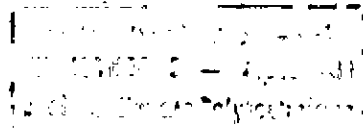


ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE-CIVIL



THESE DE MAGISTER

Présentée par

F. Z. KALLI née RAHAL

**COMPORTEMENT DES TUFS CALCAIRES
DANS LES ASSISES DES CHAUSSEES.**

Membres du Jury :

A. CHARIF	Professeur (ENP)	Président
A. BALI	Professeur (ENP)	Examineur
T. MESSAFER	Maître de Conférence (ENP)	Examineur
R. REQUIRAND	Ingénieur Chercheur (LCPC-Nantes)	Rapporteur
S. BELKACEMI	Maître de Conférence (ENP)	Co-Rapporteur
B. BENCHOUK	Directeur des Routes (Ministère Equipement)	Invité
J.L. PAUTE	Directeur Adjoint (LR Saint-Brieuc)	Invité
B. ALLOUL	Chargé de Cours (USTHB)	Invité

Décembre 1991

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE-CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

THESE DE MAGISTER

Présentée par

F. Z. KALLI née RAHAL

**COMPORTEMENT DES TUFs CALCAIRES
DANS LES ASSISES DES CHAUSSEES.**

Membres du Jury :

A. CHARIF	Professeur (ENP)	Président
A. BALI	Professeur (ENP)	Examineur
T. MESSAFER	Maître de Conférence (ENP)	Examineur
R. REQUIRAND	Ingénieur Chercheur (LCPC-Nantes)	Rapporteur
S. BELKAGEMI	Maître de Conférence (ENP)	Co-Rapporteur
B. BENCHOUK	Directeur des Routes (Ministère Equipement)	Invité
J.L. PAUTE	Directeur Adjoint (LR Saint-Brieuc)	Invité
B. ALLOUL	Chargé de Cours (USTHB)	Invité

Décembre 1991

REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Le présent travail a été réalisé sous la responsabilité scientifique de Monsieur R.Requirand, ingénieur au Laboratoire des Ponts et Chaussées (Nantes). Je le remercie vivement pour l'aide précieuse qu'il m'a apportée pour mener à bien mon travail de recherche.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à Monsieur J.L.Paute, Directeur Adjoint du Laboratoire Régional de Saint-Brieuc, qui m'a patiemment guidée dans la partie expérimentale sans oublier tous les conseils et les encouragements qu'il n'a cessé de me prodiguer durant tout ce travail.

Je suis particulièrement reconnaissante à Monsieur S. BELKACEMI, Maître de Conférence à l'Ecole Nationale Polytechnique (Alger) pour l'aide scientifique qu'il m'a apportée tout au long de cette étude.

Je remercie Monsieur P.AUTRET, Chef du Service Etudes et Recherches Internationales au L.C.P.C., qui a eu le souci constant de mettre à ma disposition les moyens pour faciliter mon travail.

Monsieur R. LEFORT, Technicien au L.R. de Saint-Brieuc, a bien voulu m'encadrer pour la réalisation des essais triaxiaux à chargements répétés, je l'en remercie vivement.

Les calculs ont été effectués sous l'encadrement de Monsieur M. EL HANNANI, Chercheur à l'E.N.S.M (Nantes) et Mademoiselle M. BATHS, Chercheur au L C P C (Nantes), que je remercie pour l'aide précieuse.

Mes remerciements s'adressent également à l'Ecole Nationale des Travaux Publics (Kouba) pour toutes les facilités administratives et logistiques dont j'ai bénéficiées pour l'accomplissement de ce travail.

Je suis très heureuse d'exprimer ma vive reconnaissance à l'ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS (C.T.T.P) qui a mis à ma disposition toutes les informations relatives aux données sur le réseau Algérien, les délicates tâches de dactylographie et, mise en forme de l'original du document.

خلاصة

لقد توجهنا نحو دراسة تصرف أنواع التفكقات لقارعات الطرق نظرا للفائدة التقنية و الاقتصادية التي يمثلها استعمالها بالنسبة للبلاد في الظروف الحالية.

و الى حد الآن اتاحت خبرة مهندسي الطرق باستعمال هذه الموارد في أحسن الأحوال ؛ و يبدو لنا أن إدخال إختبارات و منهجية عصرية من شأنه أن يتم هذه التجربة.

و حصيلة تصرف عدد من قارعات الطرق المصنوعة بالتف المتفاوت في القدم سمح باقتراح قانون أولي تجريبي لتصرف أنواع التف الخاضع لتأثير حركة المرور .

و اتاحت الإختيارات الثلاثية المحاور ذات التحميل المتكرر التي ضبكت لدراسة الرسابات غير المعالجة بأبراز علاقات رياضية توضح تصرف هذه الأنواع من التف .

و تسمع في الأخير ، العلاقات هذه المدخلة في نماذج رياضية (منهاج عددي و تحليلي) بمحاكاة تصرف قارعات الطرق المصنوعة من التف.

- RESUME -

L'étude du comportement des tufs en assises de chaussée s'avère très intéressante en raison de l'intérêt technico-économique que leur utilisation présente pour le pays .

Jusqu' à présent l'expérience des ingénieurs routiers a permis d'utiliser au mieux ces ressources ; mais l'introduction d'essais et de méthodologie modernes reste cependant nécessaire pour compléter cette expérience .

Le bilan de comportement d'un certain nombre de chaussées en tuf plus ou moins anciennes a permis de proposer une première loi empirique de comportement des tufs sous l'effet du trafic routier. Les essais triaxiaux à chargements répétés mis au point pour l'étude des graves non traitées, ont permis préalablement de mettre en évidence des relations mathématiques illustrant le comportement de ces tufs .

Enfin ces relations introduites dans des modèles mathématiques permettent, une simulation du comportement des chaussées en tuf .

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

- SUMMARY -

The behaviour's studie of the tuffs as a road stratum is very interessant for its great technico-economic advantage that presents its use in our country .

So far the experience gained by the road technicians has permitted to use at best such material. However, a lot of work still to be done in order to improve and to complete this experience.

This was the main object of the present work, so a serie of tests has been carried out using a new metodologie of analysis.

The outcome of the behaviour of a number of a some what old roads made of "tuffs" has enabled us to suggest an empirical formula representing the behaviour of the "tuffs" under road traffic .

The triaxial tests with repeated loading set up to analyse the non treated "graves" have guided us to derive a mathematical relation ships which illustrate the tuffs's behaviour.

Finally, we have predicted the behaviour of the tuffs's road stratum using mathematical models on the basis of these mathematical relations .

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION.....	1
I -RAPPELS BIBLIOGRAPHIQUES.	
Introduction.....	3
1- Bilan des connaissances actuelles sur les encroûtements calcaires.....	3
2- Modélisation et caractérisation du comportement des matériaux non traités.....	4
2-1- Définitions et notations.....	4
2-2- Contraintes dans la chaussée induites par une charge roulante.....	7
2-3- Types de sollicitations imposés au matériau à l'essai triaxial à chargements répétés.....	9
2-4- Lois de comportement des sols d'assises et sols supports de chaussées à partir des essais triaxiaux à chargements répétés.....	10
3- Rappels sur les méthodes de calculs rationnelles des chaussées à faible trafic.....	17
II -LES ENCROUTEMENTS CALCAIRES EN ALGERIE ET DANS LE MONDE.	
INTRODUCTION	19
1- Les zones climatiques en Algérie.....	20
2-Formation géologique des encroûtements calcaires	22
2-1- Les idées des différents pédologues	22
2-2- Phénomène chimique	26
2-3- Age des encroûtements calcaires.....	26
3- Utilisation des tufs dans les chaussées.....	27
4- Utilisation des Tufs dans le Monde	27

III -METHODOLOGIE D'ANALYSE DES CHAUSSEES EN TUF .

INTRODUCTION	29
1- Présentation du Réseau Routier Algérien	29
2- Méthodologie	31
3- Analyse du trafic.....	33
4- Enquête - collecte de données	36
4-1- Visite des différents itinéraires	36
4-2- Démarche suivie pour tous les itinéraires.....	36
5- Résultats.....	37
5-1- Présentation	37
5-2- Commentaires.....	37

IV- ETUDE DU COMPORTEMENT DES TUFs EN LABORATOIRE .

INTRODUCTION	42
1- Lois de comportement des matériaux granulaires sous charges répétées.....	44
1-1- Généralités.....	44
1-2- Modèle caractérisant les déformations réversibles.....	46
1-3-Modèle caractérisant les déformations permanentes.....	48
2- Essai triaxial à chargements répétés.....	52
2-1- Description de l'appareil.....	52
2-2- Fabrication des éprouvettes.....	59
2-3- Méthode d'essai du triaxial à chargements répétés.....	63
2-4- Détermination des paramètres caractérisant les déformations réversibles.....	65
3- Résultats de l'étude du comportement.....	68
3-1- Description du matériau	68
3-2- Caractéristiques de confection des éprouvettes	69
3-3- Conditionnement	71
3-4- Etude des déformations réversibles	73
3-5- Etude comparative	74

V-MODELISATION ET METHODES DE CALCUL DES CHAUSSEES SOUPLES .

INTRODUCTION	77
1- Modélisations usuelles des chaussées.....	79
2- Méthodes de calcul des chaussées souples	81
2-1- Méthode analytique	81
2-2- Méthode numérique	86
3- Exemples d'application à des chaussées en tuf.....	90
CONCLUSIONS	95
ANNEXES .	

LISTE DES SYMBOLES

Contraintes

σ : Contrainte de compression.

σ_1 : Contrainte principale maximale.

σ_3 : Contrainte principale minimale.

p : Moyenne des contraintes normales ($p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}$) - (Sphérique).

p_{\max}, p_{\min} : Valeurs maximale et minimale de p au cours d'un cycle de chargement.

p_r : Différence = $p_{\max} - p_{\min}$.

q : Déviateur des contraintes ($q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sqrt{2}}$).

q_{\max}, q_{\min} : Valeurs maximale et minimale de q au cours d'un cycle de chargement.

q_r : Différence = $q_{\max} - q_{\min}$.

σ_{oct} : Contrainte normale octaédrique ($\sigma_{\text{oct}} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$).

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: Contraintes principales.

τ_{oct} : Contrainte tangentielle octaédrique.

p_m : Contrainte sphérique moyenne.

q_m : Contrainte déviatrice moyenne.

q_f : Déviateur de rupture (essai triaxial statique).

p_f : Contrainte normale moyenne de rupture (essai triaxial statique).

$\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta$: Contraintes axisymétriques : verticale, radiale et tangente.

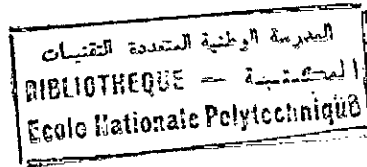
p'_0 : Contrainte effective de consolidation.

Déformation

- ϵ_{oct} : Déformation normale octaédrique.
- γ_{oct} : Déformation tangentielle octaédrique.
- ϵ_v : Déformation volumique.
- ϵ_q : Déformation cisaillement.
- ϵ_v^r : Déformation volumique réversible.
- ϵ_q^r : Déformation de cisaillement réversible.
- ϵ_v^p : Déformation volumique permanente.
- ϵ_q^p : Déformation de cisaillement permanente.
- ϵ_1^p : Déformation relative axiale permanente au n ième cycle.
- ϵ_1^r : Déformation relative axiale réversible au n ième cycle.
- ϵ_3^p : Déformation relative radiale permanente au n ième cycle.
- ϵ_3^r : Déformation relative radiale réversible au n ième cycle.
- A_2 : Déformation permanente limite.
- D_1 : Vitesse d'évolution de la déformation permanente.
- (u, v, w) : Déplacements (horizontal suivant l'axe r , vertical suivant θ et suivant z).
- ϵ_t : Déformation horizontale à la base de la couche de roulement.
- ϵ_z : Déformation verticale en haut du sol support.

Autres paramètres

- E : Module d'élasticité.
- ν : Coefficient de Poisson.
- K : Module de compressibilité.
- G : Module de cisaillement
- $K_1, G_1, \beta,$ et n : Paramètres de la loi de BOYCE.
- M_r : Module réversible.
- L : Longueur du chemin de contrainte.



W_L : Limite de liquidité.

I_p : Indice plasticité.

I_{CBR} : Indice portant Californien (Californian Bearing Ratio).

LA : Coefficient Los Angeles.

R_c : Résistance à la compression.

RN : Route nationale.

CW : Chemin de wilaya.

CC : Chemin communal.

TJMA : Trafic journalier moyen annuel.

P : % de camions.

τ : Taux d'accroissement.

NC_1 : Nombre total de camions dont la charge utile ≥ 5 tonnes.

NC_2 : Nombre total de camions équivalents à 13 tonnes.

N : Nombre total de camions (châp. 3).

N : Nombre de cycle de chargement (châp. 4).

n : Durée de service (châp. 3).

C : Facteur de cumul.

A : Agressivité.

PK : Point kilométrique.

W_{OPM} : Teneur en eau optimum Proctor modifié.

$\gamma_{d, OPM}$: Densité sèche optimum Proctor modifié.

$\phi(r, z)$: Fonction de tension dans le plan r, z .

$\Delta^2 \phi(r, z)$: Double Laplacien de la fonction tension.

LISTE DES FIGURES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

- Fig. 1 : Diagramme efforts-déformations de plusieurs cycles de chargements.
- Fig. 2 : Chemin de chargement dans le plan (p,q).
- Fig. 3 : a/ Distribution instantanée de la contrainte verticale dans une structure de chaussée.
b/ Contraintes induites par une charge roulante (Ansell-P, S.F. Brown 1978).
- Fig. 4 : Type de sollicitations au triaxial à chargement répétés.
a/ en fonction du temps.
b/ dans le plan p-q.
- Fig. 5 : Types de réponse du sol aux chargements répétés (d'après J. Martinez 1980).
- Fig. 6 : Cycles efforts-déformations (d'après J. Martinez).
- Fig. 7 : Modèle de Burmister.
- Fig. 8 : Fuseau de Beni-Abbès pour matériaux sahariens.
- Fig. 9 : Carte pluviométrique (d'après J. Dubief 1963)
- Fig. 10: Distributions des encroûtements calcaires en Algérie.
- Fig. 11: Schéma-type d'un encroûtement mur.
- Fig. 12: Les encroûtements calcaires dans le monde.
- Fig. 13: Carte routière du réseau principal.
- Fig. 14: Loi d'évolution $y = 0,1136 \cdot x^{0,0822}$
- Fig. 15: Loi d'évolution $y = 0,1144 \cdot y^{0,20128}$
- Fig. 16: a/ Types de sollicitations en fonction du temps.
b/ Distribution entre déf. réversible et déf. permanente lors du TCR.
- Fig. 17: Boucle d'hystérésis contrainte/déformation.
- Fig. 18: Modélisation des déformations permanentes.
- Fig. 19: Evolution des déf. permanentes d'une grave non traitée en fonction du nb de chargements.

- Fig. 20: Vue d'ensemble de l'appareil triaxial à chargements répétés.
- Fig. 21: Schéma de la cellule de chargement triaxial cyclique.
- Fig. 22: Bâti de chargement en position d'essai.
- Fig. 23: Forme des signaux de chargements.
- Fig. 24: Mise en place du dispositif de mesure des déformations.
- Fig. 25: Dispositifs d'acquisition de données.
- Fig. 26: Appareil de vibro-compression pour confection des éprouvettes.
- Fig. 27: Banc d'essai à rayonnement γ .
- Fig. 28: Chemins de contraintes pour l'étude des déformations réversibles et permanentes.
- Fig. 29: Chemin de contrainte de l'essai CLV.
- Fig. 30: Courbes granulométriques du tuf Mascara et Oran avant TCR.
- Fig. 31: Granulométrie des éprouvettes de tuf (K. El Boukhari, Mascara et Oran) après TCR.
- Fig. 32: Loi d'évolution de la déformation pendant le conditionnement.
- Fig. 33: Diffusion des pressions dans un massif de Boussinesq.
- Fig. 34: Modèle de WESTERGAARD.
- Fig. 35: Modèle de HOGG.
- Fig. 36: Modèle de BURMISTER.
- Fig. 37: Chaussée en tuf revêtue de 2 cm d'enduit superficiel.
- Fig. 38: Schématisation du module utilisé dans le programme ALIZE III.
- Fig. 39: Schéma d'utilisation du programme ALIZE.
- Fig. 40: Orientation et signes des paramètres de sortie.
- Fig. 41: Repère local en coordonnées cylindriques.
- Fig. 42: Problème étudié.
- Fig. 43: Schématisation du maillage d'un multicouche.
- Fig. 44: Schématisation des 3 zones.
- Fig. 45: Algorithme général de résolution non linéaire.

LISTE DES TABLEAUX

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

- Tableau N° 1: Réponse réversible.
- Tableau N° 2: Réponse permanente.
- Tableau N° 3: Appréciation de la qualité des chaussées en tuf.
- Tableau N° 4: Trafic-campagne 1987.
- Tableau N° 5: Tableau de synthèse.
- Tableau N° 6: Contraintes appliquées (p, q) pour l'étude des déformations réversibles.
- Tableau N° 7: Caractéristiques de confection des éprouvettes en tuf.
- Tableau N° 8: Paramètres caractérisant la déformation permanente axiale pendant la phase de conditionnement.
- Tableau N° 9: Caractéristiques des tufs calcaires étudiés au triaxial à chargement répétés.
- Tableau N° 10: Caractéristiques de quelques matériaux non traités étudiés au TCR.
- Tableau N° 11: Résultats de calcul de déformation et durées de vie des chaussées en tuf.

I N T R O D U C T I O N

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

La construction de routes en matériaux non traités est vraisemblablement une des techniques routières les plus anciennes. Actuellement, loin d'être obsolète, cette technique de chaussée souple reste privilégiée même pour des niveaux de trafic relativement élevé.

Il n'est pas possible de fixer un seuil au delà duquel il serait nécessaire de traiter les matériaux soit au bitume soit aux liants hydrauliques; par exemple la grave connue sous le nom de "Minéral béton" est utilisée sur les autoroutes allemandes et lorsque les graves "classiques" font défaut il n'est pas rare de trouver des matériaux traités au ciment sur des routes à faible trafic.

Donc, les choix résulteront toujours de considérations technico-économiques et le champ d'application des graves non traitées reste très vaste.

A côté des graves satisfaisant à des critères géotechniques précis, il existe toute une gamme de matériaux dits locaux dont les caractéristiques s'éloignent des critères habituels et qui sont néanmoins utilisés avec succès pour la construction des chaussées.

Les tufs et encroûtements calcaires se classent dans cette catégorie, et à ce jour l'expérience acquise par les ingénieurs routiers permet d'en tirer un très bon parti.

Cependant l'enjeu économique lié à l'emploi des tufs dans les chaussées est tel, que tout progrès pouvant contribuer à en optimiser l'utilisation présente un intérêt certain.

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

La finalité de telles actions de recherche est l'obtention de lois de comportement, de ces chaussées sous l'action du trafic, susceptibles d'être d'une part utilisées dans des systèmes de gestion de l'entretien routier et d'autre part, servir de base à l'établissement de catalogues de structures de chaussée en tuf adaptés au pays.

Une telle finalité demande une mobilisation importante en moyens matériel et en personnel, mais cette étude montre comment cet objectif pourrait être atteint.

Ce travail comporte cinq parties:

- Synthèse bibliographique sur l'utilisation des tufs en technique routière, et sur les études de comportement des sols et matériaux granulaires soumis à des chargements cycliques.

- Rappels géologiques et géotechniques sur les encroûtements calcaires en Algérie et dans le monde.

Cette partie montre que l'emploi des encroûtements calcaires en assises de chaussées ne concerne pas que l'Algérie, mais tout le Maghreb et également de nombreux pays possédant l'ensemble des conditions propices à la formation des encroûtements.

- Bilan de comportement d'un certain nombre de sections de routes en tuf, afin d'en dégager empiriquement les lois d'évolution sous l'action du trafic.

- Etude en laboratoire du comportement des tufs calcaires.

Dans cette partie, est exposé l'essai triaxial à chargements répétés; les résultats obtenus sur quelques tufs algériens qui consistent à déterminer les relations contraintes-déformations, sont utilisés dans les calculs de chaussées.

- Modélisation et méthodes de calcul des chaussées souples.

Quelques modèles de structures souples les plus connus sont présentés dans cette partie. Les paramètres de comportement des tufs obtenus (quatrième partie) sont utilisés dans deux méthodes de calcul: analytique et numérique afin de déterminer les efforts-déformations d'une chaussée.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Introduction

Dans cette partie, nous nous proposons de :

1-Rappeler sous forme de synthèse, différents résultats d'études sur les utilisations routières des encroûtements calcaires par un certain nombre de chercheurs et spécialistes de ces matériaux.

2-Exposer brièvement quelques notions théoriques à l'aide desquelles on peut envisager de modéliser le comportement expérimental des matériaux non traités.

3-Rappeler les méthodes rationnelles de vérification du dimensionnement des chaussées.

1-Bilan des connaissances actuelles sur les encroûtements calcaires.

Les encroûtements calcaires sont très largement utilisés en technique routière dans un certain nombre de pays : Algérie, Tunisie, Afrique du sud, Argentine, notamment. Ces matériaux ont, lorsqu'ils sont utilisés en assises de chaussées, un comportement bien meilleur que le laisseraient supposer leurs caractéristiques géotechniques (si on les compare aux spécifications habituelles).

La plupart des pays qui utilisent de façon courante les matériaux d'encroûtements calcaires ont établi des normes géotechniques à partir de l'expérience et des constatations faites sur chantiers.

Quelques spécifications utilisées ou proposées pour différents pays sont jointes en annexe 1.

Ces diverses spécifications sont difficilement comparables car elles utilisent des critères de sélection différents et s'appliquent à des contextes variables, néanmoins quelques convergences et divergences sont mises en évidence pour des niveaux trafics relativement voisins. Par exemple si l'on retient un trafic de l'ordre de deux cent poids lourds par jour (200 PL/jour), on constate que les C.B.R (Californian Bearing Ratio) exigés en couche de base, sont supérieurs à 70 (spécifications pour l'Algérie) ou 80 (spéc. pour l'Argentine) donc très voisins.

Par contre en ce qui concerne la proportion d'éléments à 80 μ (Algérie : 30%, Argentine : 3 à 10%), les coefficients Los Angeles (Algérie: 55 à 100%, Argentine : < 45) et les indices de plasticité (Algérie 10 à 13, Argentine : < 6), on note des divergences qui ne peuvent pas s'expliquer entièrement par les différences climatiques ou géologiques.

2-Modélisation et caractérisation du comportement des matériaux non traités.

Motivées par le besoin de connaître le comportement des matériaux soumis aux efforts répétés, induits par le trafic, des études expérimentales au laboratoire , sont effectuées depuis les vingt dernières années dans différents pays. Les plus intéressantes sont particulièrement celles réalisées à l'aide de l'appareil triaxial à chargements répétés, en se limitant ici à un rappel de quelques conclusions.

Auparavant, quelques définitions et notations sont rappelées à l'aide desquelles on interprète habituellement les résultats obtenus.

2-1-Définitions et notations.

Dans l'analyse du comportement mécanique des sols soumis à des sollicitations cycliques, on distingue habituellement deux types de réponse du matériau :

- La réponse réversible (élastique) qui traduit les relations entre les contraintes et les déformations réversibles (ϵ^r) au cycle N par exemple.

- La réponse permanente (plastique) qui traduit les relations des contraintes et déformations permanentes (ϵ^P) après plusieurs cycles de chargements (N+i)-(fig 1).

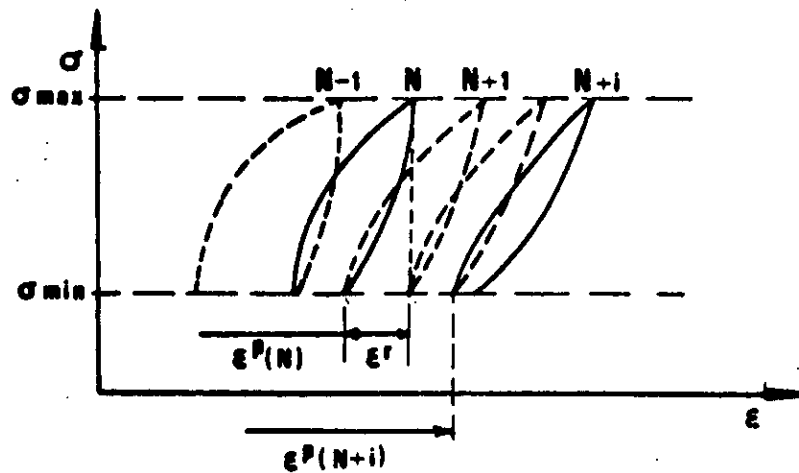


Fig 1: Diagramme efforts-déformations de plusieurs cycles de chargements.

Les contraintes sont traduites, de façon générale, par les contraintes octaédriques normales, définies par les relations suivantes:

- Contrainte normale octaédrique : $\sigma_{oct} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$
- Contrainte tangentielle octaédrique :

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

Les déformations peuvent être définies de la même façon :

- Déformation normale octaédrique: $\epsilon_{oct} = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3}{3}$
- Déformation tangentielle octaédrique :

$$\gamma_{oct} = \frac{2}{3} [(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2]^{1/2}$$

Souvent, les résultats des essais triaxiaux ($\sigma_2 = \sigma_3; \epsilon_2 = \epsilon_3$) sont interprétés en fonction des contraintes sphériques et déviatrices du tenseur de contraintes :

- Contrainte normale moyenne (ou contrainte sphérique) :

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

- Contrainte déviatorique (ou déviateur) : $q = \sigma_1 - \sigma_3$

On définit aussi pour les déformations, les composantes sphériques et déviatrices du tenseur de déformations :

- Déformation volumique : $\epsilon_v = \epsilon_1 + 2\epsilon_3$

- Déformation de cisaillement : $\epsilon_q = \frac{2}{3}(\epsilon_1 - \epsilon_3)$

Avec ces notations, les chemins de chargement cyclique habituels à $\sigma_2 = \sigma_3$ peuvent être définis à l'aide des paramètres de la figure-2 :

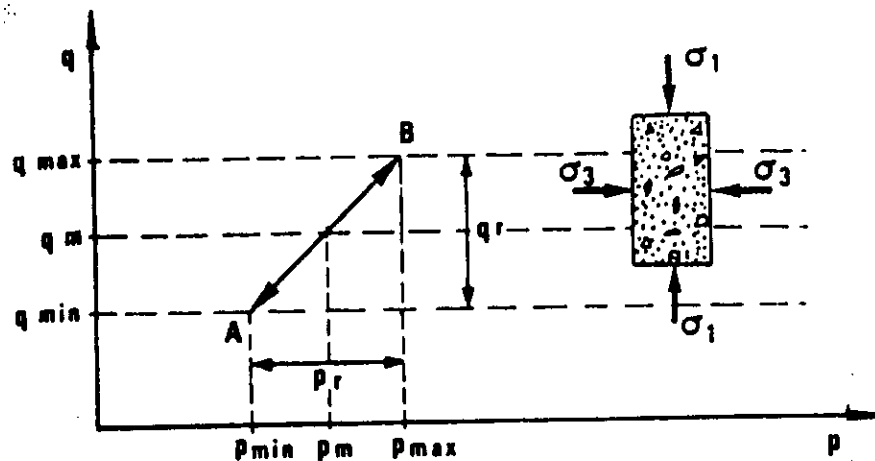


fig 2: Chemin de chargement dans le plan (p,q)

- Contrainte sphérique moyenne : $p_m = \frac{p_{\min} + p_{\max}}{2}$

- Contrainte déviatrice moyenne : $q_m = \frac{q_{\min} + q_{\max}}{2}$

Pour une sollicitation cyclique du type général AB, dans le plan p-q, la réponse du matériau se traduit par :

Réponse réversible :

- Déformation volumique réversible: $\epsilon_v^r = \epsilon_1^r + 2 \epsilon_3^r$

-Déformation de cisaillement réversible : $\epsilon_q^r = \frac{2}{3} (\epsilon_1^r - \epsilon_3^r)$

Réponse permanente :

-Déformation volumique permanente: $\epsilon_v^p = \epsilon_1^p + 2 \epsilon_3^p$

-Déformation de cisaillement permanente : $\epsilon_q^p = \frac{2}{3} (\epsilon_1^p - \epsilon_3^p)$

2-2-Contraintes dans la chaussée induites par une charge roulante.

Pour résoudre le problème de dimensionnement de chaussée, on étudie la réponse du sol ou des matériaux soumis à des sollicitations les plus proches de celles imposées par le trafic. Pour cela, il faut connaître les types de sollicitations provoquées par le trafic dans la chaussée. Les contraintes normalement induites par le passage d'un véhicule sur la chaussée varient en fonction de la distance de la roue au point considéré.

La figure 3-a relate des expériences réalisées au Transport Road Research Laboratory (Grande Bretagne) pour une roue se déplaçant à 18 Km/h.

Si la fréquence de la sollicitation est élevée dans la couche de roulement (~ 6 c/seconde), au niveau de la plate-forme de la chaussée, elle n'est plus que 2 c/seconde). Par ailleurs, on note un important amortissement de la contrainte verticale (de 0.7 MPa à 4 KPa environ).

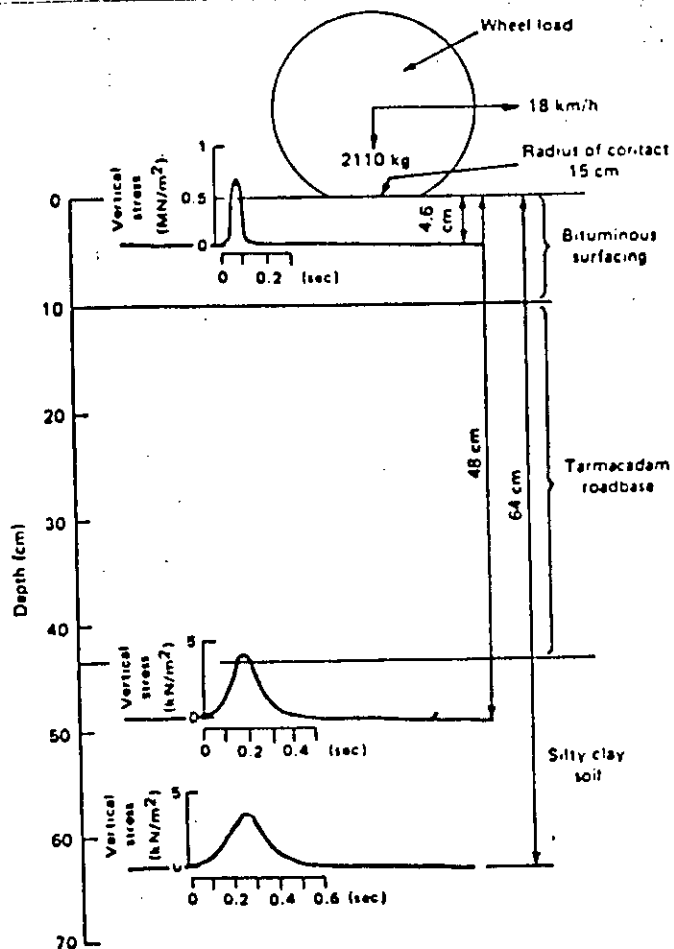


Fig. 3-a: Distribution instantanée de la contrainte verticale dans une structure de chaussée. (TRL Grande Bretagne).

La figure 3-b, plus théorique, montre que les contraintes agissant sur un petit élément de matériau ne sont principales que lorsque la roue est à la verticale du point considéré. A l'extérieur, on assiste à une rotation des axes des contraintes principales.

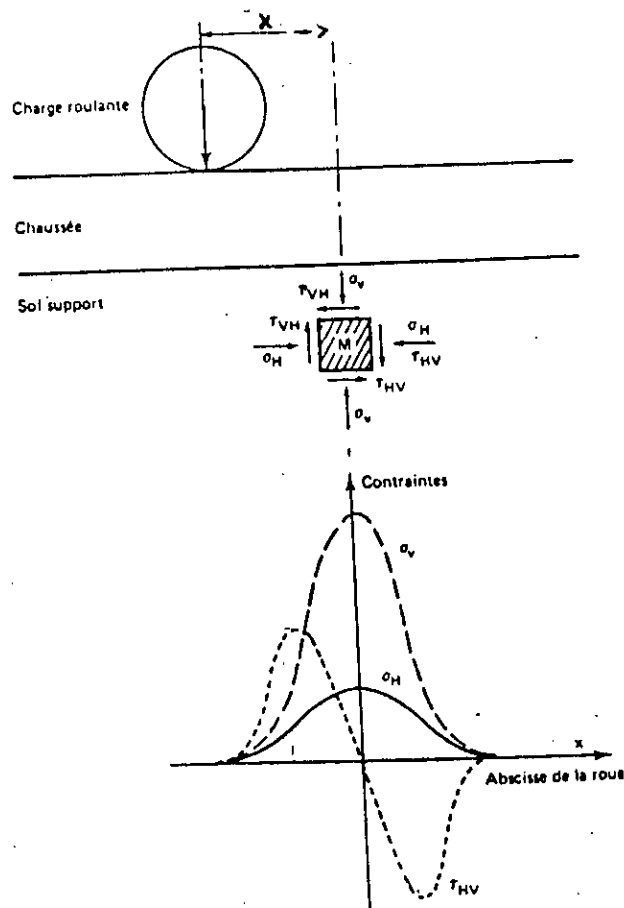


Fig. 3-b : Contraintes induites par une charge roulante. (ANSELL-F., BROWN S.F. 1978)

2-3-Types de sollicitations imposées aux matériaux à l'essai triaxial à chargement répétés.

