

# COMPORTEMENT DES TUF CALCAIRES DANS LES ASSISES DES CHAUSSEES

Par :  
**Fatma-Zohra KALLI**  
Ingénieur E.N.T.P.  
Enseignante à l'E.N.T.P. (Alger)

## 1 INTRODUCTION

Depuis toujours les ingénieurs routiers ont essayé de tirer le meilleur parti des matériaux locaux pour la construction des routes.

L'extension des encroûtements d'Algérie, couvrant plus de la moitié du territoire dans la zone où le réseau routier est le plus dense, explique et justifie tous les efforts déployés par les ingénieurs et les chercheurs pour optimiser l'emploi dans les techniques routières.

La contribution de ce travail aux recherches concernant les tufs calcaires est surtout orientée sur l'étude du comportement des chaussées constituées de ces matériaux.

Pour cela, deux voies ont été suivies qui, à terme, devraient s'avérer convergentes :

\* La première voie s'appuie sur l'analyse statistique du comportement des chaussées existantes en tuf. Il est en effet possible, en connaissant les structures et l'état des chaussées en tuf ainsi que le trafic qu'elles ont supporté, d'en dégager des lois de comportement.

\* La deuxième voie concerne les études en laboratoire. Trois échantillons de tuf algérien ont été soumis à l'essai triaxial à chargements répétés. Les paramètres obtenus caractérisant les déformations élastiques sont utilisés dans les programmes de calcul de structures de chaussées.

## 2 BILAN DU COMPORTEMENT DES CHAUSSEES EN TUF EXISTANTES

### 2.1 Méthodologie suivie

Les sections de route en tuf ont fait l'objet d'un examen effectué en continu, en s'attachant d'une part à ne répertorier que les dégradations répétitives sur plusieurs centaines de mètres et, d'autre part à dégager les problèmes majeurs affectant les structures ou les couches de surface.

Trois degrés de gravité des dégradations ont été observés :

1 - Les sections en bon état apparent (moins de 10% de dégradations sur tout le linéaire).

2 - Les sections plus ou moins déformées (flaches - affaissements et ornières).

Les déformations ont souvent entraîné la fissuration de la couche de roulement (ancienneté).

(10 à 50% de dégradations ayant atteint la longueur considérée).

3 - Les sections fissurées (atteintes par plus de 50% de dégradations).

Par combinaison des deux types de dégradations (fissures/déformations), on obtient la grille ci-contre (Tableau 1) qui chiffre la qualité apparente d'une section de chaussée, par des notes de 1 à 8. La qualité de la structure étant d'autant plus mauvaise que sa note est forte.

**Tableau 1 :**

| Fissures<br>Déformations | Nul ou faible                                                                     | Moyen | Important généralisé |
|--------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-------|----------------------|
| Nul - faible             | 1                                                                                 | 2     | 3                    |
| Moyen                    | 4                                                                                 | 5     | 6                    |
| Important généralisé     |  | 7     | 8                    |

**N.B. :** Cette méthode fait abstraction des défauts propres à la couche de roulement (arrachements, ressuyages, fluages, ...) . Seules ont été prises en compte les dégradations attribuées "à priori" à des problèmes structuraux.

- \* Etat 1 : peu ou pas de dégradations ; état apparent bon.
- \* Etats 2-3 : fissuré mais non déformé ; état apparent médiocre.
- \* Etats 4-5-6 : fissuré et déformé ; état apparent mauvais.
- \* Etats 7-8 : fissuré et très déformé ; état apparent très mauvais.



Il ne peut y avoir de déformations généralisées sans être accompagnées de fissures plus ou moins importantes de la surface.

Parallèlement, les résultats de recensement de la circulation 1986/1987 par l'Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics (C.T.T.P.), ont été exploités dans ce travail pour évaluer l'agressivité des charges.

## 2.1 Résultats

Une étude de corrélation : Indicateur d'état - trafic cumulé, a été effectuée pour deux types de trafic :

- a) - trafic cumulé des camions de charge utile supérieure ou égale à 5 tonnes.
- b) - trafic cumulé exprimé en essieux équivalents de 13 tonnes.

Des coefficients de corrélation de 0,45 (CU ≥ 5 tonnes) et de 0,47 (≈ 13 tonnes) ont été trouvés pour des lois d'évolution du type  $y = a \cdot x^b$ .

Les courbes correspondantes sont présentées sur les graphiques 1 et 2 (pages 9 et 10), où figurent également les intervalles de confiance à 95% des courbes et de

l'ensemble des valeurs.

Rappelons que l'objectif est de relier le comportement structurel de la chaussée au trafic supporté ; le coefficient de corrélation de 0,45 peut apparaître comme relativement faible ; en fait il est de l'ordre de grandeur de ce que l'on pouvait attendre compte-tenu d'un certain nombre de facteurs mal maîtrisés, à priori on peut citer :

- la qualité des revêtements (enduit superficiel) qui peut être plus ou moins bien maîtrisée suivant les régions, et pas forcément renouvelés avec la même fréquence,
  - le climat qui varie du nord au sud, n'a pu être pris en considération dans notre étude,
  - le facteur portance de la plate-forme des terrassements (faible, moyen, fort) n'a pas été exploité en raison de la faible population de sections homogènes.
- Les résultats représentent donc le comportement des chaussées tous niveaux de portance de plate-forme confondus.
- les épaisseurs de chaussées sont variables et en fait mal connues,
  - la qualité des tufs calcaires qui n'est pas constante pour tout le pays. Sa variabilité a bien sûr de l'influence sur le comportement des assises de chaussées.

