ;
- couches constituées de matériaux homogènes et isotropes.

On examinera dans ce chapitre les différents modèles de type analytique qui se sont succédés dans le temps et qui sont les plus fréquemment utilisés.

### 1. - Modèle de Boussinesq (1885)

Le mathématicien Français Boussinesq considère le sol comme un massif élastique, semi infini. Il suppose en plus que le corps de chaussée en matériau granulaire n'est pas très différent du sol support. La charge  $q$  du pneumatique appliquée à la chaussée génère une contrainte en fonction de la profondeur. Le but est de rechercher à quelle profondeur du sol support la contrainte verticale a été suffisamment diffusé pour ne pas dépasser la contrainte admissible. L'allure du diagramme de contrainte à différentes profondeurs est schématisée sur la figure 6. L'expression de la contrainte est :

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

où

$q_o$  : pression appliquée par le pneumatique

$a$  : rayon d'action de la charge,  $z$  : profondeur

Il reste donc à déterminer la contrainte admissible  $\sigma_{adm}$  du sol ainsi que la profondeur (épaisseur du corps de chaussée) pour laquelle, la contrainte verticale  $\sigma_z$  sur le sol support ne dépasse pas celle admissible du sol.

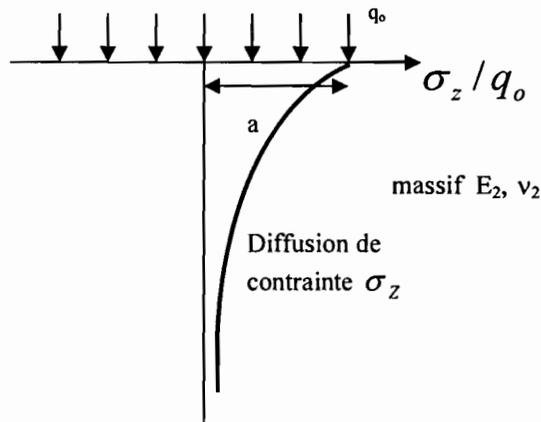


Fig. 6 - Diffusion de la contrainte selon Boussinesq

## 2. - Modèle bicouche

Dans le cas d'une faible contrainte sur le support ; il peut être coûteux de réaliser la répartition des pressions par l'intermédiaire du corps granulaire ou bien le dimensionnement pour un corps de chaussée granulaire peut mener à une épaisseur forte. Pour l'éviter, les matériaux peuvent être traités aux liants hydrauliques ou hydrocarbonés. Le liant, avec son aptitude d'augmenter le module, modifie donc son comportement mécanique.

La couche de chaussée fléchit sous la charge et s'accompagne de contrainte de traction par flexion à la base de la chaussée. Pour le dimensionnement nous devons satisfaire deux critères qui conditionnent son comportement dans le temps :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_z \leq \sigma_{adm} \text{ et} \\ \sigma_t \leq \sigma_{tadm} \text{ qui est une condition nécessaire et suffisante car } \sigma_t \leq \sigma_{tadm} \rightarrow \sigma_z \leq \sigma_{adm} \end{array} \right.$$

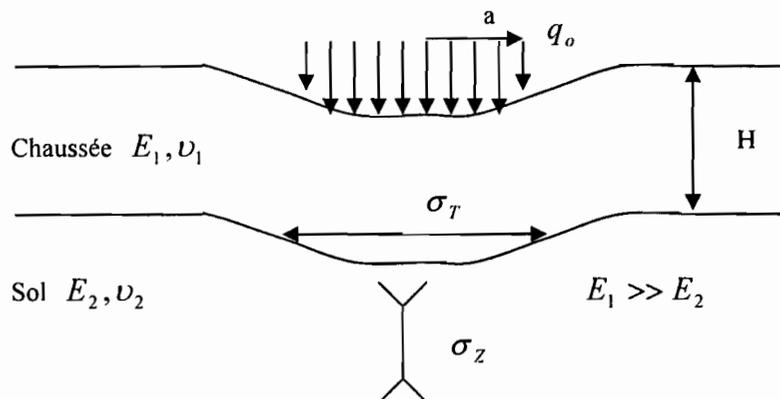


Fig. 7 - Diffusion de la contrainte d'une couche liée

## 2.1. - Modèle de Hogg

Le modèle bicouche génère des contraintes verticales et des déplacements qui sont difficiles à résoudre. Pour les déterminer, Hogg assimile la chaussée à une plaque mince et utilise les hypothèses simplificatrices de Navier :

- le plan moyen est confondu avec la fibre neutre
- les sections planes restent planes pendant la déformation
- les contraintes suivant une direction transversale peuvent être négligées

Les déplacements verticaux satisfont à l'équation de Lagrange qui fournit une première relation entre les deux inconnues  $\omega$  et  $\sigma_z$

$$D\Delta^2\omega = p$$

$$D = \frac{E_1 H}{12(1-\nu_1^2)} \quad [ 2 ]$$

$D$  : est un facteur de rigidité

$p$  : la somme des pressions  $p = \sigma_z - q_o$

$\omega$  : la déflexion et  $\Delta^2\omega = \frac{\sigma_z - q_o}{D}$  [ 3 ]

La deuxième relation est obtenue en assimilant les déplacements verticaux de la fibre neutre de la plaque aux déplacements verticaux du massif (dus aux contraintes sur le massif selon Boussinesq). De plus le glissement de la chaussée sur son support est supposé parfait.

Pour  $P = \pi \cdot q_o \cdot a$  : charge par roue, la contrainte de traction est donnée par la formule de Hogg :

$$\sigma_r = \frac{1}{H} \cdot \frac{1+\nu}{2} \cdot \frac{P}{\pi} F\left(\frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{H^3}{a^3}\right) \quad [ 4 ]$$

On note  $D$  le facteur de rigidité et :  $D = \frac{1+\nu}{2x\pi} \cdot F\left(\frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{H^3}{a^3}\right)$

le facteur de rigidité relative  $\frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{H^3}{a^3}$

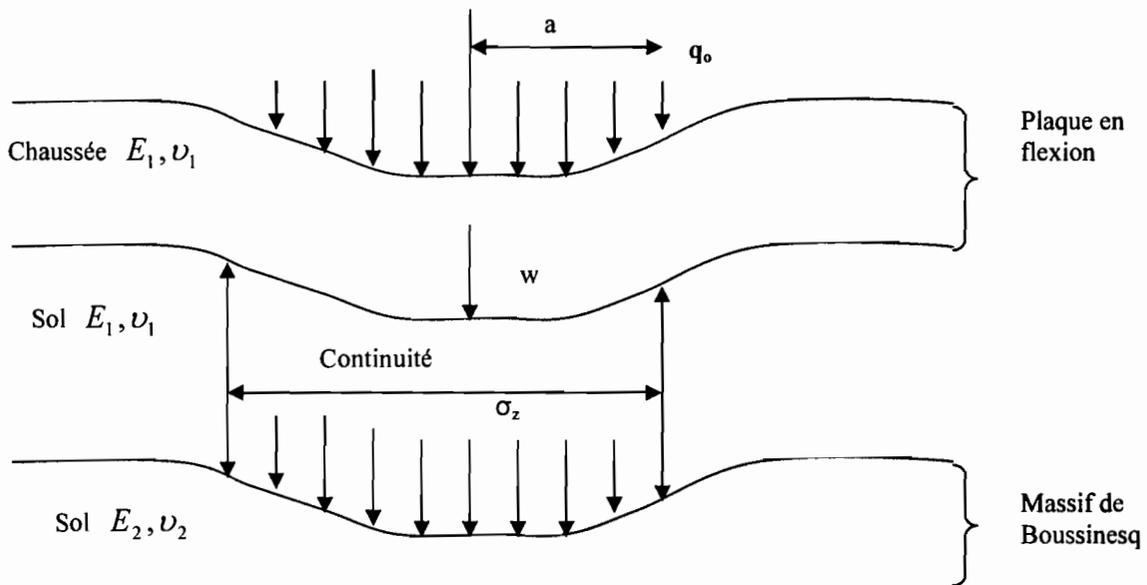


Fig. 8 - Diffusion de la contrainte selon Hogg

## 2.2. - Modèle de Westergaard

Outre l'hypothèse de la plaque utilisée par Hogg, Westergaard considère le sol comme un assemblage de ressort dont le déplacement vertical en un point est proportionnel à la pression verticale en ce point soit  $V = k\omega$ , voir schéma du modèle de calcul.

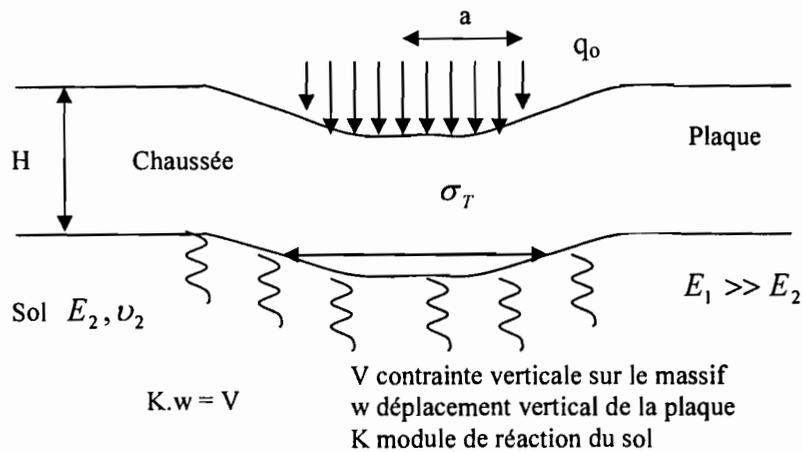


Fig. 9 - Diffusion de la contrainte selon Westergaard

Plus tard Lagrange a proposé la relation :  $\Delta^2 \omega(r) = \frac{V(r) - q_0}{D}$  [ 5 ]

C'est une équation différentielle du 4<sup>ème</sup> ordre pour laquelle les hypothèses simplificatrices de Hankel ont beaucoup aidé à la résolution.

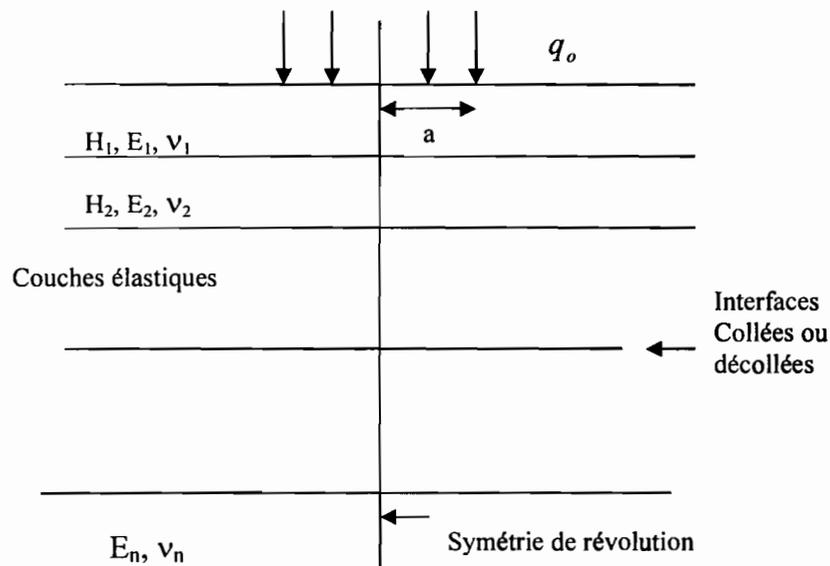
### 3. - Les modèles multicouches (Burmister 1943)

Après avoir étudié les bicouches et su apprécier le rôle de l'épaisseur, l'influence du rapport de module entre couche et l'influence du rayon de chargement.

Burmister a développé le cas de modèle à n couches. Il s'agit là d'un modèle assez puissant puisque :

- les couches sont considérées comme des solides élastiques
- les interfaces entre couches peuvent être soit collées ou décollées
- le cas des charges multiples peut être appliqué en additionnant les effets de charges élémentaires.

Pour évaluer les contraintes et les déplacements dans les couches, Burmister a utilisé la théorie de l'élasticité et l'hypothèse de la symétrie de révolution du chargement qui a beaucoup facilité les calculs.



**Fig. 10** - Diffusion de la contrainte selon Busmister

Les transformations de Hankel ont facilité la résolution des équations du problème d'élasticité, en coordonnées cylindriques. Les formules sont généralisées pour n couches. Ce qui devient fastidieux car pour un point donné il faut  $4n$  fonctions en ce point et on déduit les valeurs des contraintes  $(\sigma_z)_i$  et des déformations  $(w)_i$ .

C'est avec le développement de l'outil informatique que ce modèle est maintenant plus accessible et est le plus utilisé. Les logiciels de calcul permettant de résoudre ce modèle sont : Alizé3<sup>®</sup> du LCPC, Ecoroute<sup>®</sup> de l'ENPC, Bistro de Shell et Chev de Chevron.

## Application

Le code d'entrée Alizé3<sup>®</sup> permet de calculer sous une ou plusieurs charges, les contraintes et déformations en différents points d'un massif semi-infini.

Ce code est basé sur la théorie de Burmister et est conçu pour l'essieu 13 tonnes ; la charge  $q$  s'exerce sur deux cercles de rayon  $a = 12.5$  cm distants de  $l = 37.5$  cm (entre axe)

Par hypothèse, la structure d'une chaussée est déterminée par  $n$  couches d'épaisseurs finies (sauf la dernière), infinies en plan (on se trouve ainsi dans l'hypothèse de la contrainte plane). Les matériaux ont un comportement élastique linéaire.

Chaque couche de chaussée est caractérisée par les paramètres suivants :

- Epaisseur  $h$ ,
- Module  $E$
- Coefficient de poisson  $\nu$
- Liaison avec couche voisine (**collée ou décollée**)

La détermination des modules des corps granulaires et des sols de plate-forme se fait par la méthode CBR à savoir :

$$E = 50 \text{ CBR} \quad [ 6 ]$$

Pour le cas d'une réhabilitation le module de l'ancienne chaussée est obtenu par les calculs de déflexions.

Tous les résultats de calculs des contraintes et des déformations obtenus jusqu'ici étaient basés sur l'analyse des systèmes de couches linéaires élastiques. Le comportement **élastique et linéaire** a été l'hypothèse de base des équations de mécanique des chaussées.

Cependant d'après les recherches effectuées ces 30 dernières années, les matériaux granulaires utilisés en couches de chaussées ont révélé un comportement **élastique non linéaire**. Du moins le comportement linéaire est de courte durée lors de l'application de la charge. De ce fait la relation contrainte déformation n'est plus linéaire. Donc nous passons du module de Young  $E$  au concept de module réversible qui est fonction de la contrainte appliquée.

#### 4. - Yang H HUANG (1968 a)

Pour étudier l'effet de la non linéarité des matériaux granulaires sur les contraintes, les déformations verticales et les déflexions, Yang H HUANG divisait le demi espace en plusieurs couches comme montré sur la figure 11 suivante et applique la théorie de Burmister

pour déterminer les contraintes au milieu de chaque couche. Une fois les contraintes obtenues le module de chaque couche est déterminé par l'équation :

$$E = E_0(1 + \beta\theta) \quad [ 7 ]$$

- $E_0$  est le module élastique initial
- $\beta$  est une constante du sol indiquant l'accroissement dans le module élastique par unité l'accroissement dans  $\theta$  où
- $\theta$  est l'invariant de contrainte ou la somme des contraintes principales :

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

La somme des contraintes représente la trace du tenseur des contraintes qui s'écrit:

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{pmatrix} \text{ avec } \sigma_{ij} = \sigma_{ji}$$

Au début un module élastique est supposé pour chaque couche et les contraintes sont obtenues par la théorie des couches. En se basant sur ces contraintes nous pouvons calculer  $\theta$ , le nouveau module est déterminé par l'équation et une nouvelle série de contraintes est ensuite calculée. Le procédé est répété jusqu'à ce que le module entre deux itérations consécutives convergent à une tolérance spécifiée.

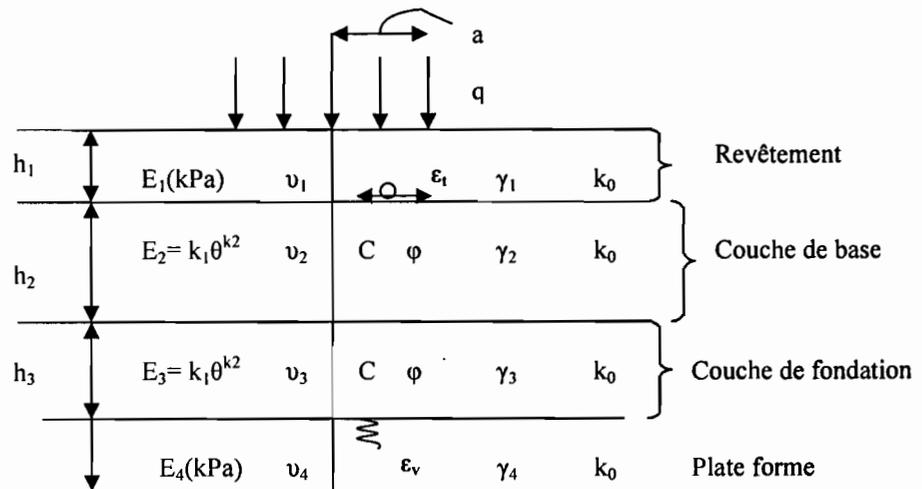


Fig. 11 - Coupe d'un système non linéaire de quatre couches.

La couche de surface en béton bitumineux est considérée comme linéaire élastique (loi visco-élastique). Les couches de base et de fondation en matériaux granulaires traités ou non sont considérées non linéaires (loi élastique non linéaire). Les modules de ces couches sont exprimés par des modèles sous la forme :

$$M_r = f(k_i, \theta, \sigma) \quad [ 8 ]$$

Le sol support est soit linéaire soit non linéaire. Dans le cas des sols cohésifs non linéaires, le module réversible est spécifié en termes de contrainte déviatorique à travers le modèle bilinéaire. Le comportement bilinéaire peut être exprimé sous la forme :

$$M_r = k_1 + k_3 [(k_2 - (\sigma_1 - \sigma_3))] \text{ quand } (\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_d < k_2 \quad [ 9 ]$$

$$M_r = k_1 - k_4 [(\sigma_1 - \sigma_3) - K_2] \text{ quand } (\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_d > k_2 \quad [ 10 ]$$

Très souvent la non linéarité de plate forme a peu d'influence sur les résultats d'analyse. La plate forme est supposée linéaire élastique dans les cas applications.