Du point de vue expérimental, il est difficile de simuler ce type de sollicitation en sa totalité. L'essai triaxial en est une assez bonne approche surtout dans l'axe de la charge ($x = 0$).

Les types de sollicitations qu'on peut imposer aux matériaux à travers l'essai triaxial à chargements répétés sont notamment les suivantes :

- Contrainte latérale constante (CLC)
- Contrainte latérale variable (CLV)

La figure 4 montre ces sollicitations (CLC, CLV) en fonction du temps (Fig. 4-a) et dans le plan p-q (Fig. 4-b).

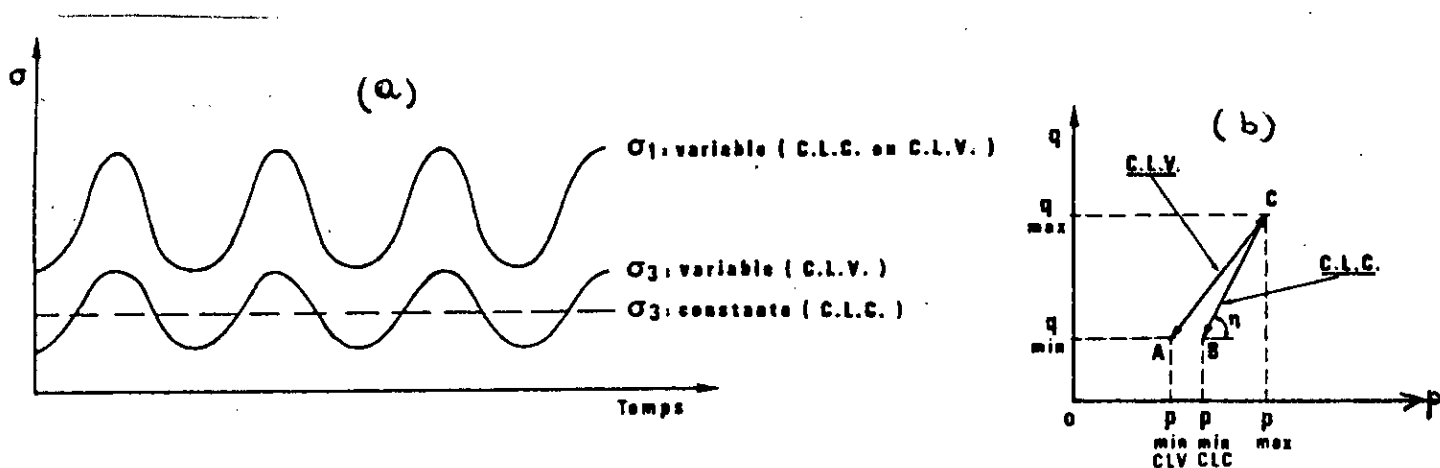


Fig. 4 : Types de sollicitations au triaxial à chargements répétés : a) en fonction du temps.
b) dans le plan p-q.

De l'analyse des figures 3-b et 4, on note la similitude qui existe entre les contraintes dans la chaussée et l'essai type CLV.

2-4- Lois de comportement des sols d'assises et sols supports de chaussées à partir des essais triaxiaux à chargements répétés.

De façon générale, la réponse des sols aux sollicitations répétées qui n'atteignent pas les charges de rupture (J. MARTINEZ, 1980) peut être de trois types (fig. 5) :

- Adaptation: L'énergie dissipée et la déformation permanente sont nulles. La réponse réversible est élastique. (Fig. 5-a)
- Accommodation: La déformation permanente est stabilisée et l'énergie dissipée n'est pas nulle (phénomène d'hystérésis). La réponse réversible est non linéaire. (Fig. 5-b).
- Rochet : L'énergie dissipée et la déformation permanente ne sont pas stabilisées. Elles augmentent à chaque cycle jusqu'à la stabilisation ou bien la rupture (plastification du matériau). (Fig. 5-c).

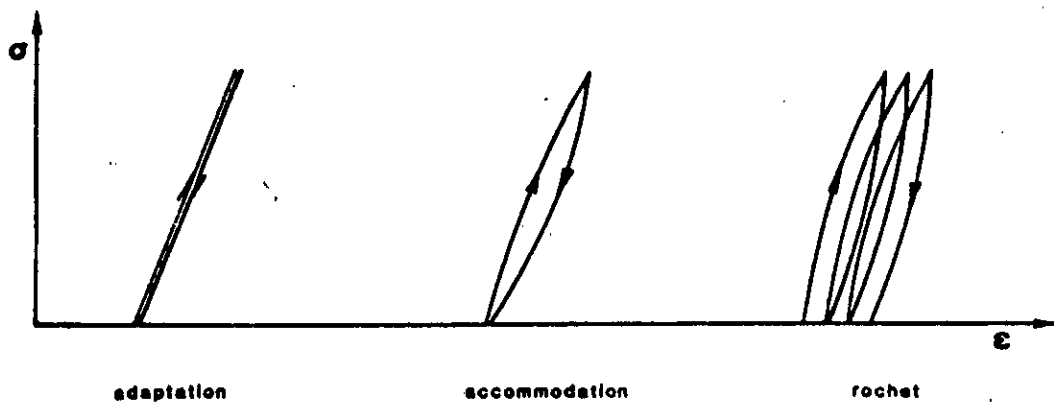


Fig 5 : Types de réponse du sol aux chargements répétés
(d'après J.MARTINEZ, 1980).

Les graves non traitées et les sols se caractérisent notamment par : le caractère non linéaire de leur comportement élastique et par des déformations plastiques ou permanentes importantes sans atteindre la rupture.

Donc il existe deux types de réponse à analyser : la réponse réversible qui traduit les relations contraintes-déformations réversibles nécessaires pour le calcul des chaussées, et la réponse permanente qui traduit les relations contraintes-déformations permanentes. Ces déformations permanentes sont en grande partie responsables de l'orniérage dans les chaussées.

2-4-1 Réponse réversible

Ces dernières années, la plupart des auteurs ont réalisé des études sur la réponse réversible, notamment pour des matériaux granulaires. Pour les graves non traitées, les études au triaxial à chargements répétés peuvent être réalisées dans les conditions drainées du fait que la perméabilité du matériau permet la dissipation des pressions interstitielles.

Lors de la réalisation des essais types C.L.C et C.L.V sur des matériaux granulaires, J. MARTINEZ a constaté une augmentation de la rigidité du matériau avec l'effort appliqué, et une énergie dissipée non nulle, responsable du phénomène d'hystérésis (Fig. 6). Ces phénomènes définissent le caractère non linéaire des graves. Ce même phénomène a été constaté aussi par BOYCE.

En ce qui concerne l'évolution de la réponse réversible au cours du temps, MARTINEZ note pour les graves, qu'il existe un seuil des contraintes (définies par le rapport de contraintes déviatrices et sphériques q/p), séparant deux types de réponse : pour les sollicitations inférieures au seuil, on a une rigidification et contractance du matériau.

En revanche, pour les sollicitations supérieures au seuil, on a diminution de la rigidité et dilatance du matériau.

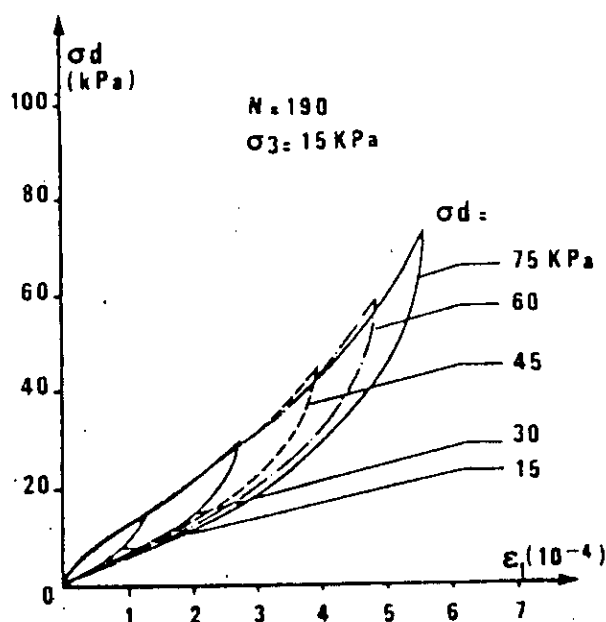


Fig. 6 :Cycles efforts-déformations (d'après MARTINEZ)

Les relations contraintes-déformations réversibles nécessaires pour le calcul des structures de chaussées sont celles qui restent dans le domaine contractant (stable) et qui tendent vers une accommodation du sol (Fig. 6).

2-4-2 Réponse permanente

D'après J. MARTINEZ, les phénomènes de dilatance dans les graves, constatés sur le comportement réversible, apparaissent aussi sur la réponse permanente.

Quand le niveau de contraintes dépasse un seuil qui semble être proche de celui de l'état caractéristique, la déformation permanente tend vers une réponse de type ROCHET, mais pas forcément la rupture immédiate. Au contraire, quand elles sont en-dessous du seuil, les déformations permanentes tendent vers une stabilisation ou accommodation. Ce seuil semble être lié à la réponse réversible et permanente du matériau.

Les tableaux N° 1 et 2, présentent sous forme résumée quelques résultats de l'étude bibliographique de la réponse réversible et permanente effectuée par MARTINEZ (1981) et BENDHIA (1983).

- Pour les déformations permanentes: actuellement, seules ont été proposées des relations empiriques mises au point par quelques auteurs. Certaines ne s'appliquent qu'au matériau étudié, d'autres ont une portée plus générale. C'est par exemple le cas des lois de LENTZ et BALADI qui relient la déformation permanente obtenue pour un essai à contrainte latérale constante (CLC) à un nombre de cycles déterminé et les contraintes appliquées.

Les relations déformations permanentes / N (cycles) proposées présentent toutes l'inconvénient de donner une déformation permanente qui tend vers l'infini pour N infini.

Actuellement, la définition d'un modèle rationnel est encore au stade de la recherche.

- Pour les déformations réversibles: tous les modèles proposés sont des modèles empiriques à l'exclusion de celui de BOYCE qui est un modèle de comportement mécanique rationnel (théorème de réciprocité) comportant une partie expérimentale : le terme en $[1-\beta(q/p)^2]$.

Le modèle de BOYCE ne s'applique qu'aux matériaux granulaires avec faible teneur en eau.

Toutefois pour les calculs des structures de chaussées avec les modèles à éléments finis, comme NOEL 8, le terme en $[1-\beta(q/p)^2]$ découle des résultats expérimentaux obtenus pour des valeurs de q/p comprises entre 0 et 3 seulement alors que dans les structures on note des valeurs allant jusqu'à 20 ou même 30.

JOUBE et EL HANNANI ont fait une analyse de la loi de BOYCE en proposant de la corriger car elle présente des inconvénients importants :

- pour $P = 0$, le module d'YOUNG $E = 0$ (E doit présenter une valeur minimale).
 - pour P infini, E est infini (il faut limiter la valeur de E).
- Leur code de calcul en tient compte mais il faudrait faire des recherches fondamentales pour en vérifier le bien fondé.

Tableau N° 1: Réponse Réversible.

Matériaux	Lois	Observations	Références
Sable de concassage	$E_r = K \cdot q_r \cdot \left(1 + \frac{p_r}{q_r}\right)^n$	K, n : Constantes E_r : Module d'élasticité	BROWN 1974
Grave de Concassage	$E = K \cdot p^n$ $\nu = A_0 + A_1 \left[\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right] + A_2 \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_3}\right]^2 + A_3 \left[\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right]^3$	K, n, A_i : cstes influence de σ_3 Sur ν .	ALLEN et al 1974
Divers	$E_r = K \cdot p^n$ $E_r = K \cdot \sigma_3^n$	K, n : cstes	Descornet (75) Kalchef (74)
Argile silteuse	$E_r = \frac{K}{(q_r / p_o^{\beta})^n}$	K, n : cstes p_o^{β} : pression effect. de consolidation	Brown 1975
Grave de Concassage	$K = p \frac{(K/p)^{\alpha}}{1 - \beta (q/p)^{\delta}}$	$K, \alpha, \beta, \text{ et } \delta$: constes	Pappin et Brown 1980
Matériau granulaire	$K = K_1 p^{(1-n)} / [1 - \beta \frac{q^2}{p^2}]$ $G = G_1 \cdot p^{(1-n)}$	K_1, G_1 et n : cstes $\beta = (1-n)K_1 / 6G_1$ K et G mod. sécants	Boyce 1980
Grave Calcaire Concassé	$M_r = K_5 + 2 K_6 \sigma_r$	M_r : module de Réversibilité K_5, K_6 : Constantes σ_r : Contr. Radiale	Yu T.chou

Tableau N° 2 : Réponse permanente .

Matériaux	Lois	Observations	Références
Grève - Sable limo	$\epsilon_1^P = A + B \cdot \text{Log } N + C \cdot N^\alpha + D \cdot N^\beta$	N: nb de chargements A, B, C, D, α, β : Cstes	Le TIRANT et SARDA 1965
Sable Concassage	$\epsilon_1^P = a + \frac{q}{\sigma_3}$	a : Cste	Brown 1974
Grave	$\epsilon_1^P(N) = \epsilon_1^P(100) + a(N-100)^b$	a . b : cstes	Paute et Martinez
Argile silteuse	$\epsilon_1^P = a \cdot N^b$	a , b : cstes	Monismith et al 1977
Divers	$\epsilon_1^L(N) = \epsilon_1^L(1) N^{(\epsilon_1^r / \sigma_3)^s}$	σ_0 : contr isotrope s: susceptibilité à la déformation permanente	Descornet 1977
Divers	$K = K_1 \sigma_0^N + K_0$ $G = G_1 \sigma_0^m \left[1 - \frac{\sigma_d}{q_f} \right]^p + G_0$	K et G: mod. plastiques K_0, K_1, G_0, G_1, m et N: constantes. σ_0 : Contr. isotrope	Richards 1979
Sable	$\epsilon_1^P = a + b \cdot \text{Log } N$ $\frac{\sigma_d}{q_f} = \frac{\epsilon_p / \epsilon_{95}}{n + m \epsilon_1^P / \epsilon_{95}}$	q_f : déviateur de ruptur e. ϵ_{95} : Déform. sous le premier chargement statique correspondant à 95% de q_f .	Lentz et Baladi 1980

3-Rappels sur les méthodes de calculs rationnelles des chaussées souples à faible trafic.

Ces dernières années, le développement des moyens de calcul sur ordinateurs, a permis la réalisation des calculs analytiques et numériques des chaussées.

Les calculs analytiques des chaussées les plus récents sont basés sur la théorie élastique des systèmes multicouches de BURMISTER qui traite le problème général à n couches schématisé sur la figure 7.

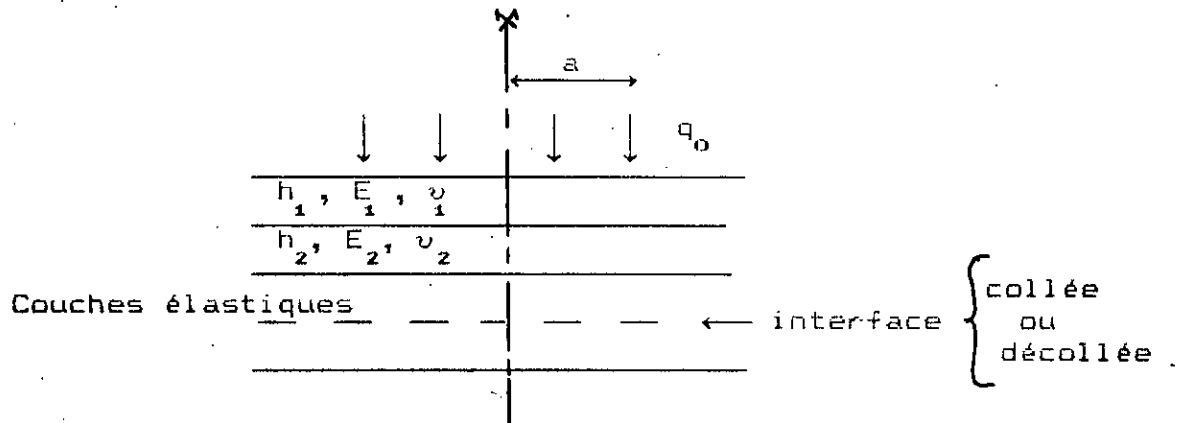


Fig. 7 : Modèle de Burmister

Toutes les couches sont traitées comme des solides élastiques; les interfaces entre couches peuvent être au choix, soit collées, soit décollées, et une même structure peut comporter des couches collées et des couches décollées.

Le cas de charges multiples peut être traité en additionnant les effets de charges élémentaires.

La principale limitation de ce modèle réside dans le fait que les couches sont infinies en plan. Le modèle ne permet donc pas d'aborder les effets de bord (charge au bord de la chaussée).

Les programmes de calculs permettant de résoudre le problème de Burmister sont maintenant très nombreux, on cite entre autres:

- le programme ALIZE III (P. Autret, A. De Boissoudy, J. P. Marchand) du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées qui a servi de base à l'élaboration d'un certain nombre de documents (Catalogues des structures, Manuel de dimensionnement des chaussées à faible trafic, etc...).

Le développement des méthodes numériques, et en particulier de la méthode des éléments finis, permet d'envisager l'utilisation de modèles plus réalistes.

Les travaux de l'université du HAVRE (J. L. Faute, P. Jouve, J. Martinez, E. Ragneau) ont consisté en l'élaboration de méthodes de calcul de structures de chaussées utilisant les lois de comportement observées (élasticité non linéaire).

II- LES ENCROUTEMENTS CALCAIRES EN ALGERIE ET DANS LE MONDE

INTRODUCTION.

Lorsque les premières routes sahariennes ont été construites vers 1950-1955, il n'était pas évident aux ingénieurs de l'époque d'utiliser les matériaux locaux traditionnels, pourtant très abondants aux abords des tracés.

Dans un premier temps, ils ont appliqué les techniques européennes, c'est à dire un corps de chaussée confectionné avec les matériaux durs à granulométrie continue et dont la fraction fine contenait peu d'éléments plastiques. Dans la traversée des plâtitudes sahariennes, les seuls matériaux qui répondent à ces normes sont des matériaux de reg, qu'il fallait souvent ramasser à la main, ou bien des concassés de carrières ou encore des tout-venants d'oueds qu'il fallait aller chercher très loin (parfois plus de 100km).

Pourtant, en considérant les conditions climatiques du sahara, une large gamme de matériaux auraient été susceptibles de convenir pour la confection d'un corps de chaussée très acceptable pour les conditions de confort et de trafic de l'époque.

Par la suite, les techniciens ont su allier l'expérimentation du laboratoire, aux observations de chantier et appris à maîtriser les techniques qui conditionnent l'emploi de ces matériaux pour la construction de chaussées qui seront dès lors très économiques.

Actuellement, la recherche et le choix des matériaux de chaussée obéissent à des règles et spécifications assez précises. Nous traiterons pour notre part, des matériaux d'encroûtements calcaires dits "tufs".

A l'époque, l'utilisation du tuf dans les travaux routiers s'est développée en Dranie. La chaussée comprenait une couche de fondation en tuf d'une vingtaine de centimètres surmontée d'un blocage de gros éléments de tuf posés à la main et d'un enduit d'usure.

A la suite de la bonne tenue de ces chaussées dont beaucoup sont encore en service sans avoir été renforcées, il a été envisagé après les années cinquante de traiter les tufs par les techniques plus mécanisées de mise en oeuvre des graves à granulométrie continue.

Lors de la construction de la route nationale 6 (RN6) au sud de SAIDA H. CAPEILLE (1956) proposa certaines règles de choix et d'utilisation des encroûtements calcaires en couche de base.

Ces règles furent ensuite développées par A. PONTON en collaboration avec le LCPC (division ALGERIE) à l'époque, à l'occasion de la reconstruction de la route nationale 1 (RN1) entre MEDEA et LAGHOUAT.

Et, en 1965, un congrès de la route s'est déroulé à BENI-ABBES (ALGERIE) sous la direction de FENZY définissant les spécifications (fig. 8) pour l'utilisation des matériaux sahariens, en général.

L'APPELLATION DU MOT TUF.

Le mot tuf est défini de la façon suivante par le dictionnaire LAROUSSE : formation géologique de structure généralement poreuse.

Les tufs calcaires sont des sédiments abandonnés par des eaux calcarifères.

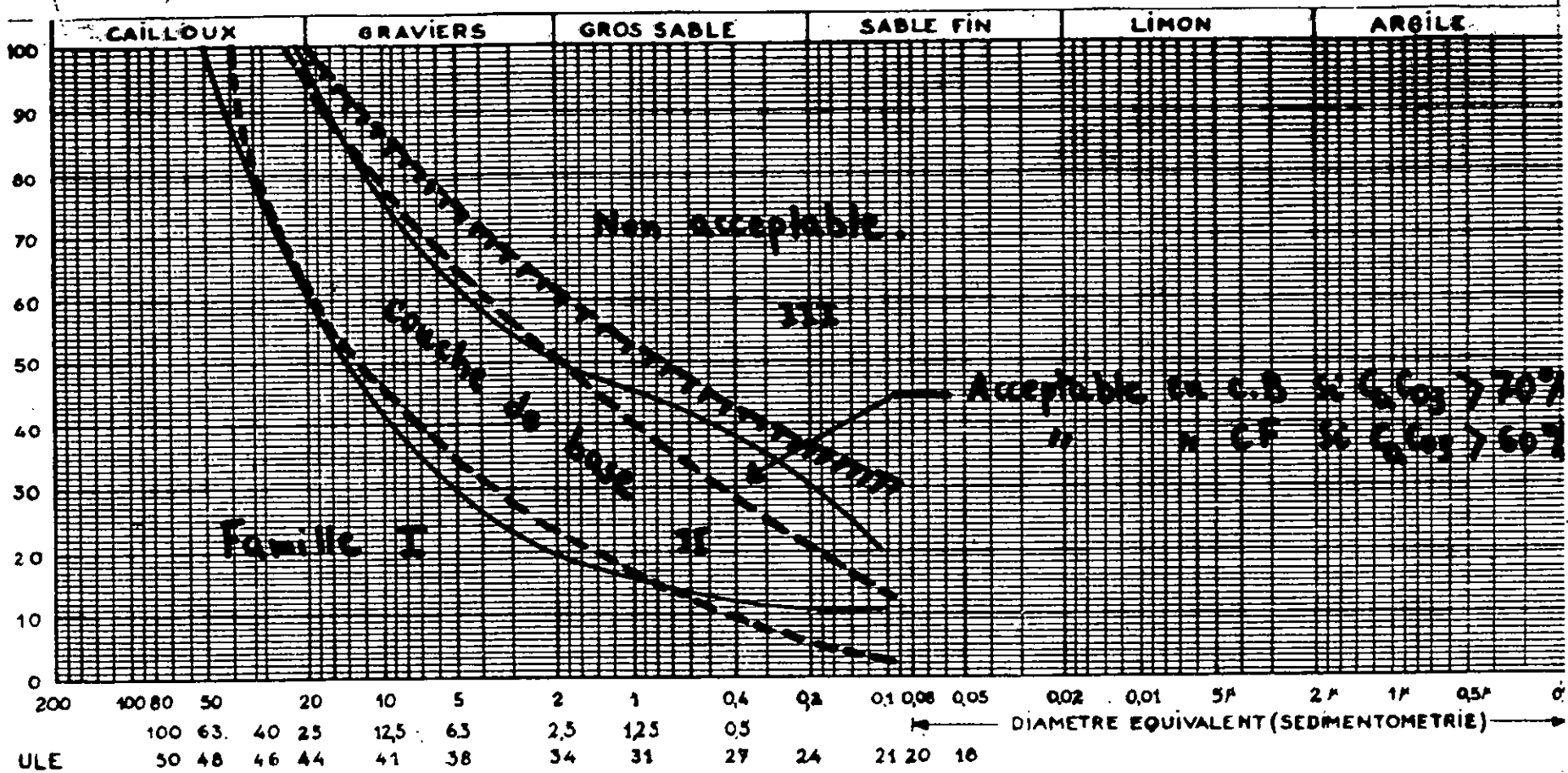
Les tufs calcaires sont donc des sédiments chimiques d'eau douce .

En Afrique du Nord le mot "tuf" ne doit s'appliquer qu'aux encroûtements calcaires, dans aucun cas aux encroûtements gypseux. Ces derniers se forment exclusivement sous climat désertique et ont des caractéristiques très particulières différentes de celles des encroûtements calcaires en tant que matériaux de chaussée.

1- LES ZONES CLIMATIQUES EN ALGERIE.

On sait que les chaussées sont des ouvrages très exposés à l'action du climat. Leur dimensionnement et leur technique de construction dépendent tout aussi bien des sollicitations par le trafic que du climat. En effet, le drainage des sols et le comportement des matériaux de chaussée sont fonction des conditions climatiques. Le climat du MAGHREB se caractérise par des étés chauds et secs et des hivers relativement froids et pluvieux.

Fig. 8: Spécifications des matériaux sahariens (Fenzly)
 Fuseau d'utilisation des tufs en corps de chaussée.



Famille I : Tufs à squelette
 " II : " friables
 " III : " pulvérulents

Les zones climatiques se définissent suivant la hauteur moyenne des précipitations annuelles H comme suit (fig. 9) :

- I: Zone méditerranéenne humide : pour $H \geq 600$ mm
- II: Zone méditerranéenne subhumide : pour $600 > H \geq 350$ mm
- III: Zone aride ou steppique : pour $350 > H \geq 100$ mm
- IV: Zone aride ou désertique : pour $H < 100$ mm

Les tufs calcaires sont présents dans toute l'ALGERIE mais ils sont utilisés comme matériaux de corps de chaussée que dans les zones (II, III, IV) où la pluviométrie est inférieure à 600mm/an. Ils sont présents dans les bassins relativement plats irrigués par des eaux de ruissellement des massifs calcaires limitrophes. Ils couvrent une superficie d'environ 300 000 Km² en ALGERIE (Figure 10).

2- FORMATION GEOLOGIQUE DES ENCROûTEMENTS CALCAIRES.

2-1 Les idées des différents pédologues

Les encroûtements calcaires recouvrent de vastes surfaces des régions à climat peu pluvieux d'Afrique du NORD.

En 1852 le géologue LUDOVIC VILLE avait décrit ce calcaire terreux qui recouvre une grande partie des terres de l'ALGERIE comme un "immense linceul blanc".

Plus récemment, en 1971 A. RUELLAN se base sur des observations et analyses approfondies des sols de la basse MOULOUYA au MAROC et propose une classification pédologique basée sur les variations verticales des teneurs en calcaire (fig. 11).

Le calcaire se concentre et se distribue dans les sols d'abord de manière discontinue sous forme d'amas friables et de nodules durs. Lorsque la teneur en carbonate du sol dépasse 60%, la concentration devient continue et masque la couleur du sol: on a alors à faire aux encroûtements calcaires de couleur blanchâtre, d'aspect terreux, tuffeux, friables avec une proportion variable de concrétions plus ou moins dures. L'enrichissement en calcaire se poursuivant, il finit par colmater la porosité du sol qui devient imperméable à l'exception de la terre végétale (horizon A) .

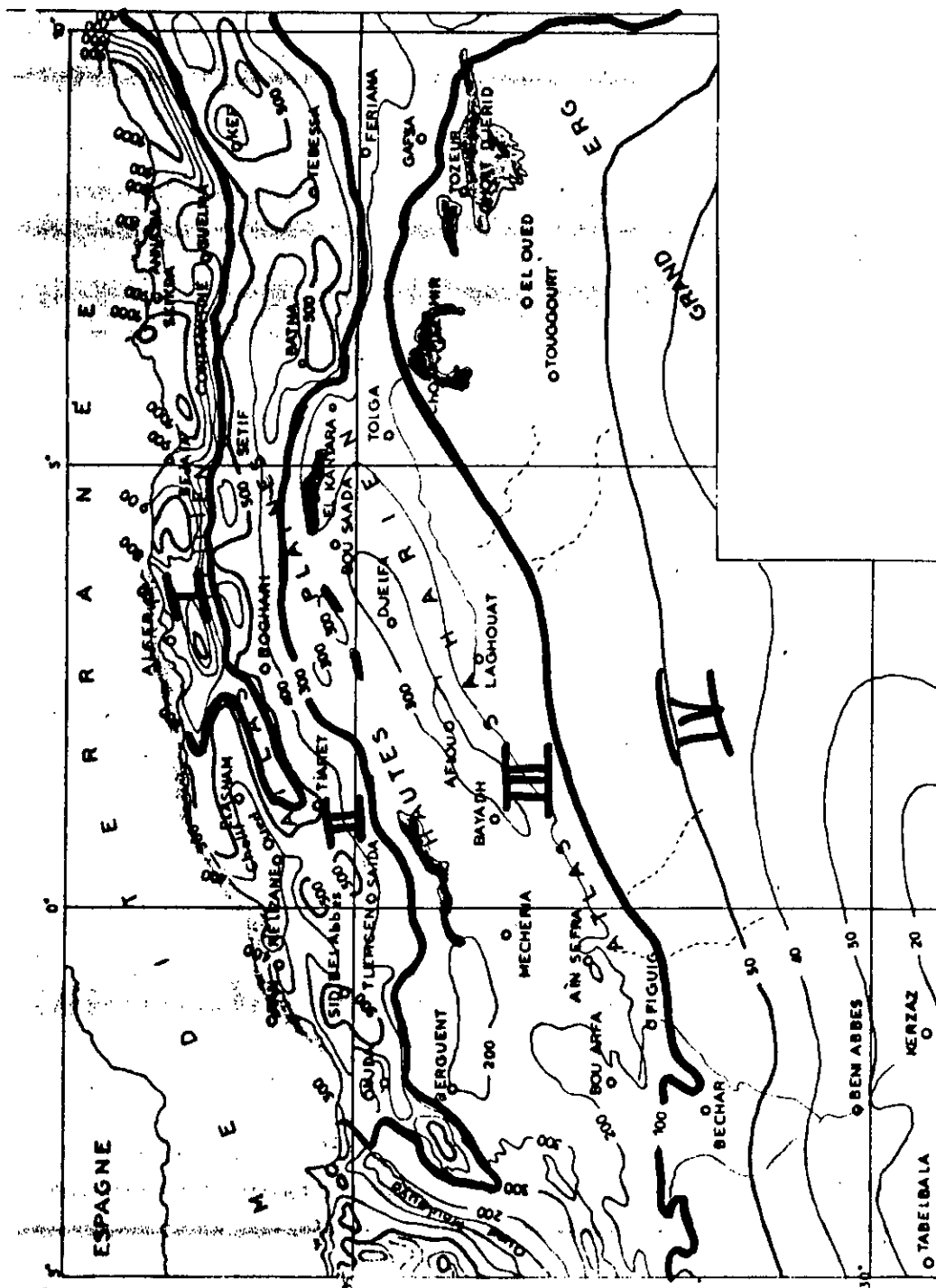


Fig. 9: Carte pluviométrique (J. Dubief 1963).

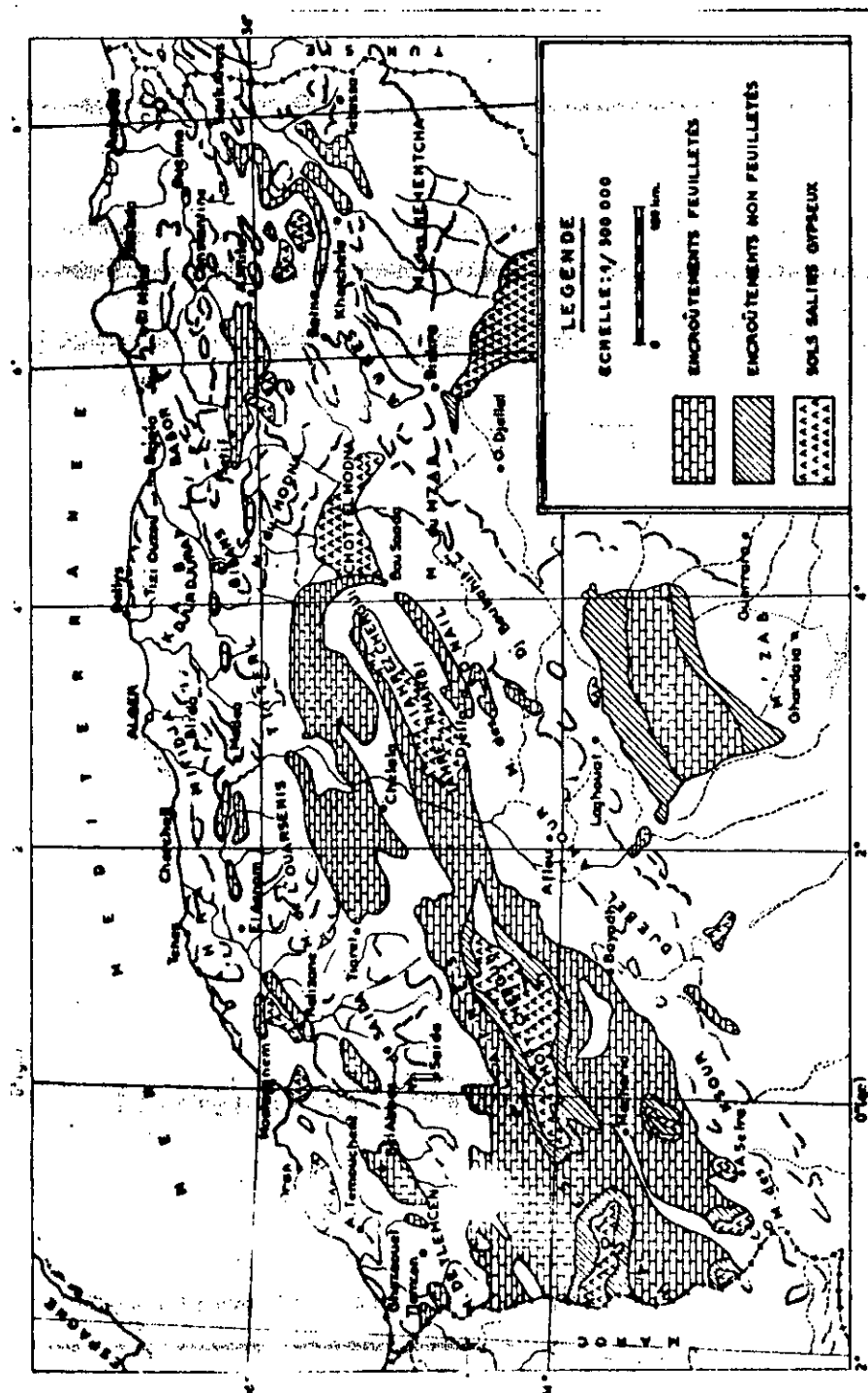


Fig. 10: Distribution des encroûtements calcaires en Algérie.
(J. H. DURAND 1963).