Néanmoins, cette étude de comportement conduit globalement à des résultats raisonnables ; en effet, il n'est pas choquant d'estimer qu'une route en tuf normalement constituée peut supporter en moyenne  $9 \cdot 10^7$  passages de camions de poids total supérieur à 5 tonnes.

Mais à notre avis l'intérêt essentiel de l'étude est de montrer qu'il existe une démarche prometteuse qui, à condition d'y mettre les moyens, permettrait de cerner avec suffisamment de précision le comportement des chaussées en tuf.

## 3 ETUDE EXPERIMENTALE

### 3.1 Rappels théoriques

Le comportement des matériaux granulaires sous charges répétées est très complexe. Chaque charge appliquée occasionne deux types de déformation du matériau (Figure 3) :

- déformations réversibles qui ne subsistent pas après le déchargement au cours d'un cycle,
- déformations permanentes qui résultent de l'accumulation des déformations irréversibles à chaque application de charge.

Lorsque les conditions de chargement sont suffisamment éloignées de la rupture, après un certain nombre de chargements, la déformation réversible reste pratiquement constante et la déformation permanente relative à un cycle considéré peut être pratiquement négligeable vis-à-vis de la déformation réversible. La courbe "contrainte-

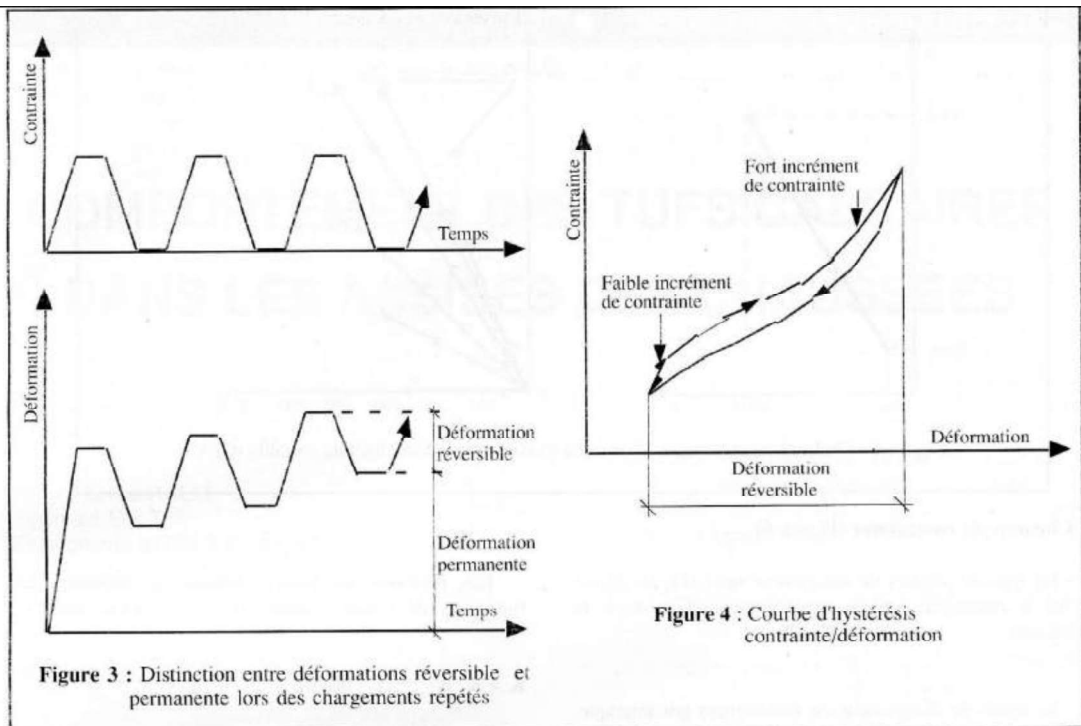


Figure 3 : Distinction entre déformations réversible et permanente lors des chargements répétés

Figure 4 : Courbe d'hystérésis contrainte/déformation

déformation" présente toutefois les particularités suivantes (Figure 4) :

- pour un fort incrément de chargement, les courbes de charge et de décharge sont nettement distinctes, ce qui indique qu'une certaine quantité d'énergie est absorbée par le matériau pendant le cycle. La déformation réversible n'est donc ni linéaire ni entièrement élastique,

- pour un relativement faible incrément de charge, on constate que le matériau peut être considéré comme élastique et linéaire.

La principale conclusion est donc qu'il faut considérer la réponse *réversible* d'un matériau granulaire comme

fonction *non linéaire* des contraintes.

### 3.2 Principe de l'essai triaxial à chargements répétés

#### • Contraintes appliquées à l'éprouvette (Figure 5)

- étreinte latérale :  $\sigma_3$
- compression axiale :  $q = \sigma_1 - \sigma_3$   
d'où :  $\sigma_1 = q + \sigma_3$
- moyenne des contraintes normales :  $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$