Le développement de l'outil informatique nous a facilité l'utilisation des ces méthodes pour la détermination des contraintes et des déformations subies par les matériaux soumis à des charges. Un ensemble de programmes a été mis au point par l'Etat de Michigan dont MICH-PAVE<sup>®</sup>, ILLI-PAVE<sup>®</sup>, KENLAYER<sup>®</sup>, DAMA<sup>®</sup>, ELSYM5<sup>®</sup>, etc.

### Application

Le programme MICH-PAVE principalement utilisé dans cette analyse est basé sur les éléments finis non linéaires utilisés pour l'**analyse mécanistique** des structures de chaussées. Il est très similaire à ILLI-PAVE. Ce sont des logiciels basés sur des programmes d'éléments finis. Ils modélisent les structures multicouches et calculent les contraintes, les déformations et les déflexions à travers les couches de chaussées. Pour cela, il faut les paramètres :

- Nom de la couche,
- Type de couche : linéaire ou non linéaire ;
- Epaisseur ;
- Coefficient de Poisson ;
- Module ;
- Les caractéristiques pour chaque matériau composant la couche considérée : les paramètres non linéaires  $k_i$ , la cohésion  $c$ , l'angle de frottement interne  $\phi$ , masse volumique et le coefficient de pression des terres au repos  $k_0$ .

Les détails pour ces paramètres sont abordés au chapitre 6.

## Chapitre 5. - Problématique du choix du module des matériaux

La performance structurale d'une chaussée s'évalue principalement par l'étude de la réaction de la chaussée sous charge, ce qui est l'évaluation du comportement mécanique des matériaux qui la composent.

Pour le dimensionnement structural d'une chaussée, la propriété majeure considérée est la rigidité du matériau (relation contrainte-déformation). La loi de comportement d'un matériau relie l'état de contrainte à l'état de déformation. De ce point de vue le comportement d'un sol et des matériaux d'assises peuvent être analysés en laboratoire (essais de compression simple, essais triaxiaux) ou directement sur le terrain (essai de plaque).

### 1. - Caractérisation des matériaux routiers

Comme précédemment annoncé, un véhicule impose à la chaussée une charge, qui est génératrice de contraintes et de déformations dans toute l'épaisseur de la structure. La caractéristique majeure qui permet d'évaluer ces contraintes est le **module** exprimé en MPa. Il caractérise la rigidité des matériaux de chaussée. Dans ce chapitre nous traiterons le **module de Young** qui définit la constante proportionnelle entre la contrainte et la déformation dans l'approximation linéaire et le **module réversible dans le cas non linéaire**.

### 2. - Détermination du module E des matériaux

En mécanique des sols, le module E d'un matériau peut être déterminé à l'aide d'un certain nombre d'essais dont : l'essai de compression simple, l'essai de Plaque ; nous avons aussi des études de corrélations pour l'évaluation du module.

#### 2.1. - Essai de compression simple

On utilise une éprouvette cylindrique normalisée qu'on écrase dans le sens longitudinal au moyen d'une pression agissant à vitesse constante. Deux disques de mêmes diamètres que l'éprouvette, sont placés à 2 extrémités. A l'aide d'un piston relié à un anneau dynamométrique, on exerce à vitesse constante une charge par l'intermédiaire d'une bille en acier logé dans un trou pratiqué sur le disque supérieur ; on note à des intervalles de temps réguliers la valeur des contraintes et des déformations et ce, jusqu'à la rupture.

Les valeurs expérimentales portées sur un graphique donnent l'allure suivante :

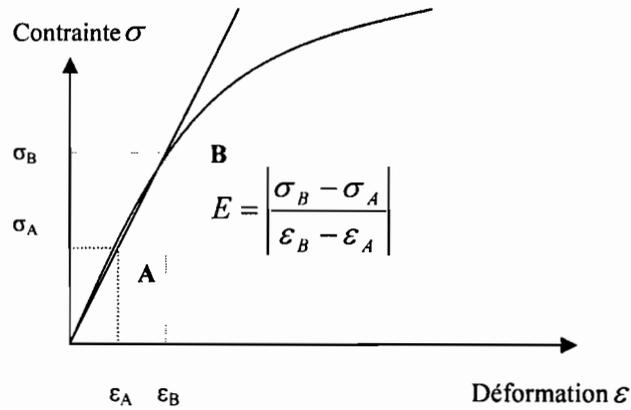


Fig. 12 - Relation contrainte-déformation donnant le module E d'un matériau

### 2.2. - Essai de Plaque

C'est un essai qui permet de mesurer le module de réaction d'un sol à partir de chargement statique (étude de la déformabilité d'une plate forme). On l'utilise pour contrôler le compactage des remblais et assises de chaussées.

L'essai de plaque est réalisé sur le terrain et nécessite la présence d'un camion de 15 tonnes, 6 roues avec châssis long. On utilise soit une plaque de 40 cm de diamètre, soit une plaque de 60 cm et une poutre de BENKELMAN. On réalise deux mises en charge (2.5 bars et 2 bars). On mesure les déflexions  $w_1$  et  $w_2$  correspondantes à partir desquelles on calcule les modules des déformations  $E_{V2}$  et  $E_{V1}$ . Le terme  $E_V$  est donné par la formule de Boussinesq .

$$E_V = \frac{\pi}{2} (1 - \nu^2) \frac{\sigma \cdot r}{e}$$

$r$  : rayon de la plaque rigide       $e$  : enfoncement  
 $\sigma$  : contrainte appliquée       $\nu$  : coefficient de Poisson

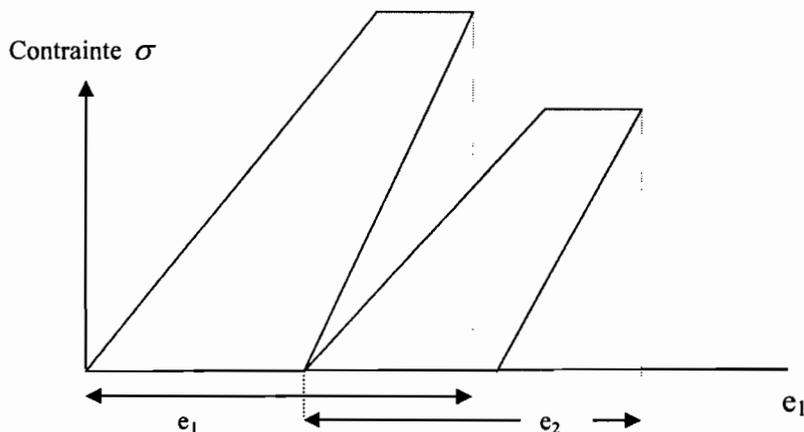


Fig. 13 - Diagramme de chargement de l'essai de Plaque

Le rapport  $k = \frac{E.v_2}{E.v_1}$  donne la compacité et doit être inférieur à 2. Dans la pratique le

module de la couche de grave devrait être proportionnel à celui du sol avec un coefficient pouvant varier de 2 à 4. Ceci dans le but de modérer les contraintes transmises.

$0 < E_{v2} < 5 \text{ MPa}$	sol très déformable (portance 0)
$5 < E_{v2} < 20 \text{ MPa}$	sol déformable (portance 1)
$20 < E_{v2} < 35 \text{ MPa}$	sol déformable (portance 2)
$35 < E_{v2} < 50 \text{ MPa}$	sol peu déformable (portance 3)
$E_{v2} > 50 \text{ MPa}$	sol très peu déformable (portance 4)

Pour une chaussée de trafic T4 et plus

$$20 < E_{v2} < 50 \text{ MPa}, \quad PF_1$$

$$50 < E_{v2} < 120 \text{ MPa}, \quad PF_2$$

$$E_{v2} > 120 \text{ MPa}, \quad PF_3$$

Sol à indice de qualité 0	$0 < E_{v2} < 10 \text{ Mpa}$
Sol à indice de qualité 1	$10 < E_{v2} < 20 \text{ Mpa}$
Sol à indice de qualité 2	$20 < E_{v2} < 40 \text{ Mpa}$
Sol à indice de qualité 3	$40 < E_{v2} < 100 \text{ Mpa}$
Couche de fondation	$E_{v2} > 100 \text{ Mpa}$
Couche de base	$E_{v2} > 100 \text{ Mpa}$

Tableau 5 - Classes des sols selon leur module

### 2.3. - Etudes de corrélations

A partir de l'indice CBR, plusieurs auteurs ont proposés diverses formules pour l'évaluation de la rigidité.

- Ainsi nous avons pour les matériaux non traités :

$$E = 6,5 \text{ CBR}^{0,65} \quad \text{en MPa} \quad \text{G Jeuffroy}$$

$$E = 10 \text{ CBR} \quad \text{en MPa} \quad \text{Laboratoire Shell d'Amsterdam}$$

$$E = 0,85 \text{ CBR}^{0,825} \quad \text{C. Régis (1972)}$$

$$E = 5 \text{ CBR} \quad \text{en MPa} \quad \text{LCPC, cette relation est privilégiée au Sénégal.}$$

$$E = 32 \text{ CBR} \quad \text{en bars} \quad \text{Papa Diallo NDIA YE (2001)}$$

$$E_{\text{dyn}} = 100 \text{ CBR} \quad \text{en bars} \quad \text{CEBTP pour les mesures in-situ au vibreur}$$

- Pour ce qui est des matériaux traités aux liants hydrauliques, nous avons les relations :

$$E_{dyn} = 395.21 R_c + 1215,1 \quad \text{et} \quad E_{dyn} = 295.6 R_{tb} + 3396.6 \text{ bars}$$

$R_c$  : Résistance à la compression à 7 jours,

$R_t$  : la résistance à la traction du béton.

Ces deux résultats sont indiqués par Bocar Malick MBOW (2002).

Les résultats de ses recherches ont abouti à la proposition :  $E = 8000$  à  $9000$  bars au lieu de  $15000$  bars très voisine de la relation  $E = 100 \text{ CBR}$ .

## 2.4. - Module de Young E (1807)

Le module de rigidité ou encore module de déformation d'un matériau est la caractéristique principale qui permet de connaître ses caractéristiques de contraintes et de déformations en élasticité linéaire. Le module E et le coefficient  $\nu$  peuvent être représenté par :

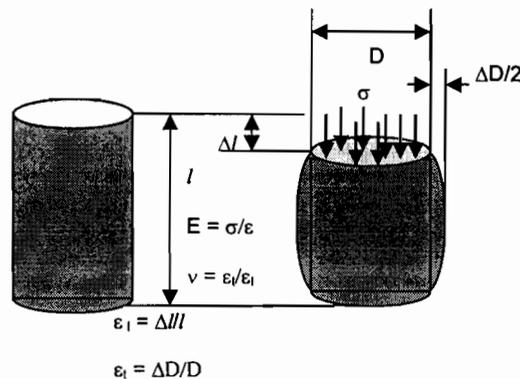


Fig. 14 - Définition de E et  $\nu$

## 2.5 - Importance du module d'élasticité

En général, lorsque les contraintes appliquées sur un matériau entraînent des déformations permanentes, on peut dire sans se tromper que la limite d'élasticité du matériau est dépassée. Ainsi, connaissant la limite d'élasticité, on pourra prévoir la valeur de la contrainte à prendre en compte pour éviter les déformations irréversibles.

**NB** : L'utilisation du module E se fait sur la base d'hypothèses simplificatrices qui sont l'approximation d'un comportement élastique linéaire de la relation contrainte-déformation et la détermination de sa valeur par des corrélations. Cependant des études récentes sur les matériaux granulaires utilisés en couches de chaussées ont révélé un comportement **élastique**

**non linéaire.** Ceci nous amène à aborder le concept de **module réversible** pour caractériser le mieux possible l'état de sollicitation des matériaux routiers.

### 3. - Module réversible

#### 3.1. - Définition et utilisation du module réversible

Le module réversible  $M_R$  est une mesure des propriétés élastiques des matériaux utilisés dans l'analyse mécanistique des systèmes multicouches pour prédire le mécanisme de dégradation des chaussées (fissuration, orniérage ...).

Le module réversible d'un matériau granulaire mise en place peut être évalué par la modélisation selon les modes de déflectométrie effectuée sur la chaussée ou selon les modèles établis en laboratoire avec les résultats d'essais de l'appareil triaxial à chargements répétés. Dans cette étude nous utilisons le deuxième mode d'évaluation.

#### 3.2. - Essai triaxial cyclique

L'essai est réalisé dans une cellule triaxiale à chargement cyclique. La méthode permet de représenter très fidèlement l'état de contrainte et les conditions de sollicitations des matériaux routiers. Il est réalisé sur des éprouvettes cylindriques placées dans une cellule triaxiale et à un champ de contraintes composé :

- d'une pression hydrostatique  $\sigma_3$  appliquée par l'intermédiaire d'un fluide
- d'une contrainte axiale  $(\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_d$ , appelée déviateur de contrainte, appliquée par l'intermédiaire d'un piston.

La contrainte totale est donc  $\sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_1$ . L'éprouvette est entourée d'une membrane étanche et celle-ci permet d'éviter la pénétration de l'eau à l'intérieur de l'échantillon et on peut ainsi contrôler le drainage de ce dernier. De même on pourra mesurer la pression de l'eau interstitielle.

L'essai consiste à faire croître le déviateur à vitesse de déformation constante jusqu'à la rupture,  $\sigma_3$  étant maintenue constante, on peut ainsi tracer dans le plan les cercles de Mohr de rupture pour plusieurs valeurs de  $\sigma_3$ , en effectuant des essais sur les différentes éprouvettes aussi semblables que possibles.

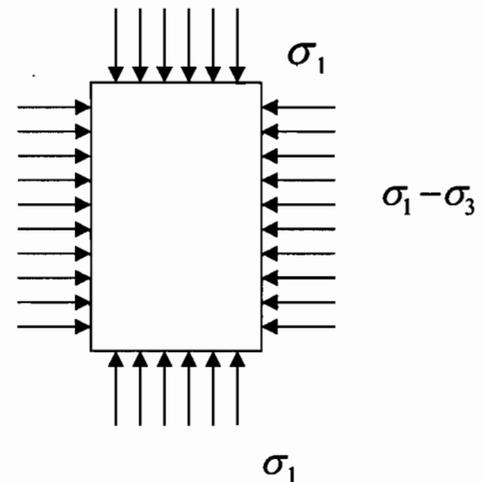
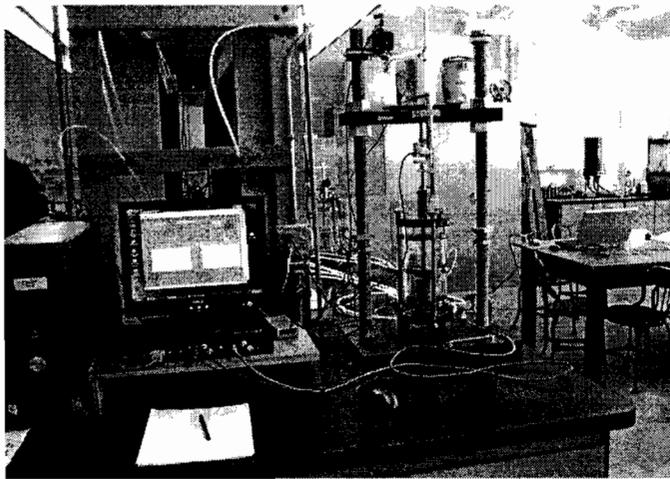


Fig. 15 - Essai triaxial et schéma de l'état des contraintes

### 3.3. - Chargement et déformation lors de l'essai triaxial cyclique

La procédure de l'essai du module réversible suit les étapes suivantes :

- L'échantillon est placé dans une membrane à l'intérieur d'un moule de façon à obtenir la densité voulue,
- Le chargement consiste en une impulsion de charge de 0,1 sec et une période de repos de 0,9 sec;
- Des séquences de 200 chargements sont appliquées à différents niveaux de contrainte pour conditionner l'échantillon;
- Une séquence de 200 chargements est ensuite appliquée à l'échantillon pour chacune des conditions suivantes :

Pression de Confinement $\sigma_3$ (kPa)	Déviateur $\sigma_d$ (kPa)
138	69, 138, 207 et 276
103	69, 138, 207 et 276
69	34, 69, 138 et 207
34	34, 69 et 103

Toutes ces valeurs peuvent varier en fonction de l'état de contrainte défini par  $\sigma_1$  et  $\sigma_1 - \sigma_3$

- $\sigma_1$  est la contrainte majeure verticale
- $\sigma_3$  est la contrainte latérale calculée par la théorie élastique selon la charge appliquée

sur la surface de la chaussée.

Le module réversible  $M_r$  caractérisant le mieux l'état de l'élasticité acquise après quelques cycles de chargement est calculé sur le 200<sup>ème</sup> cycle de chargement de chaque palier. Ce module peut être relié à l'état de contrainte par une relation de type :

$$M_R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_r} = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r}$$

avec  $\sigma_d$  la contrainte déviatorique

$\varepsilon_r$  la déformation réversible

En d'autres termes la mesure en laboratoire du  $M_R$  se définit par le rapport de la contrainte déviatorique sur la déformation réversible recouvrée après le relâchement de la contrainte déviatorique.