A la base de celui-ci se forme une croûte durcie et très riche en carbonate (80 à 90%) qui peut évoluer vers une dalle compacte. L'ensemble croûte et dalle forment la carapace calcaire (horizon B calcaire).

Ensuite vient la couche à faible enrichissement en calcaire (horizon C).

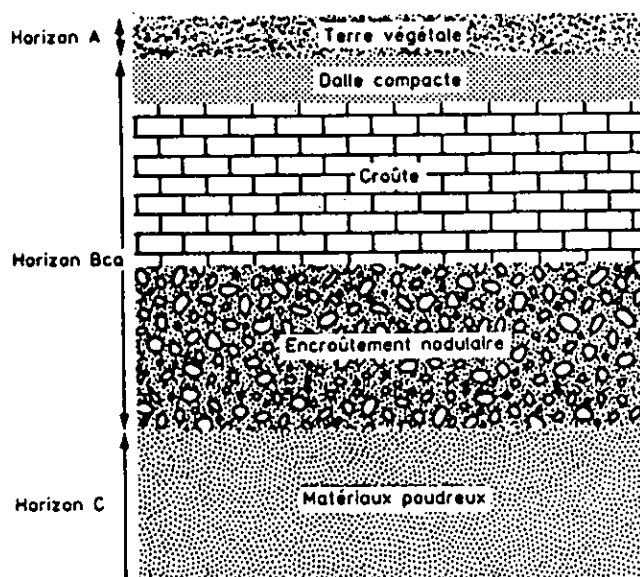


Fig. 11 : Schéma-type d'un encroûtement mur.

2-2 Phénomène chimique

Le carbonate de calcium CaCO_3 cristallisé sous forme de calcite est le constituant essentiel des calcaires.

La formation des encroûtements calcaires se fait selon la réaction chimique suivante:



L'équilibre chimique ci-dessus est déplacé vers la droite en hiver : l'eau de pluie froide et enrichie en CO_2 atmosphérique attaque les calcaires. Les carbonates solubilisés sont drainés vers les nappes phréatiques des plaines.

En été, cet équilibre chimique est déplacé vers la gauche: les carbonates des nappes précipitent dans les sols.

Pour F.NETTERBERG (1971), "La végétation et l'évapotranspiration en saison sèche jouent un rôle primordial dans l'encroûtement des sols. Pour que cet encroûtement puisse se développer lentement, il faut que les apports d'eau en hiver soit suffisamment faibles et incapables de produire le lessivage du calcaire du sol des plaines. Sous un climat humide, le lessivage l'emporterait et les carbonates aboutiraient dans la mer".

En conclusion, la formation des encroûtements calcaires correspond à certaines conditions climatiques critiques: climat régnant dans les zones subhumide et semi-aride.

2-3- Age des encroûtements calcaires.

D'après A.RUELLAN (1970), Les croûtes les plus jeunes ont 15 à 20 000 ans d'âge alors que les encroûtements mûrs où la dalle compacte est présente, ont plusieurs centaines de milliers d'années. Ce sont donc des formations quaternaires.

3 - UTILISATION DES TUFES DANS LES CHAUSSEES

Les tufs calcaires présentent des caractéristiques géotechniques après compactage et séchage étonnantes. En effet, les tufs compactés présentent après séchage des résistances à la compression (Rc) souvent supérieures à 30 bars et des CBR (Californian Bearing Ratio) imbibés supérieurs à 50.

Les techniciens de l'époque (1956-1960) ont attribué ces qualités à un phénomène de prise comme les ciments et les plâtres, c'est à dire recristallisation lors du gachage, réformation de minéraux d'hydrate qui améliorent la résistance en compression simple.

Plusieurs études ont été menées depuis, qui ont montré que la "prise" telle que décrite plus haut n'a pas lieu, ou tout au moins ne conditionne pas à 100% la qualité du matériau (voir Alloul, Bendhia). Une fois cette idée de matériau magique écartée, la géotechnique routière classique reprend ses droits. Les matériaux à retenir dans la chaussée doivent obéir à des spécifications:

- 1 - Fuseau (fig. 8)
- 2 - Fuseau de Beni-Abbès (matériaux sahariens) (fig. 8)
- 3 - Tableau STRUILLLOU-ALLOUL (annexe 1)

En conclusion : Du point de vue géotechnique, les tufs sont ainsi des graves plus ou moins friables, à fines carbonatées, choisies selon des règles précises et mises en oeuvre par compactage à l'eau, dans des assises de chaussées des zones climatiques subhumide à aride.

4 - UTILISATION DES TUFES DANS LE MONDE

Les tufs sont très utilisés dans bon nombre de pays (Fig. 12) d'Afrique, d'Amérique, d'Asie et Australie pour la construction des routes.

Les spécifications d'utilisation sont sensiblement voisines de celles utilisées en Algérie. Cependant des pays, comme l'Argentine, ont fait des tentatives de stabilisation au bitume, et les tunisiens au laitier.

Des expériences ont été plutôt heureuses du point de vue amélioration des caractéristiques de la chaussée mais ont été certainement coûteuses.

Pour l'Algérie, nous estimons que si le choix des tufs calcaires est très bien fait (selon les spécifications) et que la mise en oeuvre est bien faite (arrosage, compactage), les routes se tiennent bien.

Néanmoins, une étude plus poussée des caractéristiques de fatigue des matériaux pourrait apporter un éclaircissement sur le vieillissement des chaussées. C'est d'ailleurs le but de cette étude.

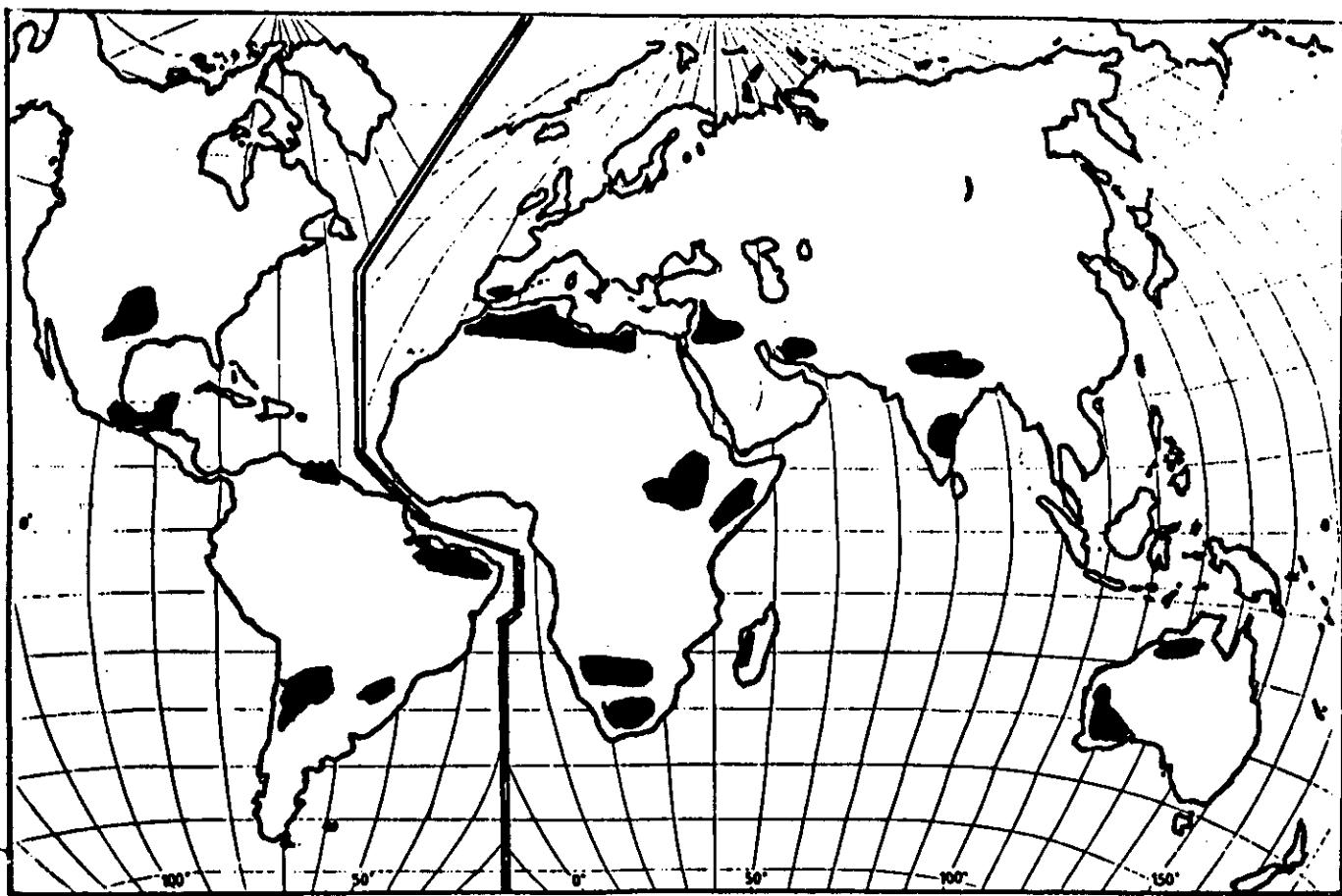


Fig. 12 : Les encroûtements calcaires dans le monde.

METHODOLOGIE D'ANALYSE DES CHAUSSEES EN TUF
--

INTRODUCTION

L'Algérie dispose d'un important patrimoine de chaussées en tuf, d'âge variable (20 à 30 ans) présentant diverses structures et ayant supporté des trafics plus ou moins intenses. Il est intéressant d'exploiter ce patrimoine pour établir un bilan de comportement de ces matériaux et essayer dans la mesure du possible d'en dégager des lois de comportement.

Une telle étude demande beaucoup de moyens (personnels, véhicules, documents etc...), car il convient de disposer de schémas itinéraires bien fournis, d'enquêtes de trafics fiables, de coupes de chaussées, d'historique des travaux d'entretien etc...

Dans le cadre de cette étude, l'analyse des chaussées en tuf ne constitue qu'une approche dont il faudra retenir la méthodologie.

1-PRESENTATION DU RESEAU ROUTIER ALGERIEN

Les routes de l'Algérie sont classées en quatre (04) catégories administratives (carte routière Fig. 13) :

- Voies express et autoroutes :	210 Km	
- Routes Nationales (RN)	: 25 520 Km	(31%)
- Chemins de Wilaya (CW)	: 21 149 Km	(25%)
- Chemins Communaux (CC)	: <u>42 506</u> Km	(44%)
T O T A L	: 89 385 Km	

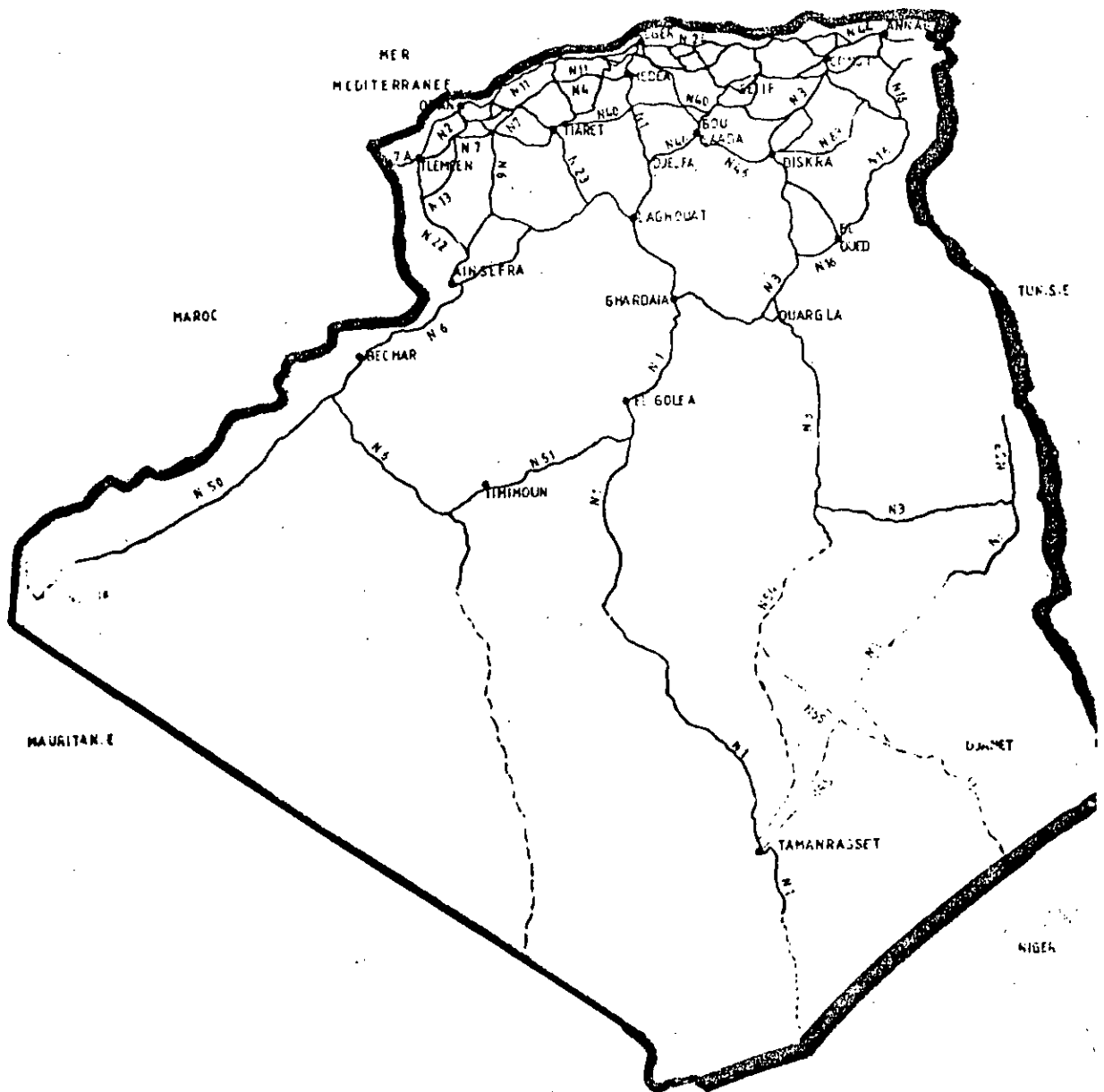


Fig. 13 : Carte routière du réseau principal.

Les routes revêtues ont une longueur totale de 56 729 Km , et les routes non revêtues classées, une longueur de 32 646 Km (RN :3735 km, CW :3911 km et les CC :25000 km); mais sur ces 89 385 km de routes, 31 200 environ sont en mauvais état notamment sur le réseau des CW et des CC selon les appréciations des Directions de l'Infrastructure et de l'Équipement (DIE).

Ce réseau représente un investissement considérable qu'il est nécessaire de préserver et de maintenir en bon état.

2 - METHODOLOGIE

La méthodologie suivie ne porte que sur un échantillonnage, de routes en tuf, lié aux moyens matériels disposés pour cette étude.

Les itinéraires sélectionnés ont été découpés en tronçons homogènes en s'appuyant sur des relevés visuels, des documents remis par la Direction des Routes, et des entretiens avec les subdivisionnaires des travaux publics concernés.

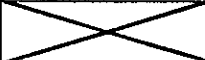
L'examen a été effectué en continu en s'attachant d'une part à ne répertorier que les dégradations répétitives intéressant des sections assez importantes (plusieurs centaines de mètres), d'autre part à dégager celles caractérisant les problèmes majeurs affectant les structures ou les couches de surface.

A partir de ces relevés, les trois degrés de gravité des dégradations sont les suivants :

- 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 orniérages).
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).

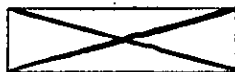
Par combinaison des deux types de dégradations (fissures/déformations), la grille obtenue ci-contre (tableau N° 3) chiffre la qualité apparente d'une section de chaussée, par des notes de 1 à 8. La qualité de la structure étant d'autant plus mauvaise que sa note est forte.

TABLEAU N° 3 : Appréciation de la qualité des chaussées en tuf.

Déformations	Fissures	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 dégradation; 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.

3 - ANALYSE DU TRAFIC.

L'analyse et la caractérisation du trafic sur les chaussées est nécessaire pour évaluer l'agressivité des charges en vue du dimensionnement des chaussées.

Un certain nombre de collectes de données sur le trafic ont déjà été effectué en Algérie.

IL s'agit:

- Du recensement de la circulation 1971-1972 réalisé par le service d'études techniques d'infrastructure (SETI).

Ce recensement très étendu, a couvert 13 Wilayas du Nord sur 16 wilayas (Alger, Annaba, Batna, Constantine, El Asnam, Médéa, Mostaganem, Oran, Sétif, Saida, Tiaret, Tizi-Ouzou, et Tlemcen) et 2 Wilayas dans le Sud (Oasis - Saoura).

L'ensemble des comptages étaient représentatifs de 12 151 Km de routes nationales sur les 13 960 Km (Routes revêtues).

Les débits journaliers moyens étaient de 1 040 Veh/jour dans le Nord et de 210 Veh/jour dans le Sud.

- Du recensement de la circulation 1975-1976 par LOUIS BERGER International (LBI).

Ce recensement moins étendu que celui de 1971 visait à déterminer les trafics journaliers moyens et la composition du trafic sur à peu près 7 000 Km de routes nationales et chemins de Wilaya dans le Nord de l'Algérie. Le trafic moyen a été estimé comme étant autour de 1800 Véhicules/jour, soit un accroissement depuis 1972 de 15% par an.

- Du Recensement de la circulation 1985 par LOUIS BERGER International (LBI) et l'Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics (C.T.T.P).

La campagne nationale de recensement du trafic routier en Algérie a été la première étude de circulation portant sur l'ensemble du réseau

revêtu (l'ensemble RN et CW goudronnés). En ce qui concerne les volumes de trafic, les moyennes dépassent rarement 5000 Véh/jour. Seules certaines Wilayates du Nord ont connu des trafics journaliers moyens annuels (TJMA) importants (supérieurs à 5000 Véh/j) sur un nombre restreint d'axes nationaux (RN5-RN4...). Les 10 000 Véh/jour ne sont dépassés qu'aux abords des agglomérations telles que : - Alger-Oran-Constantine-Blida-Annaba.

La proportion des poids lourds oscille en moyenne entre 25 et 30% du nombre total des véhicules.

- Du Recensement de la circulation 1986/87 par L'Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics (C.T.T.P).

Les résultats des campagnes (tableau N° 4) réalisés sur les sections en tuf résultent des campagnes de recensement de la circulation 1986/1987. Quelques valeurs estimées par des subdivisionnaires ont été prise en compte lorsque les données sur le trafic faisaient défaut.

Le nombre total des camions (N) est déterminé à partir du Trafic Journalier Moyen Annuel (TJMA) et du pourcentage (P) de camions comptés:
 $N = TJMA \times P/100.$

TRAFICS CUMULES.

L'objet de ce chapitre est de dégager les tendances d'évolution du niveau de service des chaussées (de leurs états) en fonction du trafic cumulé qu'elles ont supporté. Comme les données du trafic de l'année de mise en service à l'année 1987 (année de visite des différentes sections) étaient trop partielles, le taux de croissance (τ) utilisé pour le calcul du trafic cumulé N_c est :

- $\tau = 10\%$ (avant 1979) - Campagnes de recensement (SETI et LBI)
- $\tau = 15\%$ (1979-1985) - Campagnes de recensement (LBI)
- $\tau = 5\%$ (1985-1990) - Campagnes de recensement (LBI et CTTP)

-Trafic cumulé en poids lourds dont la charge utile supérieure ou égale à 5 tonnes NC₁: Dans l'étude de circulation routière LBI-CTTP novembre 1986, le pourcentage de camions de charge utile ≥ 5 tonnes est fixé à 70 sur le total des poids lourds (conclusion sur un échantillon de 45 259 camions à deux essieux).

TABLEAU N° 4: TRAFIC - CAMPAGNE 1987.

RN CW	N°= Section	Du pk au pk	TJMA (v/J)	P (% PL)	N (PL/J)
RN 1	1	125 - 135	3869	36,80	1424
RN 1	2	141 - 144	4340	34,86	1513
RN 1	3	Contourn ^t Ksar-B	2897	43,40	1258
RN 1	4	156 - 171	2897	43,42	1258
RN 1	5	171 - 177	1908	43,21	825
CW85	6	000 - 008	823	41,47	341
RN 1	7	210 - 250	2046	42,08	861
RN 1	8	250 - 310	2756	33,27	917
RN 1	9	310 - 410	1972	36,22	714
RN 1	10	420 - 520	1355	44	597
RN 1	11	420 - 520	1355	44	597
RN40	12	61 - 144,900	1331	42,6	567
RN97	13	28,200-30,500	1764	27,44	484
RN17	14	80-91,400	3518	31,45	1106
RN14	15	271 - 301	1374	33,33	458
CW43	16	39 - 42	(3000)	(20)	(600)
/	17	Contourn ^t Mascara	(5400)	(35)	(1890)
/	18	Evitement Kaid	1546	10,67	165
RN13	19	57,800-61	6026	25	1507
RN22	20	15,600-17	(2150)	(20)	(430)
RN 2	21	165-170	2390	32,40	775
RN 7	22	194-206	3200	21,30	684
CW 5	23	149-173	(500)	(10)	(50)
CW19	24	33- 50	558	20,98	117

NB : Les valeurs entre parenthèses ont été estimées par les subdivisions concernées.

Dans ce cas: $NC_1 = T.n.c.$

où T : trafic poids lourds /jour (CU ≥ 5 tonnes) = N.O,70

n : durée de service

c : facteur de cumul = $365 \left[\frac{(1+\tau)^n - 1}{n \cdot \tau} \right]$

- Trafic cumulé équivalent à 13 tonnes NC_2 : $NC_2 = TJMA.A.n.c$
où TJMA : trafic journalier moyen annuel tous véhicules (V/J)
A : agressivité; facteur de conversion établi à partir des histogrammes de répartition du trafic par classe de poids permettant d'exprimer le trafic total en essieux équivalents de 13 tonnes (essieux standards) . Les enquêtes de trafic ont permis d'obtenir ces facteurs de conversion pour certains itinéraires et pour d'autres; les valeurs retenues sont celles résultant de l'histogramme national .

4- ENQUETE - COLLECTE DE DONNEES

4.1- Visite des différents itinéraires

Avec l'aide des techniciens subdivisionnaires, la visite des sections sélectionnées a pu s'effectuer en peu de temps.

L'examen visuel en continu de l'ensemble des itinéraires a été fait en voiture et à pied pour relever les dégradations (Fiches en annexe 2) de façon à pouvoir noter les différents tronçons suivant la méthodologie précédemment décrite.

4.2 - Démarche suivie pour tous les itinéraires.

L'examen visuel des différentes sections en tuf (annexe 2) a été complété dans la mesure du possible par :

- historique, construction, date de mise en service, travaux d'entretien et trafic.
- structure : définie à partir des schémas itinéraires s'il en existe, et dans la plupart des cas du suivi des travaux de mise en oeuvre réalisés par les techniciens concernés.
- analyses complémentaires : environnement géologique et climatique, conditions de drainage et assainissement.

5- RESULTATS

5-1- Présentation.

Les résultats de la collecte des données synthétisés par une note variant de 1 à 8 affectée à chaque tronçon, associés aux trafics cumulés sont présentés dans le tableau N° 5.

En outre une étude de corrélation : Indicateur d'état - Trafic cumulé a été effectuée pour deux types de trafic:

1- le trafic cumulé des camions de charge utile supérieure ou égale à 5 tonnes

2- le trafic cumulé exprimé en essieux équivalents de 13 tonnes.

Des coefficients de corrélation de respectivement 0,45 pour le cas n°1 et 0,47 pour le n°2 ont été trouvés pour des lois d'évolution du type $y = a.x^b$.

Les courbes correspondantes sont présentées sur les graphiques 14 et 15, où figurent également les intervalles de confiance à 95% des courbes et de l'ensemble des valeurs.

5-2 Commentaires.

Ces résultats doivent être exploités avec prudence car ils sont issus d'une population relativement faible (23 couples de valeurs), qui correspond aux moyens dont on peut raisonnablement disposer dans le cadre d'un Magister, néanmoins ils permettent de dégager des tendances qui ne demandent qu'à être affinées.

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 qui seront examinés plus loin.

TABLEAU 5 : Tableau de Synthèse.

7

RN CW	N° Sections	Du PK au PK	Epais. Couche de base (cm)	Annee mise en service	TJMA (Y/L) 1987	TJMA (PL/J)	TJMA (PL/J) CU > 5T	A	Facteur Cumul C	Durée	NC ₁ (PL) (CU > 5T)	NC ₂ (Essieu ~ 13T)	Note	Portance	Observations
RN 1	1	125-125	20	1974	3869	1424	997	0,12	964,5	13	12 500 885	5 821 375	4	Moyen	-Renforcement
RN 1	2	141-144	20	1975	4340	1513	1059	0,12	882,1	12	11 209 727	5 512 772	5	Moyen	-Renforcement
RN 1	3	Contour- nement Ksar-B	20	1986	2897	1258	881	0,12	365	1	321 565	126 889	1	Bon	-Chaussee neuve sur 13 Kms
RN 1	4	156-171	20	1960	2897	1258	881	0,12	1637,1	27	38 941 698	15 366 279	4	Faible	-Pas de renforcement
RN 1	5	171-177	40	1959	1908	825	578	0,12	1749,5	28	28 313 908	11 215 835	3	Bon	-Chaussee traitée ciment
CW 85	6	0-8	30	1958	823	341	239	0,11	1749,5	28	11 707 654	4 434 703	7	Bon	-Renforcement sur 8 Kms Ain-Oussera-Sidi-Adjel en 1987
RN 1	7	210-250	25	1959	2046	861	603	0,15	1749,5	28	29 538 558	15 033 803	1	Bon	-Pas de renforcement
RN 1	8	250-310	25	1960	2756	917	642	0,15	383,6	3	738 814	475 741	7	Faible	-Renforcement G-B sur 12 Kms en 1982 du PK 288-300 -Renforcement en Enrobe dense sur 8 Kms en 83 (PK 250-310)
RN 1	9	310-410	20	1960	1972	714	500	0,15	1637,1	27	22 100 850	13 074 863	4	Bon	-Elargissement; enduits superf.
RN 1	10	420-520	20	1961/62	1355	597	418	0,15	1532,7	26	16 657 384	8 099 553	2	Faible	-Section courante
RN 1	11	420-520	20	1961/62	1355	597	418	0,15	1532,7	26	16 657 384	8 099 553	5	Faible	-Points particuliers.
RN 40	12	61-144,9	20	1945	1331	567	397	0,11	1056	14	5 869 248	2 164 525	1	Bon	-Reparation Revet Monocouche en 1984 (PK 106-114) -Renforcement Bicouche en 1970 (PK 114-120). -Surelevation avec 80 cms de Tuf en 83 + Tricouche Pk 132-135,5 -Reparation monocouche en 1981 (PK 132-135,5). -Reparation bicouche en 1970 (PK 139-144,7).
RN 97	13	28,2-30,5	20	1980	1764	484	339	0,11	494,7	7	1 173 923	671 941	1	Faible	/
RN 17	14	80-91,4	20	1983	3518	1106	774	0,11	374,1	2	579 107	289 538	1	Faible	-Renforcement Beton Bit.en 1985
RN 14	15	271-301	20	1976	1374	458	321	0,08	614,9	11	2 171 212	743 488	1	Moyen	-Enduit Bicouche en 1982
CW 43	16	39-42	20	1983	(3000	600	420	0,11	423,5	4	711 480	559 020	2	Faible	/
/	17	Cont.Masc	20	1979/81	(5400	1890	1323	0,11	521,8	8	5 522 731	2 479 594	4	Moyen	-Reparation en 1982.
/	18	Evit.Kaid	20	1982	1546	165	116	0,11	445,7	5	258 506	378 979	1	Bon	-Entretien monocouche
RN 13	19	57,8-61	20	1981	6026	1507	1055	0,17	469,4	6	2 971 302	2 885 177	4	Moyen	-Reparation monocouche. Prevision Renf. GB+BB en 1989
RN 22	20	15,6-17	20	1970	(2150	430	301	0,08	870,5	17	4 454 349	2 545 342	1	Bon	-Entretien E.Sup en 1986
RN 2	21	165-170	20	1975	2390	775	543	0,11	882,1	12	5 747 764	2 782 849	2	Bon	/
RN 7	22	194-206	20	1978	3200	684	479	0,08	550,7	9	2 374 068	1 268 813	4	Bon	-Entretien bicouche 1985
CW 5	23	149-173	20	1950	(500)	50	35	0,11	3255,8	37	4 216 261	6 625 553	1	Bon	-Aucune intervention.
CW 19	24	33-50	20	1982	558	117	82	0,11	374,1	2	61 352	45 925	1	Bon	-Renforcement en 1985.

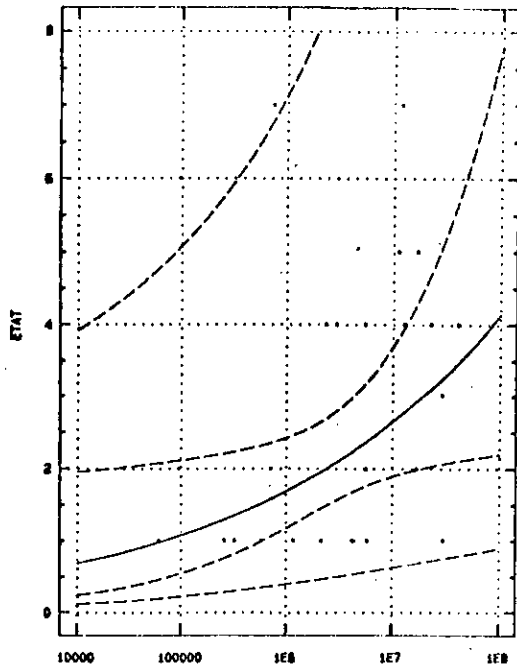


Fig. 14 — Loi d'évolution reliant le comportement structurel des
 chaussées en tuf au nombre total de camions ≥ 5 tonnes.
 $y = 0,1136 \cdot x^{0,0822}$
 - - - intervalles de confiance à 95% et de l'ensemble des valeurs.

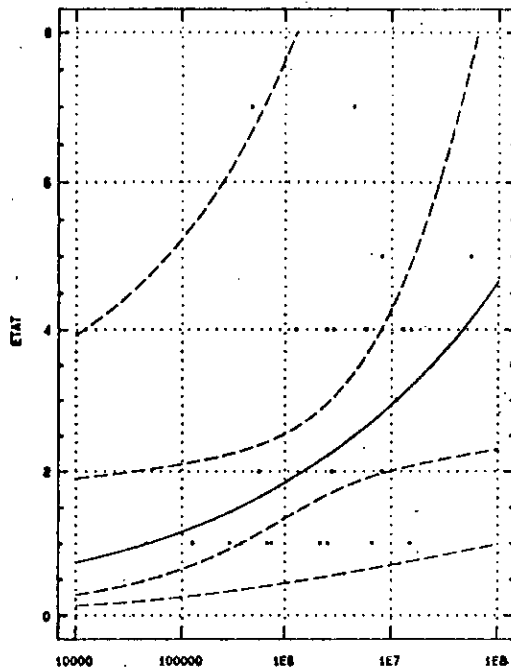


Fig. 15: — Loi d'évolution reliant le comportement structurel des
 chaussées en tuf au nombre total de camions équivalents
 à 13 tonnes.
 $y = 0,1144 \cdot x^{0,20128}$
 - - - intervalles de confiance à 95% et de l'ensemble des valeurs.

Donc, le comportement des chaussées en tuf est lié au trafic cumulé. Si l'on considère que c'est à partir de l'indicateur d'état 4 que le niveau de service n'est plus acceptable, les résultats bruts de l'étude montreraient qu'une route en tuf de 20 cm d'épaisseur, normalement entretenue, pourrait supporter 9.10^7 passages de camions de poids total en charge supérieur à 5 tonnes ou 5.10^7 essieux de 13 tonnes.