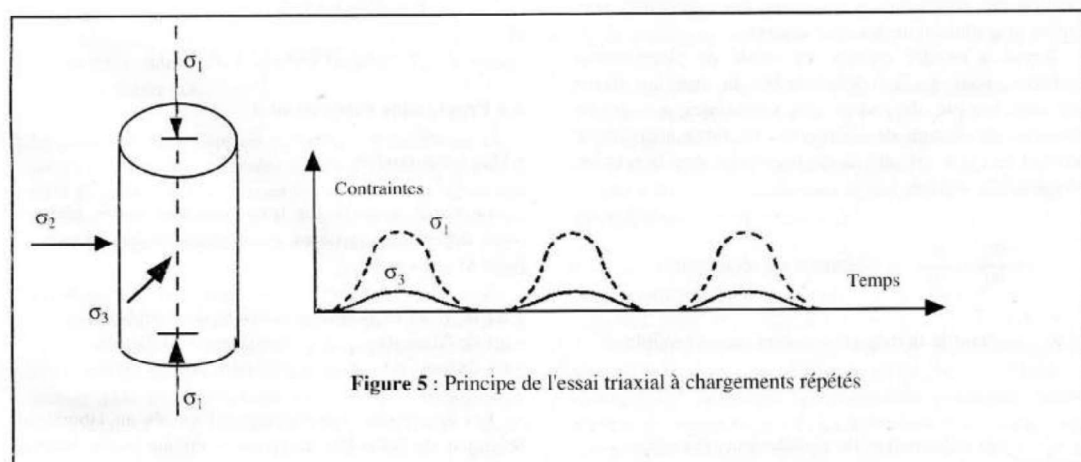


Figure 5 : Principe de l'essai triaxial à chargements répétés

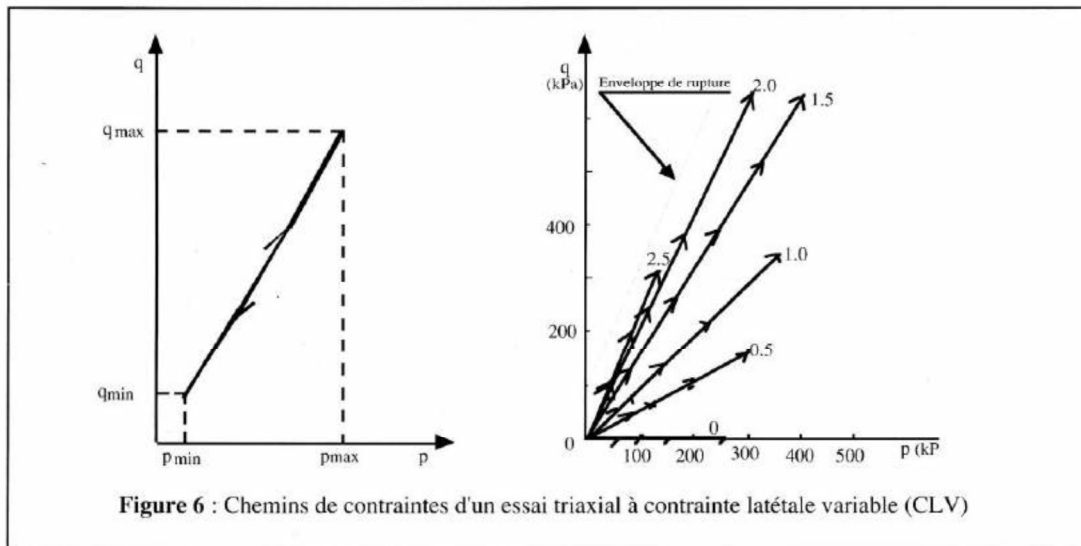


Figure 6 : Chemins de contraintes d'un essai triaxial à contrainte latérale variable (CLV)

#### • Chemins de contraintes (Figure 6)

Le type de chemin de contraintes suivi (Figure 6) est celui à contrainte latérale variable en phase avec le déviateur.

Le mode de chargement est entièrement pneumatique. Un dispositif assure le contrôle des caractéristiques des contraintes appliquées (amplitude et fréquence) et leur synchronisation.

Les fréquences de chargement sont de l'ordre de 30 cycles/minute.

Un système d'acquisition de données numérise les signaux électriques des forces, pressions et déformations et permet leur enregistrement sur support magnétique pour en faire le traitement.

#### 3.3 Modèle caractérisant le comportement non linéaire

L'interprétation des essais a principalement été axée sur l'utilisation du modèle de Boyce (1980) caractérisant les modules de compressibilité  $K$  et de cisaillement  $G$  en fonction des contraintes  $p$  (moyenne des contraintes normales) et  $q$  (déviateur des contraintes).

Boyce a montré qu'avec un mode de chargements cycliques, pour que les déformations du matériau élastique non linéaire dépendent des contraintes aux points extrêmes du chemin de contraintes (le bilan énergétique pendant le cycle est nul) il est nécessaire que la relation suivante soit vérifiée :

$$\frac{\partial \epsilon_v^r}{\partial q} = \frac{\partial \epsilon_q^r}{\partial p} \quad (\text{théorème de réciprocité})$$

$\epsilon_v^r$  : étant la déformation volumique réversible,

et

$\epsilon_q^r$  : la déformation de cisaillement réversible.

Les relations de Boyce donnant la variation des modules de compressibilité,  $K$ , et de cisaillement,  $G$ , sont :

$$K = K_1 p^{(1-n)} [1 - \beta(q/p)^2]$$

$$G = G_1 p^{(1-n)}$$

avec :  $\beta = (1-n)K_1/6G_1$

$K_1, G_1, n, \beta$  étant des paramètres expérimentaux.

Les relations entre contraintes et déformations sont :

$$\epsilon_v^r = p^n [1 - \beta(q/p)^2]/K_1$$

$$\epsilon_q^r = p^n (q/p)/3G_1$$

Le module d'Young  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ , se calculent facilement à partir de  $K(p,q)$  et  $G(p,q)$  déterminés expérimentalement, à l'aide des relations :

$$E = 9G/(3 + G/K)$$

et

$$\nu = (1 - 2G/3K)/(2 + 2G/3K)$$

#### 3.4 Programme expérimental

##### • Matériaux étudiés

Le choix a porté sur trois tufs non traités prélevés dans différentes carrières (voir granulométrie Figure 7 page 8) ; il s'agit :

- tuf de Ksar El Boukhari (carrière de Boughzoul).
- tuf de Mascara (carrière de Tighenif).
- tuf d'Oran (carrière Aïn El Beïda).