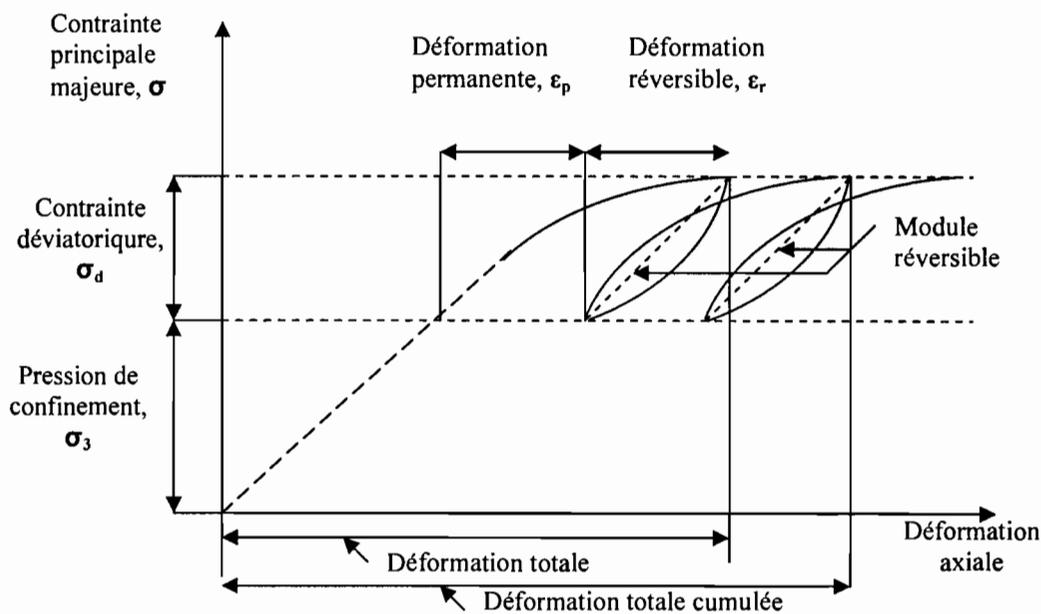


Fig. 16 - Représentation de la mesure du module réversible

### 3.4 - Relation module réversible-contrainte

L'essai triaxial permet de déterminer une relation entre le module réversible et la contrainte appliquée pour donner des modèles. Il permet aussi de reproduire les cheminements de contraintes les plus complexes susceptibles de se retrouver sur le terrain.

Plusieurs modèles sont développés pour le calcul du module réversible des sols de plates formes et des matériaux granulaires utilisés pour couches d'assises. Ainsi nous avons :

### 3.4.1 - Modèle K- $\theta$ (matériaux à gros grains)

Ce module est le plus fréquemment utilisé, et surtout pour les matériaux à gros grains

$$M_R = k_1 \times \theta^{k_2}$$

$M_R$  module réversible en kPa

$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$ , en kPa, somme des contraintes

$\sigma_1$  est la contrainte majeure verticale,  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$  contrainte horizontale moyenne et contrainte mineure de confinement en laboratoire

$k_1, k_2$  coefficients élastiques non linéaires déterminés expérimentalement.

Matériaux	Modèle K- $\theta$			
	Coefficient - k du modèle		Module réversible (Mpa)	
	k1	k2	$\theta = 378$ kPa	$\theta = 483$ kPa
Sindia 95% OPM	78,72	0,5463	2050,69622	2346,26498
Sindia 2% ciment	68,957	0,6691	1796,36508	2055,27774

Tableau 6 - Calcul du module réversible par le modèle granulaire

### 3.4.2 - Modèle K- $\sigma_d$ (matériau à grains fins)

$$M_R = k_1 \times \sigma^{k_2}$$

$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$  contrainte déviatorique en kPa

$k_1, k_2$  coefficients élastiques non linéaires

Matériaux	Modèle K- $\sigma$			
	Coefficient- k du modèle		Module réversible (Mpa)	
	k1	k2	$\sigma = 69$ kPa	$\sigma = 138$ kPa
Sindia 95%	37,458	0,3397	157,83438	199,73837
Sindia 2% ciment	54,526	0,3956	291,10679	382,94800

Tableau 7 - Calcul du module réversible par le modèle bilinéaire (sols fins)

### 3.4.3 - Modèle de Witczac et Uzan (1988)

C'est le modèle le plus représentatif des matériaux granulaires car il tient compte des effets de la résistance au cisaillement des matériaux.

$$M_R = k_1 \times \theta^{k_2} \times \sigma_d^{k_3}$$

$M_R$  module réversible en kPa

$\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$  en kPa , somme des contraintes

$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$  contrainte déviatorique en kPa

$K_1, k_2, k_3$  coefficients élastiques non linéaires

Matériaux	Modèle Uzan				
	Coefficient k du modèle			Module réversible (Mpa)	
	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$\theta = 378\text{kPa}$	$\theta = 483\text{kPa}$
				$\sigma_d = 69 \text{ kPa}$	$\sigma_d = 138 \text{ kPa}$
Sindia 95%	85	0.60	-0,09	2043,70208	2224,32420
Sindia 2% cim	56	0,87	-0,21	4022,05110	4303,75383

**Tableau 8** - Calcul du module réversible par le modèle universel

### 3.4.4 - Modèle de Andrei (1999)

$$M_R = k_1 P_a \times \left( \frac{\theta - 3k_6}{P_a} \right)^{k_2} \times \left( \frac{\tau_{oct}}{P_a} + k_7 \right)^{k_3}$$

$M_R$  = module réversible en kPa

$\theta$  = somme des contraintes principales

$\theta = \sigma_1 + \sigma_1 + \sigma_1$  ,

$\tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3} \Delta\sigma_d$  contrainte de cisaillement octaédrique

$P_a$  100 kPa pression atmosphérique

$k_i$  sont des paramètres constants déterminés par une analyse de régression linéaire. Pour  $k_6$  et  $k_7$  nuls, nous avons:

Matériaux	Modèle Andreï				
	Coefficient k du modèle			Module réversible (Mpa)	
	k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>	k <sub>3</sub>	$\theta = 483\text{kPa}$	$P_a = 100\text{ kPa}$
				$\sigma_d = 69\text{ kPa}$	$\tau_{oct} = 32,5269$
Sindia 95%	10 710	-0,05	0,6	504,58993	
Sindia 2% ciment	17 915	-0,11	0,87	567,06619	

Tableau 9 - Calcul du module réversible par le modèle Andreï

## Chapitre 6. - Application des programmes d'éléments finis

### 1. - Modélisation de la réaction des chaussées sous un chargement

Bien que les sollicitations du trafic routier et que la plupart des essais nos destructifs soient dynamiques, les méthodes courantes pour simuler le comportement structural d'une chaussée utilisent des modèles de chargement statique. La charge statique représente un cas particulier du chargement dynamique.

Les modèles analytiques permettent d'évaluer la distribution de la contrainte  $\sigma$ , de la déformation  $\varepsilon$  et de la déflexion  $w$  à la surface en tout point du corps de la chaussée lorsqu'elle est soumise à une charge. Ces modèles sont utilisés principalement pour faire le dimensionnement des chaussées et évaluer la performance structurale à long terme dans les méthodes mécanistiques (critère de fissuration des chaussées par fatigue et d'accumulation de déformation permanente à la surface de l'infrastructure).

St Laurent et Roy ont présenté des logiciels permettant de modéliser le comportement mécanique des chaussées dont entres autres ILLI-PAVE<sup>®</sup>, ELSYMS<sup>®</sup>, DAMA<sup>®</sup>, VIEM<sup>®</sup> et MICH-PAVE<sup>®</sup>.

### 2. - Programme ILLI-PAVE

#### 2.1. - Description

Le programme de calcul ILLI-PAVE considère la chaussée comme un solide de révolution axisymétrique et la divise en un nombre fini d'éléments, chacun ayant une section circulaire concentrique.

Les contraintes principales dans les granulats et les couches de plate forme sont modifiées en fin de chaque itération. En fait ces contraintes ne doivent pas dépasser les résistances maximales des granulats telles définies par le critère de rupture de Mohr-Coulomb.

#### 2.2. - Modification des contraintes

La procédure de modification des contraintes tel incorporée dans ILLI-PAVE et MICH-PAVE peut être bien illustré par un matériau granulaire avec une cohésion nulle et un angle de frottement interne  $\varphi$ . Le critère de rupture de Mohr-Coulomb peut être exprimé ainsi :  $\tau = \sigma \tan \varphi$

avec  $\tau$  contrainte de cisaillement au moment de la rupture,

$\sigma$  : est la contrainte normale et

$\varphi$  : angle de frottement interne.

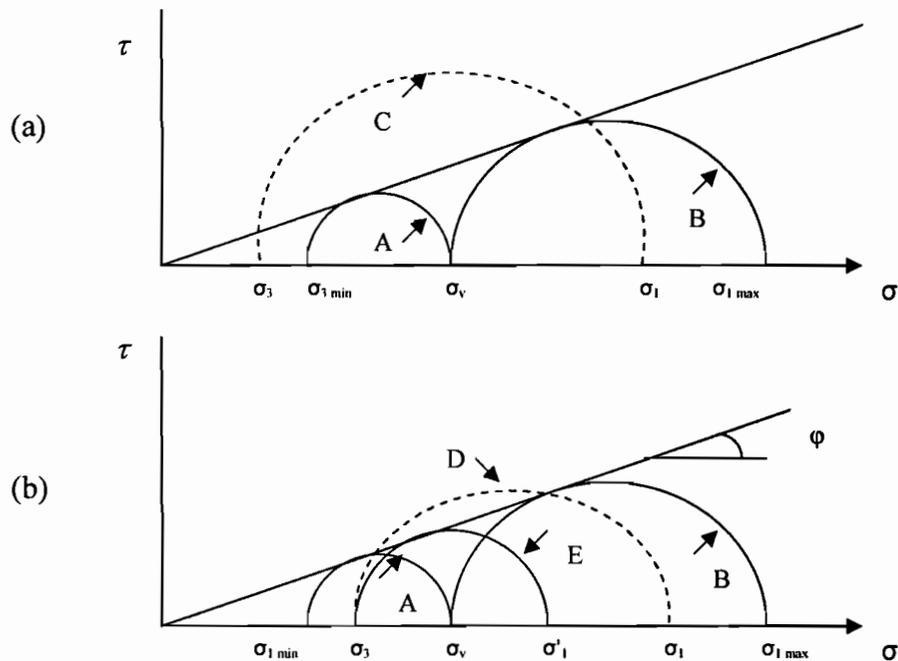
Sous une contrainte de charge verticale  $\sigma_z$  et une contrainte géostatique  $\gamma.z$ , la contrainte verticale totale est :

$$\sigma_v = \sigma_z + \gamma z$$

Le minimum et le maximum des contraintes principales disponibles peuvent être déterminées à partir des cercles de Mohr et sont exprimés comme suit :

$$(\sigma_3)_{\min} = \sigma_z \cdot \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$$

$$(\sigma_1)_{\max} = \sigma_z \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$



**Fig. 17 - Modification des contraintes pour satisfaire le critère de rupture de Mohr-Coulomb**

### 2.3. - Discussion

Si le calcul des contraintes mineures principales  $\sigma_3$ , incluant la contrainte géostatique horizontale est plus faible que  $\sigma_{3 \min}$  tel montré par le cercle C dans la figure 17.a, elle doit être augmentée jusqu'à  $\sigma_{3 \min}$  ainsi le cercle C est réduit au cercle A avec  $\sigma_3 = \sigma_{3 \min}$  et  $\sigma_1 = \sigma_v$ .

Si la contrainte mineure principale  $\sigma_3$  est plus grande que  $\sigma_{3 \text{ min}}$  telle montrée par le cercle D dans la figure 17.b, le maximum de la contrainte majeure principale disponible peut être déterminé par le cercle E et est exprimé par :

$$\sigma'_1 = \sigma_3 \cdot \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

Si  $\sigma_1$  est plus grand que  $\sigma'_1$ , il peut être réduit à  $\sigma'_1$  ainsi le cercle D est réduit au cercle E.

Si la contrainte dans un élément fini est modifiée, elle doit être transférée aux éléments adjoints pour que l'équilibre des équations reste satisfait.

## 2.4. - Lois de Déformations

Les réponses de chaussées générées comprennent la déformation en traction à la base de la couche de roulement et la déformation verticale au sommet de la plate forme. Elles sont données par :

$$\log \varepsilon_t = 2.9496 + 0.1289h_1 - \frac{0.5195}{h_1} \log h_2 - 0.0807h_1 \log E_1 - 0.0408K_1$$

$$\log \varepsilon_c = 4.5040 - 0.0738h_1 - 0.0334h_2 - 0.3267 \log E_1 - 0.0231K_1$$

avec

$\varepsilon_t$  : déformation en tension de la couche de surface en  $10^{-6}$ mm

$\varepsilon_c$  : déformation verticale au sommet de l'infrastructure  $10^{-6}$ mm

$h_1$  : l'épaisseur de la couche de roulement en mm

$h_2$  : l'épaisseur de la couche de base en mm

$E_1$  : le module de la couche de roulement en kPa

$K_1$  : le module réversible de la plate forme.

## 3. - Programme MICH-PAVE

### 3.1. - Description

Le code d'analyse mécanistique MICH-PAVE est un programme d'éléments finis non linéaire utilisé pour analyser les chaussées. Il a été rehaussé pour utiliser une distance limite latérale et beaucoup plus d'éléments finis que les versions antérieures. En conséquence les réponses calculées sont considérablement plus exactes que dans le cas des versions antérieures. Les nouvelles performances des modèles pour prédire la profondeur des ornières et la durée de vie en fatigue ont été améliorées.

### 3.2. - Détermination des contraintes et déformations

Chaque couche dans une section de chaussée donnée est supposée infiniment étendue dans la direction horizontale. On suppose qu'elles sont toutes entièrement collées de sorte qu'aucun glissement ne se produise à la charge appliquée.

Les déplacements, les contraintes et les déformations dus à une charge circulaire d'une roue simple sont calculés. A cause des hypothèses simplificatrices, le problème est réduit à un problème axisymétrique.

#### 3.2.1. - Détermination des contraintes

Généralement pour un système multicouche, la solution analytique de l'état de contrainte et de déformation donne des approximations sévères. Quelques une sont :

- Les propriétés des matériaux de chaque couche sont homogènes, en fait elles sont identiques en chaque point,
- Chaque couche a une épaisseur finie à l'exception de la couche inférieure et elles sont infinies dans les directions latérales,
- Chaque couche est isotrope, la propriété en un point spécifique est la même dans toutes les directions,
- Toute la fissuration se développe entre couche à chaque interface,
- Les forces de cisaillement surfaciques ne sont présentes à la surface,
- Les contraintes solutions sont caractérisées par deux propriétés principales de chaque couche. Elles sont le coefficient de poisson et le module élastique E.

Yorder et Witczac continuent de montrer qu'en un point intérieur n'importe quelle équilibre statique exige 9 contraintes. Ces contraintes sont composées de trois contraintes normales ( $\sigma_z$ ,  $\sigma_r$ ,  $\sigma_t$ ) s'appliquant perpendiculairement aux faces de l'élément et les contraintes de cisaillement ( $\tau_{rz}$ ,  $\tau_{zr}$ ,  $\tau_{rt}$ ,  $\tau_{tr}$ ,  $\tau_{zt}$ ,  $\tau_{tz}$ ) agissant parallèlement aux faces. Les conditions d'équilibres statiques montrent que les contraintes de cisaillement agissant à l'intersection des faces sont égales. A chaque point du système, il existe un certain nombre d'orientation telle que la contrainte de cisaillement soit nulle.

La contrainte normale sous ces conditions est définie comme contrainte normale et est notée par  $\sigma_z$  (contrainte majeure),  $\sigma_r$  (contrainte radiale) et  $\sigma_t$  (contrainte mineure). La somme des contraintes principales en un point est définie par :

$$\theta = \sigma_z + \sigma_r + \sigma_t$$

avec  $\theta$  somme des contraintes.

### 3.2.2. - Détermination des déformations

En considérant un état de contraintes triaxial, les déformations peuvent être déterminées à partir des équations suivantes

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_r + \sigma_t)]$$

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} [\sigma_r - \nu(\sigma_t + \sigma_z)]$$

$$\varepsilon_t = \frac{1}{E} [\sigma_t - \nu(\sigma_z + \sigma_r)]$$

Suivant la direction horizontale, les déplacements, les contraintes et les déformations sont calculées en fonction de la distance radiale.

Suivant la direction verticale, les déplacements, les contraintes et les déformations sont obtenues en fonction de la profondeur.

### 3.3. - Procédure de l'analyse non linéaire

L'analyse non-linéaire se compose de plusieurs itérations. Une analyse linéaire est exécutée dans chaque itération, après quoi le module réversible de chaque élément fini est amélioré au besoin. Si le critère de rupture de Mohr-Coulomb est dépassé dans n'importe quel corps granulaire ou élément cohésif de sol, alors les principaux efforts sont modifiés pour refléter l'état de rupture, et les modules réversible sont déterminé à partir des efforts modifiés (Raad et Figueroa, 1980). L'itération est répétée jusqu'à ce que les modules réversibles de tous les éléments stabilisent.

### 3.4. - Méthode de calcul avec des éléments finis

Nous allons, à titre d'information, décrire les étapes de calculs des éléments finis avant d'analyser les résultats. Pour simplifier, la présentation sera faite sur l'un des modèles de calculs utilisés dans le cadre des études décrites ici.

Les calculs en éléments finis nécessitent :

- la définition géométrique du modèle représentant l'ouvrage étudié (massif de sol, massif de sol et structure de chaussée par exemple, etc.),
- le choix des conditions aux limites,

- le maillage du modèle (décomposition en éléments finis), assemblés en groupe
- la définition des propriétés mécaniques des matériaux constituant les différents éléments,
- la définition des charges appliquées (forces volumiques, forces surfaciques, etc.)
- La nature des matériaux utilisés selon le type de couche.

### 3.5. - Paramètres de modélisation des couches (h, v, c, φ, k<sub>0</sub>, k<sub>i</sub>)

L'évaluation de la réaction d'un milieu multicouche sous un chargement nécessite la connaissance spécifique des paramètres de modélisation de la théorie élastique qui caractérisent les matériaux et le milieu.

Les pages de dialogue contiennent : le nom de la couche et ses propriétés caractéristiques dont : l'épaisseur, le coefficient de poisson, la cohésion, l'angle de frottement, la densité, le coefficient de pression latérales des terres et les paramètres non linéaires caractéristiques des modèles (k<sub>i</sub> ; i=1 à 7).

#### ❖ Types de couches

Le type de matériau employé pour une couche dans la section de chaussée peut être soit linéaire, soit granulaire ou bien cohésif. Pour exécuter une analyse linéaire de la section entière de chaussée, nous indiquons que toutes les couches sont linéaires. Par contre l'indication du matériau granulaire ou cohésif implique le comportement non-linéaire.

#### ❖ Coefficient de poisson ν

Le coefficient de Poisson noté ν est défini par de la relation :

$$\nu = \frac{\varepsilon_{2,3}}{\varepsilon_1} = \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

Il constitue une seconde caractéristique élastique du matériau.

#### ❖ Angle de frottement interne φ

Il dépend de plusieurs facteurs :

- De la nature du matériau qui compose le sol
- De la compacité du sol : plus le sol est serré, plus le densité relative est forte

$$(D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}) \text{ et } \varphi \text{ est plus élevé.}$$

- Caquot et Kérisel ont proposé la relation  $\tan \varphi = \frac{k}{e}$

où k = 0.55 pour sable à grains rugueux

$e$  = indice des vides

Pour des sols cohésifs  $\varphi = 0$ , c'est le cas des structures rigides ou stabilisées.