En fait les facteurs de l'étude, à ce jour mal maîtrisés, sont essentiellement les suivants :

- Influence de facteurs non structurels.

Un des plus important est la qualité des revêtements (enduits superficiels), qui peuvent être plus ou moins bien suivant les régions, et pas forcément renouvelés avec la même fréquence.

En conséquence, des routes peuvent être plus que d'autres exposés aux agressions du trafic et aux intempéries avec des dégradations qui évoluent du haut vers le bas (fissures-nids de poule), à l'inverse des dégradations liées aux problèmes structurels qui, schématiquement sont réputées évoluer de bas en haut, mais qui affectent de la même façon le niveau de service.

Un autre facteur, à prendre en considération est le climat qui naturellement varie du Nord au Sud, ce qui n'a pas pu être pris en considération dans cette étude.

- Facteurs structurels non pris en considération.

Bien qu'une appréciation globale a porté sur la portance de la plateforme des terrassements (faible, moyen ou fort), ce facteur n'a pas été exploité en raison de la faible population de zones homogènes; les résultats représentent donc le comportement des chaussées tous niveaux de portance de plateforme confondus.

De même les épaisseurs de chaussée sont variables et en fait mal connues, les valeurs prises en compte sont celles figurant dans les projets ou avancées par les D.I.E..

- Qualité des tufs calcaires.

La qualité des tufs n'est pas constante pour tout le pays, sa variabilité a bien sûr de l'influence sur le comportement des assises de chaussée.

Cette liste de facteurs n'est pas exhaustive mais justifie les réserves de prudence déjà formulées.

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 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 assez de précision le comportement des chaussées en tuf.

Pour arriver à ce résultat, les moyens employés doivent permettre d'étudier des populations suffisantes (sans doute plusieurs centaines de sections) afin de traiter indépendamment les sections de même portance des terrassements, de même structures et de même environnement climatique.

INTRODUCTION

Actuellement, les matériaux granulaires destinés à la construction routière font essentiellement l'objet d'essai servant à déterminer leur dureté (Essai Deval et Los Angeles), leur densité maximale (Essai Proctor), leur résistance au poinçonnement (essai CBR). On peut ainsi les comparer et déterminer leurs conditions d'utilisation. Cependant, on peut difficilement prévoir, à partir de ces essais, leurs caractéristiques mécaniques au sens des lois de comportement. Utilisé habituellement en mécanique des sols, l'essai triaxial, s'est avéré très efficace dans l'étude des matériaux granulaires, car il permet la réalisation de chemins de contraintes divers. On peut ainsi étudier, non seulement les caractéristiques à la rupture du matériau, mais également son comportement au sens de relation entre efforts et déformations. La possibilité d'appliquer des chargements du type cyclique (essai mécanique le plus proche des sollicitations dues au trafic) et d'automatiser le processus d'essai et d'acquisition, permet alors d'envisager l'essai triaxial à chargements répétés comme un outil intéressant pour l'étude expérimentale des matériaux routiers non traités.

Dans cette partie, est exposée l'étude de comportement des encroûtements calcaires soumis aux essais triaxiaux à chargements répétés; les résultats sont exploités de deux façons :

- 1- Détermination des relations contraintes-déformations réversibles utilisables dans les méthodes rationnelles de dimensionnement des chaussées souples.

2- Etude comparative des caractéristiques des tufs et de celles mesurées sur des matériaux graveleux couramment utilisés en France.

Les déformations permanentes n'ont pas été étudiées en raison de la durée des expérimentations.

1-LOIS DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX GRANULAIRES SOUS CHARGES REPETEES.

1-1 Généralités.

Le comportement des matériaux granulaires sous charges répétées est complexe. Chaque charge appliquée occasionne deux types de déformations du matériau (Fig. 16) :

- 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.

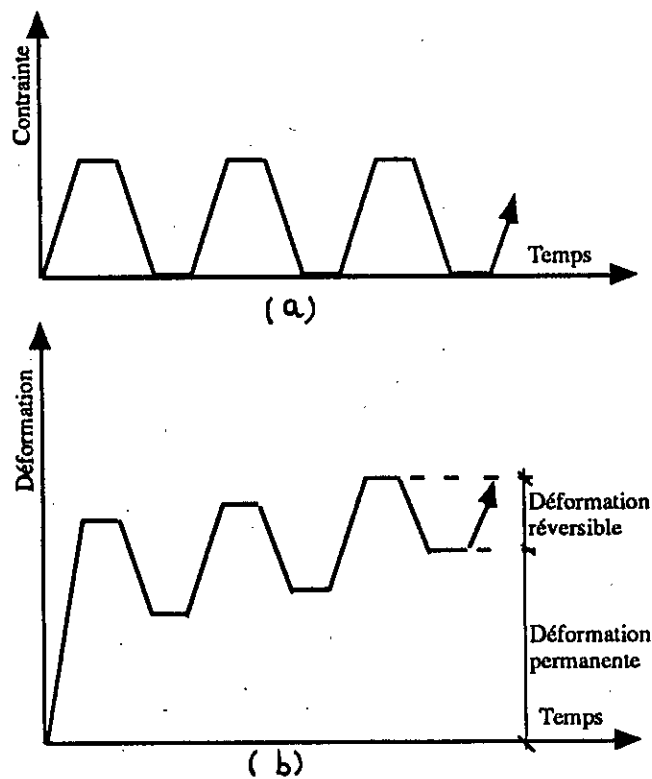


Fig 16: a/ types de sollicitations (σ_1, σ_3 variable) en fonction du temps.

b/ distinction entre déformation réversible et déformation permanente lors des chargements répétés.

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 donné peut être considérée comme négligeable vis-à-vis de celle réversible. La courbe contrainte-déformation (Fig. 17) présente toutefois les particularités suivantes :

- Pour un fort incrément de chargement, la courbe de charge et celle 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 sol ou d'un matériau granulaire comme fonction non-linéaire des contraintes (comportement hystérétique).

En ce qui concerne l'évolution des déformations permanentes et de la valeur de leur amplitude en fonction des contraintes appliquées, les études en sont encore au stade de la recherche.

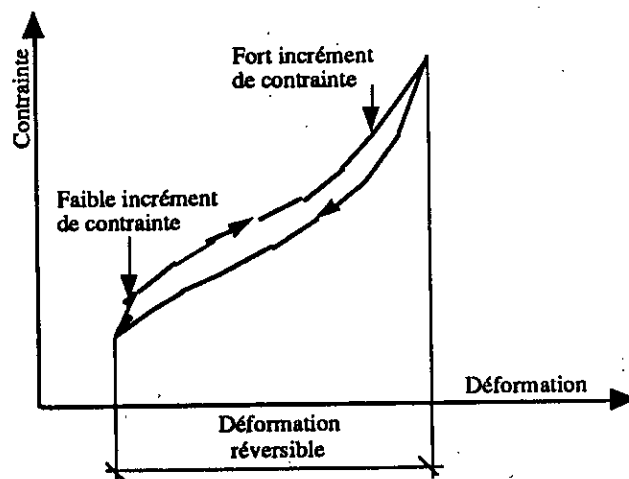


Fig 17 : Boucle d'hystérésis contrainte /déformation.

1-2 Modèle caractérisant les déformations réversibles

Les expérimentateurs de l'université de NOTTINGHAM qui au cours des années 70 ont mis au point les essais triaxiaux à chargement répétés (TCR) et à contrainte latérale variable en phase avec le déviateur, ont largement fait progresser les connaissances théoriques dans ce domaine.

Le module élastique E et le coefficient de Poisson ν étaient calculés à partir de la loi de HOOKE généralisée:

$$E = \frac{1}{\epsilon_1^r} [\sigma_1^r - 2 \nu \cdot \sigma_3^r] \quad (1)$$

et

$$\nu = \frac{\sigma_1^r \epsilon_3^r - \sigma_3^r \epsilon_1^r}{2 \sigma_3^r \cdot \epsilon_3^r - \epsilon_1^r (\sigma_1^r + \sigma_3^r)}$$

où σ_1^r : contrainte principale majeure (axiale)

et σ_3^r : contrainte principale mineure (radiale)

ϵ_1^r et ϵ_3^r : déformations correspondantes à σ_1^r et σ_3^r

Il faudra cependant attendre les travaux de BOYCE pour obtenir le premier modèle à caractère rationnel qui tient compte du comportement élastique non linéaire des matériaux granulaires.

Modèle de BOYCE DU K,G :

BOYCE a montré qu'avec un mode de chargement cyclique, pour que les déformations du matériau élastique non linéaire ne dépendent que de l'état de contrainte final (le bilan énergétique pendant le cycle est nul), c'est à dire que le chemin de chargement est sans influence, il est nécessaire que l'expression suivante soit vérifiée (voir détail en annexe 4) :

$$\frac{\partial \epsilon_v^r}{\partial q} = \frac{\partial \epsilon_q^r}{\partial p} \quad (\text{théorème de réciprocité}) \quad (2)$$

où $\epsilon_v^r = \epsilon_1^r + 2 \epsilon_3^r$: déformation volumique réversible.

$\epsilon_q^r = 2/3 (\epsilon_1^r - \epsilon_3^r)$: déformation réversible de cisaillement.

$p = 1/3 (\sigma_1 + 2 \sigma_3)$: contrainte sphérique, contrainte moyenne.

$q = \sigma_1 - \sigma_3$: déviateur des contraintes.

Les relations contraintes-déformations sont définies ainsi :

$$\epsilon_v^r = \frac{p^n}{K_1} \left[1 - \beta \left(\frac{q}{p} \right)^2 \right] \quad (3)$$

$$\epsilon_q^r = \frac{P^n}{3G_1} \left(\frac{q}{p} \right) \quad (4)$$

avec K_1 , G_1 , β et n : constantes caractéristiques du matériau étudié.

La rigidité du matériau exprimée à l'aide du module de compressibilité K , et du module de cisaillement G , peut s'écrire à partir des relations de BOYCE suivantes :

$$K = K_1 p^{(1-n)} / \left[1 - \beta \left(\frac{q}{p} \right)^2 \right] \quad (5)$$

$$G = G_1 P^{(1-n)} \quad (6)$$

$$\text{avec } \beta = (1-n)K_1 / 6G_1 \quad (7)$$

Il est possible de déterminer le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν , à partir des valeurs de K et G :

$$E = \frac{9G}{3 + G/K} \quad \text{et} \quad \nu = \frac{1 - \frac{2}{3} \frac{G}{K}}{2 + \frac{2}{3} \frac{G}{K}} \quad (8)$$

Le modèle de BOYCE, qui considère que les déformations du matériau sont purement élastiques (mais non linéaire) ne s'applique aux graves non traitées que si leur comportement, dans certaines conditions, permet cette approximation.

En effet :

- Au-delà d'un certain nombre de cycles (10 000 par exemple), et si les conditions de chargement sont suffisamment éloignées de la rupture, la déformation permanente intervenant au cours du cycle est négligeable au-devant de la déformation réversible intervenant au cours du même cycle.

- Par ailleurs, la déformation réversible élastique est pratiquement constante au-delà d'un certain nombre de cycles.

Ces considérations auront une incidence sur la méthode d'essai en nécessitant :

- une phase préalable de conditionnement (pendant 10 000 cycles par exemple), sous le niveau de contraintes le plus élevé qui sera appliqué par la suite de la procédure d'essai;

- une application pendant un petit nombre de chargements pour chaque sollicitation (200 cycles par exemple), pour s'assurer que la déformation réversible est stabilisée.

1-3 Modèles caractérisant les déformations permanentes

La complexité du phénomène physique, la durée des expérimentations nécessaires sont les causes d'une absence de méthodes rationnelles définitives dans ce domaine.

A l'origine (années 60-70) lorsque seuls les essais à contrainte latérale constante (CLC) étaient pratiqués, de nombreux expérimentateurs ont proposé pour la déformation permanente axiale $\epsilon_1^P(N)$ des relations du type puissance :

$$\epsilon_1^P(N) = A \cdot N^B \quad (9)$$

où A et B : paramètres expérimentaux de lissage de courbe.

N : nombre de cycles de chargement.

récemment, à l'université de NOTTINGHAM et au laboratoire de Saint-Brieuc, des lois expérimentales reliant les contraintes appliquées au matériau et le nombre d'applications des charges, N, ont été proposées :

- Université de NOTTINGHAM :

$$\varepsilon_q^P(N) = C \cdot \bar{N} \cdot L_p \cdot \left(\frac{q}{p}\right)$$

où ε_q^P : déformation permanente de cisaillement

C : constante caractéristique du matériau

\bar{N} : fonction du quatrième degré de $\log(N/100)$

$$\bar{N} = 1,05 \log\left(\frac{N}{100}\right) - 0,418 \log\left[\left(\frac{N}{100}\right)^2\right] + 0,1 \left[\log\left(\frac{N}{100}\right)\right]^3 - 0,01 \left[\log\left(\frac{N}{100}\right)\right]^4$$

N : nombre de cycles

L_p : longueur du chemin de contraintes = $[p^2 + q^2]^{0,5}$

avec $p_r = p_{\max} - p_{\min}$ et $q_r = q_{\max} - q_{\min}$

- Laboratoire de Saint-Brieuc.

Comme il est délicat de définir l'"état initial" d'une chaussée neuve, plusieurs expérimentateurs proposent de considérer comme déformations permanentes caractéristiques celles comptées au-delà de 100 cycles :

$$\varepsilon^{P*}(N) = \varepsilon^P(N) - \varepsilon^P(100) \quad (10)$$

Actuellement, seul le modèle de la déformation permanente axiale $\varepsilon_1^P(N)$ a été développé.

La déformation permanente conventionnelle $\varepsilon_1^P(N)$ est considérée comme le produit de deux termes :

$$\varepsilon_1^P(N) = f_1(p, q) \cdot g_1(N) \quad (11)$$

où f_1 : fonction "contraintes" et g_1 : fonction "forme".

. Fonction "forme"

Sous contraintes cycliques constantes, Pappin J.W., Poute J.L. et al proposent pour un nombre de cycles donné N, une relation du type hyperbolique :

$$g_1(N) = \frac{\sqrt{N}}{D + \sqrt{N}} \quad (12)$$

D : paramètre caractérisant la vitesse d'évolution de la déformation permanente, surtout pour les faibles valeurs de N et dépend surtout du matériau (teneur en eau, compacité).

. Fonction "contraintes"

La fonction "contraintes" $f_1 = A_1$ dépend des contraintes appliquées :

$$A_1 = \frac{q/\mathcal{P}}{a-b.q/\mathcal{P}} \quad \text{avec} \quad \mathcal{P} = p + N/M$$

où N et M : paramètres de l'enveloppe de rupture (critère de Coulomb) dans le plan (p,q).

p : moyenne des contraintes normales ($p = \sigma_1 + 2 \sigma_3$)

q : déviateur des contraintes = $\sigma_1 - \sigma_3$

Les paramètres a, b et D_1 sont déterminés au triaxial à chargements répétés après une recherche du meilleur ajustement possible sous forme d'une régression linéaire.

La fonction "contraintes" a été modélisée à partir des hypothèses suivantes (Fig. 18):

- Les déformations permanentes sont nulles lorsque le chemin de contrainte est confondu avec l'axe p.

- Les déformations permanentes sont infinies lorsque la contrainte maxi est sur l'enveloppe de rupture .

- Les déformations permanentes ne dépendent que du rapport $\frac{q_{max}}{\mathcal{P}}$.

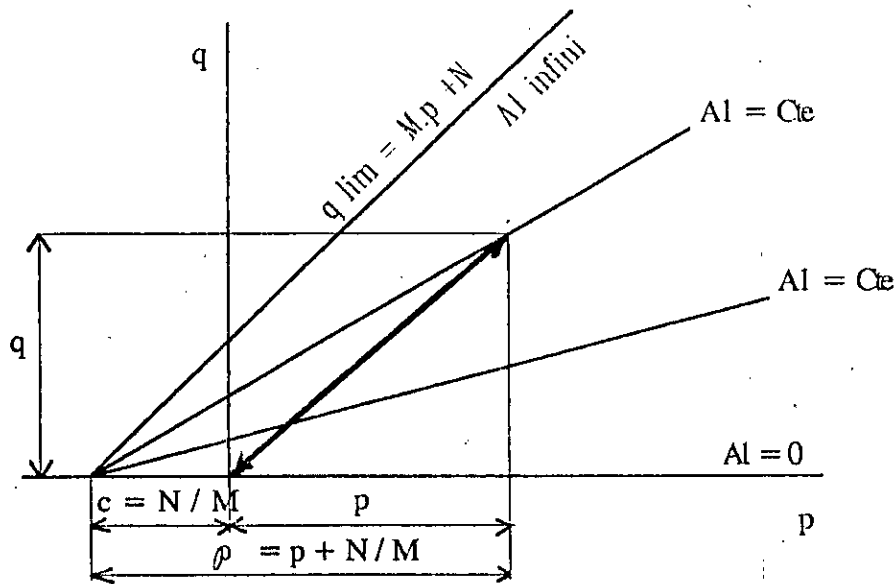


Fig 18 : Modélisation des déformations permanentes.

Un exemple de l'évolution de la déformation permanente ϵ_1^P d'une grave non traitée est illustré à la figure 19.

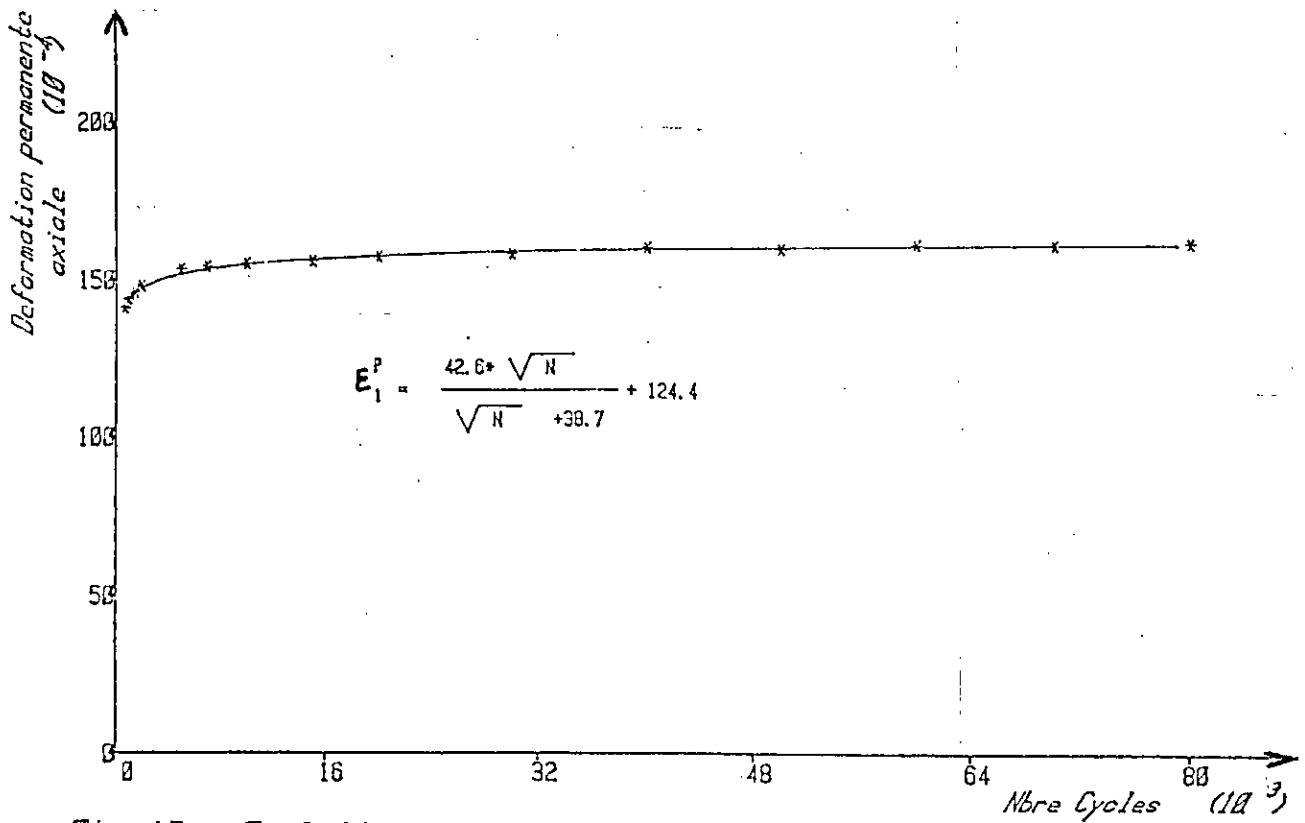


Fig 19 : Evolution des déformations permanentes d'une grave non traitée en fonction du nombre de chargements.

2-ESSAI TRIAXIAL A CHARGEMENTS REPETES.

2-1 Description de l'appareil.

La figure 20 représente un exemple d'appareillage du laboratoire des Ponts et Chaussées de Saint-Brieuc où ont été effectués les essais. On retrouve de droite à gauche, les appareils de contrôle et d'acquisition automatique des données (I), une armoire pneumatique (II), un enregistreur graphique (III) et la cellule de chargement (IV).

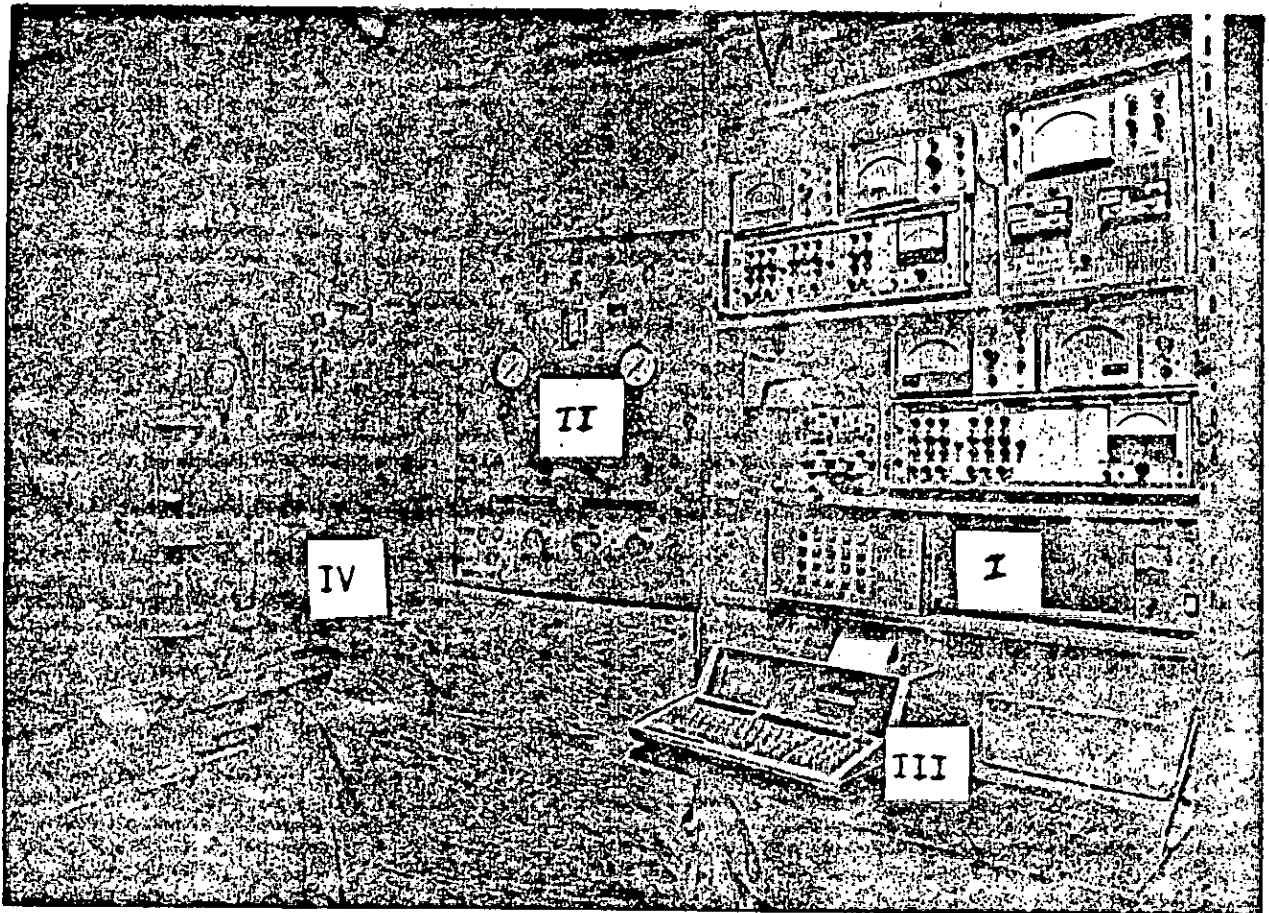
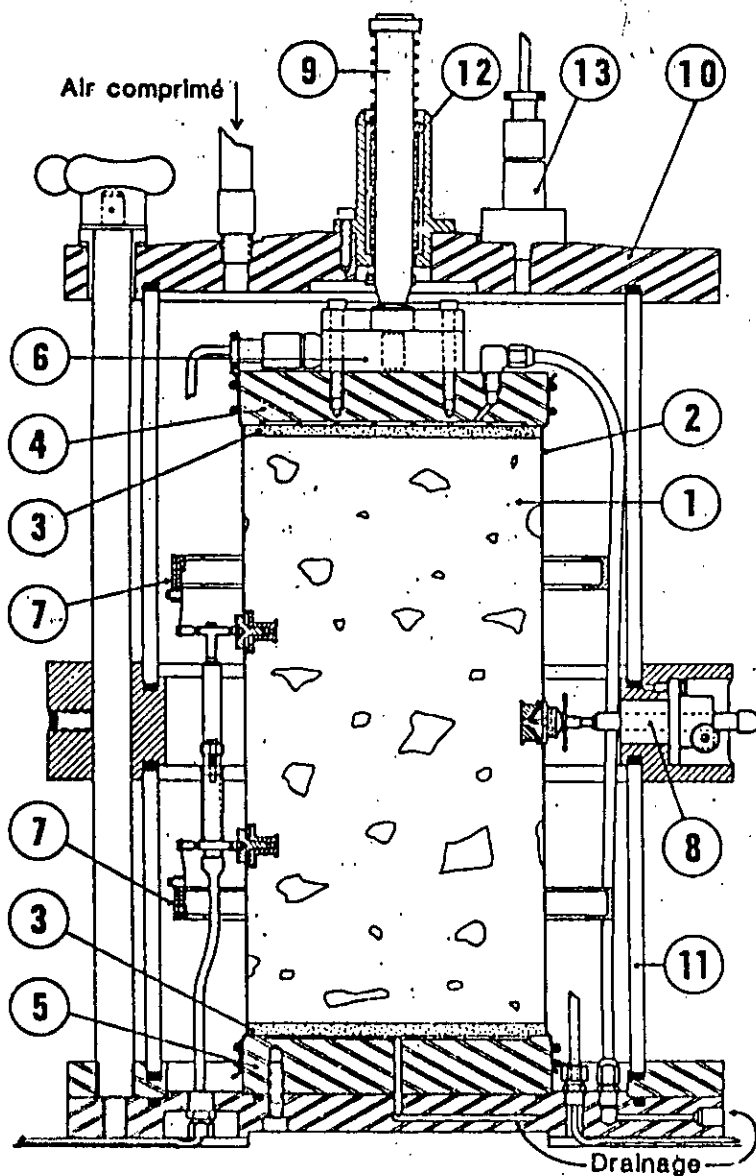


Figure 20 : Vue d'ensemble de l'appareil triaxial à chargements répétés.

2-1-1 Cellule triaxiale:

Dans son aspect global, elle est comparable à celle de l'essai triaxial statique, mais elle est pourvue d'aménagements spéciaux destinés d'une part à recevoir une éprouvette de forte dimension (diamètre=160mm, hauteur = 320 mm) et d'autre part à mesurer à l'intérieur même de la cellule, les sollicitations mécaniques appliquées à l'éprouvette et les déformations de celle-ci (Fig.21).

Le piston de chargements (9) coulisse dans un guidage à billes(12), le fluide de remplissage de la cellule est de l'air comprimé (utilisation simple et coût réduit).



- 1 – Éprouvette
- 2 – Membrane
- 3 – Pierre poreuse
- 4 – Embase supérieure
- 5 – Embase inférieure
- 6 – Capteur de force
- 7 – Dispositif des mesures de déformations axiales
- 8 – Dispositif des mesures de déformations radiales
- 9 – Tige de chargement
- 10 – Plateau supérieure de la cellule
- 11 – Cellule plexiglas
- 12 – Guidage par roulement à billes
- 13 – Capteur de pression

Fig. 21 : Schéma de la cellule de chargement triaxial cyclique.

L'effort de compression axiale est mesuré à l'aide d'un capteur de force (6) fixé sur le plateau de chargement (4); l'éprouvette est drainée à ses deux extrémités par l'intermédiaire de pierres poreuses (3); la pression de l'air dans la cellule est mesurée à l'aide d'un capteur (13); la déformation axiale de l'éprouvette est mesurée à l'aide de trois capteurs (7) fixés dans le tiers central; la déformation radiale est mesurée à mi-hauteur à l'aide de trois capteurs (8) fixés sur un anneau solidaire de la cloche de la cellule (11).

2-1-2 Dispositifs de chargement.

Le bâti de chargement permet d'exercer l'effort de compression axial sur la tige de chargement de la cellule (Fig.22), comprenant :

- une traverse inférieure sur laquelle repose la cellule triaxiale,
- un portique articulé sur la traverse inférieure,
- un verin pneumatique fixé sur le portique.

L'énergie de mise en charge est fournie par de l'air comprimé et le processus de chargement est commandé par des armoires pneumatiques qui permettent le réglage :

- 1 - des valeurs maxima des efforts à appliquer, à l'aide de manomètres de précision.
- 2 - de la fréquence des cycles de chargements et de la durée de mise en charge à l'intérieur du cycle par des temporisateurs pneumatiques réglables.

L'ensemble pneumatique est plus simple d'utilisation que celui des machines hydrauliques et fiable puisque une grande répétabilité des contraintes à moins de 1 KPa près a pu être constatée depuis à peu près une dizaine d'années sur le modèle actuel. Cependant ils ne permettent pas d'imposer une forme de cycle donné (par exemple sinusoïdale); on peut influencer sur les vitesses de la charge et de la décharge à l'aide de réducteurs de débits placés sur le circuit de chargement.

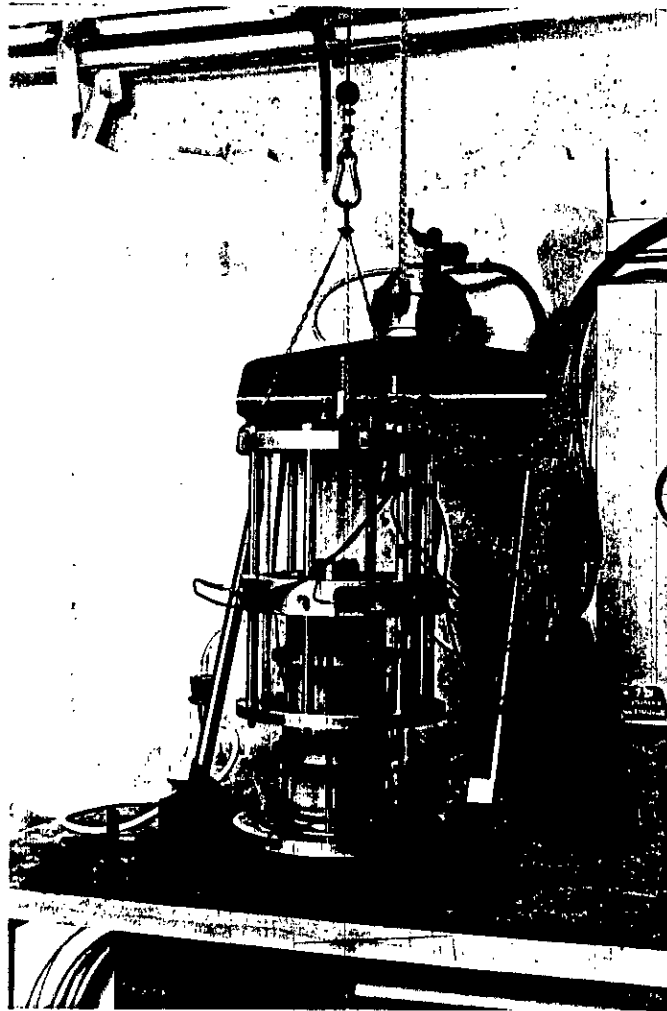


Fig 22: Bâti de chargement en position d'essai.

Dans les chaussées, toutes les contraintes varient cycliquement sous l'effet du trafic; ainsi pour mieux simuler les conditions réelles, des vannes de réglage ont été réalisées permettant de cycliser simultanément la contrainte déviatrice q et la contrainte latérale σ_3 (Fig. 23).