Les matériaux ont été approvisionnés au laboratoire Régional de Saint-Brieuc (France) en une seule fraction

0/20mm en général, avec parfois des éléments supérieurs à 40mm. Une granulométrie de contrôle a également été effectuée sur chaque éprouvette après le triaxial à chargements répétés (Figure 8 page 8).

Le tableau 2 donne pour chaque matériau, les densités et teneurs en eau de compactages des éprouvettes.

- Conditionnement

Un conditionnement initial des éprouvettes est recommandé afin d'homogénéiser l'état initial du matériau. On suppose parfois qu'il représente les chargements que subit la chaussée pendant sa phase de construction.

Le chemin des contraintes  $q/p = 1,5$  a été appliqué à chaque éprouvette pendant 20 000 cycles avec une pression latérale  $\sigma_3 = 200$  KPa (KiloPascal) et un déviateur  $q = 600$  KPa.

- Etude des déformations réversibles

Les essais ont été réalisés en suivant les chemins des contraintes représentés sur la figure 6, avec un nombre minimum de 200 cycles à chaque niveau de contraintes.

Les caractéristiques de comportement élastique déterminées suivant le modèle de Boyce, sont indiquées dans le tableau 3.

Les tufs calcaires ainsi caractérisés, exception faite pour le tuf de Ksar El Boukhari où les caractéristiques sont médiocres dues essentiellement aux dérives du mode opératoire (teneur en eau de compactage dépassant de 5% celle optimum Proctor), peuvent être classés suivant l'une des trois catégories retenues dans le manuel de conception des chaussées à faible trafic (MCFT).

A partir de la synthèse des études de graves non traitées, aux triaxial à chargements répétés (Paut J.L, Avril 1987), un classement complémentaire (Tableau 4) a été proposé suivant le module d'Young observé durant l'essai.

**Tableau 4 :** Classification des graves non traitées (GNT) d'après le module E

| Catégorie | Module de Young E moyen (MPa) | Limites de classe |
|-----------|-------------------------------|-------------------|
| 1         | 600                           | > 500             |
| 2         | 400                           | 300 - 500         |
| 3         | 200                           | 100 - 300         |

#### 4 METHODE DE CALCUL DES DEFORMATIONS ET DES CONTRAINTES

Pour déterminer le champ de contraintes à l'intérieur de la chaussée, on utilise une méthode d'éléments finis en déplacements, qui permet de prendre en compte le comportement non linéaire des matériaux.

Le programme de calcul numérique "NOEL" mis au point à l'université du Havre (première version 1987) et à l'Ecole Nationale Supérieure de Mécanique de Nantes (deuxième version 1990) est écrit en langage Fortran.

##### 4.1 Modélisation de la structure

- Hypothèses du calcul (Figures 9 et 10)

Le problème réel est celui d'un milieu semi-infini, multicouche soumis à une charge roulante appliquée sur une surface quasi-circulaire (écrasement du pneu).

Le chargement est statique et constitué d'une pression uniforme appliquée sur un disque centré sur l'axe de symétrie.

**Tableau 2 :** Caractéristiques des matériaux

| Matériau         | N°Eprouvette | Teneur en eau Optimale w (%) | Densité sèche maximale Proctor $\gamma_d$ (t/M <sup>3</sup> ) | Compacité C (%) | Teneur en eau après essai $w_f$ (%) |
|------------------|--------------|------------------------------|---------------------------------------------------------------|-----------------|-------------------------------------|
| Ksar El Boukhari | 7-327-1a     | 14                           | 1,79                                                          | 68,3            | 14                                  |
| Mascara          | 9-051-1a     | 8,5                          | 1,83                                                          | 68              | 8,8                                 |
| Oran             | 9-052-2a     | 9,2                          | 1,94                                                          | 72              | 8,8                                 |

**Tableau 3 :** Paramètres caractérisant le comportement élastique des tufs calcaires

| Matériau         | N°Eprouvette | K1    | G1    | n     | $\beta$ | E (MPa) | $\nu$ |
|------------------|--------------|-------|-------|-------|---------|---------|-------|
| Ksar El Boukhari | 7-327-1a     | 2967  | 1611  | 0,396 | 0,092   | 179     | 0,27  |
| Mascara          | 9-051-1a     | 29246 | 21516 | 0,549 | 0,790   | 570     | 0,32  |
| Oran             | 9-052-2a     | 1757  | 2983  | 0,148 | 0,020   | 710     | 0,36  |

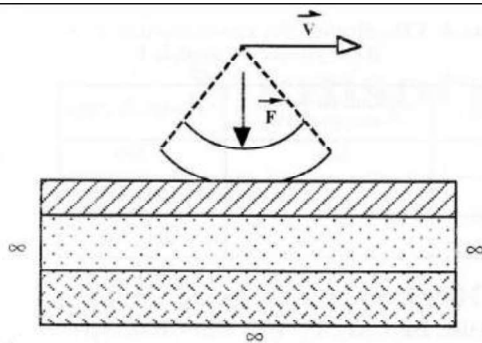


Figure 9 : Problème réel

• Conditions aux limites (Figure 11)

Pour pouvoir appliquer la méthode des éléments finis, on doit se limiter à un domaine fini et se fixer des conditions aux limites sur les frontières.