Type de sol	Angles de frottement interne effectif $\varphi$			
	Etat lâche		Etat compact	
	Pacticules arrondies	Pacticules angulaires	Pacticules arrondies	Pacticules angulaires
Gravier	35°	40°	45°	50°
Gravier et sable	36°	42°	45°	48°
Sable à granulométrie étalée	34°	39°	39°	45°
Sable fin à granulométrie serrée	30°	35°	35°	43°
Sable silteux	25 à 35°		30 à 36°	
Silt	28 à 32°		30 à 35°	

**Tableau 10** - Angles de frottement interne effectif  $\varphi$

#### ❖ La cohésion $C$

La cohésion est la propriété permettant aux particules de sol de rester associées les unes des autres. Elle a la dimension d'une contrainte. Pour la plate forme en général constituée de sables qui sont des sols pulvérulents on a  $C = 0$

#### ❖ Coefficient de pression des terres $k_0$

Dans un matériau élastique soumis à une étreinte triaxiale, la déformation radiale  $\varepsilon_r$  a pour valeur :

$$\varepsilon_r = -\frac{\sigma_r}{E} + \frac{\nu}{E}(\sigma_l + \sigma_r)$$

Pour que cette déformation latérale soit nulle (matériau au repos), il faut que le rapport  $\frac{\sigma_r}{\sigma_l}$  soit égal à  $\frac{\nu}{1-\nu}$ . Pour les sols cohérents, le coefficient de pression au repos  $k_0$  est défini

par :  $k_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$  avec  $\nu$  coefficient de poisson

Pour les matériaux granulaires,  $k_0$  est défini par la formule de Jäky :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

Pour les sols cohésifs,  $k_0$  est défini par la formule :

$$K_0 = 1 - 0,95 \cdot \sin \varphi$$

avec  $\phi$  angle de frottement interne. Quelques valeurs de  $k_0$  sont présentés dans le tableau

Types de sols	Valeurs de $K_0$
Sable lâche	0,45 à 0,5
Sable compact	0,40 à 0,45
Argile non consolidée	0,5
Argile surconsolidée	> 0,50

Tableau 11 - Valeurs de  $k_0$

❖ Les paramètres caractéristiques  $k_i$

Les paramètres  $k_i$  sont déterminés expérimentalement. ils sont des coefficients élastiques non linéaires obtenus par une de régression linéaire.

Les pages de dialogues qui suivent présentent le code d'analyse Mich-Pave :

- **Chargement**

Wheel Load:  [Newton]

Tire Pressure:  (kPa)

Fatigue Life & Rut Depth Computation Required?  Yes  No

Fatigue Life & Rut Depth

Average Annual Air Temperature:  (C)

Allowable Rut Depth:  (mm)

Allowable Fatigue Damage:  %

Kinematic Viscosity:  (centistoke)

- **Types de couches**

Layers (from top)	Thickness
Layer 1: Linear	50
Layer 2: Granular 1	100
Layer 3: Granular 1	150
Layer 4: Linear	120
Layer 5: Linear	900

< | >

Layer Type

Linear

Nonlinear:

Granular

Cohesive

Material Properties

- Paramètres pour couches linéaires

Linear Material Properties			
Thickness (mm)	<input type="text" value="120"/>	Density (kg/cu.m)	<input type="text" value="2000"/>
Modulus (kPa)	<input type="text" value="341800"/>	K <sub>0</sub>	<input type="text" value="0.293"/>
Poisson's Ratio	<input type="text" value="0.25"/>		

- Paramètres pour couches non linéaires

Granular Material Properties			
Thickness (mm)	<input type="text" value="100"/>	K <sub>0</sub>	<input type="text" value="0.293"/>
Poisson's Ratio	<input type="text" value="0.25"/>	K <sub>1</sub> (kPa)	<input type="text" value="68.957"/>
Cohesion (kPa)	<input type="text" value="20"/>	K <sub>2</sub>	<input type="text" value="0.6691"/>
Density (kg/cu.m)	<input type="text" value="2020"/>	φ (degree)	<input type="text" value="45"/>
Model:	<input checked="" type="radio"/> 1: K-θ	<input type="radio"/> 2: K-α <sup>3</sup>	

## **Chapitre 7. – Application : Dimensionnement avec le code Alizé pour le tronçon Séo-Diourbel et analyse mécanistique-empirique avec le code Mich-Pave**

### **A. - Vérification du dimensionnement avec le code Alizé**

#### **1. - Description du moteur de calcul Alizé**

Le moteur de calcul permet la détermination des sollicitation créées par le trafic dans les différentes couches de matériaux constituant le corps de la chaussée. Il met en œuvre le modèle Burmister. Ce modèle s'appuie sur la modélisation mécanique de la structure par un massif semi-infini, constitué d'une superposition de couches de matériau d'épaisseur constante, à comportement élastique linéaire isotrope. Les paramètres descriptifs sont au nombre de deux : le module de déformation **E** et le coefficient de Poisson  $\nu$ .

#### **2. - Paramètres de dimensionnement**

Les paramètres à prendre en compte dans le dimensionnement sont :

- le trafic,
- l'état actuel de la chaussée à réhabiliter,
- La nature des sols de plate forme,
- les propriétés mécaniques supposées intrinsèques des matériaux,
- les variations climatiques afin de déterminer l'état hydrique des plates-formes et de prévoir le comportement des matériaux bitumineux sous l'effet de la température.
- Les conditions de chargements
- Les hypothèses de bases

#### **2.1. - Le trafic**

##### **2.1.1. - Estimation du trafic de base**

En partant des chiffres de 1996 et en admettant un taux de croissance annuel de 10% (vérifié par le comptage de l'an 2000) pendant les années passées, nous estimons que le trafic journalier moyen dans un sens de circulation s'élève à environ 371 poids lourds sur une voie pour ce tronçon (Rapport technique, 2002). Pour le calcul du facteur de cumul **C**, nous partons

d'une durée de service en nombre d'années (n) de 15 ans et d'un taux d'accroissement annuel du trafic (i) de 10%.

Le facteur de cumul C se calcule d'après la formule suivante:

$$C = 365 \left[ \frac{(1 + i)^n - 1}{n \times i} \right]$$

$$C = 365 \left[ \frac{(1 + 0.1)^{15} - 1}{15 \times 0.1} \right]$$

La valeur du facteur de cumul C utilisé pour le calcul du trafic cumulé N est donc:

$$C = 773$$

### 2.1.2. - Trafic cumulé N

Pour le calcul de la structure du renforcement de la route, le trafic à prendre en compte est exprimé par le nombre cumulé d'essieux standard qui passeront sur la chaussée.

La formule permettant le calcul de N est la suivante :

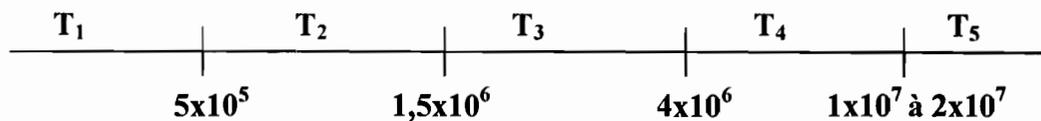
$$N = T \times A \times n \times C$$

$$AN : N = 371 \times 1 \times 15 \times 773 = 4,3.10^6$$

La valeur du trafic cumulé est :

$$N = 4,3.10^6$$

Les structures de renforcement sont calculées pour les valeurs suivantes du nombre cumulé N d'essieux standard de 13 tonnes.



La classe de trafic pour le renforcement de cette route est la classe T<sub>4</sub>.

## 2.2. - Etat de l'ancienne chaussée

### 2.2.1. - Etude d'auscultation

Le but du projet est de renforcer la route dont le corps de chaussée a atteint la limite d'âge. D'une part les mesures de déflexions effectuées sur le tronçon nous ont permis de savoir l'état actuel de la chaussée et de définir avec précision les zones relevant de l'entretien. D'autre part les coupes de sondages ont fournis les épaisseurs des couches dans les sections rencontrées.

### 2.2.2. - Calcul du module E (par déflexions)

Les déflexions mesurées correspondent aux déformations verticales de la chaussée sous 13 tonnes de charges à l'essieu. Les lectures enregistrées varient de 36 à 96 exprimées en  $1/100^{\text{ième}}$  de millimètre. Ces résultats traduisent des déformations faibles à très fortes. Les modules de cette ancienne chaussée sont déterminés par la méthode des déflexions qui traduit le mieux l'état de ruine de la chaussée. Les modules sont donnés par la formule suivante :

$$E = \frac{P.D.(1-\nu^2)}{W_r}$$

Avec **P** : 7 kg/cm<sup>3</sup> (pression de gonflage)

**D** : 37.5 cm (diamètre de l'empreinte)

**$\nu$**  : 0.25 (coefficient de poisson)

**W<sub>r</sub>** : déflexion maximale et minimale mesurées entre les roues

Les valeurs de modules déterminées par déflexions, utilisées pour l'ancienne chaussée, sont présentées dans la figure 18.

## 2.3. - Les sols de plate forme

### 2.3.1. - Reconnaissances des sols

Des études géotechniques sont nécessaires dans tous les projets de construction. En plus de déterminer le type de fondation dans un ouvrage donné, elles servent à trouver des solutions à des problèmes de comportement des ouvrages. Les sondages effectués sur l'itinéraire dans le sens Séo-Diourbel avaient permis des relevés comportant :

- le repérage du sondage suivant le PK et le profil topographique correspondants.
- l'épaisseur de chaque couche rencontrée, tout en précisant la nature du matériau.
- des mesures de densités in situ au niveau de la couche de base et de la plate-forme.
- une coupe de sondage (voir schéma en annexe)

### 2.3.2. - Essais de laboratoire

Les résultats des essais de laboratoire ont permis de déterminer entre autres le module de la plate forme déduit de la relation  $E = 50 \times \text{CBR}$ . Les résultats complémentaires sont présentés à la figure 26 en annexes.

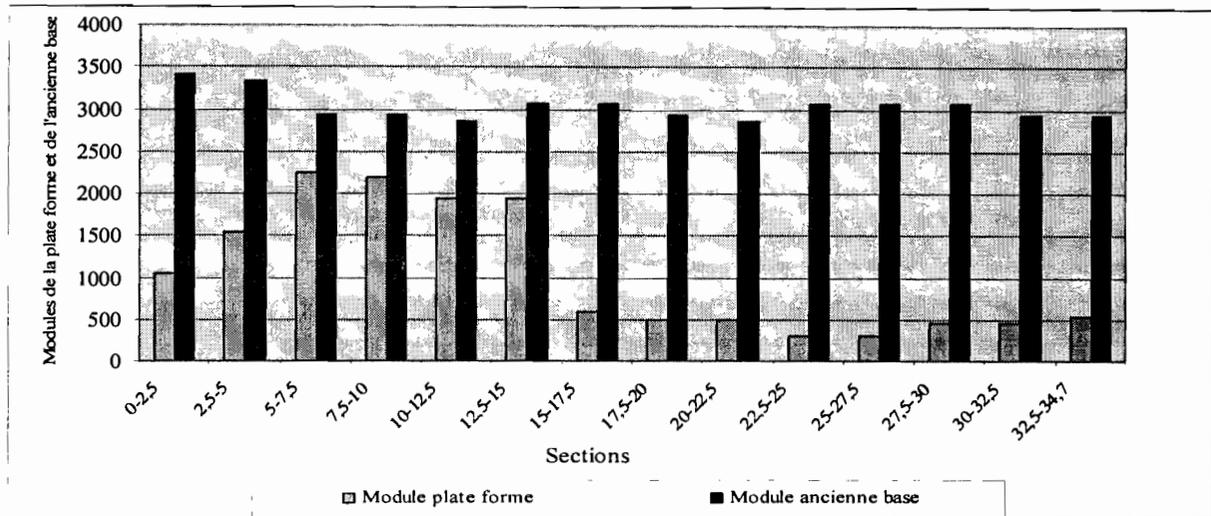


Fig. 18 - Modules de la plate forme et de l'ancienne base en fonction du PK

## 2.4. - Les matériaux

### 2.4.1. - Résultats des essais de la carrière de Sindia

D'après les études effectuées sur différents sites à l'intérieur du Sénégal, la latérite de Sindia a été choisie comme matériau pour le dimensionnement de l'axe Séo-Diourbel.

En ce qui concerne les couches de base et de fondation constituées respectivement en latérite améliorée et en latérite crue, des essais ont été effectués afin de se conformer aux spécifications des Cahiers de Prescriptions Techniques.

#### ❖ Limites d'Atterberg

Limites d'Atterberg	W <sub>L</sub> (%)	W <sub>P</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)
Valeurs	38.2	22.8	15.4

#### ❖ Analyse granulométrique

Caractéristiques	% Grave < 20 mm	% Sable > 2 mm	% Fines < 80 m
Avant CBR	77	22	10
Après CBR	95	54	16

#### ❖ Essais Proctor-CBR

A la suite de l'essai Proctor, le matériau a subi l'essai CBR. Ici le matériau est compacté à la teneur en eau optimale avec une énergie de l'essai Proctor. Le matériau passe par différents états de compacité à savoir :

- 5 couches de 55 coups représentant 100% de compacité
- 5 couches de 25 coups représentant 95% de compacité
- 5 couches de 10 coups représentant 90% de compacité.

La valeur CBR retenue est celle obtenue à 95 % de compacité.

$\gamma_{h \max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$W_{opt}$ (%)	$\gamma_{d \max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	CBR à 95% OMP
22,60	11,7	20,20	60

L'indice de groupe est IG = 4.

D'après la classification AASHTO cette latérite est de classe A2

#### 2.4.2. - Exigences des CPT

Essai	CPT couche de base	CPT couche de fondation	Analyses de la carrière
Refus au tamis de 2mm	> 50%	> 50%	78 %
Fines (éléments < 0,08mm)	> 8% et < 20%	> 5% et < 35%	10 %
Indice de plasticité	< 18	< 20	15.4
Indice CBR à 95% de l'OPM	> 80 ou > 60 (ciment)	> 30	60
Gonflement	< 0,1%	< 0,1%	0

**Tableau 12 - Spécifications des CPT**

En résumé cette carrière se trouve à une distance proche du chantier et le matériau se prête bien pour une mise en œuvre comme couche de fondation. Cette latérite donne une valeur CBR à 60 % et ne répond pas aux spécifications pour être mise en couche de base sans amélioration. Pour l'amélioration de la latérite, le Cahier de Prescriptions Techniques demande une valeur CBR supérieure à 160 %. Dans ce cas la latérite répond aux spécifications à 2% de ciment.

Le passage des véhicules entraîne des sollicitations brèves. A cet effet le module dynamique est utilisé dans cette étude. Sa valeur est au moins trois celle du module statique déterminé expérimentalement :

$$E_{dyn} = 3xE_{stat}$$

Suivant la compacité et le pourcentage d'ajout de ciment, nous avons les résultats suivants :

Latérite de Sindia	Module $E_{stat}$ (bars)	Module $E_{dyn}$ (bars)
Lat1 - 100%	242	725
Lat1 - 95%	<b>453</b>	<b>1 358</b>
Lat1 - 90%	216	649
Lat1 - 1% Ciment	400	1 200
Lat1-2% Ciment	<b>900</b>	<b>2 701</b>

**Tableau 13** - Modules de la latérite de Sindia par l'essai triaxial

Notre couche de base est en latérite améliorée au ciment à **2 %** tandis que la couche de fondation est en latérite crue à **95 %** de compacité.

## 2.5. - Les conditions environnementales

Nous sommes en zone chaude, et les élévations de températures influent fortement sur le comportement des matériaux bitumineux utilisés en particulier pour les enrobés et les ceux traités au ciment. La température du milieu est estimée égale à **30°C**.

### Application : Tronçon Séo-Diourbel

Les mesures suivantes seront employées lors des travaux de renforcement :

- scarification du revêtement existant,
- reconstitution d'une couche de base d'épaisseur en fonction de la section considérée ;
- reconstitution d'une couche de fondation d'épaisseur en fonction de la section considérée ;
- exécution du revêtement en béton bitumineux.

La chaussée est large de **7 m** avec des accotements de **1,5 m**. Le trafic est de type  $T_4$  avec  $N = 4,3.10^6$  essieux de tonnes. La durée de vie du dimensionnement est fixée à **15 ans**.

L'objet du dimensionnement consiste à mettre un revêtement en béton bitumineux, une couche de base en latérite ciment, l'ancienne base étant considérée comme une nouvelle fondation.

Le module du revêtement est pris égal à 13000 bars à 30°C. Son coefficient est également pris égal à  $\nu = 0,35$  ; les autres couches ayant un coefficient  $\nu = 0,25$ .

Les modules des nouvelles couches de base et fondation sont résumés dans le tableau 13.

- Les couches sont supposées toutes collées,
- Nous utilisons le cas d'une roue simple sur tout le tronçon,

### 3. - Calcul de limites admissibles

Pour la vérification des limites admissibles, nous disposons des formules déjà établies au chapitre 2 qui dépendent du type de matériaux constituant la couche considérée.

Pour effectuer les opérations nous avons fait recours aux feuilles de calcul Excel.

- Le critère fondamental de vérification pour les couches bitumineuses est **l'élongation par traction à la base  $\epsilon_t$**  qui est donnée comme suit par le guide :

$$\epsilon_{t-adm} = \epsilon_6 \left( \frac{E_1}{E_2} \right)^{0.5} \left( \frac{N}{10^6} \right)^{-b} k_c x k_r x k_s$$

La valeur en traction de l'élongation admissible est de **318,84.10<sup>-6</sup> mm**. (tableau 27)

- Le critère de dimensionnement porte sur la **contrainte de traction par flexion à la base** des couches traitées.

$$\sigma_t = k_c x k_d x k_r x k_s x \sigma_i$$

La valeur de la contrainte admissible de traction est de **3,88 bars**. (tableau 26)

- Nous vérifions les limites de rupture de la plate forme par les formules :

$$\sigma = \frac{0.3 * CBR}{1 + 0.7 * \log N} \text{ en bars Kerkhoven et Dormon}$$

$$\epsilon_z = 0,028N^{-0,25} \text{ en } 10^{-6} \text{ mm (Loi de tassement Shell)}$$

Les contraintes et déformation verticales au sommet de la plate forme présentent l'évolution suivante en fonction du PK.