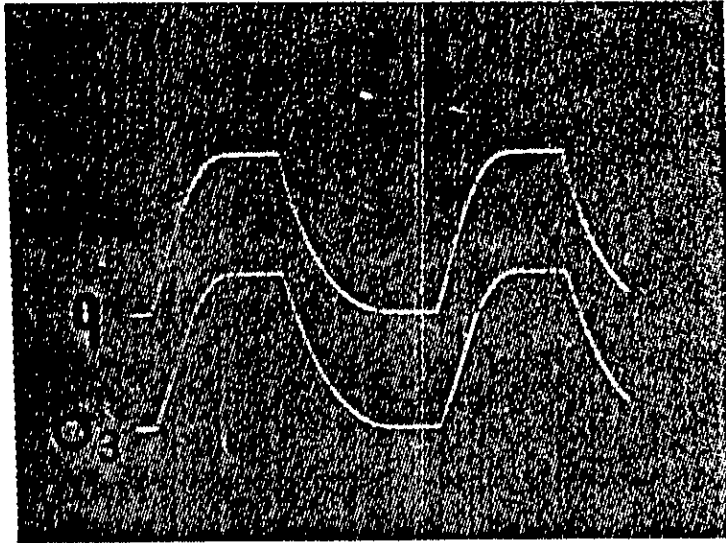


Fig 23: Forme des signaux de chargements.

2-1-3 Mesures des déformations.

Les déformations axiales (ϵ_1) sont déterminées à partir de trois capteurs placés autour de l'éprouvette (Fig. 24). La valeur considérée est la moyenne des trois mesures, ce qui permet de réduire fortement les erreurs dues à l'hétérogénéité du matériau. La même disposition est adoptée pour la mesure des déformations radiales (ϵ_3).

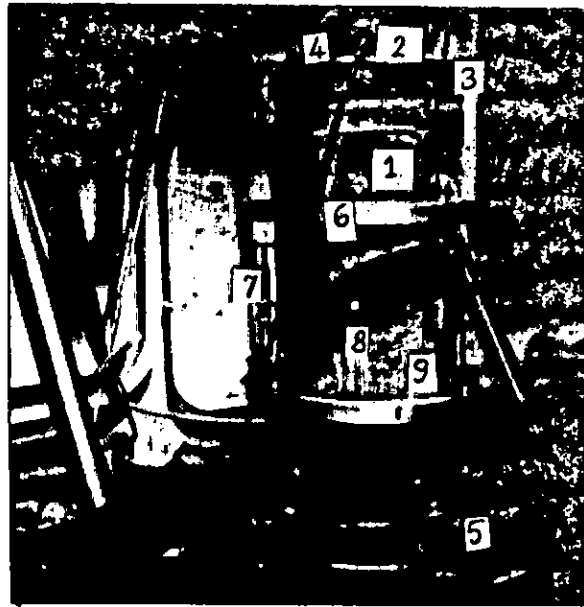


Fig 24: Mise en place du dispositif de mesure des déformations.

- 1: Eprouvette sous membrane.
- 2: embase supérieure.
- 3: joints.
- 4: capteur force.
- 5: embase inférieure.
- 6: colliers.
- 7: capteur de déplacement axial (ϵ_1).
- 8: Appui du capteur déplacement radial (ϵ_3).
- 9: appui des colliers.

2-1-4 Dispositifs d'acquisition de données

Les différentes grandeurs mesurées (contraintes-déformations) sont enregistrées à des intervalles de temps réguliers programmés (de l'ordre d'1/2 seconde). Les résultats sont enregistrés sur disques souples (Fig. 25), pour le traitement, par un ordinateur de bureau qui donne, sous forme de tableaux et de graphes, en fonction du nombre de cycles, l'évolution :

- des contraintes appliquées,
- des déformations réversibles axiales, radiales, volumiques et de cisaillement,
- des déformations permanentes axiales, radiales.

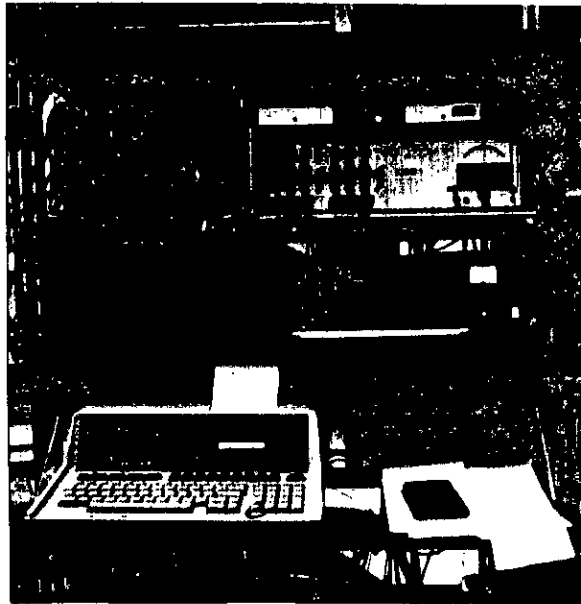


Fig 25: Dispositifs d'acquisition de données.

2-2- Fabrication des éprouvettes.

La quantité de matériau retenue pour la fabrication de l'éprouvette est choisi en fonction de la compacité à obtenir. Ce matériau est introduit dans l'étui qui est mis en place dans la machine de Vibro-compression (Fig.26).

Ce procédé de compactage associe deux effets :

- une vibration transversale du moule permettant la mise en place des matériaux par la diminution des frottements.
- un faible effort de compression axiale alternative permettant le serrage des matériaux.

L'action du compactage est arrêtée lorsque les matériaux occupent la compacité imposée.



Fig 26: Appareil de vibro-compression pour confection des éprouvettes.

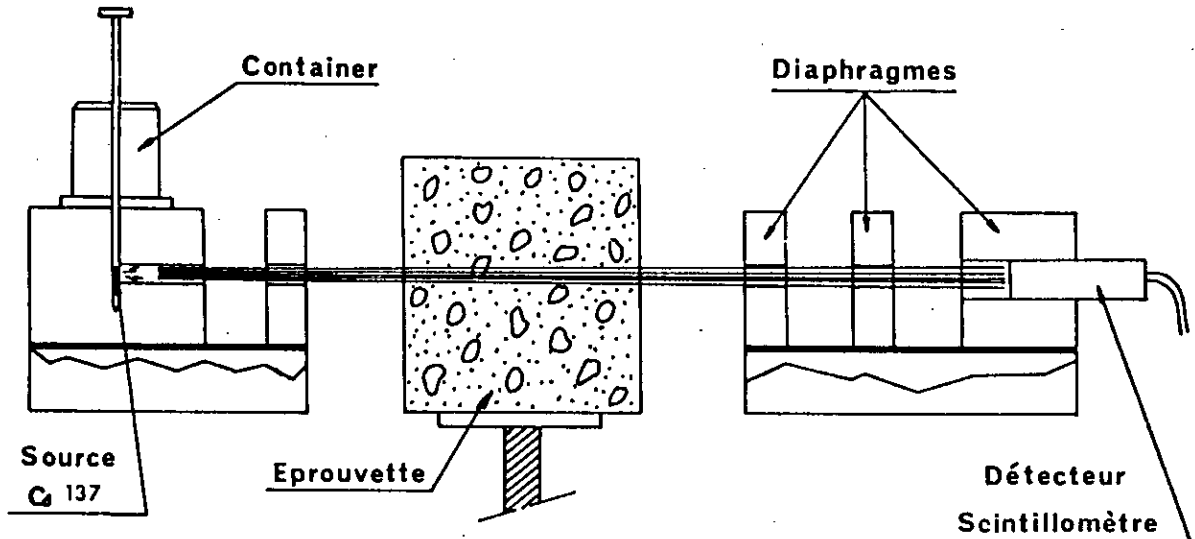
Contrôle d'homogénéité du matériau.

Avant de procéder aux essais triaxiaux cycliques, les éprouvettes compactées sont mises sur banc d'essai à rayonnement gamma (voir principe Fig 27). Cet appareil est destiné au contrôle de qualité des éprouvettes confectionnées afin de localiser les hétérogénéités dans les mélanges (vides, fissures, ségrégation...), par mesure en continu des densités.

DESCRIPTION DE L'APPAREIL

Le «Banc d'Essai» se compose :

- d'un bloc émetteur dans lequel on descend, à partir d'un container de stockage, la source en face du canal de collimation (source de césium 137, énergie : 0,662 MeV),
- de diaphragmes intermédiaires, canalisant le faisceau à l'avant et à l'arrière du matériau,
- d'un bloc récepteur, dans lequel est logé le détecteur (scintillomètre);
- d'une chaîne électronique, assurant l'alimentation du détecteur et comportant les circuits nécessaires à différentes formes d'exploitation de la mesure (comptage, enregistrement, ...),
- d'un porte-échantillons permettant le positionnement du matériau sur la trajectoire du faisceau.



PERFORMANCES

La mesure est :

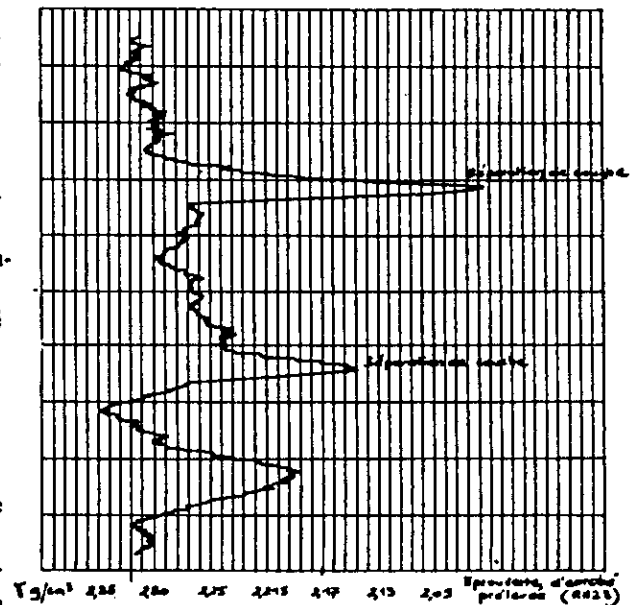
- très précise : la précision relative que l'on peut obtenir dépend du temps de mesure utilisé. On atteint facilement 0,5 %,
- non destructive,
- rapide,
- souple d'emploi (mesures ponctuelles, mesures en continu),
- réalisable sur une gamme de masses volumiques très étendue (à partir de 1 g/cm³),
- fine : le volume de mesure est réglable au gré de l'utilisateur et parfaitement défini.

UTILISATION

La mesure peut être :

- ponctuelle : auscultation statique et discrète de faibles volumes,
- continue : auscultation dynamique et intégrale de volumes importants, obtenue par rotation, translation ou mouvement hélicoïdal du matériau.

Les résultats sont obtenus au choix par lecture, enregistrement, sortie imprimante, ...



Enregistrement de la densité d'une éprouvette d'enrobé

Fig. 27 : Banc d'essai à rayonnements γ (matériel des Laboratoires des Ponts et Chaussées -France- ref : 80 MC 72).

2-3. Méthode d'essai du triaxial à chargements répétés

La procédure courante consiste à réaliser des chargements à contrainte latérale variable (CLV) et à contraintes minimales nulles. La cadence des chargements répétés est de l'ordre de 30 cycles par minute.

2-3-1 Etude des déformations réversibles

. Conditionnement initial

Il a pour but de compenser les décompressions du matériau pendant le montage de l'éprouvette dans la cellule et de placer le matériau dans un état "élastique" après un nombre plus ou moins élevé de cycles (ex: $N = 20\ 000$) sous des contraintes n'entraînant pas des déformations trop importantes qui conduiraient rapidement à la ruine de l'éprouvette.

Pour cela, il faut faire sur chaque matériau un essai triaxial statique pour déterminer la courbe intrinsèque d'équation $\tau = c + \sigma \cdot \text{tg } \phi$ dans le plan τ, σ ou $q_f = M \cdot p_f + N$ dans celui p, q .

La valeur de q_f est alors déterminée à partir de celle de $\sigma_3 \text{ max}$ de l'essai.

. Chemins de contraintes réalisés pendant l'essai de l'étude des déformations réversibles

La figure 28 montre les différents chemins de contraintes appliqués successivement à l'éprouvette. On procède pour chacun d'eux à 200 chargements (stabilisation des déformations réversibles) et veille à ne pas dépasser le rapport q_{max}/q_f avec $(0.55 < \frac{q_{\text{max}}}{q_f} < 0.65)$.

2-3-2- Etude des déformations permanentes.

Comme il s'agit d'étudier l'évolution des déformations permanentes sur un matériau fraîchement compacté, les essais sont effectués sur des éprouvettes non conditionnées.

Chaque éprouvette est soumise pendant 80 000 à 150 000 cycles à des niveaux de contraintes choisis dans le tableau N° 6 et en relation avec le modèle expérimental (voir page 51).

Tableau N° 6 : Contraintes appliquées (p,q) pour l'étude des déformations réversibles et permanentes.

q/p	p (KPa)	q (KPa)
0	50	0
0	100	0
0	175	0
0	250	0
0,5	60	30
0,5	120	60
0,5	210	105
0,5	300	150
1	75	75
1	150	150
1	262,5	262,5
1	375	375
1,5	100	150
1,5	200	300
1,5	300	450
1,5	400	600
2	90	180
2	180	360
2	300	600
2.5	60	150
2.5	90	225
2.5	120	300

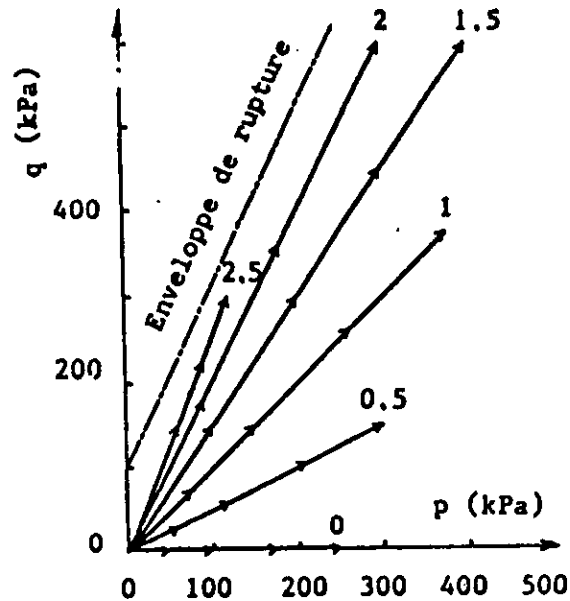


Fig 28: Chemins de contraintes pour l'étude des déformations réversibles et permanentes.

2-4. Détermination des paramètres caractérisant les déformations réversibles.

- Prise en compte des contraintes résiduelles de l'éprouvette :

Avec m_1 , la masse de l'éprouvette, m_2 , la masse du dispositif de mesure des déformations axiales, m_3 , la masse de l'embase supérieure et du capteur de force, et f la force résiduelle due au frottement de la tige de chargement dans son logement, on détermine le déviateur résiduel moyen, q_{min} , à mi-hauteur de l'éprouvette :

$$q_{min} = [10 (m_3 + (m_1 + m_2)/2) + f] \cdot (\pi R^2)$$

Avec a , valeur résiduelle de la pression dans la cellule, on détermine la moyenne des pressions normales résiduelles, p_{min} :

$$p_{min} = a + q_{min} / 3$$

Les valeurs courantes sont : $a = 0$, $p_{min} = 4$ KPa et $q_{min} = 11$ KPa.

Lors d'un essai, le chargement réellement appliqué est AB (Fig 29) et non OB, et la mesure des déformations réversibles volumiques (ϵ_v^r) et de cisaillement (ϵ_q^r) ne s'appliquent qu'aux contraintes p_r , q_r (différence entre valeurs minimale et maximale).

L'estimation des déformations ϵ_v et ϵ_q relatives aux contraintes $p_{\max} (p_{\min} + p_r)$ et $q_{\max} (q_{\min} + q_r)$ du chemin OB s'obtient par superposition (principe supposé vrai) :

$$\epsilon_v^r (OB) = \epsilon_v^r (OA) + \epsilon_v^r (AB) \quad (13)$$

$$\text{et} \quad \epsilon_q^r (OB) = \epsilon_q^r (OA) + \epsilon_q^r (AB) \quad (14)$$

Les déformations réversibles $\epsilon_v^r (OA)$ et $\epsilon_q^r (OA)$ ne sont pas mesurées, ce sont des constantes C_1 et C_2 déterminées indirectement puisque l'essai comporte la réalisation de plusieurs chemins de contraintes et que pour chacun interviennent $\epsilon_v^r (OA) = C_1$ et $\epsilon_q^r (OA) = C_2$.

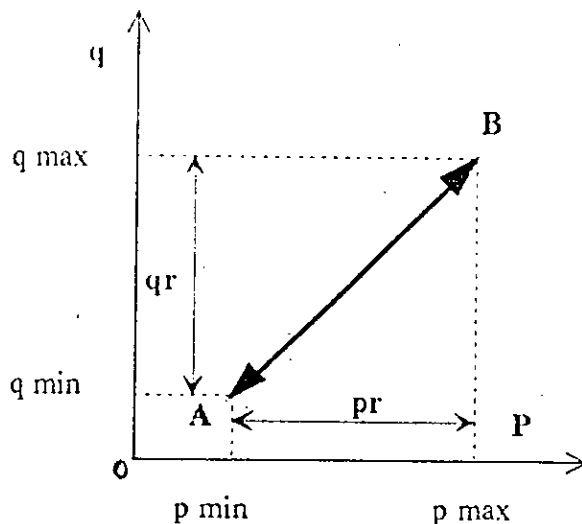


Fig. 29 : Chemin de contrainte de l'essai CLV.

- Déformations volumiques.

D'après la relation (3) (page 47) :

$$\epsilon_v^r (OA) = \frac{p_{\min}^n}{K_1} \left[1 - \beta \left(\frac{q_{\min}}{p_{\min}} \right)^2 \right] = \text{Cte} = C_1$$

la déformation volumique mesurée pendant l'essai :

$$\begin{aligned} \varepsilon_v^r(AB) &= \varepsilon_v^r(OB) - \varepsilon_v^r(OA) \\ &= \frac{(p_{\min} + p_r)^n}{K_1} \left[1 - \beta \left(\frac{q_{\min} + q_r}{p_{\min} + p_r} \right)^2 \right] - \varepsilon_v^r(OA). \end{aligned}$$

$$\boxed{\varepsilon_v^r(AB) = \frac{(p_{\min} + p_r)^n}{K_1} \left[1 - \beta \left(\frac{q_{\min} + q_r}{p_{\min} + p_r} \right)^2 \right] - C_1} \quad (15)$$

les inconnues: n, K_1 .

- Déformations de cisaillement :

D'après la relation (4) (page 47) :

$$\varepsilon_q^r(OA) = \frac{p_{\min}^n}{3G_1} \cdot \frac{q_{\min}}{p_{\min}} = \text{Cte} = C_2$$

la déformation de cisaillement mesurée pendant l'essai :

$$\varepsilon_q^r(AB) = \varepsilon_q^r(OB) - \varepsilon_q^r(OA)$$

$$\boxed{\varepsilon_q^r(AB) = \frac{(p_{\min} + p_r)^n}{3G_1} \cdot \left(\frac{q_{\min} + q_r}{p_{\min} + p_r} \right) - C_2} \quad (16)$$

Les inconnues : n, G_1 .

Les essais sont interprétés à l'aide d'un programme de regression multiple en deux temps, d'abord les déformations de cisaillement (n et G_1), puis les déformations volumiques (K_1 et β).

- Ajustement des paramètres et validation de l'essai

Les couples de paramètres caractéristiques de déformations élastiques: module de compressibilité K et module de cisaillement G ou module d'Young E et coefficient de Poisson ν sont calculés pour $p = 250$ KPa et $q/p = 2$ (contraintes moyennes dans une couche de base d'une structure souple) à partir des relations (5) à (8) (page 47).

Les résultats de l'essai sont considérés satisfaisant le modèle élastique si : $\nu < 0,5$ ou $0 < G/K < 1,5$.

Les paramètres de BOYCE sont ajustés ensuite à partir de la relation (7): $\beta = (1-n)K_1/6G_1$ pour les valeurs de p et q mentionnées ci-dessus en calculant le rapport $G/K = A = 9G/E - 3$ et en prenant pour nouvelle valeur :

$$K_1 = G_1 / [A + 2/3 (1-n)] \quad (17)$$

C'est cette valeur de K_1 "ajustée" qui est prise en compte dans le modèle de BOYCE.

Les paramètres du matériau sont donc maintenant : n, G_1 et K_1 ajustée.

3- RESULTATS DE L'ETUDE DE COMPORTEMENT.

3-1- Description du matériau.

Le choix s'est porté sur trois tufs non traités prélevés dans différentes carrières (voir granulométrie Fig 30); il s'agit :

- . du tuf de KSAR EL BOUKHARI (carrière de BOUGHZOUL),
- . du tuf de MASCARA (carrière TIGHENIF),
- . du tuf d'ORAN (carrière AIN EL BEIDA).

Les matériaux ont été approvisionnés au Laboratoire Régional de Saint-Brieuc en une seule fraction 0/20 mm 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 (TCR) (Fig. 31).

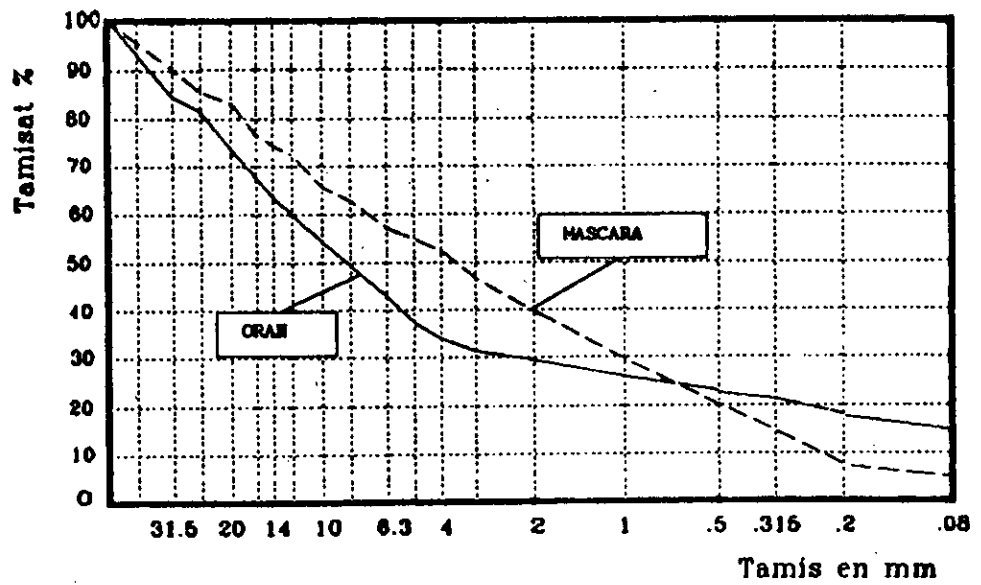


Fig. 30 : Courbes granulométriques du tuf de Mascara et d'Oran avant l'essai triaxial à chargements répétés (TCR).

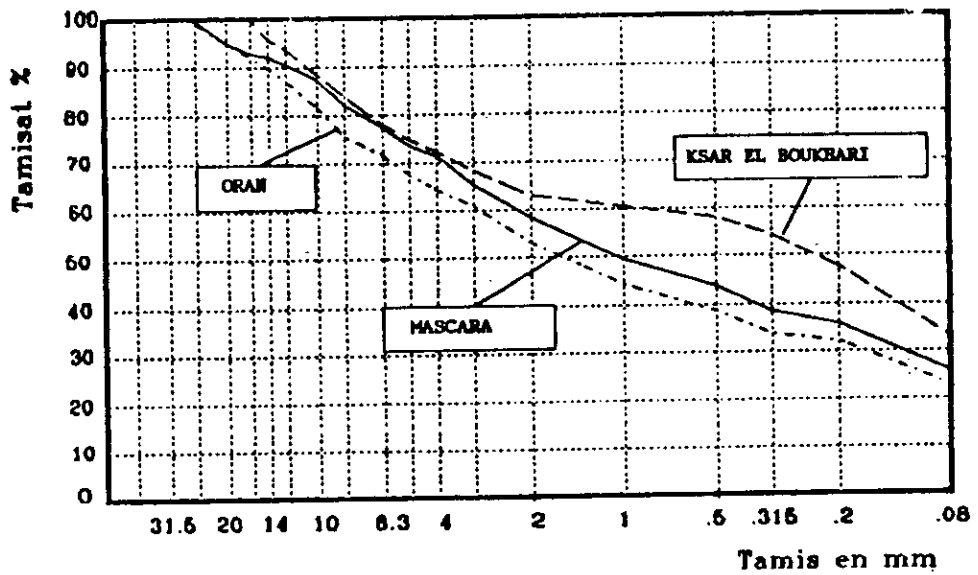


Fig. 31: Granulométrie des éprouvettes de tuf (Ksar El Boukhari, Mascara et Oran) après TCR.

La masse volumique réelle de chaque matériau a été déterminée au laboratoire :

Ksar EL Boukhari	: 2620 Kg/m ³
Mascara	: 2700 Kg/m ³
Oran	: 2700 Kg/m ³

3-2- Caractéristiques de confection des éprouvettes

Des études, déjà anciennes, sur les matériaux tendres ont montré que le malaxage mécanique au laboratoire produisait beaucoup de fines et, pour cette raison, les tufs ont été malaxés manuellement. Le compactage à la vibro-compression et l'essai triaxial à chargements répétés ne produisent que très peu de fines sur les matériaux tendres.

Le tableau N° 7 donne pour chaque matériau, les différents teneurs en eau et densités de moulage des éprouvettes.

Pour les tufs de MASCARA et d'ORAN, ces caractéristiques correspondent aux teneurs en eau optimales et densités maximales de l'Optimum Proctor Modifié (OPM).

Tableau N° 7 : Caractéristiques de confection des éprouvettes de tuf.

Formule	N° éprouvette	W (%) optimale	ρ_s (*) (Kg/m ³)	Compacité (%)	W _f (%) après essai	Compactage éprouvettes
Ksar El Boukhari	7-327-1a	14,0	1790	68,3	14,0	difficile
Mascara	9-051-1a	8,5	1830	68,0	8,8	difficile
Oran	9-052-2a	9,2	1940	72,0	8,8	facile

(*) Masse spécifique apparente sèche.

Pour le tuf de Ksar El Boukhari, la teneur en eau de moulage est excessive par suite d'une mauvaise appréciation de la teneur en eau naturelle du tuf; on peut estimer que cette teneur en eau dépasse de 5% la teneur en eau optimale .

3-3- Conditionnement.

Le chemin des contraintes de conditionnement $q/p = 1,5$ a été appliqué à chaque éprouvette pendant 20 000 cycles avec :

- une contrainte latérale $\sigma_3 = 200$ KPa
- et un déviateur des contraintes $q = 600$ KPa = $(\sigma_1 - \sigma_3)$

Sous contraintes cycliques constantes, la déformation permanente axiale ε_1^{p*} suit une loi du type hyperbolique en fonction du nombre de chargement N (fig 32).

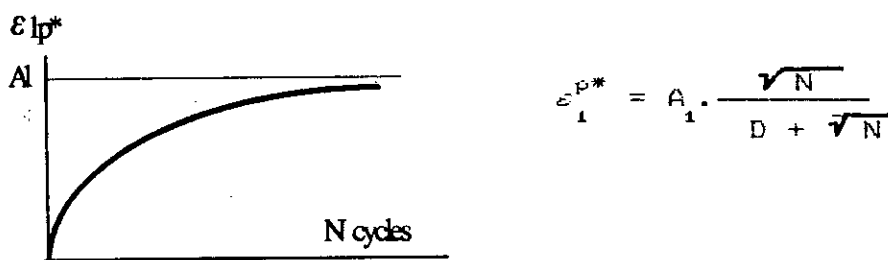


Fig. 32 : Loi d'évolution de la déformation pendant le conditionnement.

- A_1 : déformation permanente limite pour N infini.
- D_1 : vitesse d'évolution de la déformation permanente.

Les essais ont été exploités suivant la méthode du Laboratoire Régional de Saint-Brieuc (modèle LPC) décrite au paragraphe 1-3 (relations 10 à 12).

Les valeurs des paramètres de ces relations, sont indiquées dans le tableau N° 8. Les mesures faites et les résultats d'évolution de $\varepsilon_1^{p*}(N)$ pendant la phase de conditionnement des 3 éprouvettes de tuf sont portées sur la feuille d'essai d'étude des déformations permanentes, annexe 3.

Le graphe obtenu pour des essais conduits jusqu'à $N = 20\ 000$ cycles, montre qu'il faut presque 20 000 cycles pour voir se stabiliser la déformation permanente du tuf de K. EL Boukhari, qui est élevée à cause de la forte teneur en eau.

Pour les tufs de Mascara et d'Oran, les très faibles déformations permanentes ne font craindre, pour les faibles teneurs en eau, aucun risque d'orniérage de la chaussée.

Tableau N° 8: Paramètres caractérisant la déformation permanente axiale pendant la phase de conditionnement.

Formule	N°=éprouvette	q/p	$\sigma_{3\ max}$ (KPa)	q _{max} (KPa)	$\epsilon_1^R(100)$ (10^{-4})	A ₁ (10^{-4})	D ₁
K.El boukhari	7-327-1a	1,5	200	600	240	642	204
Mascara	9-051-1a	1,5	200	600	68	37	72
Oran	9-052-2a	1,5	200	600	29	22	60

Le tuf de Ksar El Boukhari présente des déformations permanentes beaucoup plus importantes que celles des deux autres tufs en raison de sa teneur en eau élevée lors de la fabrication des éprouvettes. Cette aggravation des déformations souligne la sensibilité des tufs aux variations de teneurs en eau.

3-4. Etude des déformations réversibles.

Les essais TCR exploités selon le modèle de BOYCE, ont permis d'obtenir les valeurs des 3 paramètres (n , G_1 et K_1) caractéristiques des tufs calcaires (tableau N° 9).

Les mesures sont portées sur les feuilles d'essai d'étude des déformations réversibles, annexe 3. On notera que la déformation

radiale $\varepsilon_9^r(c)$ est déduite de la déformation mesurée ε_9^r à laquelle est appliquée une correction, tenant compte de la déformation sous l'effet des variations de la pression interne de la cellule triaxiale et de l'anneau supportant les capteurs de déformation radiale.

Tableau N° 9 : Caractéristiques des tufs calcaires étudiés au triaxial à chargements répétés.

	n	K ₁	G ₁	E (MPa)	ν
K. El Boukhari	0.322	1326	1610	163	0.20
Mascara	0.506	19003	14246	575	0.32
Dran	0.424	14754	14750	881	0.24

Un pourcentage de fines plus important, une quantité d'eau plus élevée que celle à l'Optimum Proctor dans le tuf de Ksar El-Boukhari, se traduisent en définitive par la chute de la rigidité et une augmentation de la déformation permanente par rapport aux deux autres tufs. Un phénomène analogue a été observé sur les routes en tuf (déformations) dans les zones où le drainage est mauvais.

3-5- Etude comparative.

Le tableau N° 10 donne les valeurs du module d'Young E et du coefficient de Poisson ν (dans la couche de base) déduites de l'essai triaxial à chargements répétés (TCR), des tufs et de quelques matériaux granulaires utilisés dans les travaux routiers en France.

TABLEAU N° 10: Caractéristiques de quelques matériaux non traités étudiés au TCR.

Matériau	Compacité (%)	Densité (T/m ³)	Teneur en eau W(%)	E (MPa)	ν
Tuf Tunisie	70	1,82	11	549	0,22
Tuf K. El Boukhari	68	1,79	14	163	0,20
Tuf Mascara	68	1,83	8,5	575	0,32
Tuf Oran	72	1,94	9,2	881	0,24
Calcaire OLERON (tendre)	77	2,08	9	902	0,13
Calcaire ROULLET (tendre)	82	2,18	5,3	524	0,26
Calcaire ECUELLES (tendre)	85	2,23	4,3	503	0,22
Calcaire SOREZE (dur)	87	2,38	4,2	462	0,51
Granite POULMARCH (concassé)	83	2,14	4,9	325	0,21
GRH CONCAS.garonne	85	2,24	5,1	345	0,25
Alluvionnaire ST LOUIS	*	2,30	5	348	0,2
GRH ALLUV.bouvent (glacier)	80	*	*	645	0,12
Alluvionnaire A61 garonne	80	2,11	5,5	323	0,22

Ce tableau montre, qu'à condition que la teneur en eau ne soit pas forte (le cas en Algérie), les tufs, comme tous les matériaux calcaires, se situent parmi les matériaux les plus performants dans la classification suivante (adoptée par les laboratoires à partir du triaxial à chargements répétés) :

- Catégorie 1 E (MPa) > 500
- Catégorie 2 300 MPa < E (MPa) < 500
- Catégorie 3 E (MPa) < 300

En conclusion, ces essais illustrent ce qui a été constaté sur les chaussées. De faibles épaisseurs (20 cm) de tufs sélectionnés pour réaliser l'assise de chaussée sont suffisantes, en moyenne, pour supporter des trafics cumulés élevés sans déformation excessive de la surface de la chaussée. Cela tient au fait que la teneur en eau de ces matériaux est faible et que la chaussée est vraisemblablement construite sur des matériaux de même nature.

Avec l'essai triaxial à chargements répétés, on ne peut estimer que la rigidité des matériaux non traités et les déformations permanentes responsables de l'orniérage. Les graphes reliant l'état de la chaussée et le trafic cumulé prennent en compte l'orniérage mais aussi d'autres désordres comme arrachements du revêtement, nids de poule, ... Cela peut être une explication de la dispersion apparente des graphes : il y a des tufs très performants qui peuvent supporter un trafic élevé sans désordres notables et d'autres le sont moins.

INTRODUCTION

La chaussée de par ses dimensions, la variété des matériaux qui la composent, l'aspect aléatoire des sollicitations qu'elle reçoit est un ouvrage très complexe.