En considérant un cylindre de grandes dimensions, (rayon et hauteur), par rapport à la surface d'application de la pression extérieure, on peut supposer que le comportement de ce nouveau modèle est peu différent du précédent (massif semi-infini) en fixant les conditions aux limites suivantes :

- déplacements verticaux nuls à la base du cylindre,
- déplacements horizontaux nuls sur le pourtour (Figure 11).

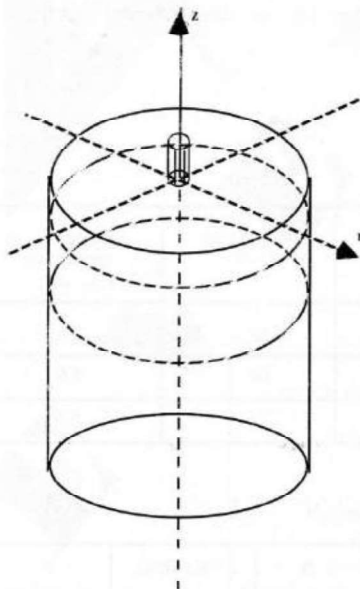


Figure 11 : Modélisation de la chaussée en vue du calcul par éléments finis

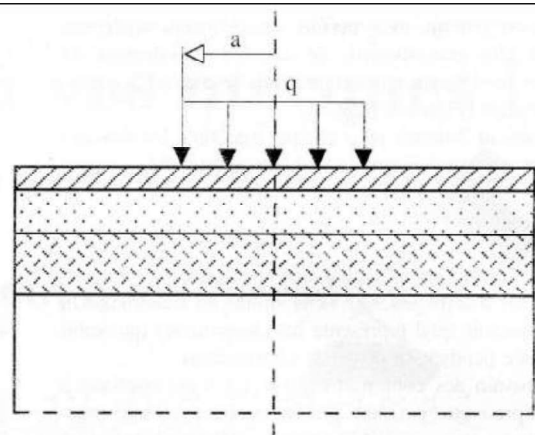


Figure 10 : Modélisation possible

• Maillage de la structure (Figure 12)

Pour résoudre le problème axisymétrique de la figure 11, on utilise un maillage orthogonal ; les éléments étant des rectangles à 8 noeuds. Une schématisation de ce maillage est donnée à la figure 12 pour une structure multicouche (le nombre de couches de matériaux est limité à 10), chaque couche de matériau est divisée en plusieurs couches d'éléments ayant des hauteurs identiques ou en progression géométrique.

#### 4.2 Exemple d'application à des chaussées en tuf

La structure de chaussée considérée est un tricouche (Figure 13):

- couche de roulement en enduits superficiels : 2 cm
- assise de chaussée en tuf : 20 cm
- sol support : 4,00 m.

Les caractéristiques mécaniques sont les suivantes:

- couche 1 : loi linéaire  $\nu_1=0,4$  et  $E_1 = 4500$  MPa
- couche 2 : loi de Boyce  $K_1, G_1, n, \beta$
- couche 3 : loi linéaire  $\nu_3 = 0,4$  et  $E_3$

Nous avons effectué une étude systématique en faisant varier la qualité du sol support (couche3) :

Sol 1 : Moyen  $E_3 = 120$  MPa

Sol 2 : Rigide  $E_3 = 500$  MPa.

Pour le dimensionnement d'une chaussée souple, on est souvent amené à limiter la déformation de flexion  $\epsilon_t$  à la base de l'enduit superficiel et la déformation verticale  $\epsilon_z$  à la surface du sol support.

Le tableau 5 regroupe le nombre de sollicitations (N) supportable par la structure.

Dans l'ensemble, les routes en tuf se situent dans les régions arides ou semi-arides où les portances des pla-



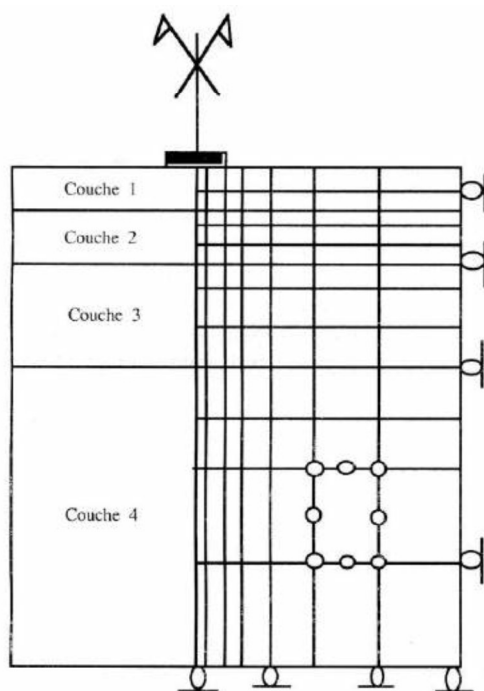


Figure 12 : Schématisation du maillage d'un multicouche

teformes sont élevées ; il est donc raisonnable de prendre surtout en considération le sol support 2 ( $E = 500 \text{ MPa}$ ).

Les résultats montrent qu'un nombre de cycles variant entre  $2,3$  à  $8,8 \cdot 10^7$  peuvent être supportés par une chaussée en tuf.

Ces valeurs présentent une convergence tout à fait satisfaisante avec celles obtenues de l'étude empirique du comportement des chaussées en tuf qui avait fixé en moyenne  $5 \cdot 10^7$  essais de 13 tonnes.