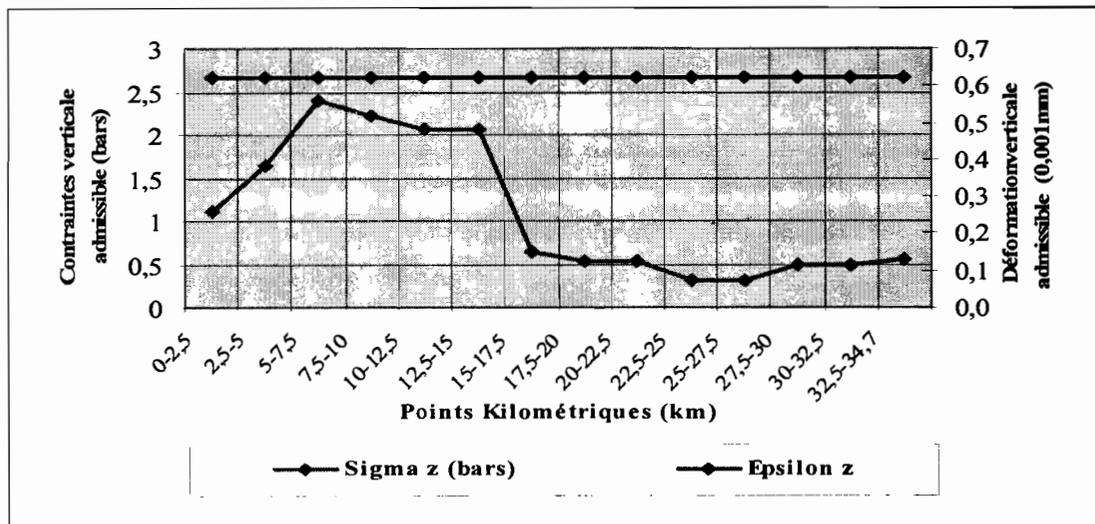


Fig. 19 - Contraintes et déformation verticales admissibles en fonction du PK

#### 4. - Vérification du dimensionnement

Pour chaque section nous avons fait des simulations avec différentes épaisseurs. Les tableaux 14 à 19 indiquent les valeurs des contraintes et des déformations pour lesquelles les épaisseurs ont été déterminées :

PK (km)		0-2,5	2,5-5	5-7,5	7,5-10	10-12,5	12,5-15	15-17,5
Plate forme	$\sigma_{z adm}$ (bars)	1,1163	1,6479	2,3921	2,2326	2,0732	2,0732	0,6379
	$\varepsilon_{z adm}$ ( $10^{-6}$ )	614,9						
Base	$\sigma_{t adm}$ (bars)	3,88						
Revêtement	$\varepsilon_{t adm}$ ( $10^{-6}$ )	318,80						
<b>Valeurs données par le code de vérification Alizé3®</b>								
Plate forme	$\sigma_z$ simulé	0,757	0,887	0,916	0,99	0,728	0,724	0,878
	$\varepsilon_z$ simulé	770	607	427	496	394	393	142
Base	$\sigma_t$ simulé	0,05	0,01	0,05	0,07	0,07	0,01	0,134
Revêtement	$\varepsilon_t$ simulé	280	288	296	295	294	293	174
Epaisseur base (cm)		15	15	15	15	15	15	15
Epaisseur Fondation (cm)		0	0	0	0	0	0	0
		rejeté	admise	admise	admise	admise	admise	rejeté

Tableau 14 - Vérification du dimensionnement du PK 0 au PK 17,5

PK (km)		0-2,5	2,5-5	5-7,5	7,5-10	10-12,5	12,5-15	15-17,5
Plate forme	$\sigma_{z adm}$ (bars)	1,1163	1,6479	2,3921	2,2326	2,0732	2,0732	0,6379
	$\varepsilon_{z adm}$ ( $10^{-6}$ )	614,9						
Base	$\sigma_{t adm}$ (bars)	3,88						
Revêtement	$\varepsilon_{t adm}$ ( $10^{-6}$ )	318,80						
<b>Valeurs données par le code de vérification Alizé3®</b>								
Plate forme	$\sigma_z$ simulé	0,596	0,699	0,728	0,78	0,588	0,965	0,53
	$\varepsilon_z$ simulé	607	479	304	391	319	468	879
Base	$\sigma_t$ simulé	0,09	0,04	0,07	0,086	0,08	1,52	0,322
Revêtement	$\varepsilon_t$ simulé	282	290	297	296	295	324	271
Epaisseur base (cm)		20	20	20	20	20	20	20
Epaisseur Fondation (cm)		0	0	0	0	0	0	0
		admise	admise	admise	admise	admise	rejeté	rejeté

Tableau 15 - Vérification du dimensionnement du PK 0 au PK 17,5

PK (km)		0-2,5	2,5-5	5-7,5	7,5-10	10-12,5	12,5-15	15-17,5
Plate forme	$\sigma_z$ adm (bars)	1,1163	1,6479	2,3921	2,2326	2,0732	2,0732	0,6379
	$\varepsilon_z$ adm ( $10^{-6}$ )	614,9						
Base	$\sigma_t$ adm (bars)	3,88						
Revêtement	$\varepsilon_t$ adm ( $10^{-6}$ )	318,80						
<b>Valeurs données par le code de vérification Alizé3®</b>								
Plate forme	$\sigma_z$ simulé	0,514	0,593	0,614	0,651	0,508	0,507	0,255
	$\varepsilon_z$ simulé	514	399	283	321	272	271	542
Base	$\sigma_t$ simulé	1,13	1,11	1,11	1,12	1,11	1,11	0,933
Revêtement	$\varepsilon_t$ simulé	314	321	326	325	324	324	282
Epaisseur base (cm)		10	10	10	10	10	10	15
Epaisseur Fondation (cm)		15	15	15	15	15	15	20
		admise	rejeté	rejeté	rejeté	rejeté	rejeté	admise

Tableau 16 - Vérification du dimensionnement du PK 0 au PK 17,5

PK (km)		17,5-20	20-22,5	22,5-25	25-27,5	27,5-30	30-32,5	32,5-34,7
Plate forme	$\sigma_z$ adm (bars)	0,5316	0,5316	0,3189	0,3189	0,4784	0,4784	0,5581
	$\varepsilon_z$ adm ( $10^{-6}$ )	614,9						
Base	$\sigma_t$ adm (bars)	3,88						
Revêtement	$\varepsilon_t$ adm ( $10^{-6}$ )	318,80						
<b>Valeurs données par le code de vérification Alizé3®</b>								
Plate forme	$\sigma_z$ simulé	0,424	0,466	0,3	0,3	0,417	0,383	0,284
	$\varepsilon_z$ simulé	915	1010	1080	1080	998	919	586
Base	$\sigma_t$ simulé	0,341	0,349	0,366	0,366	0,37	0,393	0,231
Revêtement	$\varepsilon_t$ simulé	266	265	253	253	236	264	272
Epaisseur base (cm)		20	18	20	20	20	22	20
Epaisseur Fondation (cm)		0	0	0	0	0	0	0
		rejeté	rejeté	rejeté	rejeté	rejeté	rejeté	admise

Tableau 17 - Vérification du dimensionnement du PK 17,5 au PK 35

PK (km)		17,5-20	20-22,5	22,5-25	25-27,5	27,5-30	30-32,5	32,5-34,7
Plate forme	$\sigma_{z adm}$ (bars)	0,5316	0,5316	0,3189	0,3189	0,4784	0,4784	0,5581
	$\varepsilon_{z adm}$ ( $10^{-6}$ )	614,9						
Base	$\sigma_{t adm}$ (bars)	3,88						
Revêtement	$\varepsilon_{t adm}$ ( $10^{-6}$ )	318,80						
<b>Valeurs données par le code de vérification Alizé3®</b>								
Plate forme	$\sigma_z$ simulé	0,327	0,303	0,186	0,186	0,25	0,235	0,216
	$\varepsilon_z$ simulé	694	644	656	656	587	555	441
Base	$\sigma_t$ simulé	0,942	0,924	0,941	0,941	0,941	0,945	0,86
Revêtement	$\varepsilon_t$ simulé	279	280	273	273	280	280	285
Epaisseur base (cm)		15	15	15	15	15	15	15
Epaisseur Fondation (cm)		15	15	20	20	20	22	15
		rejeté	rejeté	rejeté	rejeté	admise	admise	admise

Tableau 18 - Vérification du dimensionnement du PK 17,5 au PK 35

PK (km)		17,5-20	20-22,5	22,5-25	25-27,5	27,5-30	30-32,5	32,5-34,7
Plate forme	$\sigma_{z adm}$ (bars)	0,5316	0,5316	0,3189	0,3189	0,4784	0,4784	0,5581
	$\varepsilon_{z adm}$ ( $10^{-6}$ )	614,9						
Base	$\sigma_{t adm}$ (bars)	3,88						
Revêtement	$\varepsilon_{t adm}$ ( $10^{-6}$ )	318,80						
<b>Valeurs données par le code de vérification Alizé3®</b>								
Plate forme	$\sigma_z$ simulé	0,255	0,273	0,16	0,16	0,21	0,211	0,347
	$\varepsilon_z$ simulé	542	581	564	564	494	498	714
Base	$\sigma_t$ simulé	0,933	0,932	0,941	0,941	0,807	0,81	0,107
Revêtement	$\varepsilon_t$ simulé	282	281	275	275	276	276	268
Epaisseur base (cm)		15	15	15	15	18	18	15
Epaisseur Fondation (cm)		20	18	25	25	22	22	0
		admise	admise	admise	admise	admise	admise	rejeté

Tableau 19 - Vérification du dimensionnement du PK 17,5 au PK 35

Nous signalons que le critère du choix définitif est basé sur la vérification des contraintes et déformations sur toutes les couches et plus particulièrement à la couche de plate forme. Compte tenu de toutes les hypothèses et des valeurs limites, nous retenons les épaisseurs de renforcement suivantes :

Du PK	Au PK	Couche de base	Couche de fondation	Revêtement
0 + 000	2 + 500	20 cm latérite ciment	Néant	Béton bitumineux (5cm)
2 + 500	15 + 000	15 cm latérite ciment	Néant	
15 + 000	20 + 000	15 cm latérite ciment	20 cm latérite crue	
20 + 000	22 + 500	15 cm latérite ciment	18 cm latérite crue	
22 + 500	25 + 000	15 cm latérite ciment	25 cm latérite crue	
25 + 000	27 + 500	15cm latérite ciment	25 cm latérite crue	
27 + 500	30 + 000	18 cm latérite ciment	22 cm latérite crue	
30 + 000	32 + 500	18 cm latérite ciment	22 cm latérite crue	
32 + 500	34,7 + 00	15 cm latérite ciment	15 cm latérite crue	

Tableau 20 - Choix technique définitif des épaisseurs de renforcement.

### 5. - Comparaison entre roue simple et jumelage

Par hypothèse nous avons choisi le cas d'une charge simplifiée (**roue simple**) : pression uniforme statique appliquée sur une plaque souple circulaire sur une structure de dimension infinie en plan. Ce choix est dicté par l'analyse mécanistique projetée qui sera effectuée avec une seule roue. Néanmoins avec le trafic obtenu, on pouvait choisir le cas de roues jumelées. A cet effet une comparaison est faite entre une roue simple et deux roues jumelées sur les sections 15 – 17,5 et 17,5 – 20.

PK (km)		CAS ROUE SIMPLE			CAS JUMELAGE		
		15-17,5	15-17,5	15-17,5	15-17,5	15-17,5	15-17,5
<b>Plate forme</b>	$\sigma_{z adm}$ (bars)	0,6379	0,6379	0,6379	0,6379	0,6379	0,6379
	$\epsilon_{z adm}$ ( $10^{-6}$ )	614,9					
<b>Base</b>	$\sigma_t adm$ (bars)	3,88					
<b>Revêtement</b>	$\epsilon_t adm$ ( $10^{-6}$ )	318,80					
<b>Valeurs données par le code de vérification Alizé3®</b>							
<b>Plate forme</b>	$\sigma_z simulé$	0,53	0,878	0,255	0,499	0,484	0,337
	$\epsilon_z simulé$	879	142	542	800	788	542
<b>Base</b>	$\sigma_t simulé$	0,322	0,134	0,933	--	--	--
<b>Revêtement</b>	$\epsilon_t simulé$	271	174	282	--	--	--
<b>Epaisseurs base (cm)</b>		<b>20</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>33</b>	<b>20</b>
<b>Epaisseurs Fondation (cm)</b>		<b>0</b>	<b>0</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>0</b>	<b>30</b>
		<b>rejeté</b>	<b>rejeté</b>	<b>admise</b>	<b>rejeté</b>	<b>rejeté</b>	<b>admise</b>

Tableau 21 - Comparaison entre roue simple et jumelage du PK 15 au PK 17,5

PK (km)		CAS ROUE SIMPLE			CAS JUMELAGE		
		17,5-20	17,5-20	17,5-20	17,5-20	17,5-20	17,5-20
Plate forme	$\sigma_z$ adm (bars)	0,5316	0,5316	0,5316	0,5316	0,5316	0,5316
	$\varepsilon_z$ adm ( $10^{-6}$ )	614,9					
Base	$\sigma_t$ adm (bars)	3,88					
Revêtement	$\varepsilon_t$ adm ( $10^{-6}$ )	318,80					
<b>Valeurs données par le code de vérification Alizé3®</b>							
Plate forme	$\sigma_z$ simulé	0,424	0,466	0,255	0,42	0,441	0,285
	$\varepsilon_z$ simulé	915	1010	542	880	937	599
Base	$\sigma_t$ simulé	0,341	0,349	0,933	--	--	--
Revêtement	$\varepsilon_t$ simulé	266	265	282	--	--	--
Épaisseurs base (cm)		20	18	15	15	30	20
Épaisseurs Fondation (cm)		0	0	20	20	0	30
		rejeté	rejeté	admise	rejeté	rejeté	admise

Tableau 22 - Comparaison entre roue simple et jumelage du PK 17,5 au PK 20

Suite aux résultats présentés dans les tableaux 21 et 22, en choisissant le cas du jumelage :

- Les contraintes et déformations sont plus élevées,
- les épaisseurs de renforcement plus importantes.

Le cas du jumelage exerce une pression beaucoup plus importante que celui d'une roue simple. Donc pour rencontrer les performances de notre structure il faut nécessairement des épaisseurs plus importantes que celles obtenues avec une roue simple.

## 6. - Analyse financière

L'évaluation de l'aspect financier a été faite sur un segment de 2,5 km (PK 15 – 17,5). Elle est faite uniquement sur la latérite utilisée en renforcement. (Senghor, 2000). La largeur de la chaussée est prise égale à 7 m, avec des accotements de 1,5m. En plus nous considérons un foisonnement de 40 %. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (F,CFA)	Prix total (F,CFA)
Choix technique définitif	Fourniture en latérite	m3	10500	6 400	67200000
	Fourniture en ciment	T	187,5	76000	14 250 000
	<b>Total</b>				
Notre étude	Fourniture en latérite	m3	12250	6 400	78400000
	Fourniture en ciment	T	150	76000	11 400 000
	<b>Total</b>				

6 400 et 76 000 : prix retenus par le projet  
 Amélioration au ciment : 2 et 2.5 %  
 Foisonnement latérite : 40 %

**Tableau 23. – Comparaison des coûts d'exécution pour les différents choix techniques.**

Nous notons que les prix d'exécution de notre étude et celui du choix technique sont proches. Le coût de notre dimensionnement dépasse à environ 5 % en le comparant avec le choix technique définitif (Senghor, 2000).

Malgré que le module de notre matériau soit relativement faible par opposition au module du choix technique définitif, ceci n'influe presque pas sur le prix. Cette faible valeur est compensée par une légère augmentation de l'épaisseur de renforcement.

## Conclusion

Nous pouvons dire que le module de Young semble être moins sensible à la détermination des épaisseurs de couches de chaussées si c'est le cas d'une roue simple qui a été utilisé dans les dimensionnements antérieurs. En effet les valeurs de modules de 9500, 15000 et 23000 bars avaient permis de déterminer, lors des premiers dimensionnements, les épaisseurs de renforcement des couches de la base et de fondation.

Actuellement avec la latérite de Sindia, soumis à l'essai triaxial, nous avons des valeurs de module relativement faibles allant de 600 à 2700 bars. Avec ces dernières, les épaisseurs trouvées avec le code Alizé3<sup>®</sup> sont très voisines de celles obtenues lors des dimensionnements antérieurs. Ceci nous amène sans doute à réfléchir sur la sensibilité des paramètres d'entrée pour le code Alizé3<sup>®</sup>, notamment la valeur du module de la latérite-ciment.

Les divergences sur la détermination du module des matériaux pose encore problème. Donc un grand intérêt doit être accordé à la détermination des valeurs des modules dans le code de vérification Alizé3<sup>®</sup>.

La remarque la plus importante qu'on puisse faire aussi, c'est que les valeurs de modules trouvés, qu'il s'agisse de module statique ou celui dynamique, sont dans des proportions très nettement inférieures à celles proposées dans les corrélations utilisées.

## **B. - Analyse mécanistique avec le code Mich-Pave**

### **1. - Position du problème**

La mécanique est la science du mouvement et de l'action des forces sur les corps. Ainsi, une approche mécanistique cherche à expliquer des phénomènes seulement en se référant aux causes physiques.

Dans le dimensionnement des chaussées, les **phénomènes** sont les contraintes, les déformations et les déflexions dans une structure de chaussée, et les **causes** physiques sont les charges et les propriétés des matériaux constituant les couches de la dite structure. Le rapport entre ces phénomènes et leurs causes physiques est défini en utilisant un modèle mathématique.

Avec l'approche mécanistique, des éléments empiriques sont employés en définissant **quelles valeurs de contraintes, de déformations et de déflexions ont comme conséquence la rupture de la chaussée**. Le rapport entre les phénomènes physiques et la rupture de la chaussée est traduit par des équations empiriques qui calculent le nombre de cycles de chargements à la rupture.

Dans ce qui suit, notre travail consiste à étudier les variations des contraintes et déformations causées par l'application de la charge. On se sert des résultats déjà obtenus à partir des simulations avec le code Alizé3<sup>®</sup>. Pour cette partie nous utilisons un nouveau code Mich-Pave avec le modèle granulaire K-Thêta (K- $\theta$ ) basé sur les propriétés mécaniques intrinsèques des matériaux.