Les méthodes de calcul utilisées jusqu'à ces dernières années pour le dimensionnement des chaussées souples sont basées sur l'application de modèles élastiques linéaires. Les modules des matériaux étaient traditionnellement soit estimés par comparaison avec des matériaux similaires, soit déterminés par des relations empiriques en fonction de l'indice CBR, soit calculés à partir d'essais à la plaque. Cependant l'essai CBR n'est pas une mesure directe du module d'un matériau, et l'essai à la plaque ne caractérise que le matériau sous la plaque dans l'état où il se trouve, et il ne peut permettre une interprétation correcte puisque ce matériau n'est pas linéaire.

Ces méthodes présentent l'avantage d'une grande simplicité d'utilisation mais sont inadéquates pour déterminer les caractéristiques des matériaux.

Il existe deux critères de dimensionnement des chaussées souples:

- Durée de vie: fatigue de la couche de roulement (comparaison de l'allongement relatif à la base de la couche de roulement avec celui admissible en fonction du trafic cumulé pendant la durée de service de la chaussée).
- La limitation de l'orniérage de la structure sous l'effet du trafic cumulé pris en compte. Pour cela, la déformation élastique ϵ_z à la partie supérieure du sol support est comparée avec celle limite cumulée à partir du trafic cumulé.

Cela nécessite donc d'avoir une bonne connaissance des caractéristiques élastiques des couches non traitées de la structure pour les intégrer dans certaines méthodes de calcul des chaussées souples.

Les méthodes de dimensionnement des chaussées ne sont en fait que des méthodes de vérification de structures de chaussées préalablement établies; ce sont :

- les méthodes analytiques qui sont essentiellement basées sur l'élasticité linéaire.
- les méthodes numériques aux éléments finis. Ce sont des outils très efficaces dans la résolution des problèmes de la mécanique des structures et des milieux continus grâce à l'apparition de puissants ordinateurs. Elles permettent aussi la prise en compte d'une grande variété de lois de comportement.

L'objet de cette partie est donc de présenter:

- 1- quelques modèles (les plus connus) de calcul pour le dimensionnement des chaussées souples.
- 2- les méthodes de calcul les plus courantes pour déterminer les efforts-déformations dans une chaussée (programmes ALIZE et NOEL).
- 3- quelques exemples d'application de ces méthodes, à des structures de chaussées en tuf.

1- MODELISATIONS USUELLES DES CHAUSSEES.

1-1 Modèle de Boussinesq (1885).

Historiquement, il constitue le premier modèle adopté. La charge appliquée à la chaussée est schématisée par une pression q sur un cercle de rayon a . Le sol support est supposé élastique (module d'Young E_2 , coefficient de Poisson ν_2) - (fig.33).

L'idée principale est la recherche de la profondeur H du sol où la pression verticale est suffisamment diffusée pour ne pas dépasser (σ_z) admissible.

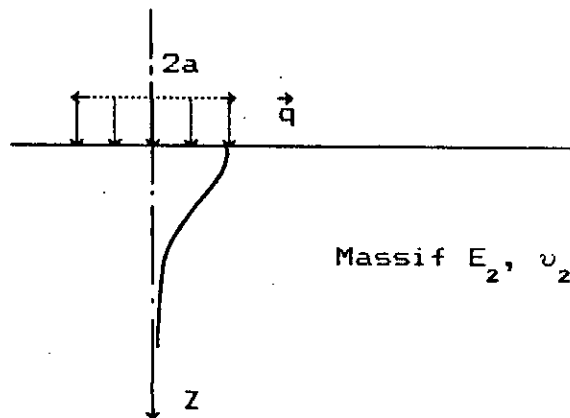


Fig 33: Diffusion des pressions dans un massif de Boussinesq.

Ce modèle présente l'inconvénient de ne pas tenir compte de la structure stratifiée de la chaussée.

1-2 Modèle de Westergaard (1926).

Le modèle de Westergaard comporte la schématisation du sol support comme étant un assemblage de ressorts (fig.34). Cette modélisation, bien qu'utilisée pour des chaussées en béton, ne convient pas pour des chaussées stratifiées.

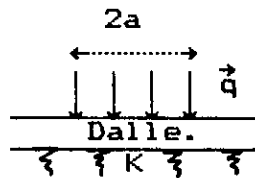


Fig 34: Modèle de Westergaard.

1-3 Modèle de Hogg (1938).

La chaussée représentée par une plaque (fig. 35), est posée sur un massif infini du type Boussinesq (E_2, ν_2). Le modèle de Hogg se situe en effet comme une suite logique du modèle de Boussinesq alors que Westergaard conduit une approche tout à fait différente.

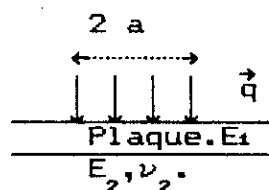


Fig 35: Modèle de Hogg.

1-4 Modèle de Burmister (1943).

Burmister a traité le problème général à n couches schématisé sur la figure 36.

Toutes les couches sont considérées élastiques linéaires (E, ν) et peuvent être collées ou glissantes.

Le cas de charge multiple (roue simple ou jumelées, essieux tandem, tridem,...) peut être traité en additionnant les effets de charges élémentaires.

La principale limitation de ce modèle réside dans le fait que les couches sont infinies en plan; il ne permet donc pas d'aborder les effets de bords (charge au bord de la chaussée). Néanmoins, cette hypothèse reste adoptée du fait que les bords sont éloignés de la bande

de roulement. Ce n'est pas exact dans le cas des dalles de béton pour lesquelles les calculs sont nécessaires en angle de dalle.

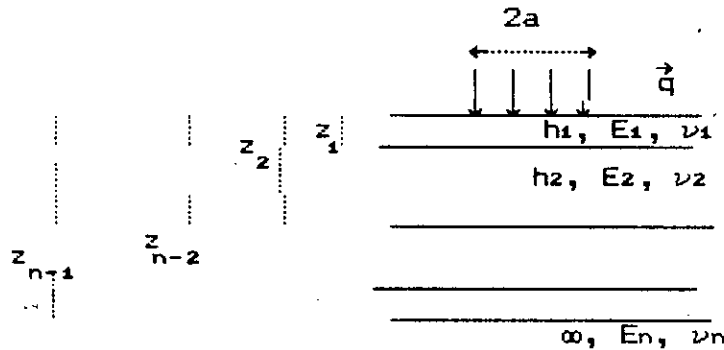


Fig 36: Modèle de Burmister.

Il convient de noter que dans tous ces modèles, la chaussée est non pesante.

Modèle Retenu pour les chaussées en Tuf.

La structure est composée d'une couche de roulement en enduit superficiel, d'une couche de base et fondation confondues en tuf, reposant sur un sol semi-infini de module constant E et de coefficient de Poisson ν (Fig 37).

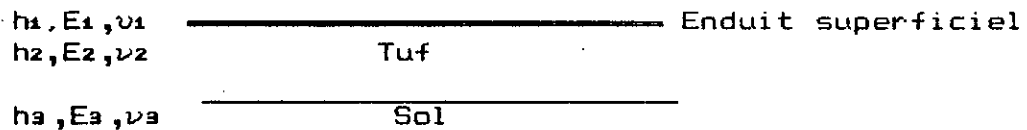


Fig 37: chaussée en tuf revêtue de 2cm d'un enduit superficiel.

2 - METHODES DE CALCUL DES CHAUSSEES SOUPLES.

2-1 Méthode analytique : Programme Alize.

Le programme mis au point au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées- Paris (1975) et utilisé couramment pour les calculs de

chaussées, est basé sur la résolution analytique du problème multicouche élastique linéaire par la méthode de Burmister (fig. 38). Ce programme étudie des structures ayant jusqu'à six couches supposées infinies en plan. La charge est appliquée par une plaque circulaire de rayon r , avec une pression q ; le problème possède une symétrie de révolution et est traité en coordonnées cylindriques.

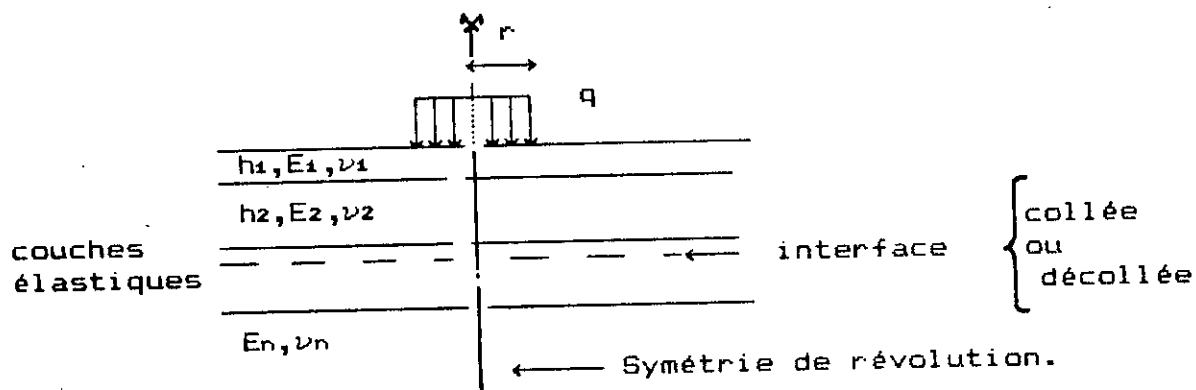


Fig 38 : Schématisation du modèle utilisé dans le programme ALIZE III.

-Principe d'utilisation du programme ALIZE III (voir fig. 39)

Modélisation de la structure

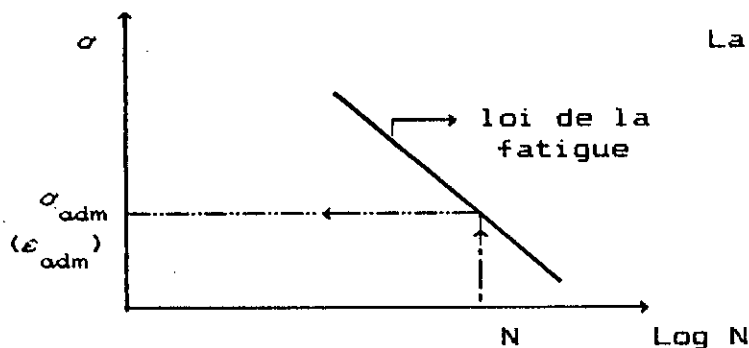
h_1	E_1, ν_1
h_2	E_2, ν_2
h_3	E_3, ν_3
//////////	

Le choix des paramètres (E, ν) et de l'épaisseur h , nécessite une bonne connaissance pratique et expérimentale des chaussées et des matériaux pour aboutir à la définition d'un modèle plausible.

Calcul de σ et ϵ

La connaissance de la charge type engendrant σ ou ϵ est nécessaire pour le calcul théorique de ces paramètres.

comparaison σ et σ_{adm}
ou ϵ et ϵ_{adm}



La détermination de σ_{adm} exige :

- une connaissance expérimentale des matériaux en laboratoire ou loi de comportement in-situ,
- et celle du trafic nécessaire pour la conversion en N équivalent d'application de la charge unitaire.

Fig 39: schéma d'utilisation du programme ALIZE.

Cette démarche permet donc de savoir si un modèle de chaussée peut , compte tenu de ses constituants, supporter le nombre d'application de charge (passage d'essieux) correspondant par exemple à la durée de vie projetée.

- Les paramètres d'entrée:

- . caractéristiques géométriques et mécaniques des différentes couches composant la structure.
- . conditions d'interface à chaque interface; une même structure peut comporter des couches collées ou non collées.
- . la charge caractérisée par son rayon d'application, son intensité:
 - type 1 : pression normale uniforme q sur un cercle de rayon r .
 - type 2 : charge normale uniforme q sur le pourtour d'un cercle de rayon r .

- Les paramètres de sortie : déterminent pour chaque point :

- . les deux déplacements suivant le rayon r et la profondeur Z :
(u, w)-(fig. 40).
- . les quatre contraintes de l'axisymétrie: $\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z$ et τ_{rz} -(fig. 41).
- . les quatre déformations correspondantes: $\epsilon_r, \epsilon_\theta, \epsilon_z$ et ϵ_{rz} .
- . le rayon de courbure de la déformée dans le plan (r, Z).

Remarques :* les allongements et les contraintes de traction (ϵ_r, σ_r) à la base de la première couche sont calculés dans les directions r et θ .

* les valeurs des paramètres contraintes-déformations sont calculées sur l'axe Z .

L'expression de tous ces paramètres est donnée en annexe 4.

- Résolution du problème de Burmister

La résolution du problème d'élasticité en coordonnées cylindriques se réduit à la recherche de fonctions de tension (ou de Love) $\phi(r,z)$ à double Laplacien nul : $\Delta^2 \phi(r,z) = 0$.

Dans le cas de structure composées de n couches de caractéristiques élastiques différentes, on recherche n fonctions définies, dans chacune des couches i par $\Delta_i^2 \phi(r,z) = 0$.

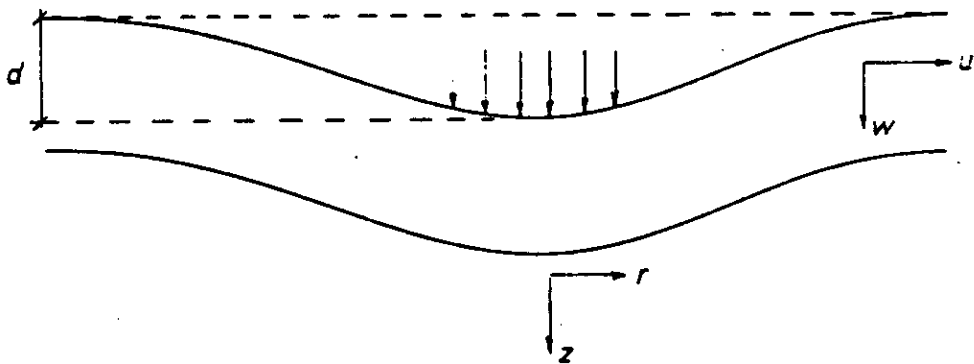


Fig 40: Orientation et signe des paramètres de sortie.

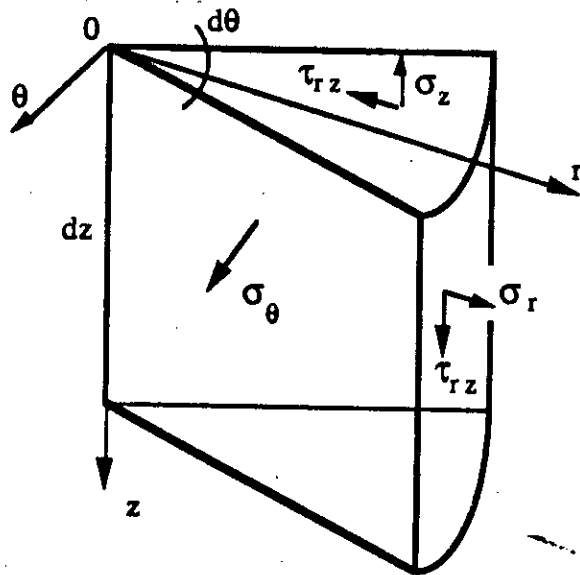


Fig 41: Repère local en coordonnées cylindriques.

- oz : axe de symétrie de révolution
- u : déplacement suivant l'axe r
- w : " " suivant l'axe θ
- v : " " suivant l'axe z
- σ_r : contrainte radiale
- σ_θ : contrainte tangentielle perpendiculaire à l'axe .
- σ_z : contrainte verticale.
- τ_{rz} : cisaillement horizontal.

2-2 Méthode numérique : Programme NOEL.

Les relations traduisant le comportement élastique non linéaire des matériaux de chaussée (4ème partie) sont utilisées dans un programme de calcul aux éléments finis (NOEL).

Ce programme, réalisé à l'université du HAVRE (1ère version en 1987), et à l'École Nationale Supérieure de Mécanique -Nantes- (2ème version 1990), a pour but de déterminer les contraintes et la déflexion dans une chaussée sous l'action d'une roue de véhicule.

- Hypothèses de calcul.

Les structures sont considérées comme des massifs multicouches ayant une symétrie axiale d'axe oz ; le chargement est constitué par une charge statique uniforme de 65 KN, répartie sur un disque de rayon $r = 17.5$ cm. Les couches de matériau sont supposées homogènes, isotropes et adhèrent parfaitement les unes sur les autres (figure 42).

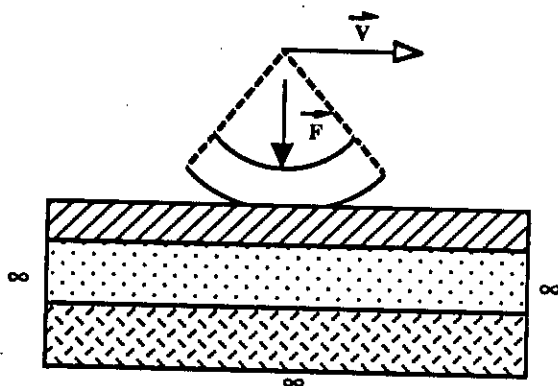


Fig 42 : Problème étudié.

- Maillage et conditions aux limites.

Pour la résolution du problème axisymétrique de la figure 42, le programme utilise un maillage orthogonal, et les éléments sont des rectangles à 8 noeuds.

Une schématisation de ce maillage est donné en figure 43 pour une structure multicouche (dans NOEL 8, le nombre de couches de matériaux différents est limité à 10).

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

Les trois zones ou bandes verticales (fig. 44) sont définies de la manière suivante:

- . zone 1 étant directement chargée, le maillage est plus ou moins serré; les noeuds sont répartis régulièrement ou en progression géométrique.
- . zone 2 considérée comme zone de transmission entre les éléments directement chargés et ceux au-delà du disque de charge. Cette disposition est prise pour palier au problème des gradients de contraintes importants dans cette zone. Les noeuds sont générés systématiquement par rapport à l'axe passant par le bord de la charge.
- . La zone 3 étant relativement loin de la charge, l'effet s'atténue au-delà d'une certaine distance (0,5 m de l'axe); l'espacement des éléments est en progression géométrique.

Les conditions aux limites sont :

.Pour le fond: [déplacement vertical nul ($w = 0$)
contrainte de cisaillement nulle ($\sigma_{rz} = 0$).

.Pour le bord: [déplacement horizontal nul ($u = 0$)
contrainte de cisaillement nulle ($\sigma_{rz} = 0$).

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

- égalité des contraintes normales horizontales ($\sigma_{rr} = \sigma_{\theta\theta}$)
- contrainte de cisaillement nulle ($\sigma_{rz} = 0$)
- déplacement horizontal nul ($u = 0$).

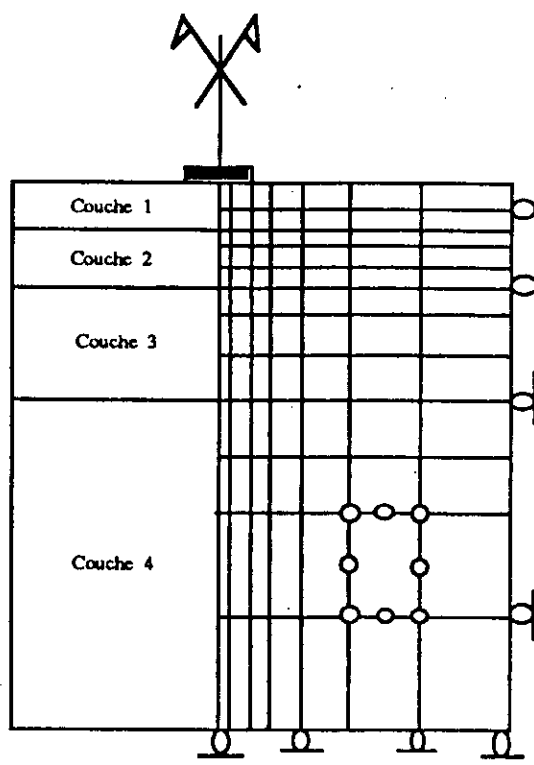
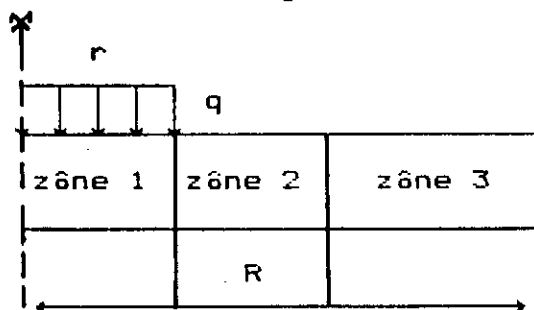


Fig 43: Schématisation du maillage d'un multicouche.

Axe de la charge



r : rayon de la charge = 0,175 m
 R : rayon ou largeur de la zône = 3,0m
 q : charge du demi-essieu standard de 13 tonnes = 65 KN.

Fig. 44 : Schématisation des 3 zônes.

- Les paramètres d'entrée.

. Caractéristiques géométriques :

- les épaisseurs des différentes couches (h_1, h_2, \dots).
- Dimensions du massif: rayon $R = 3\text{m}$ et hauteur $H = 4.47\text{ m}$

. Caractéristiques mécaniques :

- Couche 1 : loi élastique linéaire : E_1, ν_1 .
- Couche 2 : loi élastique non linéaire (BOYCE) : K_1, G_1, n .
- Couche 3 : identique à la précédente.
- Couche 4
- |
- etc .
- Sol support : loi élastique linéaire : E_2, ν_2 .

- Paramètres de sortie:

- . Les coordonnées (R, Z) et les déplacements (u, v) des nœuds du maillage suivant le rayon R et la profondeur Z .
- . Les coordonnées (R_g, Z_g) , la contrainte sphérique p (moyenne) et le rapport contrainte sphérique/déviateur des contraintes (q/p) , au centre de gravité de chaque élément.
- . Les contraintes $(\sigma_{ZZ}, \sigma_{RR}, \sigma_{\theta\theta}, \tau_{RZ})$ et les déformations $(\varepsilon_{ZZ}, \varepsilon_{RR}, \varepsilon_{\theta\theta}, \gamma_{RZ})$ de chaque élément, suivant le repère (R, Z) .

3-EXEMPLES D'APPLICATION A DES CHAUSSEES EN TUF.

Les paramètres retenus pour le calcul (avec ALIZE et NOEL) dans le cas des chaussées en tuf sont :

- . L'enduit superficiel dans les deux cas est schématisé par une couche de 2 cm, élastique linéaire: $E_1 = 4500\text{ MPa}$ et $\nu_1 = 0,4$, $h_1 = 2\text{cm}$.

• Le tuf : 1- calcul avec ALIZE : Loi élastique linéaire

$E_2 = 163$ MPa	et $\nu_2 = 0,20$	Ksar El Boukhari
$E_2 = 575$ MPa	$\nu_2 = 0,32$	Mascara
$E_2 = 881$ MPa	$\nu_2 = 0,24$	Oran
$h_2 = 20$ cm		

2- Calcul avec NOEL : loi élastique non linéaire.

$n = 0,322$	$K_1 = 1326$	$G_1 = 1610$	K. El Boukhari
$n = 0,506$	$K_1 = 19003$	$G_1 = 14246$	Mascara
$n = 0,424$	$K_1 = 14754$	$G_1 = 14750$	Oran
$h_2 = 20$ cm			

• Sol support : Pour les deux cas de calcul, la qualité de portance choisie est :

moyenne	$E_g = 120$ MPa	$\nu_g = 0,4$	$h_g = 3$ m
rigide	$E_g = 500$ MPa	$\nu_g = 0,4$	$h_g = 3$ m

Comme cela a été rappelé en introduction, la méthode de dimensionnement consiste à calculer, avec modèle, un ou deux paramètres représentatifs du fonctionnement mécanique des structures de chaussées et les comparer à des valeurs limites qui sont fonction du nombre N de répétitions de la charge de référence (essieu de 13 tonnes).

Cette limitation doit répondre à deux critères:

$$1 - \epsilon_t \leq (\epsilon_t)_{\text{limite}}$$

La courbe de fatigue pour les matériaux bitumineux est donnée sous la forme:

$$(\epsilon_t)_{\text{lim}} = \epsilon_\sigma \cdot \left(\frac{10^N}{10^6} \right)^{-0,2} \quad (18)$$

où ϵ_t est la déformation horizontale (traction) à la base de la première couche.

ϵ_σ est ϵ_t pour $N = 10^6$ cycles = $120 \cdot 10^{-6}$

et N est le nombre de cycle correspondant à la durée de service de la chaussée prise en compte.

$$2 - \epsilon_z \leq (\epsilon_z)_{\text{limite}}$$

où ϵ_z est la déformation verticale sur l'axe OZ à la base de la couche en tuf (ou en haut du sol support). La valeur limite retenue:

$$(\epsilon_z)_{\text{lim}} = 21000 \cdot 10^{-6} \cdot N^{-0,24} \quad (19)$$

- Résolution des problèmes non linéaires.

Dans le programme NOEL 8, la résolution du système d'équations non linéaires se fait par la méthode des éléments finis "en déplacements" dont la formulation peut s'écrire sous la forme générale :

$$[K(U)] U = F \quad (20)$$

avec U : vecteur colonne des déplacements nodaux.

F : " " des forces nodales.

[K(U)] : matrice de rigidité fonction des déplacements nodaux.

La recherche d'un vecteur U vérifiant l'équation précédente, se fait par la méthode itérative suivant le schéma ci-dessous (fig. 45).

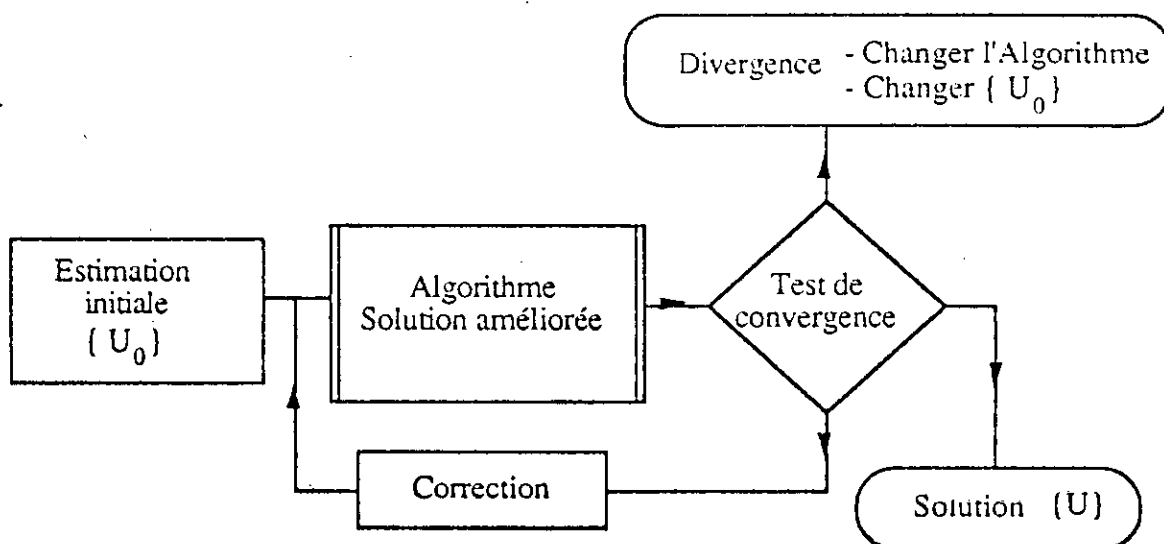


Fig. 45 : Algorithme général de résolution non linéaire.

L'algorithme de résolution dans NOEL 8 (d'après M. El Hannani) est joint en annexe 4.

* Résultats de calcul par les deux méthodes sur l'axe de la charge OZ.

Le tableau ci-après regroupe les résultats de calcul suivants :

- (ϵ_T): déformations horizontales à la base de la couche de roulement.
- (ϵ_Z): déformations verticales de la partie supérieure du sol support.
- N_T : la valeur de N qui vérifie la relation (18) avec ϵ_T .
- N_Z : la valeur de N qui vérifie la relation (19) avec ϵ_Z .

Tableau N° 11: Résultats de calcul des déformations et durées de vie des chaussées en tuf.

Matériau		Ksar-boukhari		Mascara		Oran	
Modèle		ALIZE	NOEL	ALIZE	NOEL	ALIZE	NOEL
Sol supp moyen E=120 MPa	ϵ_T	$2,3 \cdot 10^{-4}$	$6,7 \cdot 10^{-4}$	$7,4 \cdot 10^{-6}$	$8,8 \cdot 10^{-5}$	$2,1 \cdot 10^{-5}$	$1,1 \cdot 10^{-4}$
	ϵ_Z	$1,3 \cdot 10^{-3}$	$1,0 \cdot 10^{-3}$	$9,0 \cdot 10^{-4}$	$6,4 \cdot 10^{-4}$	$8,2 \cdot 10^{-4}$	$4,2 \cdot 10^{-4}$
	N_T	$4,0 \cdot 10^{+4}$	$1,8 \cdot 10^{+2}$	$1,1 \cdot 10^{+2}$	$4,5 \cdot 10^{+6}$	$6,4 \cdot 10^{+4}$	$1,8 \cdot 10^{+6}$
	N_Z	$9,8 \cdot 10^{+4}$	$3,2 \cdot 10^{+5}$	$4,9 \cdot 10^{+5}$	$2,1 \cdot 10^{+6}$	$7,3 \cdot 10^{+5}$	$1,2 \cdot 10^{+7}$
Sol supp bon E=500 MPa	ϵ_T	$2,4 \cdot 10^{-4}$	$6,3 \cdot 10^{-4}$	$3,0 \cdot 10^{-5}$	$9,2 \cdot 10^{-5}$	$2,0 \cdot 10^{-5}$	$9,5 \cdot 10^{-5}$
	ϵ_Z	$4,1 \cdot 10^{-4}$	$2,9 \cdot 10^{-4}$	$3,8 \cdot 10^{-4}$	$2,6 \cdot 10^{-4}$	$3,7 \cdot 10^{-4}$	$3,6 \cdot 10^{-4}$
	N_T	$3,3 \cdot 10^{+4}$	$2,5 \cdot 10^{+2}$	$1,0 \cdot 10^{+4}$	$3,8 \cdot 10^{+6}$	$8,2 \cdot 10^{+9}$	$3,2 \cdot 10^{+6}$
	N_Z	$1,4 \cdot 10^{+7}$	$5,2 \cdot 10^{+7}$	$1,9 \cdot 10^{+7}$	$8,8 \cdot 10^{+7}$	$2,1 \cdot 10^{+7}$	$2,3 \cdot 10^{+7}$

* Commentaires:

a/ Comportement de la couche de roulement.

Les durées de vie obtenues sont très dispersées, en particulier les écarts de N_1 et N_2 entre les modèles ALIZE et NOEL sont très importants.

Cependant, la modélisation de l'enduit superficiel par assimilation à un enrobé de 2cm d'épaisseur n'est pas très satisfaisante et peut conduire à des anomalies.

b/ Comportement de la couche de base en tuf.

Dans l'ensemble, les routes en tuf se situent dans des régions arides ou semi-arides, où les portances des plateformes sont élevées; il est donc raisonnable de prendre surtout en considération les résultats obtenus pour le sol support de qualité rigide ($E = 500$ MPa).

En outre le programme NOEL, par sa conception, est mieux adapté au calcul des structures souples constituées de matériaux en assises de chaussées ayant un comportement élastique non linéaire, que celui ALIZE; ce qui a conduit à :

$$2,1.10^7 < N < 8,8.10^7$$

La comparaison de ces résultats avec ceux de l'étude empirique du comportement des chaussées en tuf (indicateur d'état) est intéressante: Celle-ci montre qu'une chaussée en tuf est capable de supporter en moyenne 5.10^7 essieux de 13 tonnes.

Ces valeurs présentent une convergence tout à fait satisfaisante.

CONCLUSIONS

Pour raison d'économie, les ingénieurs routiers ont essayé de tirer le meilleur parti des matériaux locaux pour la construction des routes. Les encroûtements calcaires d'ALGERIE n'échappent pas à cette démarche, encore que le qualificatif de local ne soit pas très adéquat pour caractériser des matériaux qui couvrent plus de la moitié du territoire dans la zone où le réseau routier est le plus dense.

Cette extension des tufs calcaires explique et justifie tous les efforts déployés par les ingénieurs et les chercheurs pour en optimiser l'emploi dans les techniques routières; ce travail va dans le même sens en essayant d'apporter une pierre à l'édifice patiemment construit par des prédécesseurs.

Pour cela, les deux voies suivies pour montrer comment il serait possible de mettre en évidence les lois de comportement des tufs sous l'effet des sollicitations répétées engendrées par le trafic, se sont avérées assez 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. Ce travail a été réalisé pour 23 sections de route, ce qui est peu pour une analyse statistique mais a permis néanmoins de proposer une première loi d'évolution qui illustre d'ailleurs l'excellent comportement des routes en tuf; puisqu'une route en tuf de 20cm pourrait supporter en moyenne 5.10^7 essieux de 13 tonnes. Bien entendu cette loi n'est qu'une approche, si l'on souhaite des relations plus précises utilisables dans des modèles destinés à la gestion de l'entretien routier (exemple H.D.M), il conviendrait de faire une analyse portant sur un échantillonnage beaucoup plus important.