## 5 CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

L'analyse statistique du comportement des chaussées existantes en tuf a été réalisée pour 23 sections, ce qui est insuffisant pour une telle analyse mais a permis néanmoins de proposer une première loi d'évolution qui illustre d'ailleurs l'excellent comportement des routes en tuf. Bien entendu, cette loi n'est qu'une approche ; si l'on souhaite une relation plus précise, utilisable dans des

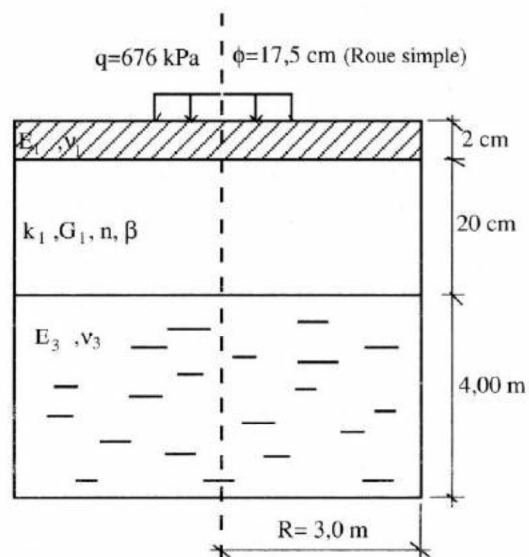


Figure 13 : Structure de chaussée calculée

modèles destinés à la gestion de l'entretien routier (exemple HDM), il conviendrait de faire une analyse portant sur un échantillonnage beaucoup plus important.

Les essais triaxiaux à chargements répétés permettent de comparer les matériaux non traités ; ces comparaisons montreraient, qu'en dépit de caractéristiques géotechniques à priori médiocres (d'après le manuel de conception à faible trafic 1981), les encroûtements calcaires se comporteraient aussi bien que des matériaux graveleux classiques qui avaient toujours donné des résultats satisfaisants.

Par ailleurs la modélisation actuelle d'une chaussée en grave non traitée recouverte d'un enduit superficiel semble un peu artificiel (attribution d'une valeur arbitraire de module d'élasticité  $E$ ) ; il y a là une recherche à faire pour une modélisation plus réaliste de types de structures de chaussée.

En conclusion, la méthodologie d'étude adoptée, correctement transposée conduirait à de sérieux progrès dans l'optimisation de l'utilisation des tufs en technique routière, ce qui en raison de l'abondance de ce matériau représente un enjeu économique certain pour le pays.

Tableau 5 : Résultats du calcul des déformations et durées de vie des chaussées en tuf

| Matériau     | Ksar El Boukhari    |                     | Mascara             |                     | Oran                |                     |
|--------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| Sol support  | $E=120 \text{ MPa}$ | $E=500 \text{ MPa}$ | $E=120 \text{ MPa}$ | $E=500 \text{ MPa}$ | $E=120 \text{ MPa}$ | $E=500 \text{ MPa}$ |
| $\epsilon_t$ | $6,7 \cdot 10^{-4}$ | $6,3 \cdot 10^{-4}$ | $8,8 \cdot 10^{-5}$ | $9,2 \cdot 10^{-5}$ | $1,1 \cdot 10^{-4}$ | $9,5 \cdot 10^{-5}$ |
| $\epsilon_z$ | $1,0 \cdot 10^{-3}$ | $2,9 \cdot 10^{-4}$ | $6,4 \cdot 10^{-4}$ | $2,6 \cdot 10^{-4}$ | $4,2 \cdot 10^{-4}$ | $3,6 \cdot 10^{-4}$ |
| $N_t$        | $1,8 \cdot 10^2$    | $2,5 \cdot 10^2$    | $4,5 \cdot 10^6$    | $3,8 \cdot 10^6$    | $1,8 \cdot 10^6$    | $3,2 \cdot 10^6$    |
| $N_z$        | $3,2 \cdot 10^5$    | $5,2 \cdot 10^7$    | $2,1 \cdot 10^6$    | $8,8 \cdot 10^7$    | $1,2 \cdot 10^7$    | $2,3 \cdot 10^7$    |

## 6 BIBLIOGRAPHIE

- [1] Boyce HR, Brown SF. 1976 : Measurement of elastic strain in granular materials. *Geotechnique* 26 (4) : 637 - 640.
- [2] Boyce HR. 1980 : A non linear model for the elastic behaviour of granular materials under repeated loading. *International Symposium on soils under cyclic and Transcient Loading*. Swansea.
- [3] De Boissoudy, Caroff G., Peyronne Ch. 1983 : le manuel de conception des chaussées à faible trafic. *Revue générale Routes et Aérodrômes* n°595.
- [4] Jouve P, El Hannani M. 1990. NOEL 8 Modélisation en élasticité non lineaire des structures de chaussées par la MEF.
- [5] Paute J.L, Lefort R. 1987 : Triaxial à charge-ments répétés pneumatiques pour l'étude des graves non traitées et des sols supports de chaus-sées. *Rapports des laboratoires*.
- [6] Paute J.L, Martinez J. Comportement des matériaux non traités sous chargements répétés et utilisation d'un modèle de structure de chaussées à éléments finis.
- [7] Paute J.L, Jouve P, Martinez J, Ragneau E. 1988. Modèle de calcul pour le dimensionnement des chaussées souples. *Bull liaison LCPC* N° 156.