### **2. - Hypothèses de travail**

#### **2.1. - Définitions du chargement**

La charge idéalisée consiste à **une simple roue** de charge totale 65 kN. La pression uniforme de contact est de 662 kPa sur une aire de rayon égal à 12,5 cm.

Avec une durée de vie et une profondeur d'orniérage limitées, nous posons :

- Température : **30°C**
- Profondeur orniérage variable entre **3 et 10 mm**
- Fissuration par fatigue : **70%**
- Viscosité cinématique **70 centistokes**

## 2.2. - Comportement des matériaux

Les matériaux utilisés pour notre structure ont différents comportements selon la nature et la couche qu'ils constituent.

### 2.2.1. - Paramètres des couches linéaires

Ces couches sont composées du revêtement, de l'ancienne couche de base et de plate forme. Leurs paramètres sont : l'épaisseur, le module, le coefficient de poisson, la masse volumique et le coefficient de la pression latérale de la terre au repos.

L'épaisseur du revêtement est fixée à 5 cm et son module est égal à 13000 bars. Le coefficient de Poisson est également choisi  $\nu = 0,35$ . Certains paramètres de la plate forme et de la couche de base de l'ancienne chaussée restent les mêmes que celles utilisées dans le dimensionnement de la partie A. Nous complétons avec l'épaisseur de ces couches et leur masse volumique. Le coefficient de pression latérale de la terre est déduit de la formule de Jäky :

$$k_0 = 1 - \sin \varphi$$

Nous approchons  $k_0 = 1$ ,  $k_0 = 0,293$ ,  $k_0 = 0,5$  respectivement pour le revêtement, l'ancienne base et la plate forme.

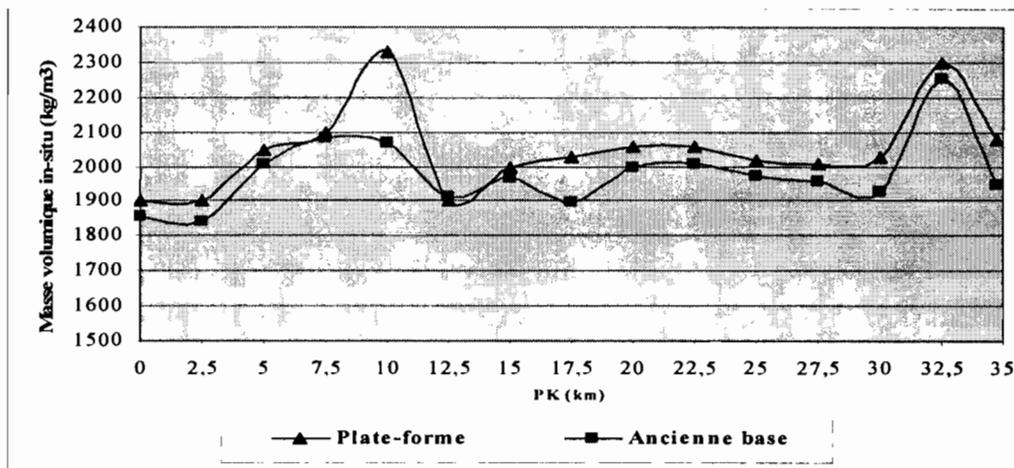


Fig. 20 - Masses volumiques de la plate-forme et de l'ancienne base

### 2.2.2. - Paramètres des couches non linéaires

Les couches non linéaires se démarquent des autres par les paramètres caractéristiques intrinsèques  $k_i$ . Elles sont constituées de la couche de base et de la fondation. Les paramètres d'une couche granulaire comprennent : l'épaisseur de la couche, le coefficient de poisson, la cohésion, la masse volumique, le coefficient de pression latérale de la terre au repos  $k_0$ , les paramètres matériels  $k_1$ ,  $k_2$  et l'angle de frottement ( $\varphi$ ).

Les épaisseurs de ces couches sont choisies égales aux valeurs prescrites dans le tableau 20 du choix technique définitif, leur cohésion  $c$  est approchée à 20 kPa, l'angle de frottement  $\varphi$  est pris égal à  $45^\circ$ , le coefficient de pression latérale de la terre  $k_0$  est égal 0,293 et leur masse volumique  $2020 \text{ kg/m}^3$ .

Le matériau de Sindia a été soumis à l'essai triaxial. Le tableau suivant montre les valeurs des paramètres  $k_i$  qui dépendent du modèle choisi, de la compacité et du pourcentage de ciment.

Matériau	Modèle K- $\sigma_d$		Modèle K- $\theta$		Modèle-Uzan			Modèle-Andrei		
	$k_1$	$k_2$	$k_1$	$k_2$	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$k_1$	$k_2$	$k_3$
Lat1-100 %	44412	0,3397	93470	0,5369	83000	0,66	-0,13	12 285	-0,07	0,66
Lat1-95	37458	0,3552	<b>78720</b>	<b>0,5493</b>	85000	0,60	-0,09	10 710	-0,05	0,60
Lat1-95-bis	40607	0,3306	92097	0,5169	72000	0,63	-0,09	10 608	-0,05	0,64
Lat1-90	26965	0,4336	50084	0,6327	49000	0,66	-0,03	9 412	-0,01	0,66
Lat1-2%Cim	54526	0,3956	<b>68957</b>	<b>0,6691</b>	56000	0,87	-0,21	17 915	-0,11	0,87
Lat1-1%C-bis	29780	0,4079	49487	0,6314	45000	0,73	-0,10	9 839	-0,05	0,73
Lat1-1%C	13613	0,4623	32726	0,6096	36000	0,51	0,11	4 909	0,06	0,51

**Tableau 24 - Valeurs des paramètres  $k_i$**

Dans cette étude, compte tenu des exigences des CPT, la couche de fondation est exécutée avec la latérite de Sindia à 95 % de compacité et la couche de base est réalisée avec la latérite améliorée à 2 % de ciment.

### 2.3. - Géométrie de la structure

La structure de chaussée analysée dans cette étude est constituée :

- de 50 mm de revêtement,
- d'une couche de base ;
- d'une couche de fondation présente sur certaines sections ;
- de la couche de base de l'ancienne chaussée ;
- le tout reposant sur la plate forme naturelle.

Par raison de symétrie, une seule partie de la géométrie du problème est discrétisée avec les éléments finis, c'est-à-dire une seule voie. En considérant le massif de sol, le nombre de sections horizontales et verticales et leurs emplacements sont bien déterminés.

## 2.4. - Maillage par éléments finis

### 2.4.1. - Principe

Cette méthode des éléments finis est employée pour diviser notre massif de sol en un certain nombre de petits éléments discrets afin d'obtenir une solution numérique approximative pour chaque élément individuel plutôt qu'une solution exacte pour un volume entier de la chaussée.

Dans l'analyse mécanistique par la méthode des éléments finis FEM, la région cible (la chaussée et la plate forme) est discrétisée en un certain nombre d'éléments avec la charge de roue (voir la figure 21). L'influence de la roue chargée se prolonge horizontalement et verticalement dans les éléments.

Nous prenons toute la chaussée comme une seule section horizontale. Par contre la face latérale est subdivisée en plusieurs régions de types :

$$0 - a, a - 3a, 3a - 6a \text{ et } 6a - 30a.$$

$$a = \text{rayon d'empreinte.}$$

NB : Tous les éléments dans une couche ont la même dimension horizontale et verticale.

### 2.4.2. - Nombre d'éléments

Le programme Mich-Pave produit automatiquement un maillage par défaut qui devrait être suffisante pour la plupart des objectifs. Cependant, pour une plus grande précision, ou pour des situations peu communes, nous avons modifié le maillage à notre guise. Dans la direction horizontale le nombre d'éléments :

1. R = 0 - a	12
2. R = a - 3a	12
3. R = 3a - 6a	10
4. R = 6a - 30a	30

Suivant la direction verticale, le nombre d'éléments : la couche de surface d'épaisseur fixe est divisée en 5 couches élémentaires. Dans les autres couches la subdivision varie avec l'épaisseur. Les différents maillages utilisés ont montré que le niveau de discrétisation semble être suffisant pour capter les courbes de réponses.

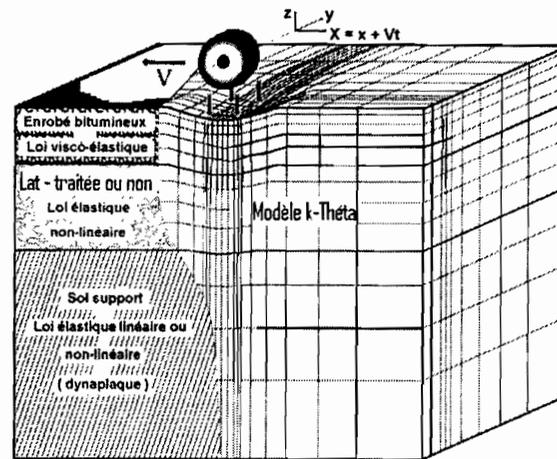


Fig. 21 - Représentation d'un modèle de maillage d'un massif de chaussée en charge

A partir de la ligne centrale de la charge transmise par la roue, nous cherchons l'influence du chargement à une distance radiale donnée ou à une profondeur donnée.

### 3. - Résultats des simulations

Les résultats générés par le code Mich-Pave sont fonction de la distance radiale et de la profondeur. Ils sont composés principalement :

- de déplacements verticaux et radiaux
- de contraintes verticales, radiales, tangentielles et de cisaillement
- de déformations verticales, radiales, tangentielles et de cisaillement

Les résultats récapitulatifs comprennent :

- la déformation radiale maximale due à la traction à la base du revêtement,
- la déformation verticale due à la compression au sommet de la couche de base,
- la déformation verticale par compression au sommet de la plate forme,
- le nombre admissible d'applications d'ESAL basées sur les seuils de la durée de vie en fatigue,
- le nombre admissible d'applications d'ESAL basées sur les seuils de la profondeur d'orniérage.

La profondeur moyenne d'orniérage en mm le long du linéaire sous la charge est donnée par l'équation :

$$RD = (-0,016 H_{AC} + 0,033 \ln(SD) + 0,011 T_{annual} - 0,01 \ln(KV)) * \left( -2,703 + 0,657 (\varepsilon_{v,base})^{0,097} + 0,271 (\varepsilon_{v,SG})^{0,883} + 0,258 \ln(N) - 0,034 \ln\left(\frac{E_{AC}}{E_{SG}}\right) \right)$$

où

$H_{AC}$  = épaisseur de la couche de revêtement. en mm

$SD$  = déflexion de la surface sous la charge en mm

$T_{annuel}$  = température moyenne annuelle du milieu

$KV$  = viscosité cinématique en centistokes,

$\epsilon_{v, base}$  = déformation verticale au sommet de la couche de base en  $10^{-6}$ mm,

$\epsilon_{v SG}$  = déformation verticale au sommet de la plate forme en  $10^{-6}$ mm

$N$  = volume de trafic cumulatif

$E_{AC}$  = module réversible du revêtement en kPa

$E_{SG}$  = module réversible du sol de plate forme en kPa

Le nombre minimal de charges susceptibles de causer des dommages par fatigue est traduit par la relation :

$$\ln(N) = -3,454 \ln(SD) + 0,018 FT - 0,223 \ln(\epsilon_t) + 3,477 \ln(H_{AC}) - 3,521 \ln(KV) + 0,053 \ln(E_{AC}) - 1,027 \ln(E_{BS}) - 1,515 \ln(E_{SG}) + 32,156$$

où

$FT$  = le pourcentage admissible de la longueur de fatigue critique sur le tronçon

$\epsilon_t$  = déformation par traction à la base du revêtement.

$E_{BS}$  = module réversible de la couche de base

#### 4. - Interprétation des résultats

A chaque niveau de la chaussée, nous avons l'état des contraintes et des déformations subies par le matériau suite à l'application de la charge. En considérant les sections homogènes, les résultats graphiques sont donnés en annexes suivant la direction verticale.

##### 4.1. - Contraintes et déformations

La propagation des ondes de contraintes et de déformations, en profondeur ou en surface, a pratiquement la même allure pour toutes les courbes observées. De ce fait l'interprétation est faite sur la section [0 – 2,5] qui est représentative pour le renforcement avec couche de base uniquement. La section [15 – 17,5] est aussi interprétée pour le cas de renforcement avec couches de base et de fondation. Les courbes sont présentées en annexes.

Sur l'axe vertical de la charge, les zones critiques sont constituées de la base du revêtement et des sommets de la couche de base et de la plate forme. En vertu de ses trois endroits critiques nous interpréterons les contraintes et déformations correspondantes.

- Sur la section  $[0 - 2,5]$ , la contrainte verticale est maximale à la surface et vaut 662 kPa qui est la pression de contact. En profondeur, cette contrainte décroît de façon quasi linéaire à travers le revêtement et passe à 520 kPa. A l'interface revêtement-base, la contrainte augmente de façon exorbitante jusqu'à 1760 kPa. Ceci est dû à une perte d'énergie du matériau sur cette interface. La rigidité a baissé entre le revêtement et la couche de base. On observe un phénomène contradictoire à nos attentes car en profondeur les contraintes doivent diminuer d'où le rôle de la couche de base qui atténue et distribue les charges. Les couches ne sont pas homogènes car il se pose le problème de différence de comportement entre ces deux couches voisines. A travers la couche de base la contrainte baisse, on observe une petite fluctuation au milieu, elle continue à décroître sur la couche de fondation et tend à s'annuler sur la plate forme.

Les déformations radiale et verticale varient des valeurs positives à des valeurs négatives qui sont respectivement observées en compression et en traction.

Suivant la distance radiale la trajectoire de la déformation simule les états de contractante et de dilatance. Suivant la profondeur, les déformations à la base du revêtement, aux sommet de la couche de base et de la plate sont les valeurs cibles. En effet les valeurs maximales en compression sont obtenues en ces endroits critiques. En fin la trajectoire des déformations est bien corrolée avec les contraintes. Ces déformations montrent le même comportement sur l'interface.

- Sur la section  $[15 - 17,5]$  nous observons les mêmes allures de contraintes et de déformations que celles de la section  $[0 - 2,5]$ . Sur les couches de base et de fondation les valeurs de contraintes et déformations suivent des trajectoires déformées. Ceci a un sens du point de vue de leur comportement non linéaire.

#### **4.2. - Fatigue et déformation permanente**

La réponse mécanique sous la charge n'est utile que si elle est associée à la performance à long terme de la chaussée. On se réfère généralement à deux modes spécifiques de détérioration :

- La **fissuration par fatigue** qui est liée à la déformation horizontale en traction à la base du revêtement.
- L'**orniérage** structural qui est relié à la déformation verticale.

#### 4.2.1.- Comportement à la fatigue

La résistance à la fatigue pour N cycles de chargement est définie comme la valeur de chargement conduisant à la rupture pour N cycles. Dans notre analyse la charge de rupture reste constante par section pour les différentes profondeurs d'orniérage que nous avons étudiés.

#### 4.2.2. - Comportement à l'orniérage

L'orniérage est du à une accumulation de déformations irréversibles ou par compressions répétées. La profondeur d'orniérage provoquée par le passage répété du pneumatique sur la chaussée évolue en fonction du nombre de trafic cumulé. Elle est représentée sur la figure suivante :

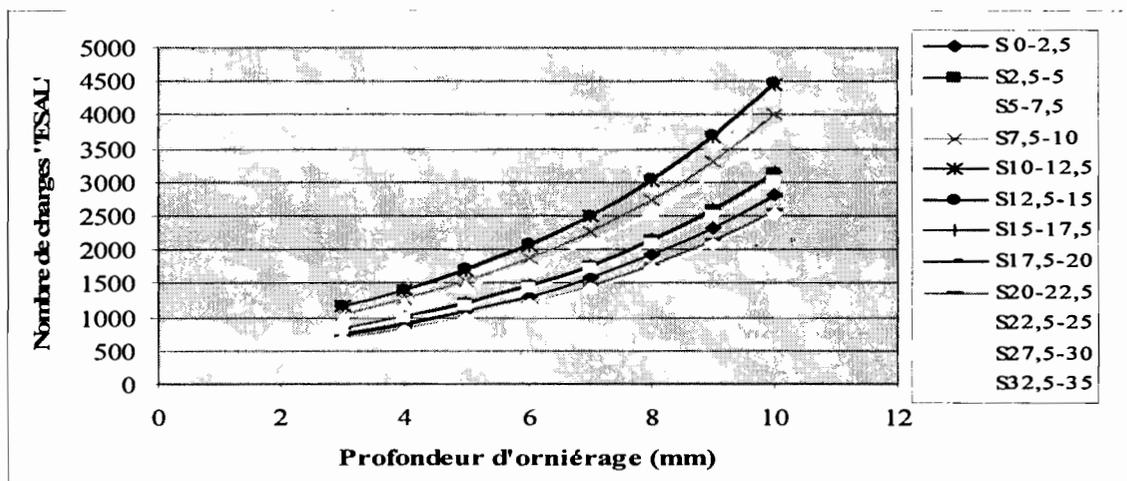


Fig. 22 - Evolution du nombre de charges en fonction de la profondeur d'orniérage

D'abord nous remarquerons les sections [25-27,5] et [30-32,5] sont respectivement identiques aux sections [22,5-25] et [27,5-30].

La profondeur d'orniérage augmente avec le nombre de répétitions des charges. En faisant varier la profondeur d'orniérage de 3 à 10 mm, le nombre de répétitions de charges permis se trouve dans la gamme 674 à 4471.

### 4.3. – Comparaison des résultats entre Alizé et Mich-Pave

La comparaison montre une très grande différence entre les résultats de l'analyse linéaire avec Alizé<sup>®</sup> et ceux de l'analyse non linéaire avec Mici-Pave<sup>®</sup>. Le pourcentage d'erreur s'élève à environ 85 % et 61 % respectivement pour la déformation radiale et celle verticale.