La deuxième voie concerne les études en laboratoire. Les essais traditionnels, tels les essais Proctor et CBR, rendent encore d'appréciables services en raison de l'expérience qui s'y rattache. Néanmoins ces types d'essais ne peuvent plus être considérés comme des outils de recherche surtout pour les matériaux granulaires non traités. Depuis quelques années les chercheurs ont élaboré et perfectionné des modèles mathématiques du comportement mécanique des chaussées qui, associés à divers essais de laboratoire (essais de fatigue pour les matériaux traités aux liants hydrauliques ou hydrocarbonnés) conduisent aux méthodes rationnelles de dimensionnement des chaussées (comparaison des contraintes ou des déformations en certains points des couches avec des limites admissibles).

Cette conception du dimensionnement des chaussées peut être étendue aux matériaux granulaires grâce aux essais triaxiaux à chargements répétés. Les lois de comportement observées (élasticité non linéaire) et utilisées dans des modèles de calcul numériques (méthode des éléments finis), permettent de dimensionner les chaussées suivant deux critères:

- Déformation élastique de la partie inférieure de la couche d'enrobé. Sa valeur est comparée à la déformation limite liée au trafic cumulé pris en compte et dépendante de sa résistance à la fatigue.
- Déformation permanente du sol support. Elle est responsable de l'orniérage de la chaussée. La méthode consiste à limiter la sollicitation à la partie supérieure du sol support (ϵ_z) à une valeur limite dépendante du trafic pris en compte.

Trois échantillons de tuf algérien ont été soumis à ces essais; les paramètres caractéristiques des déformations élastiques obtenus ont été traités dans deux modèles de comportement des matériaux granulaires.

Ces études ont montré que théoriquement une chaussée en tuf de 20cm d'épaisseur placée sur un bon sol support pouvait supporter entre 2 et $8 \cdot 10^7$ passages d'essieux de 13 tonnes.

Ces résultats sont du même ordre de grandeur que ceux obtenus de l'étude empirique de comportement des chaussées en tuf.

L'étude des déformations permanentes des tufs demandent des moyens relativement importants, car les essais sont longs et nécessitent de

grosses quantités de matériaux; cette étude ne pouvait donc pas être réalisée dans le cadre du Magister. Les moyens nécessaires pour effectuer un tel travail ne peuvent être trouvés qu'au sein d'un Organisme d'Etat de Recherche des Travaux Publics.

Les essais triaxiaux à chargements répétés permettent également de comparer les matériaux non traités entre eux ; l'expérience accumulée à ce jour dans ce domaine d'application de ces essais est encore modeste néanmoins il est déjà possible de dégager des tendances.

Ces comparaisons montreraient , qu'en dépit de caractéristiques géotechniques à priori médiocres, les encroûtements calcaires se comporteraient aussi bien que des matériaux graveleux durs classiques qui avaient toujours donné des résultats satisfaisants .

En définitive, les résultats obtenus sur les tufs calcaires montrent que les essais triaxiaux à chargements répétés, reproduisant assez bien sur les matériaux d'assises non traités les sollicitations mécaniques dues au trafic, sont bien adaptés à la caractérisation du comportement mécanique de ces matériaux non traités utilisés dans les structures. Cette constatation rejoint celle faite par les laboratoires des Ponts et Chaussées en France sur les calcaires tendres.

Dans le cadre de ce Magister, le travail réalisé propose de retenir plus la méthodologie d'étude que les premières valeurs issues des essais, qui encore trop partielles, ne permettent pas de dégager avec certitude des lois de comportement spécifiques des tufs calcaires.

Il convient encore de souligner qu'une méthodologie même très élaborée ne doit pas être transférée sans discernement d'un pays à un autre. Dans le cas de la méthodologie d'étude des tufs, il reste à établir les coefficients de calage qui intègrent les spécificités algériennes (climatiques, géologiques, géotechniques et de trafic); ces coefficients permettent de relier les contraintes, les déformations élastiques ou permanentes mesurées sur les éprouvettes soumises aux essais à celles qui existent effectivement dans les chaussées sous les charges du trafic.

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

Il conviendrait en effet de vérifier dans la couche de base (et Fondation) d'une telle structure :

- 1 - que les contraintes dues à la charge roulante sont en tout point inférieure à celle de l'état limite.
- 2 - qu'elles n'engendrent pas de déformations permanentes préjudiciables.

Par contre, si ces méthodologies sont correctement transposées, elles conduiraient à de sérieux progrès dans l'optimisation de l'utilisation des tufs en technique routière, ce qui en raison de l'abondance de ces matériaux, représente un enjeu économique certain pour le pays.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- B. Alloul. <1981>
 Etude géologique et géotechnique des tufs calcaires et gypseux d'Algérie en vue de leur valorisation routière. Thèse 3^e cycle. Université Pierre et Marie Curie. Paris VI.
- P. Autret, A. De Boissoudy, J.P. Marchand J.P. <1982>
 Pratique d'ALIZE 3. Proposition de communication pour la 5^e conférence internationale "Structural design of asphalt pavement ". Ann arbor.
- P. Autret, A. De Boissoudy, J. C. Gramsamer. <1988>
 Le manège de fatigue du LCPC-Premiers résultats- Bulletin liaison LCPC n°155.
- P. Autret, J. L. Brousse, D. M. Dunos, Grimaux J. P., Requirand R. <1984>
 Comportement et entretien des routes revêtues en zone sahélienne. ISTED - LCPC.
- P. Autret. <1980>
 Le réseau routier du Mali. ISTED - LCPC.
- P. Autret, A. De Boissoudy, J. P. Marchand. <1982>
 Pratique d'Alizé III.5^e conférence International " Structural design of asphalt pavements ".
- P. Autret. <1985>
 Manuel pour le renforcement des chaussées souples en pays tropicaux. CEBTP - LCPC.
- M. H. Ben Dhia. <juillet-août 1983>
 Les tufs et encroûtements calcaires en Tunisie et dans le monde. Bull Liaison LCPC n°126.
- M. H. Ben Dhia. <Juillet 1983>
 Les tufs et encroûtements calcaires dans la construction routière. Thèse de doctorat 3^e cycle-Université Paris.

- H. R. Boyce, S. F. Brown. <1976>
 Measurement of elastic strain in granular materials.
 Geotechnique 26 (4) : 637-640.
- H. R. Boyce. <January 1980>
 A non linear model for the elastic behaviour of granular
 materials under repeated loading. International Symposium on
 Soils Under Cyclic And Transient Loading. Swansea.
- J. Bonnot, A. De Boissoudy.
 La mécanique des chaussées. Bull de liaison du LOPC.
- M. Bouassida.
 Etudes expérimentale et théorique du comportement de la grave
 non traitée - Revue Française de géotechnique n°42.
- A. De Boissoudy, G. Caroff, Ch. Payronne. <1983>
 Le manuel de conception des chaussées à faible trafic. Revue
 Générale Routes et Aérodromes n°575.
- Catalogue des structures. <1977>
- G. Colmbier. <1988>
 Tufs et Encroûtements calcaires - Utilisations routières.
 Laboratoire Régionale des Ponts et Chaussées d'Autun. ISTE.
- CTF. Campagne de pesées d'essais. <1987>
- CTF. Recensement circulation. <86/87>
- A. Friaa, J. P. Marchand, M. Bouassida. <2^e trim 1983>
 Un modèle de chaussée souple - Application de la méthode des
 éléments finis - Annales des Ponts et Chaussées.
- R. Gourves, F. Fathi.
 Micromécanique des milieux granulaires. Approche
 expérimentale utilisant le modèle de Schneebeli. Revue
 Française de géotechnique.
- A. Hamrouni. <1975>
 Route économique. Route à faible circulation. XV^e Congrès
 Mondial MEXICO.

- J. R. Hernandez. <12 juillet 1983>
Contribution à l'étude des sols supports des chaussées partiellement saturées. Thèse présentée à L'INSA de Rennes.
- J. C. Horta. <1979>
Les encroûtements calcaires et les encroûtements gypseux en géotechnique routière. Service des publications du laboratoire de mécanique des sols. Base SONATRACH BLIDA ALGERIE.
- J. C. Horta.
Conférences sur l'utilisation des tufs dans les chaussées. ENTP (Dar El Beida).
- J. C. Horta. <13-18 Août 1989>
Carbonate and gypsum soils properties and classification. Comptes rendus du 12^e Congrès International de Mécanique des Sols et Travaux de Fondations -Rio De Janeiro.
- J. C. Horta. <1980>
Calcrete, gypcrete and soil classification in Algeria. Engineering Geology 15
- P. Jouve, M. El Hannani. <Février 1990>
Logiciels des LPC pour le calcul des structures de chaussées. No 8 (Modélisation en élasticité non linéaire des structures de chaussées par la méthode des éléments finis). Journées techniques des laboratoires des Ponts et Chaussées.
- P. Le Tirant, J. P. Sarda. <Juillet-Août 1980>
Chargements répétés des sols fins compactés et non saturés. Bull liaison LCPC n°14.
- Louis Berger International. <1975-76>
Recensement circulation
- LBI, CTPP. Recensement circulation. <1985>
- J. Martinez. <1980>
Contribution au dimensionnement des chaussées souples. Comportement des matériaux et méthode de calcul. Thèse à l'INSA de Rennes.

- J. P. Marchand, M. Dauzats, H. Lichtenstein, R. Kobisch. <1988>
Quelques formules utiles pour le calcul des chaussées
sur petites calculatrices programmables. Bull de liaison LCPC
n°155.
- F. Netterberg. <janvier 1978>
Prospecting for calcrete materials in South and Southwest
Africa. Die Sivile Ingenieur in Suid-Africa.
- J. L. Nissoux, C. Massonpierre. <1987>
Mode opératoire Alize III.
- J. L. Paute, R. Lefort. <1987>
Utilisation des granulats marginaux en assises de chaussées.
Laboratoire Régional S^t Brieux.
- J. L. Paute, R. Lefort. <1987>
Triaxial à chargements répétés pneumatique pour l'étude des
graves non traitées et des sols supports de chaussées.
Rapports des laboratoires.
- J. L. Paute, J. Martinez.
Comportement des matériaux non traités sous chargements
répétés et utilisation d'un modèle de structure de chaussées
à éléments finis.
- J. L. Paute, R. Lefort. <1984>
Détermination des caractéristiques mécaniques des graves non
traitées au triaxial à chargements répétés. Bull Associ
Intern Géol Ing n°29 Paris.
- J. L. Paute, P. Jouve, J. Martinez, E. Ragneau. <1988>
Modèle de calcul pour le dimensionnement des chaussées
souples. Bull liaison LCPC n°156.
- J. W. PAPIN, S. F. Brown. <7-11 Janvier 1980>
Resilient stress-behaviour of a crushed rock.
International Symposium on Soils under Cyclic and Transient
loading. Swansea.
- A. Ponton. <Mai 1964>
Les tufs des hauts plateaux en Algérie. Revue Générale des
Routes et Aérodrômes n°388. Paris.

R. Requirand. <1985>

La route TAHOUA-ARLIT (NIGER). ISTED - LCPC.
Recommandation pour la réalisation des chaussées en
graves non traitées. SETRA-LCPC. PARIS. (mai 1974).

A. Ruellan. <1971>

Les sols à profil calcaire différencié des plaines de la basse
Moulouya (Maroc oriental) - Thèse faculté des sciences -
Université de Strasbourg - CNRS N° AD - 4026.

SETEC Géotechnique. <1976>

Les tufs en géotechnique routière.

SETRA-LCPC. <Juillet 1981>

Manuel de conception des chaussées à faible trafic.

SETI-MTP. <71 / 72>

Recensement de la circulation

R. Struillou, B. Alloul. <1984>

Valorisation routière des tufs d'encroûtements en Algérie.
Bull Associ. Intern. Géol. Ing. n°30. Paris.

A N N E X E S

- ANNEXE-1 : Spécifications sur les utilisations routières des encroûtements calcaires par un certain nombre de pays.

- ANNEXE-2 : - Fiches de collecte de données des différents itinéraires.
- Photographies de quelques dégradations types.

- ANNEXE-3 : Tableaux et Courbes :
 - des déformations réversibles.
 - des déformations permanentes pendant la phase de conditionnement.

- ANNEXE-4 :
 - théorème de réciprocité.
 - expression des relations contraintes-déformations en coordonnées cylindriques
 - algorithme de résolution du programme NOEL 8 (M. El-Hannani).

Propositions de spécifications pour l'Argentine.

Spécifications pour tufs calcaires utilisés en couches de base ou de fondation de routes neuves trafic ≤ 200 PL/j (> 5 T) et recouverts d'une couche de roulement en enrobés bitumineux.

	Fondation	Base
Pourcentage de passant au tamis de		
38 mm	100	100
25 mm	70 - 100	70 - 100
19 mm		60 - 90
9,5 mm	35 - 75	45 - 75
4,8 mm	-	30 - 60
2,0 mm	-	20 - 50
0,42 mm	10 - 30	10 - 30
0,074 mm	5 - 20	3 - 10
Limite de liquidité	< 30	< 30
Indice de plasticité	< 6	< 6
Indice portant C.B.R. après immersion	> 40	> 80
Coefficient Los Angeles		< 45

Propositions de spécifications pour l'Algérie
par STRUILLOU et ALLOUL

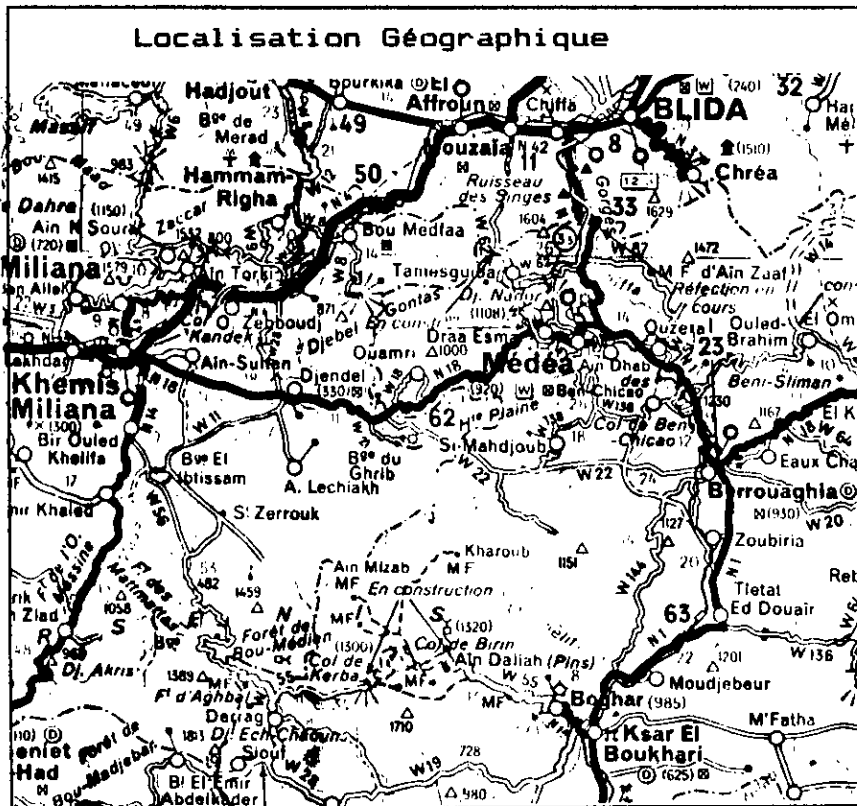
			Poids lourds/jour				
			< 130	130 300	300 600	600 1200	> 1200
Zone II sub- humide H = 350 à 600 mm de pluie par an avec bon drainage exigé	Z < 80 μ max.	BF	30	30	30	30	30
	Z' > 4 mm min.	BF	30	30	30	30	30
	Z > 12,5 mm min.	BF	10	10	10	10	10
	L.A. max. sur > 12,5 mm sec	B	100	55	35	\times	\times
		F	100	100	100	100	100
	IP max. sur < 0,4 mm	BF	10	10	10	10	10
	CBR _e à 4j d'immersion min.	BF	40	70	80	90	100
	Z CaCO ₃ min. sur < 1 mm	B	70	70	70	\times	\times
F		60	60	60	60	60	
Z CaSO ₄ max. sur < 1 mm	BF	tr	tr	tr	tr	tr	
Zone III semi- aride H = 100 à 350 mm de pluie par an sans exigence de bon drainage	Z < 80 μ max.	BF	30	30	30	30	30
	Z' > 4 mm min.	BF	30	30	30	30	30
	Z > 12,5 mm min.	BF	10	10	10	10	10
	L.A. max. sur > 12,5 mm sec	B	100	100	55	35	\times
		F	100	100	100	100	35
	IP max. sur < 0,4 mm	BF	13	13	13	13	13
	CBR _e à 4j d'immersion min.	BF	40	70	80	90	100
	Z CaCO ₃ min. sur < 1 mm	B	70	70	70	70	\times
F		60	60	60	60	60	
Z CaSO ₄ max. sur < 1 mm	BF	5	5	5	5	5	
Zone IV aride H < 100 mm de pluie par an sans exigence de bon drainage	Rc(MPa) min. sur < 5 mm ; ($\gamma_d=0,95 \cdot \gamma_{dOPM}$; 48h à 55°C)	B	2,5	3,0	3,5	\times	\times
		F	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
	IPmax sur < 0,4 mm	BF	16	16	16	16	16
	CBR _e à 4j d'immersion min.	BF	30	60	70	80	90
	Z (CaCO ₃ +CaSO ₄) min. sur < 1 mm	B	70	70	70	\times	\times
		F	60	60	60	60	60
Z NaCl max. sur < 1 mm	BF	3	3	3	3	3	

Légende : Caractéristiques à viser, si possible, en Algérie pour le choix des tufs d'encroûtements, suivant la zone climatique et le trafic prévu.
 \times tufs d'encroûtements déconseillés ; B : pour couche de base ; F : pour couche de fondation ; tr : traces ; Rc (en MPa) : compression simple sur cylindres (5 x 10cm) séchés 48h à 55°C ; IP : Indice de Plasticité ; granulométrie sous eau après 48 h dans l'eau ; compactage CBR à 55 coups/couche à W OPM puis 4j d'immersion ; L.A. (%): Los Angeles sur granulométrie A.

SECTION N° 1

Itinéraire : RN 1
Wilaya : Médéa

PK : 125 au PK : 135



Coupe de Chaussée

ES	
Tuf	10cm
TVO	40cm

Trafic : TJMA (V/J) : 3869
PL (%) : 36,8
NC₂ (≈13T) : 5 821 375

Etat visuel relevé en février 1986: déformations d'intensité faible.

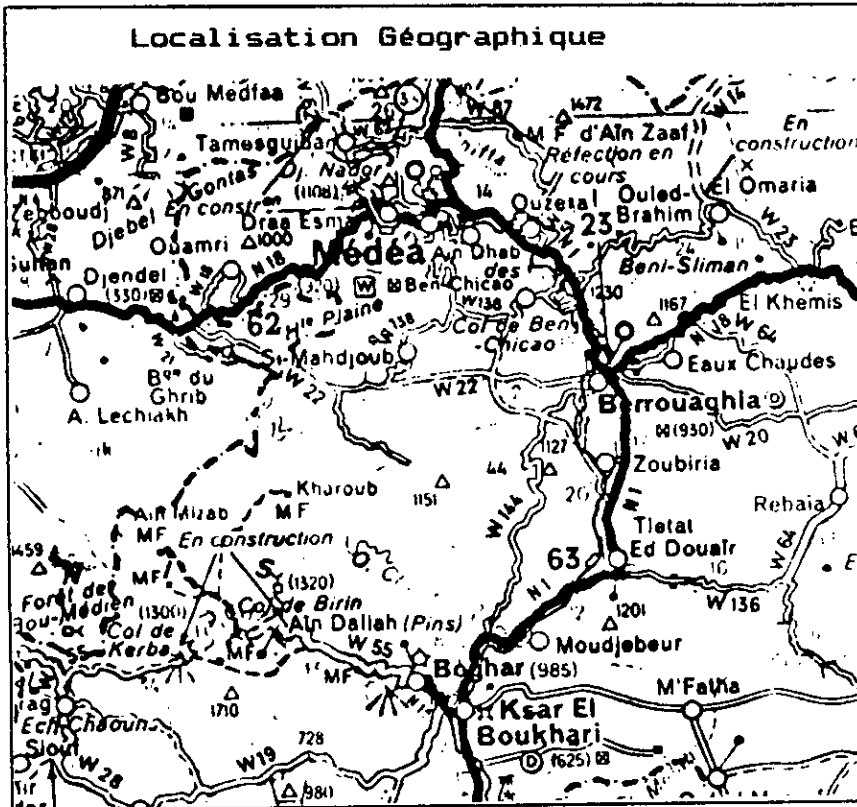
Drainage : bon
Sol support : moyen
Appréciation chiffrée : 4

Observations : renforcement en tuf (20cm) en 1974.

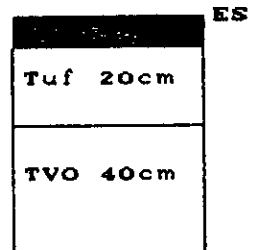
SECTION N° 2

Itinéraire : RN 1
Wilaya : Médéa

PK : 141 au PK : 144



Coupe de Chaussée



Trafic : TJMA (V/J) : 4340
PL (%) : 34,86
NC₂ (≈13T) : 5 512 772

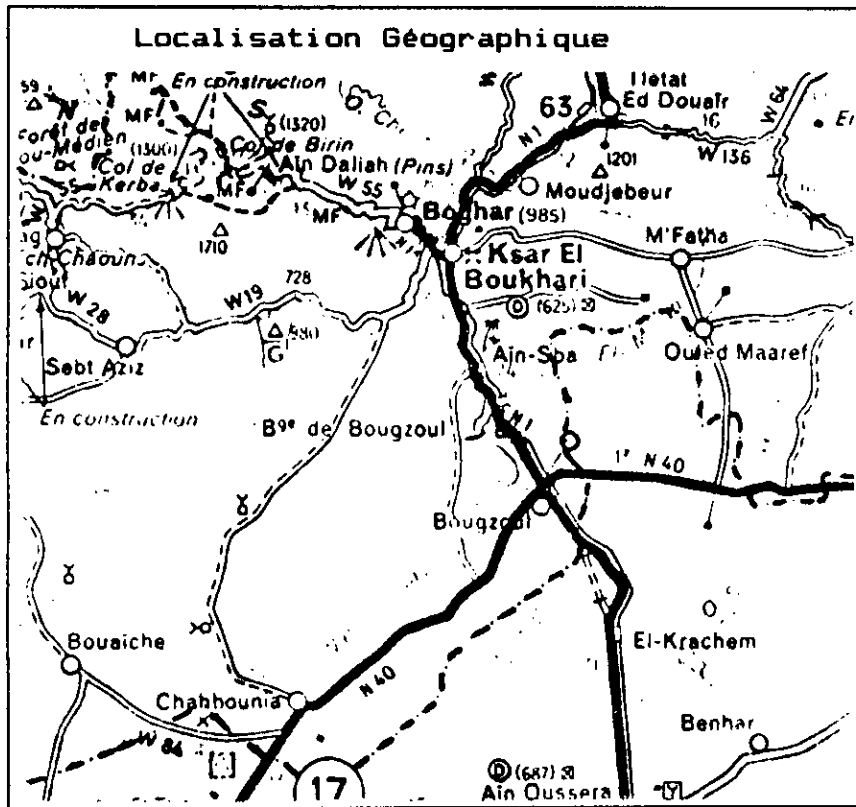
Etat visuel relevé en février 1986: déformations et fissures longitudinales sur la partie la plus chargée

Drainage : bon
Sol support : moyen
Appréciation chiffrée : 5

Observations : renforcement (20cm de tuf) en 1975 et 1982.

SECTION N° 3

Itinéraire : RN 1 (Contournement Ksar El Boukhari sur 13Kms)
 Wilaya : Médéa



Coupe de Chaussée

ES
Tuf 20cm
Remblai Conglomérats

Trafic : TJMA (V/J) : 2897
 PL (%) : 43,4
 NC₂ (≈13T) : 126 889

Etat visuel relevé en février 1986: /

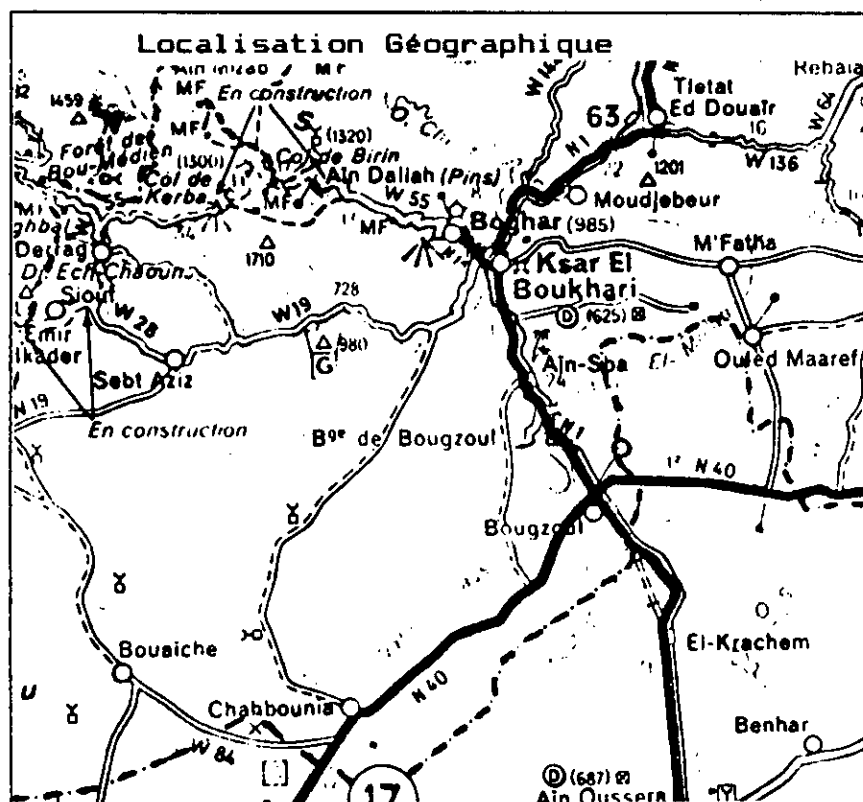
Drainage : bon
 Sol support : bon
 Appréciation chiffrée : 1

Observations : /

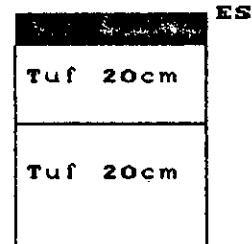
SECTION N° 4

Itinéraire : RN 1
Wilaya : Médéa

PK : 156 au PK : 171



Coupe de Chaussée



Trafic : TJMA (V/J) : 2897
 PL (%) : 43,42
 NC₂ (≈13T) : 15 366 279

Etat visuel relevé en février 1986: affaissement en rive dans les parties en courbe.

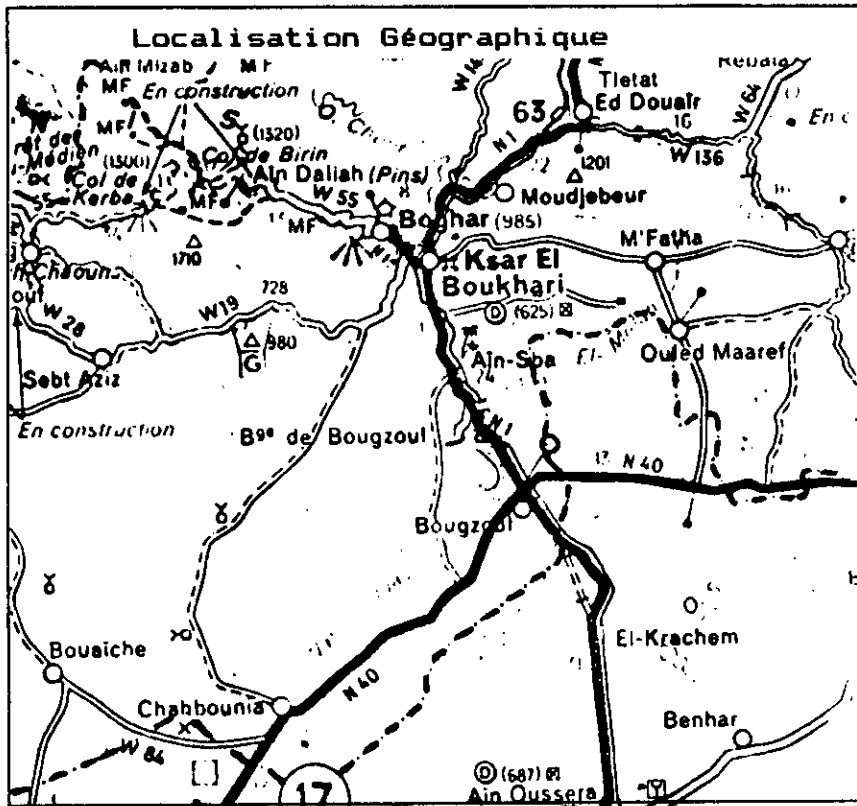
Drainage : bon
 Sol support : faible (marne).
 Appréciation chiffrée : 4

Observations : /

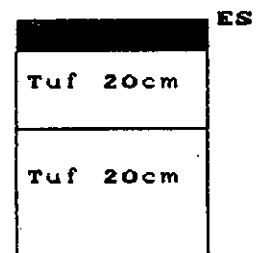
SECTION N° 5

Itinéraire : RN 1
Wilaya : Médéa

PK : 171 au PK : 177



Coupe de Chaussée



Trafic : TJMA (V/J) : 1908
PL (%) : 43,21
NC₂ (≈13T) : 11 215 835

Etat visuel relevé en février 1986: fissures.

Drainage : mauvais

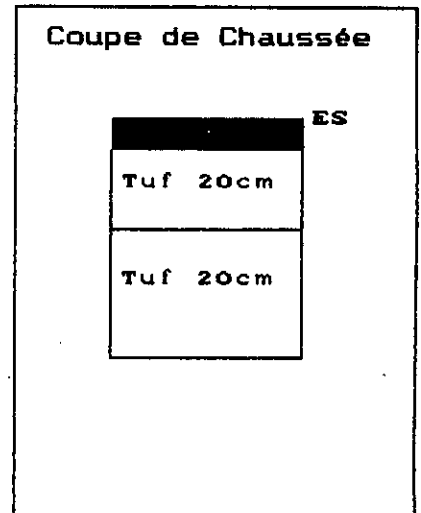
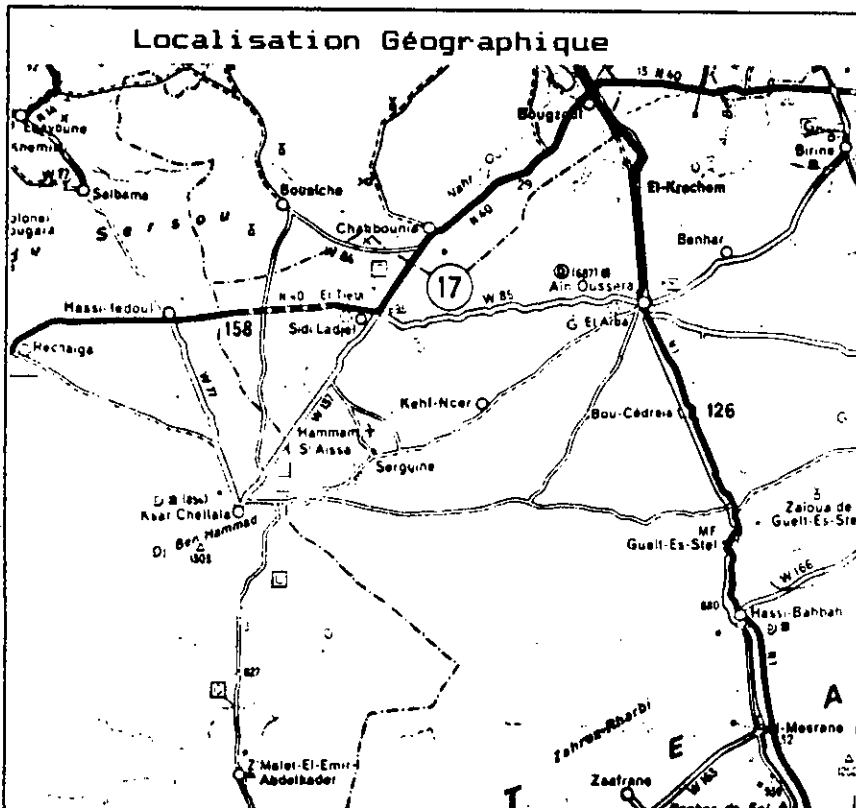
Sol support : bon

Appréciation chiffrée : 3

Observations : tapis d'enrobé (5-8cm) en 1959.
Enduit superficiel en 1980/1981.
Tuf traité au ciment.
Renforcement en TVD.