Figure 7 : Granularité des matériaux

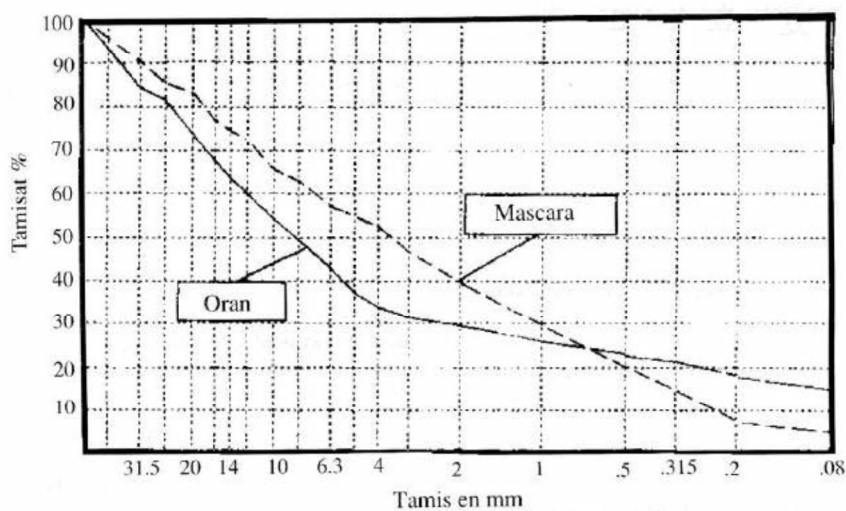


Figure 8 : granularité des éprouvettes

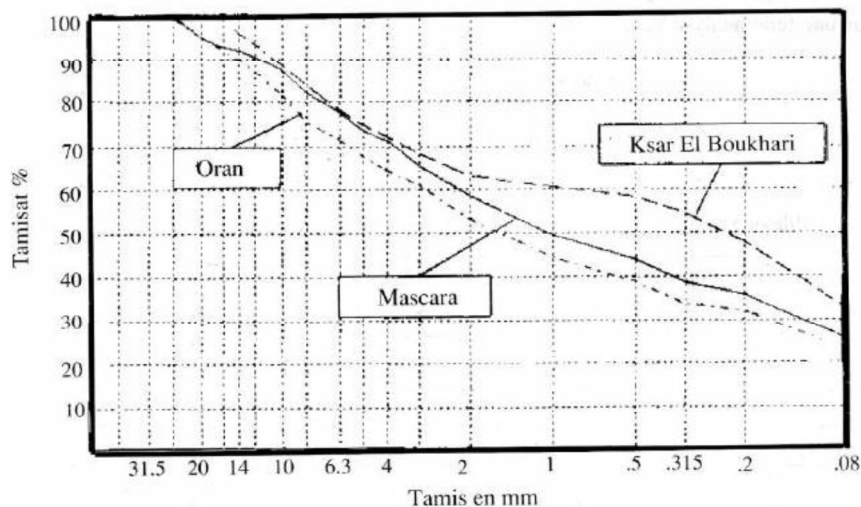




Figure 1

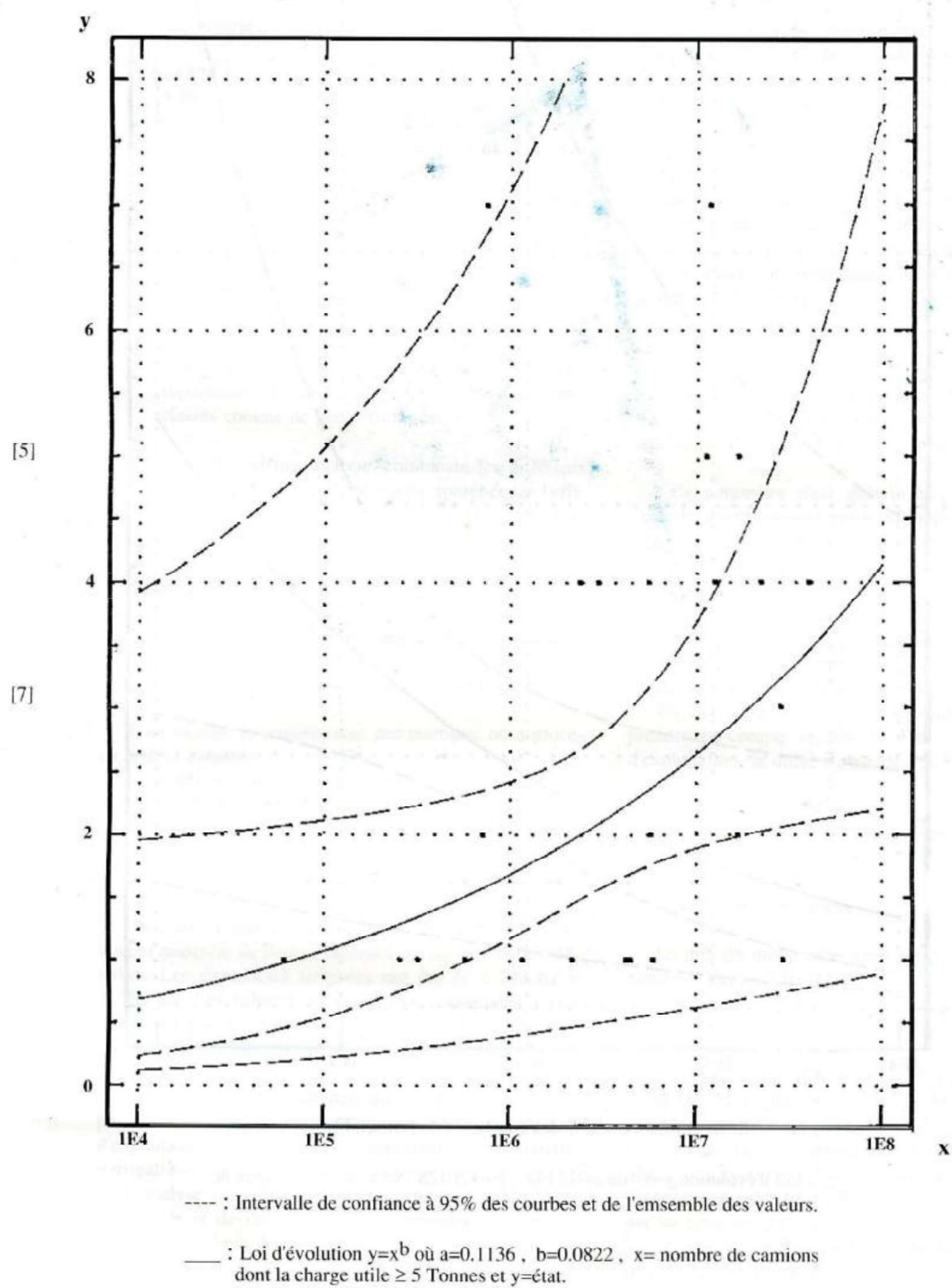