Sections	Analyse linéaire		Analyse non linéaire		Erreur (%)	
	$\epsilon_t$	$\epsilon_z$	$\epsilon_t$	$\epsilon_z$	$(\epsilon_{tNL} - \epsilon_{tL}) * 100 / \epsilon_{tNL}$	$(\epsilon_{cNL} - \epsilon_{cL}) * 100 / \epsilon_{cNL}$
0 - 2,5	282	607	1849	1437	85	58
2,5 - 5	288	607	1717	1264	83	52
5 - 7,5	296	427	1713	863	83	51
7,5 - 10	295	496	1714	942	83	47
10 - 12,5	294	394	1713	849	83	54
12,5 - 15	293	363	1710	845	83	57
15 - 17,5	282	542	1941	1370	85	60
17,5 - 20	282	542	1938	1536	85	65
20 - 22,5	281	581	1926	1634	85	64
22,5 - 25	275	564	1936	1727	86	67
25 - 27,5	275	564	1936	1727	86	67
27,5 - 30	276	494	1961	1663	86	70
30 - 32,5	276	498	1959	1862	86	73
32,5 - 35	285	441	1900	1208	85	63

L linéaire

NL : non linéaire

**Tableau 25 - Comparaison des résultats entre Alizé et Mich-Pave**

### Conclusion

Les valeurs de la contrainte à la surface de contact corroborent bien avec la réalité. De même l'allure de la courbe de contrainte sur la couche de plate forme semble être juste. Cependant il faut beaucoup prêter attention sur l'interface entre le revêtement et la base parce que les contraintes et déformations y connaissent des variations énormes. Celles-ci peuvent être dues au changement de comportement du matériau, ou à la diminution de la rigidité.

Dans les couches linéaires les trajectoires des contraintes et des déformations sont quasi linéaires. Par contre dans les couches non linéaires, les courbes de contraintes et de

déformations suivent des trajectoires très déformées. Ceci reflète le comportement non linéaire des matériaux de ces couches.

Le type de maillage (fin, moyen ou étalé) influence beaucoup sur les résultats. Notre choix semble être bon car nous sommes parvenus à éviter les erreurs de convergence.

Les modules équivalents obtenus pour la couche de base sont inférieurs à ceux calculés en laboratoire avec le triaxial. Pour la couche de fondation, ces deux modules sont très voisins.

En fin nous disons que l'analyse effectuée n'est qu'approximative car beaucoup de paramètres d'entrées étaient approchés (cohésion, angle de frottement, etc...). A cet effet, avec les résultats obtenus, il nous est difficile de nous de se prononcer de manière tranchée sur la fiabilité des résultats de vérification avec Alizé3<sup>®</sup>.

## CONCLUSIONS GENERALES et RECOMMANDATIONS

Au terme de cette étude nous pouvons dire que la considération du comportement réel des matériaux est un facteur important dans la détermination de la réponse des chaussées.

Une partie de cette étude consistait à dimensionner, avec le code Alizé, le tronçon Séo-Diourbel en utilisant la latérite de Sindia avec des résultats de recherches réalisés récemment. La latérite ciment a été utilisée en couches de base et de fondation. Une étude technique nous a permis de proposer une solution de renforcement sur tout le linéaire.

Sur la base des résultats obtenus, nous pouvons dire que les valeurs de modules trouvés avec la latérite de Sindia, qui présente de bonnes caractéristiques géotechniques, sont dans des proportions nettement inférieures à celles obtenues par la relation  $E = 50 \times \text{CBR}$ . Nous pouvons dire donc que la valeur du module  $E$  semble être moins sensible dans le code Alizé.

Ensuite nous avons procédé à l'analyse mécanistique avec le code Mich-Pave basée sur une analyse non linéaire avec les éléments finis. Grâce à l'essai triaxial nous disposons de des paramètres nos linéaires  $k_i$  permettant de calculer le module réversible Avec cette nouvelle approche analytique, nous avons pu suivre l'influence de la charge d'un véhicule sur la chaussée. Elle se manifeste en terme de contraintes et de déformations en fonction de la profondeur et de la distance radiale.

L'objectif principal était de comprendre l'utilisation d'une technique de vérification avec des moyens mécaniquement plus appropriés et ensuite d'évaluer l'influence de la non linéarité des matériaux granulaires sur la réponse des chaussées. Cela est montré par les résultats des simulations avec le code Mich-Pave. Nous avons tenté de comparer les résultats de déformations générées par Alizé3® avec celles de Mich-Pave. Mais nous disons que ceci est une approche très simpliste car les hypothèses théoriques ne sont semblables.

Le travail complémentaire pourra faire l'objet de projet de fin d'études pour les élèves de l'Ecole Supérieure Polytechnique et de l'Institut des Sciences et de la Terre avec la collaboration des entreprises du domaine des travaux publics comme JLS, CSE, Fougerolle, SOCETRA.

En terme de recommandations, nous pouvons dire que cette étude pour une analyse mécanistique fait ressortir quelques points sur lesquels les élèves et chercheurs doivent s'investir pour une bonne connaissance du comportement réel des matériaux routiers.

Il serait souhaitable que l'administration des routes puisse définir un cadre réglementé pour une normalisation des techniques routières au Sénégal. Il faut dire aussi que l'on doit se départir des méthodes de dimensionnement basées sur des corrélations et des approximations lors de la détermination des paramètres d'entrées qui aboutit souvent à un sous dimensionnement.

Des études plus poussées devront être effectuées sur les codes de calculs qui montrent l'influence de la non linéarité afin de l'incorporer parmi nos moyens de vérification de dimensionnement

Les différences entre les résultats de l'analyse en élasticité linéaire et ceux de l'analyse non linéaire devront être étudiées. En d'autres termes, on devrait étudier les erreurs qui peuvent être dues à l'ignorance de la non linéarité des matériaux granulaires non liés.

Pour terminer, nous pensons que ce document, pour imparfait qu'il soit, servira de guide pour aborder une approche de dimensionnement et d'analyse mécanistique-empirique des structures de chaussées.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] - **BERTIER J.** - Technique de l'ingénieur : Projet de construction de route.
- [2] - **CEBTP (1982)** - Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropical.
- [3] - **CEBTP** - Manuel de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux.
- [4] - **DORE G. (2003)** - Conception et réhabilitation des chaussées.
- [5] - **DORE G. (2003)** - Conception et analyse des chaussées.
- [6] - **DIOME S.** – Cours de routes
- [7] - **FALL et PAYE (2002)** – Etat actuel des connaissances sur le dimensionnement routier au Sénégal.
- [8] - **FALL (2002)** - Rapport final du dimensionnement des tronçons routiers Thiès-Thiénaba et Séo-Diourbel.
- [9] - **FALL et al (1994)** – Classification des graveleux latéritiques du Sénégal.
- [10] - **FALL M. (1993)** – Identification et caractéristiques mécaniques de graveleux latéritiques du Sénégal. Application au domaine routier. Thèse de Doctorat en Génie Civil & Minier à l'INPL-ENSG, Nancy (France).
- [11] - **HUANG H. Y. (1993)** - Pavement Analysis and Design, Prentice-Hall, Inc, Englewood Cliffs, New Jersey.
- [12] - **HURICHADRAN, R. S., YEH, M. S., and BALADI, G. Y. (1990)** - "MICH-PAVE : A nonlinear finite element program for the analysis of flexible pavement." Transportation Research Record, No. 1826.
- [13] - **MAGNAN J. P. (1998)** - La pratique des calculs tridimensionnels en géotechnique.
- [14] - **MANE A. (2001)** - Etude de la corrélation  $E = k \times R_c$  : Influence du module du revêtement comme paramètre d'entrée dans le code de dimensionnement Alizé3®. Application aux tronçons routiers Séo-Diourbel et Diamniadio-Mbour. Mémoire de fin d'études ingénieur IST, UCAD.
- [15] - **MBOW B. M. (2002)** – Paramètres de rupture / caractéristiques élastiques de la latérite-ciment : Influence sur le dimensionnement routier. Application aux tronçons Thiès-Thiénaba Séo-Diourbel. Mémoire de fin d'études ingénieur IST, UCAD.
- [16] - **MBODJ O. (2003)** – Esquisse d'un catalogue de dimensionnement des structures de chaussées pour le Sénégal. Projet de fin d'études du diplôme d'ingénieur de conception.
- [17] - **MICHEL J. P., KRUML T. (2005)** - Notions complémentaires sur les contraintes, les déformations et l'élasticité.

- [18] - MUEENCH, S.T., MAHOMEY, J.P. and PIERCE, L.M. (2003) - The WSDOT Pavement Guide Interactive.
- [19] - NDIAYE P. D. (2001) – Etude de la corrélation  $E = k \times \text{CBR}$  : Influence du module comme paramètre d'entrée dans le code de dimensionnement Alizé3® du LCPC. Application aux projets de renforcement des tronçons routiers Séo-Diourbel et Diamniadio-Mbour. Mémoire de fin d'études ingénieur IST, UCAD.
- NCPRH Project 1-37 (2004) – Guide for the Design of New and Rehabilitated Pavement Structure, Washington D.C.
- [20] - PELTIER (1965) - Manuel de laboratoire routier. Édition Dunod, Paris.
- [21] - DESROCHERS P. (2001) - Module réversibles des matériaux granulaires de chaussées en conditions de laboratoire et de terrain - Mémoire du grade de maître ès sciences (M.Sc). Univ Laval,
- [22] - SENGHOR B. (2000) - Analyse et critique des données d'entrée du code de calcul Alizé3® sur le dimensionnement routier. Application aux tronçons routiers Thiès-Thiènaba et Séo-Diourbel. Mémoire de fin d'études ingénieur, IST, UCAD.
- [23] - REGIS C. (1985) - Cours de route, Assises de chaussées, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et chaussées.
- [24] - REMILLION A. (1967) - Les recherches routières entreprises en Afrique d'expression Française. Application à la conception et au renforcement des chaussées économiques, Annales ITBTP.
- [25] Yorder, E. J. and Witzac, M. W. (1975) - Principes of Pavement Design (2<sup>nd</sup> Edition).

**COUCHE DE SURFACE** E= 13000 ; h=5 ; V=0,35 ; K<sub>0</sub>=1 ; M<sub>v</sub>=1500

**COUCHE DE BASE** h= f(PK) K<sub>0</sub>=0,293  
V=0,25 K<sub>1</sub>=68957  
M<sub>v</sub>=2020 K<sub>2</sub>=0,6691  
φ=45° C=20

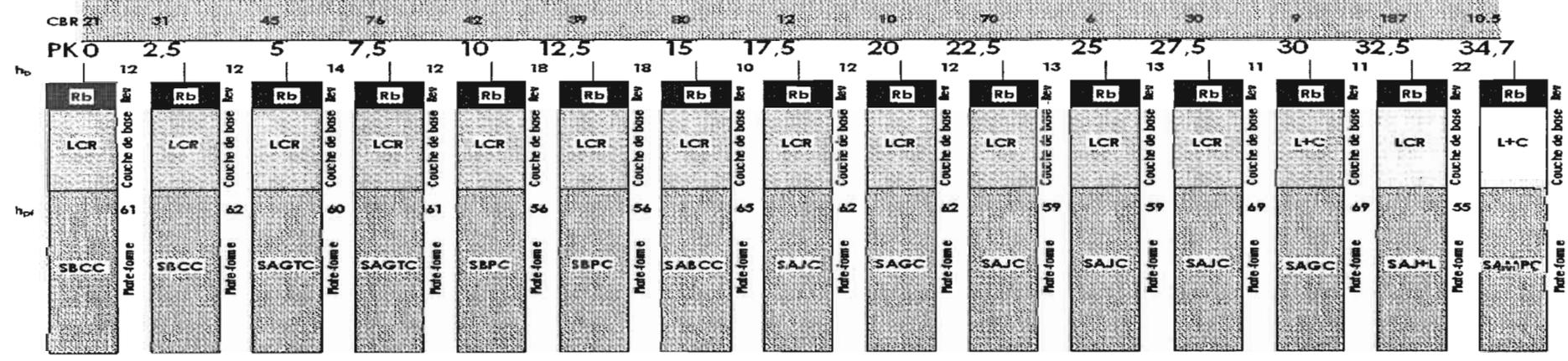
Modèle granulaire :  $M_v = k_1 \times \theta^{k_2}$   
Matériau SINDIA (+2% ciment)

**COUCHE DE FONDATION** h= f(PK) K<sub>0</sub>=0,293  
V=0,25 K<sub>1</sub>=78720  
M<sub>v</sub>=2020 K<sub>2</sub>=0,5493  
φ=45° C=20

Modèle granulaire :  $M_v = k_1 \times \theta^{k_2}$   
Matériau SINDIA (95% compacité)

**ANCIENNE CHAUSSEE** E= f(D) ; h=f(PK) ; V=0,25 ;

**PLATE FORME** h= f(PK) φ=30°  
V=0,25 K<sub>0</sub>=0,5  
γ<sub>d</sub>=f(PK) E=50×GBR



RB : Revêtement bitumineux ; LCR : Latérite crue rouge ; L+C : Latérite + ciment ; SBCC : Sable brun clair compact ; SAGTC : Sable argileux gris très compact ; SBPC : Sable brun peu compact ; SABCC : Sable argileux brun clair compact ; SAJC : Sable argileux jaunâtre compact ; SAGC : Sable argileux gris compact ; SAJL : Sable argileux jaunâtre peu compact ; SAMPC : Sable argileux marron peu compact ; h : épaisseur

Fig. 23 – Coupe de sondage

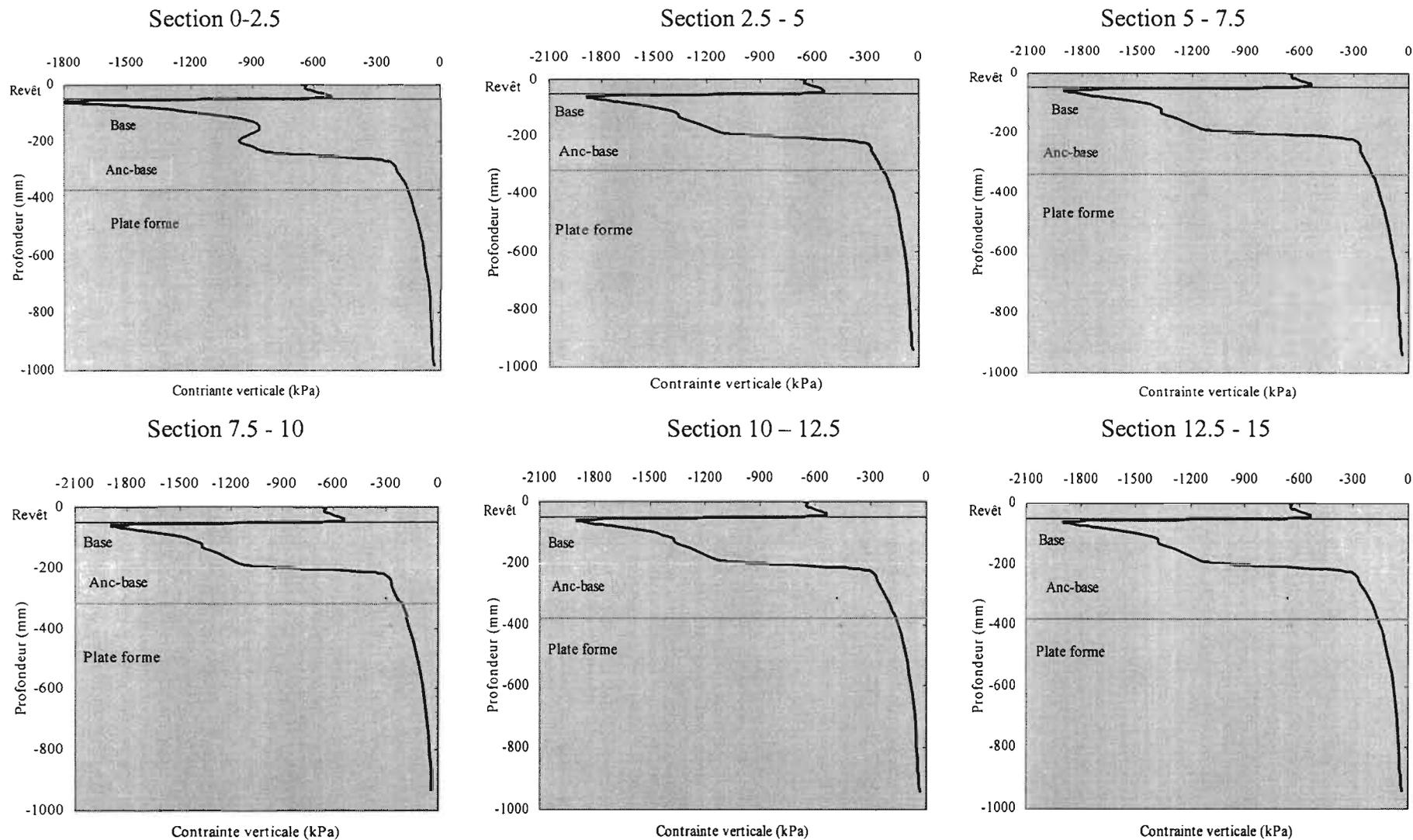
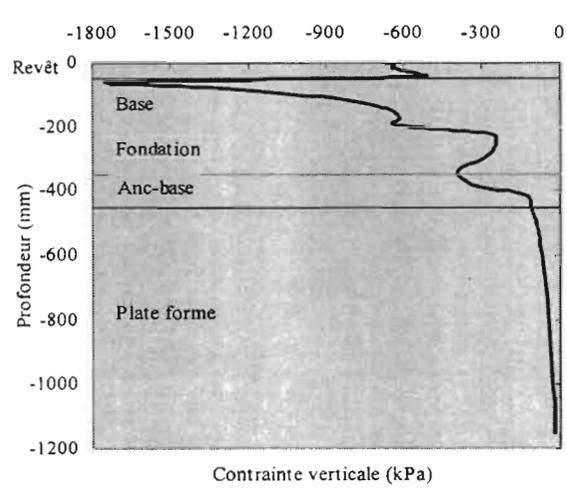
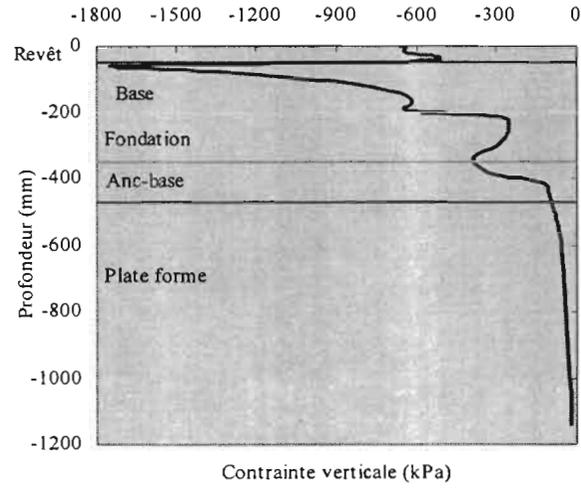