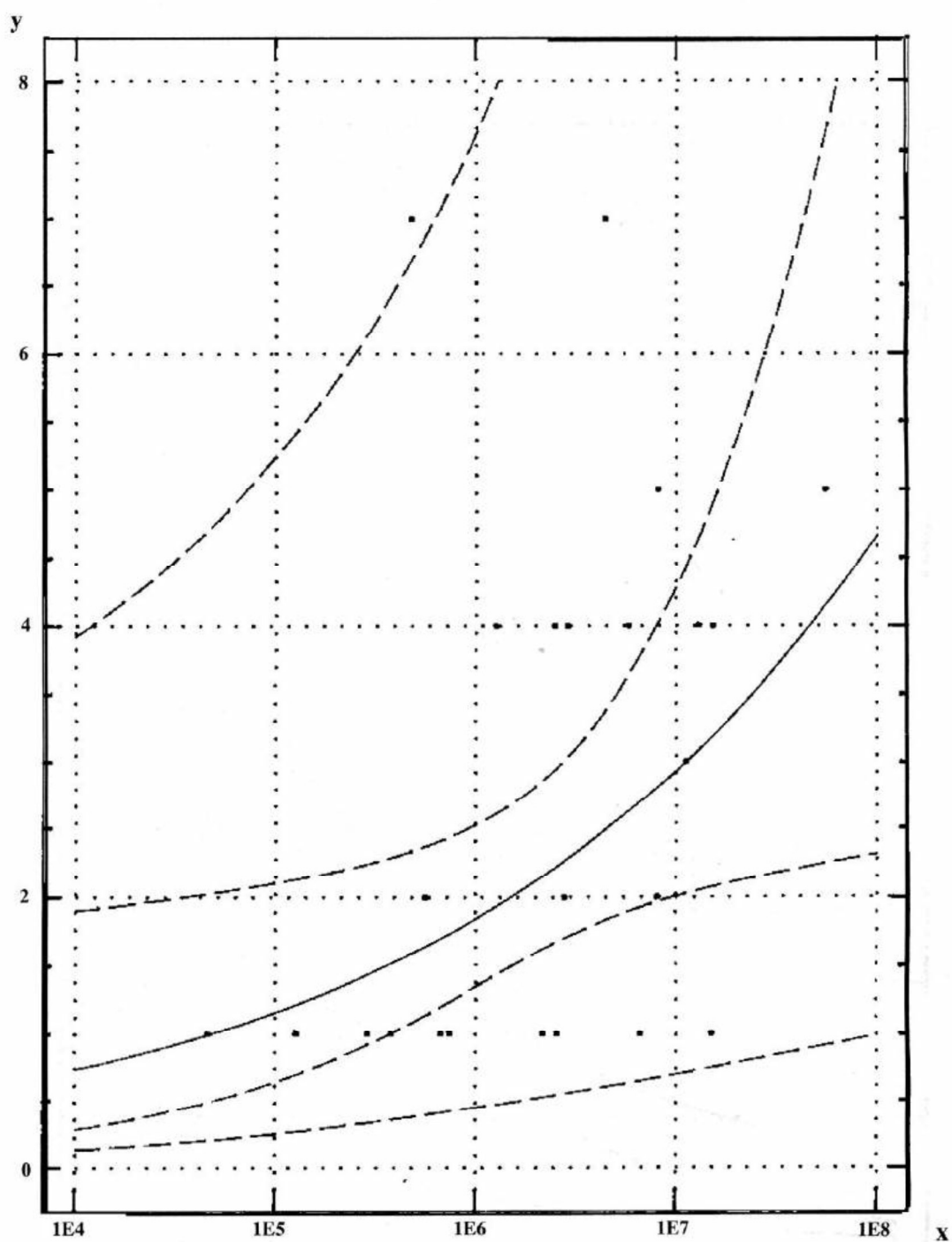


Figure 2



---- : Intervalle de confiance à 95% des courbes et de l'ensemble des valeurs.

— : Loi d'évolution  $y=x^b$  où  $a=0.1144$ ,  $b=0.20128$ ,  $x$ = nombre d'essieux de 13 Tonnes et  $y$ =état.