Fig. 24 - Contrainte verticale en fonction de la profondeur

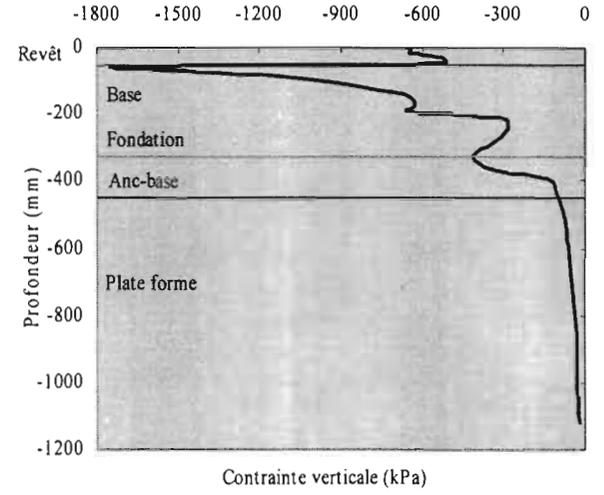
Section 15 – 17.5



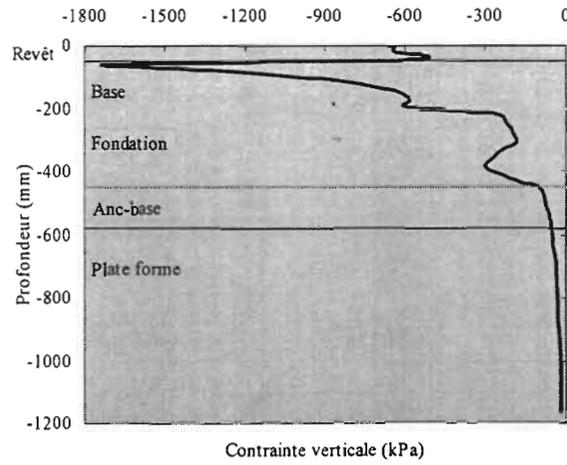
Section 17.5 - 20



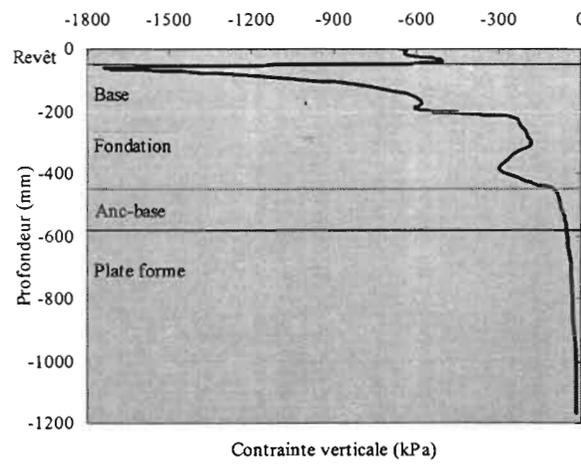
Section 20 – 22.5



Section 22.5 - 25



Section 25 – 27.5



Section 27.5 - 30

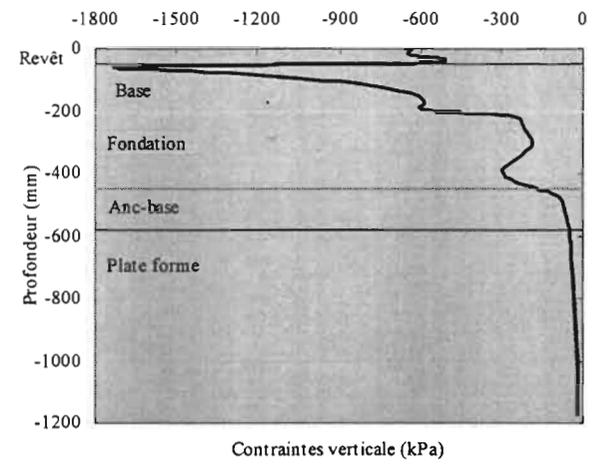
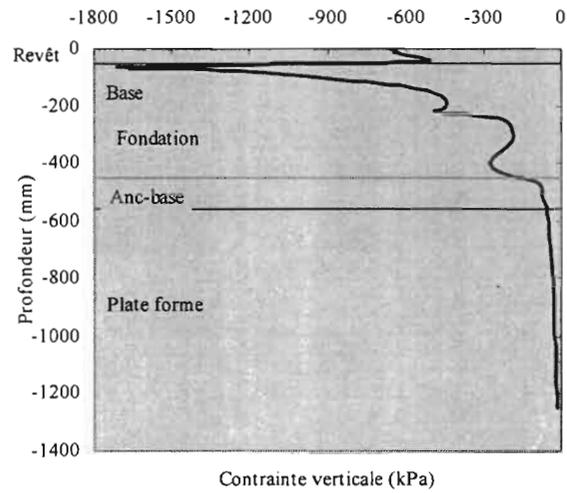


Fig. 25 - Contrainte verticale en fonction de la profondeur

Section 30 - 32.5



Section 32. - 35

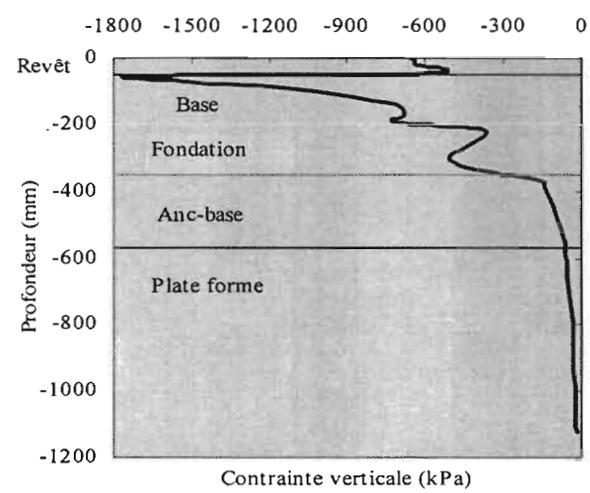


Fig. 26 - Contrainte verticale en fonction de la profondeur

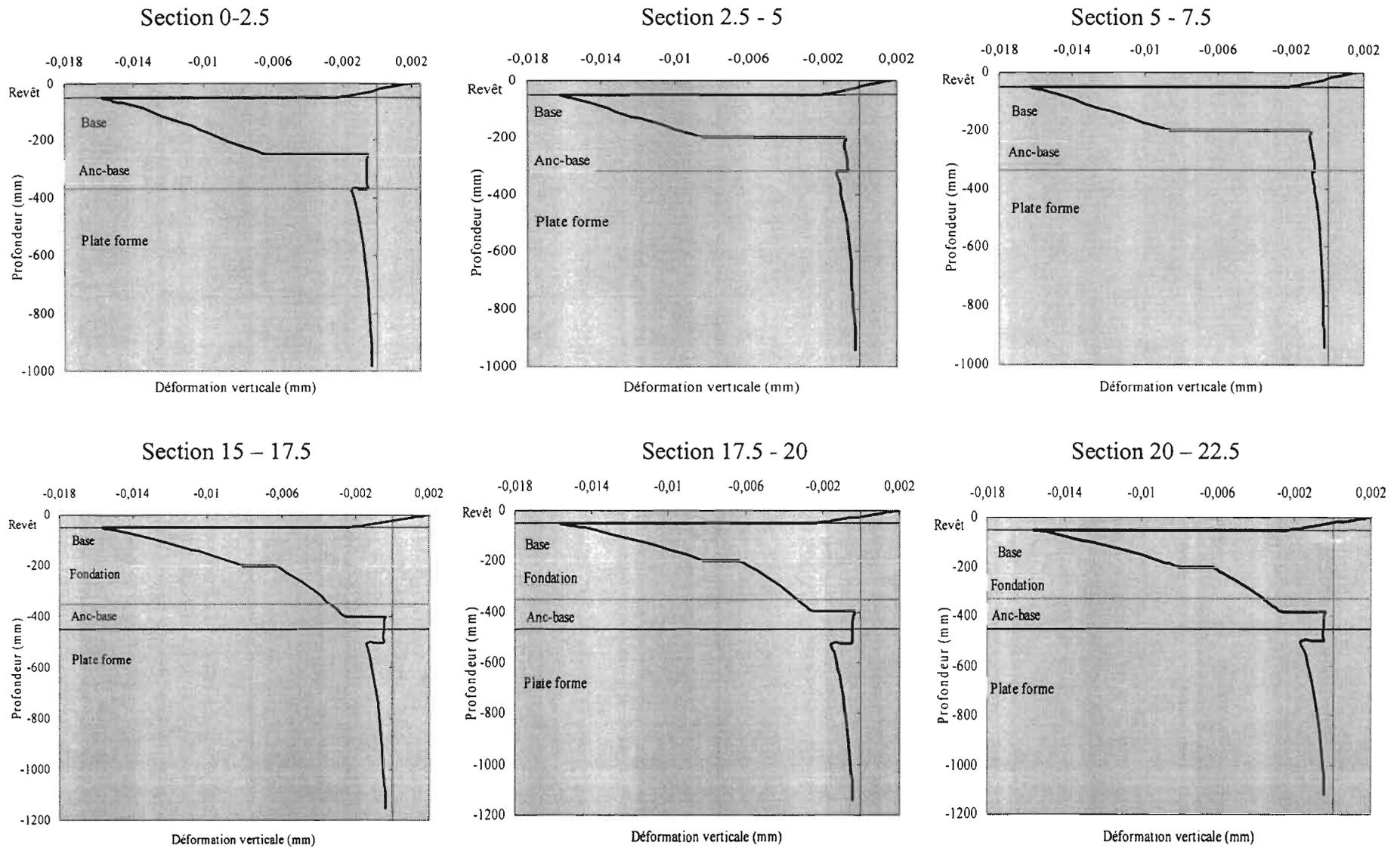


Fig. 27 - Déformation verticale en fonction de la profondeur

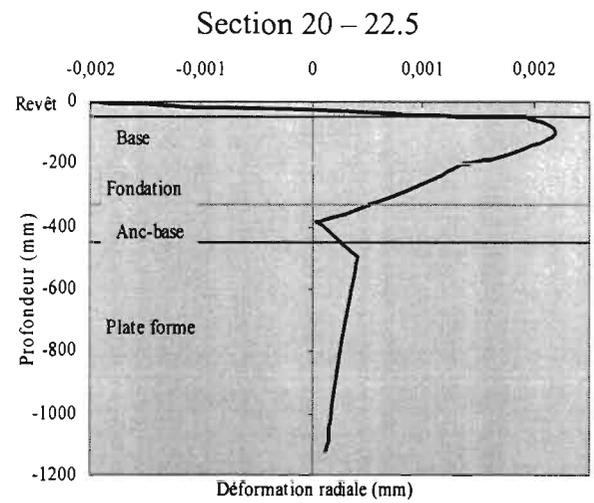
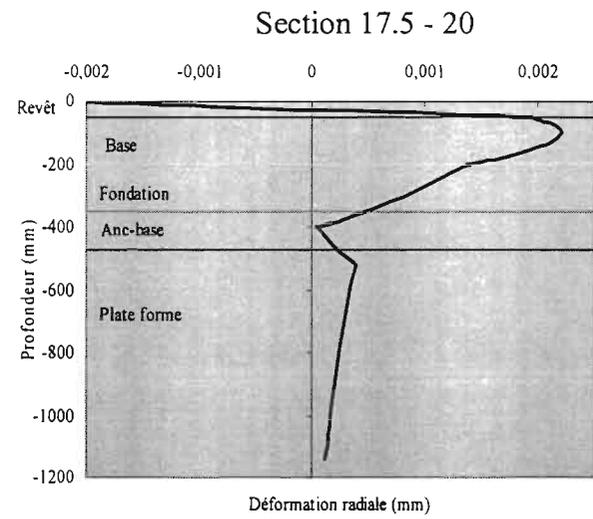
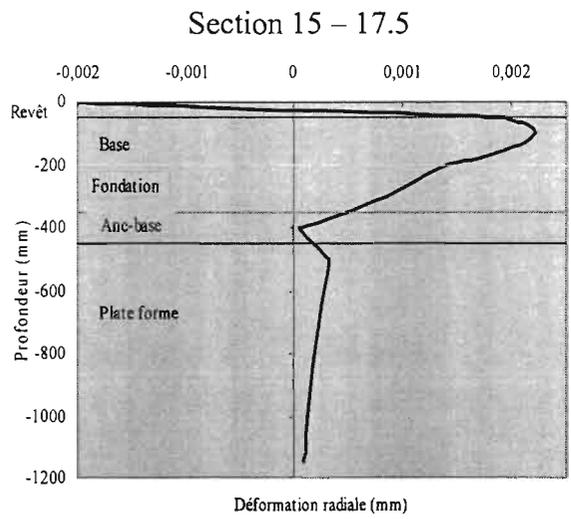
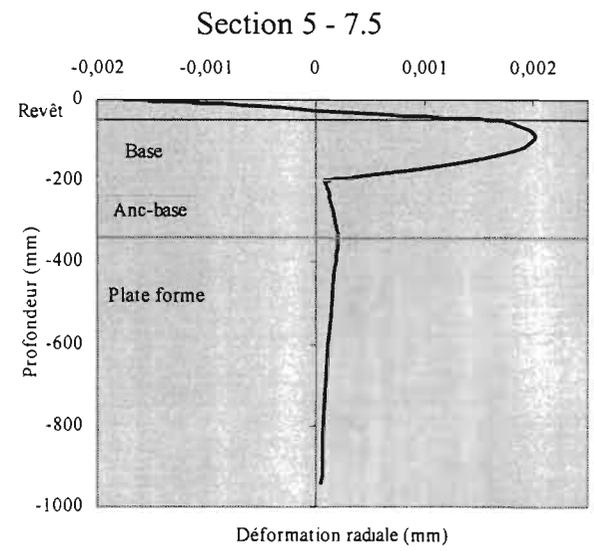
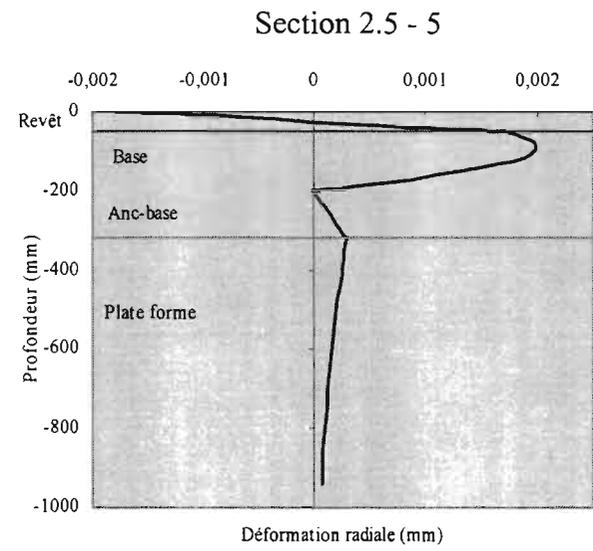
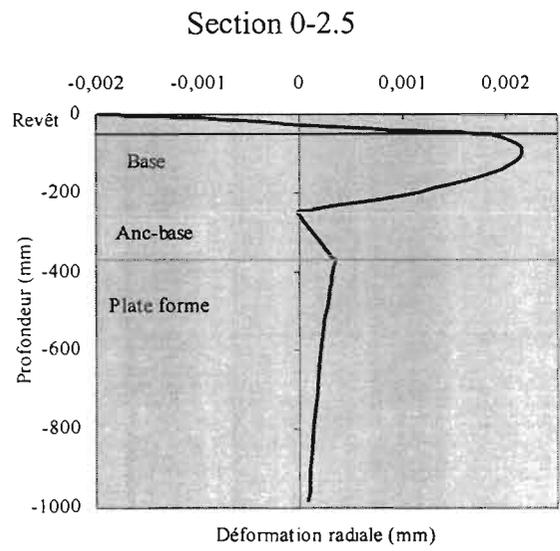


Fig. 28 - Déformation radiale en fonction de la profondeur

## CALCUL DES LIMITES ADMISSIBLES

### BETON BITUMINEUX

$$\varepsilon_{t \text{ adm}} = \varepsilon_6 (E_1/E_2)^{0,5} \chi (N/10^6)^{-b} \chi_{k_r} \chi_{k_c} \chi_{k_s}$$

#### Trafic équivalent

	<b>4 300 000</b>
Module $E_1(10^\circ)$ en MPa	7200
Module $E_2(30^\circ)$ en MPa	1300
Coefficient de Poisson : $\nu$	0,35
$\varepsilon_6(10^\circ, 25 \text{ Hz})$ en $10^{-6}$	100
b : pente de la droite de fatigue	-0,2
écart-type sur la loi de fatigue $\sigma_N$	0,25
écart-type sur Les épaisseurs $\sigma_H$	1
risque (%)	25
t : fractile de la loi normale réduite centrée	-0,674
$K_T$ (coefficient de trafic) $(N_{eq}/10^6)^b$	0,747
$K_t$ (coefficient- de température) $[E(10)/E(30)]^{0,5}$	2,3534
$\Delta$ delta	0,27
$K_r$ : coefficient de risque	0,92
$K_c$ : coefficient de calage	1,1
$K_d$ : coefficient de discontinuité	1
$(1/K_s)$ : facteur de stabilité	1
<b>EPSILON T admissible (<math>10^{-6}</math>mm)</b>	<b>318,83705</b>

**Tableau 26 - Calcul de la déformation admissible**

## CALCUL DES LIMITES ADMISSIBLES

### LATERITE + 2% CIMENT

$$\sigma_{t \text{ adm}} (\text{bars}) = k_r \times k_d \times k_c \times k_s \times \sigma_i$$

Trafic ( $4,3 \times 10^6$ )	4300000
Module E (bars)	2700
Coefficient de Poisson : $\nu$	0,25
$\sigma_6$ (bars) entre 3,2 et 7,5	3,2
b : pente de la droite de fatigue = -1/15	-0,067
écart-type sur la loi de fatigue $\sigma_N$	1
écart-type sur Les épaisseurs $\sigma_H$	3
risque (%)	25
t: fractile de la loi normale réduite centrée	-0,674
KT (coefficient de trafic)	0,907
$\Delta$ delta	1,35
Kr : coefficient de risque	0,88
Kc : coefficient de calage	1,5
Kd : coefficient de discontinuité	1
1/Ks : facteur de stabilité	1,2
<b>SIGMA admissible (bars)</b>	<b>3,8794834</b>

Tableau 27 - Calcul de la contrainte admissible