SECTION N° 6

Itinéraire : CW 85 Ain Oussera vers Sidi Adjel (sur 8kms)
 Wilaya : Djelfa



Trafic : TJMA (V/J) : 823
 PL (%) : 41,47
 NC₂ (≈13T) : 4 434 703

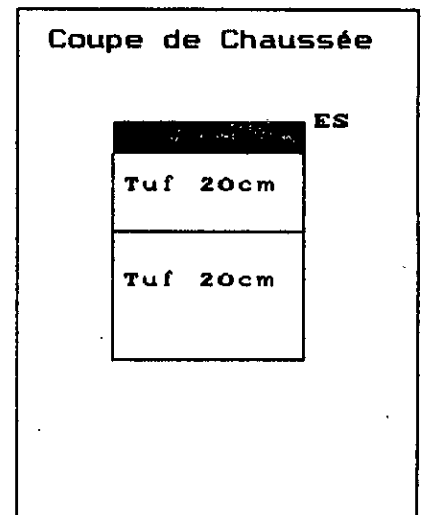
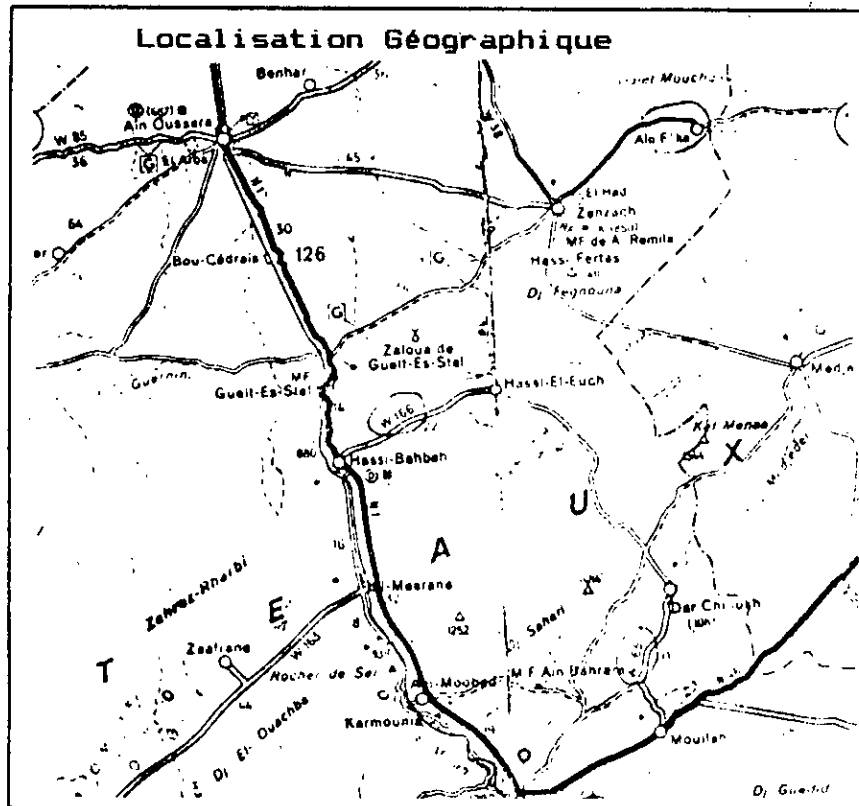
Etat visuel relevé en février 1986: -fissures généralisés.
 -déformations moyennes.
 -retrécissement de la largeur
 (érosion des bords du revêtement).

Drainage : bon
 Sol support : bon
 Appréciation chiffrée : 7
 Observations : date mise en service en 1958.
 Renforcement (30cm tuf) en 1986.

SECTION N° 7

Itinéraire : RN 1
 Wilaya : Djelfa

PK : 210 au PK : 250



Trafic : TJMA (V/J) : 2046
 PL (%) : 42,08
 NC₂ (≈13T) : 15 033 803

Etat visuel relevé en février 1986: -peignades
 -pelades.

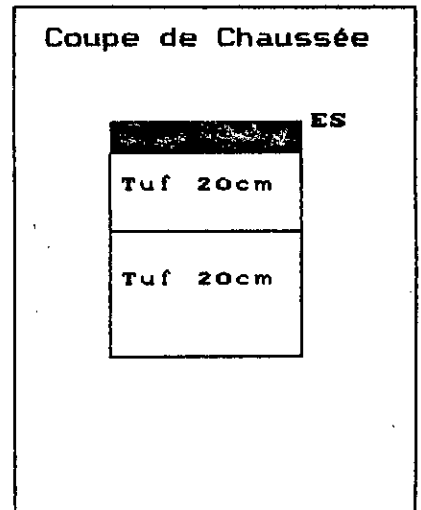
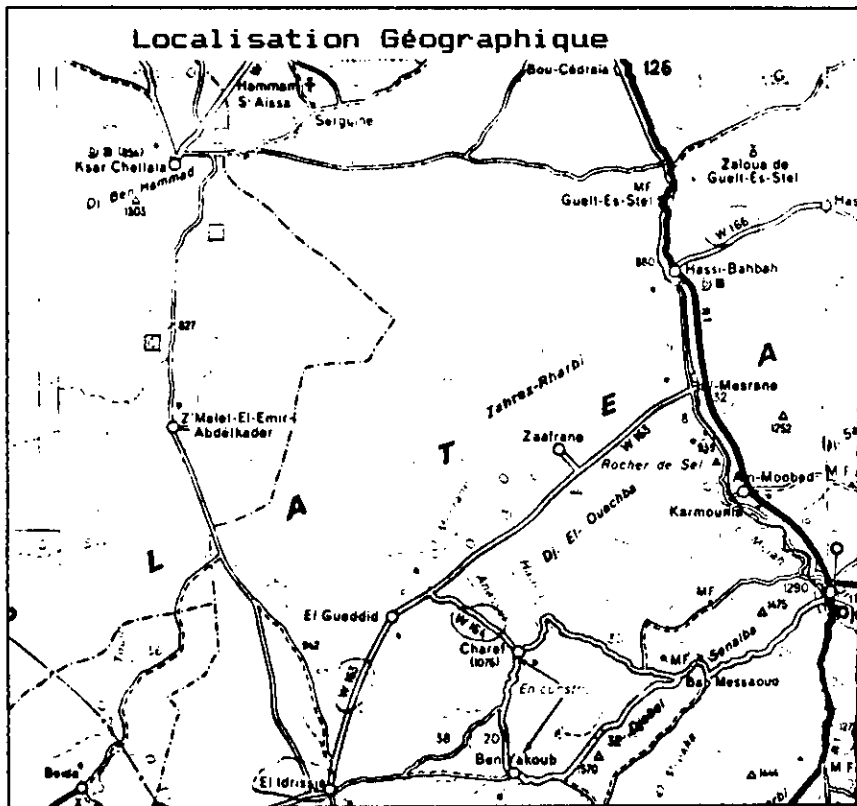
Drainage : bon
 Sol support : bon
 Appréciation chiffrée : 1

Observations : /

SECTION N° 8

Itinéraire : RN 1
Wilaya : Djelfa

PK : 250 au PK : 310



Trafic : TJMA (V/J) : 2756
PL (%) : 33,27
NC₂ (≈13T) : 738 814

Etat visuel relevé en février 1986: faïençage généralisé.

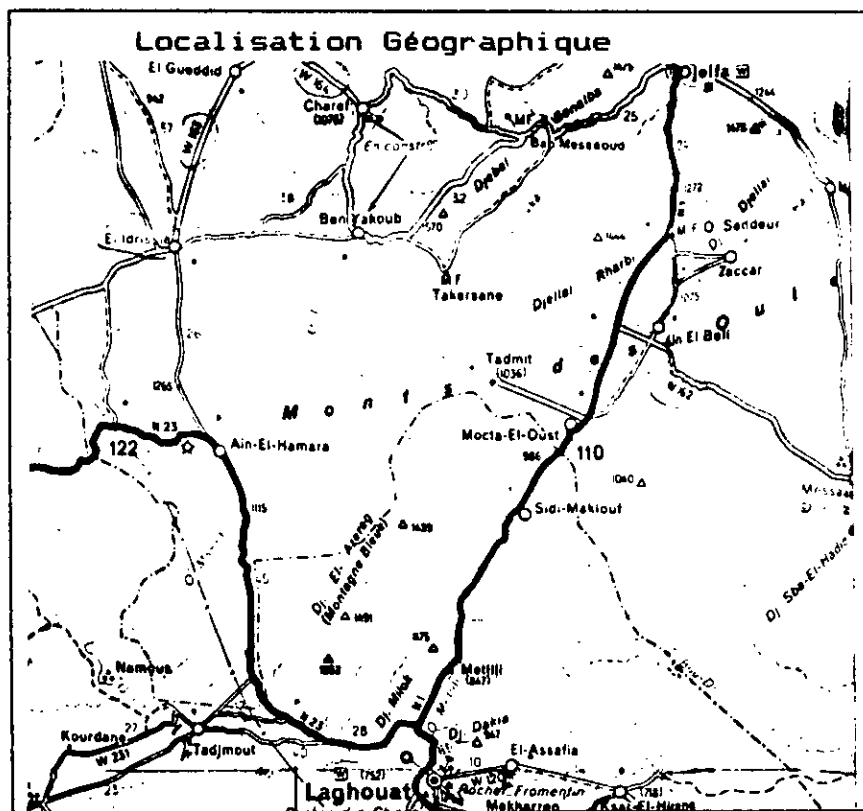
Drainage : mauvais
Sol support : faible
Appréciation chiffrée : 7

Observations : renforcement en 8cm béton bitumineux en 1980.
Apparition faïençage juste après le renforcement.

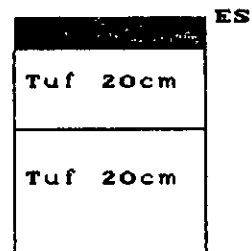
SECTION N° 9

Itinéraire : RN 1
Wilaya : Laghouat

PK : 310 au PK : 410



Coupe de Chaussée



Trafic : TJMA (V/J) : 1972
PL (%) : 36,22
NC₂ (≈13T) : 13 074 863

Etat visuel relevé en février 1986: -déformations d'intensité légère
-peignades
-ressuage.

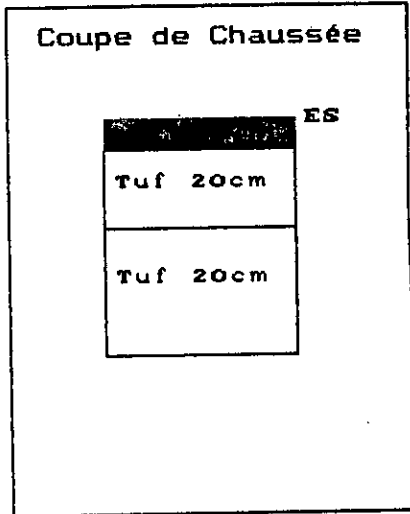
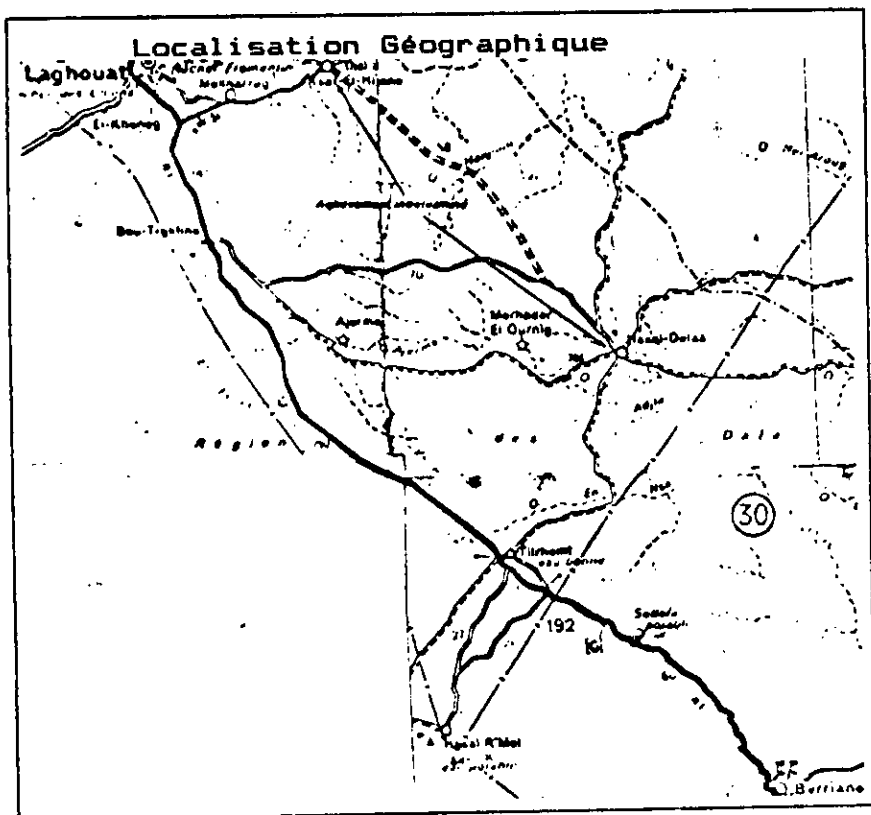
Drainage : bon
Sol support : bon
Appréciation chiffrée : 4

Observations : année mise en service en 1960.
Aucune reprise sauf élargissement et enduit superficiel.

SECTION N° 10

Itinéraire : RN 1
 Wilaya : Ghardaïa

PK : 420 au PK : 520



Trafic : TJMA (V/J) : 1355
 PL (%) : 44
 NC₂ (≈13T) : 8 099 553

Etat visuel relevé en février 1986: /

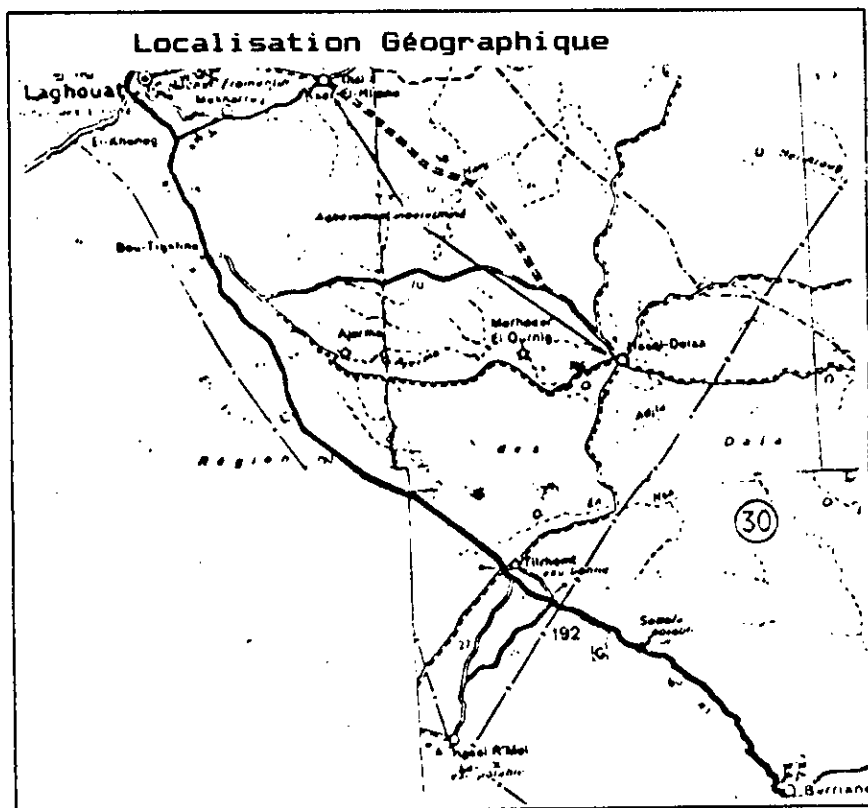
Drainage : mauvais
 Sol support : faible
 Appréciation chiffrée : 2

Observations : /

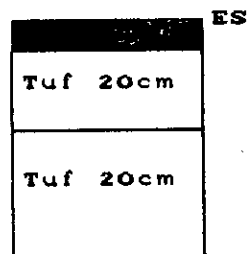
SECTION N° 11

Itinéraire : RN 1
Wilaya : Ghardaïa

PK : 420 au PK : 520



Coupe de Chaussée



Trafic : TJMA (V/J) : 1355
PL (%) : 44
NC₂ (≈13T) : 8 099 553

Etat visuel relevé en février 1986 :

- fissuration localisée en axe sur 800m.
- fissuration importante aux endroits bas
- nids de poule localisés.

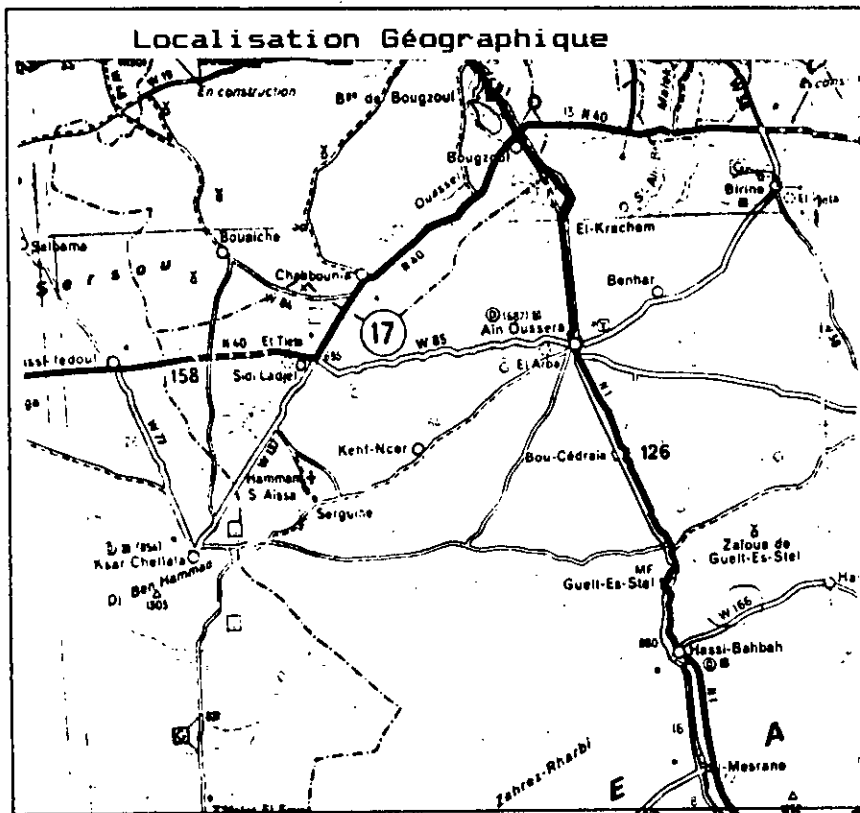
Drainage : mauvais
Sol support : faible
Appréciation chiffrée : 5

Observations : /

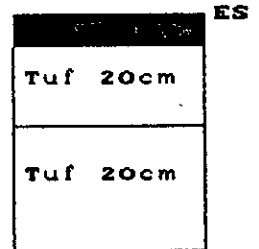
SECTION N° 12

Itinéraire : RN 40
Wilaya : Médéa

PK : 61 au PK : 144,9



Coupe de Chaussée



Trafic : TJMA (V/J) : 1331
PL (%) : 42,6
NC₂ (≈13T) : 2 164 525

Etat visuel relevé en mars 1987: fissures d'intensité faible

Drainage : moyen

Sol support : bon

Appréciation chiffrée : 1

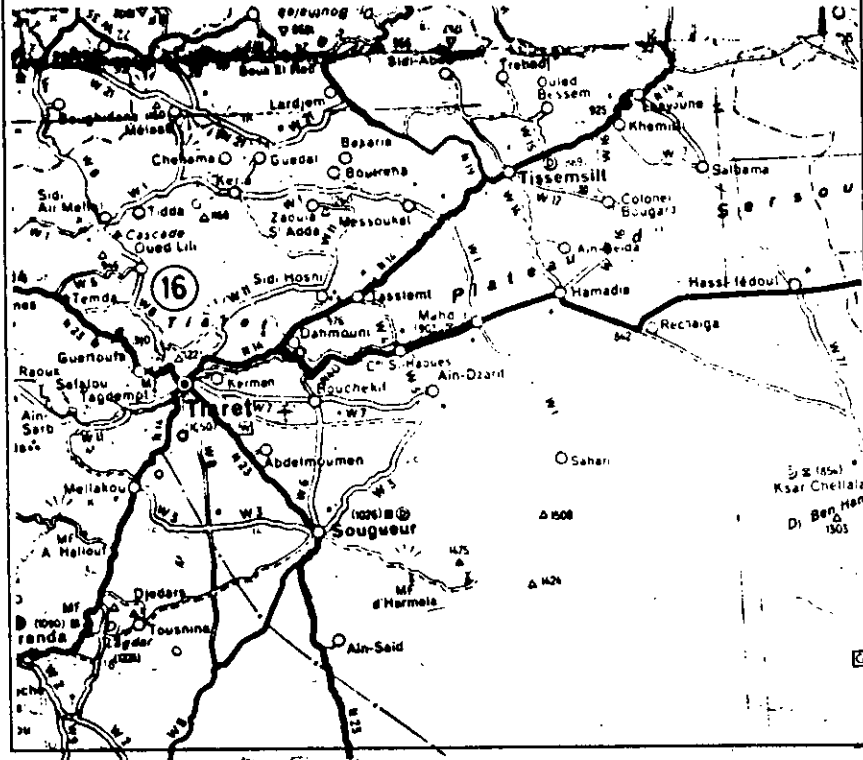
Observations : Zone plane; drainage probablement difficile
(trace de stagnation de l'eau à proximité).
Enduit superficiel grossier (apparemment sur enrobés minces)
Granulats calcaires.

SECTION N° 13

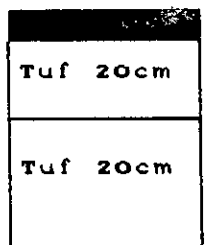
Itinéraire : RN 97 (EX CW 5)
Wilaya : Tiaret

PK : 28,2 au PK : 30,5

Localisation Géographique



Coupe de Chaussée



Trafic : TJMA (V/J) : 1764
PL (%) : 27,44
NC₂ (≈13T) : 671 941

Etat visuel relevé en mars 1987: -faiçonnage d'intensité forte.
-nids de poule // moyenne.
-orniérage // forte.

Drainage : moyen
Sol support : faible
Appréciation chiffrée : 1

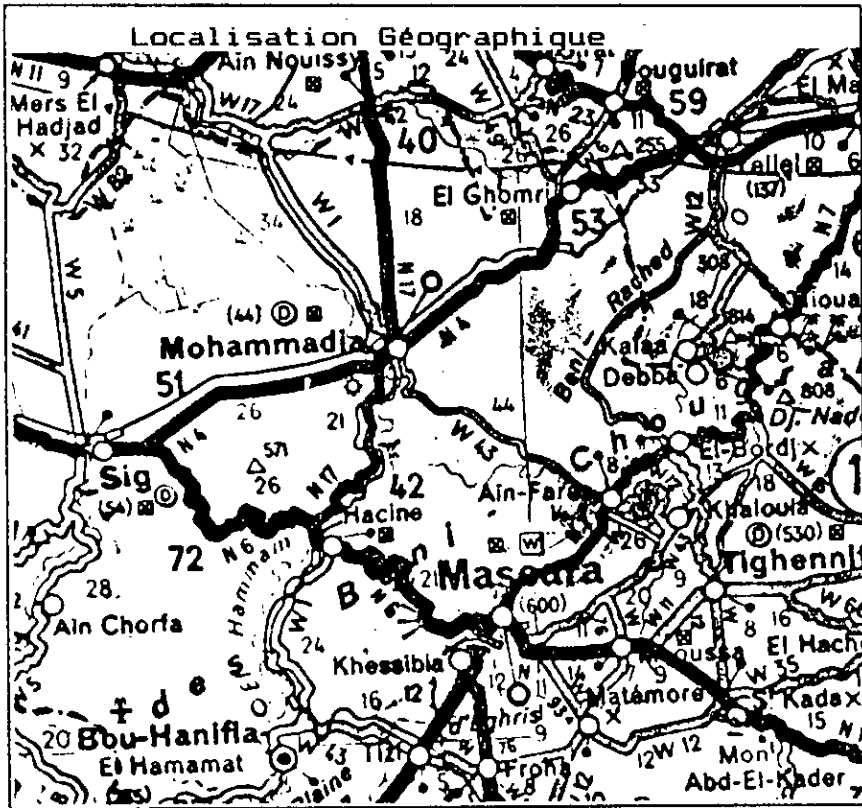
Observations : année de mise en service 1980 (apparition rapide de désordres, nids de poule, affaissement).
Prévision de renforcement de la section.

SECTION N° 14

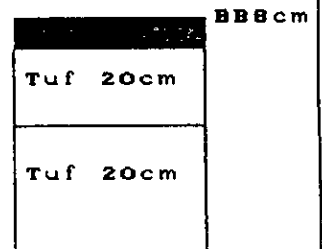
Itinéraire : RN 17
Wilaya : Mascara

PK : 80

au PK : 91,4



Coupe de Chaussée



Trafic : TJMA (V/J) : 3518
PL (%) : 31,45
NC₂ (≈13T) : 289 538

Etat visuel relevé en mars 1987: fissures d'intensité faible.

Drainage : bon

Sol support : faible à moyen

Appréciation chiffrée : 1

Observations : année de mise en service 1983.

Renforcement de la couche de roulement en béton bitumineux (1985).

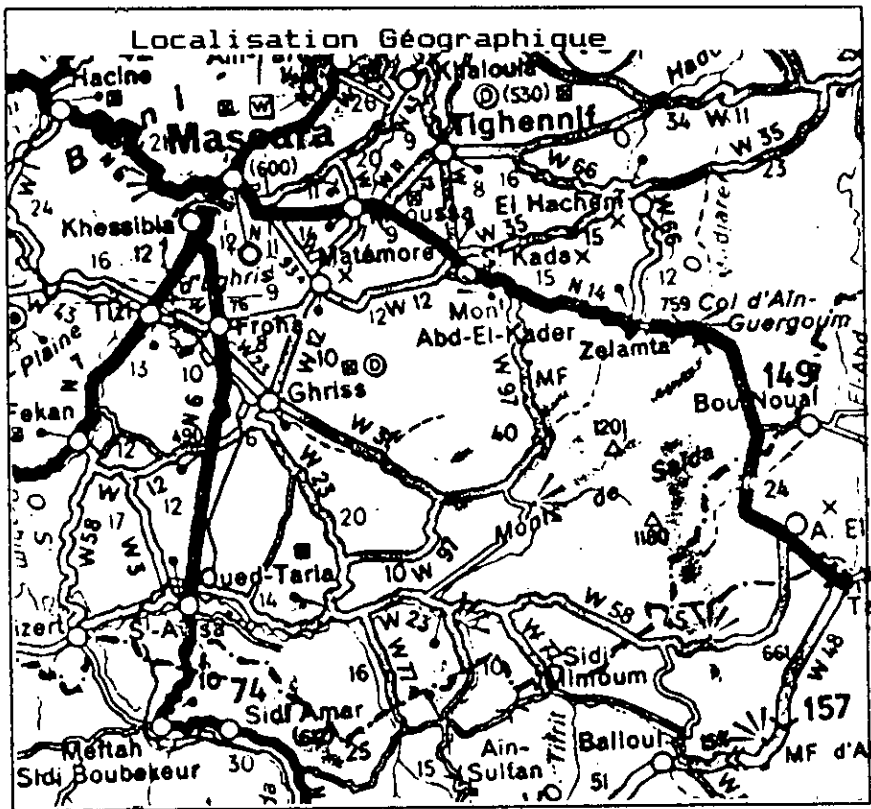
Du PK 80 à 85: marne (sol support): portance faible.

Du PK 85 à 91: portance moyenne.

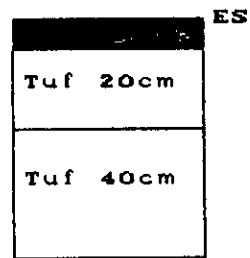
SECTION N° 15

Itinéraire : RN 14
 Wilaya : Mascara

PK : 271 au PK : 301



Coupe de Chaussée



Trafic : TJMA (V/J) : 1374
 PL (%) : 33,33
 NC₂ (≈13T) : 743 488

Etat visuel relevé en mars 1987: ressuage

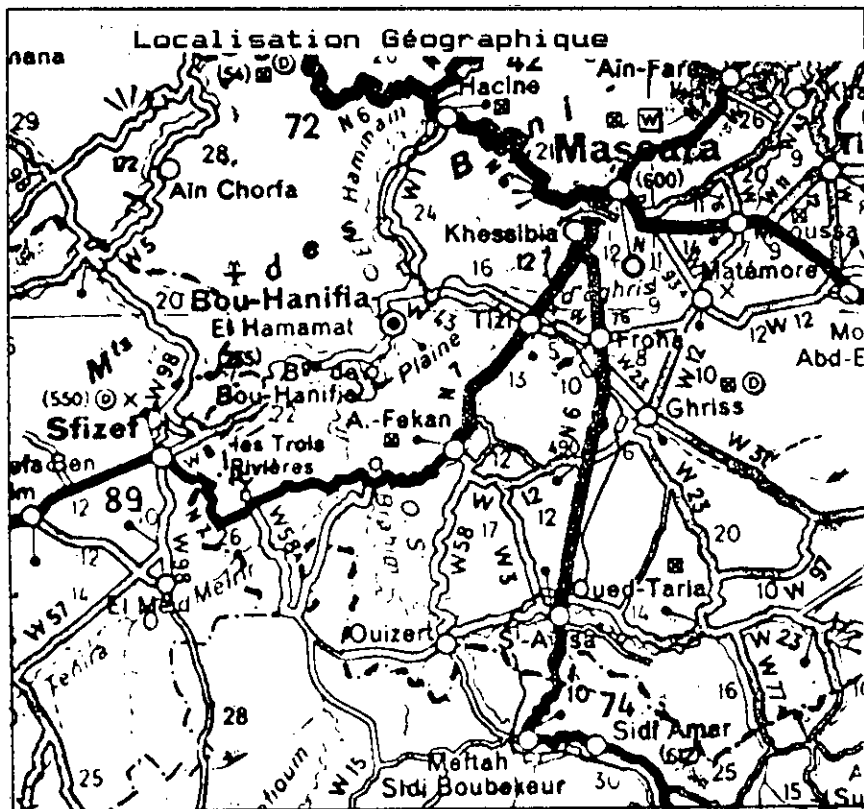
Drainage : bon
 Sol support : moyen
 Appréciation chiffrée : 1

Observations : année de construction: 1976
 (à l'origine enduit bicouche).
 Nouvel enduit bicouche en 1982.

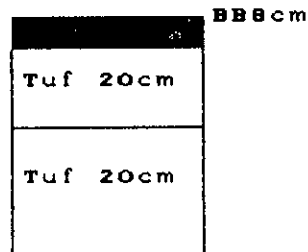
SECTION N° 16

Itinéraire : CW 43
Wilaya : Mascara

PK : 39 au PK : 42



Coupe de Chaussée



Trafic : TJMA (V/J) : 3000
PL (%) : 20
NC₂ (≈13T) : 559 020

Etat visuel relevé en mars 1987: -faiçonnage d'intensité forte.
-Orniérage // moyenne.

Drainage : bon
Sol support : faible (marne)
Appréciation : 2

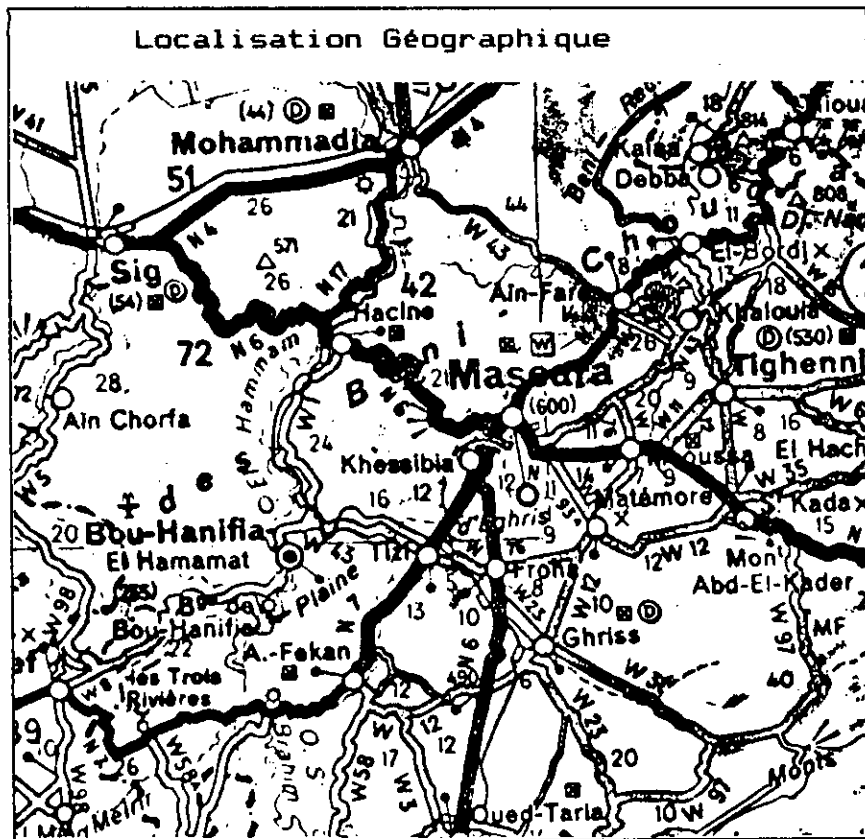
Observations : année mise en service 1983.

PK 42 à 48,48 } couche de base: grave concassé
(massif calcaire).
couche de fondation: //

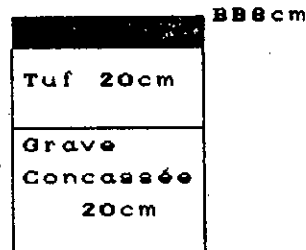
Comportement analogue à celui des sections en tuf.

SECTION N° 17

Itinéraire : Contournement de Mascara (lot 1-3) sur 9km.
 Wilaya : Mascara.



Coupe de Chaussée



Trafic : TJMA (V/J) : 5400
 PL (%) : 35
 NC₂ (≈13T) : 2 479 594

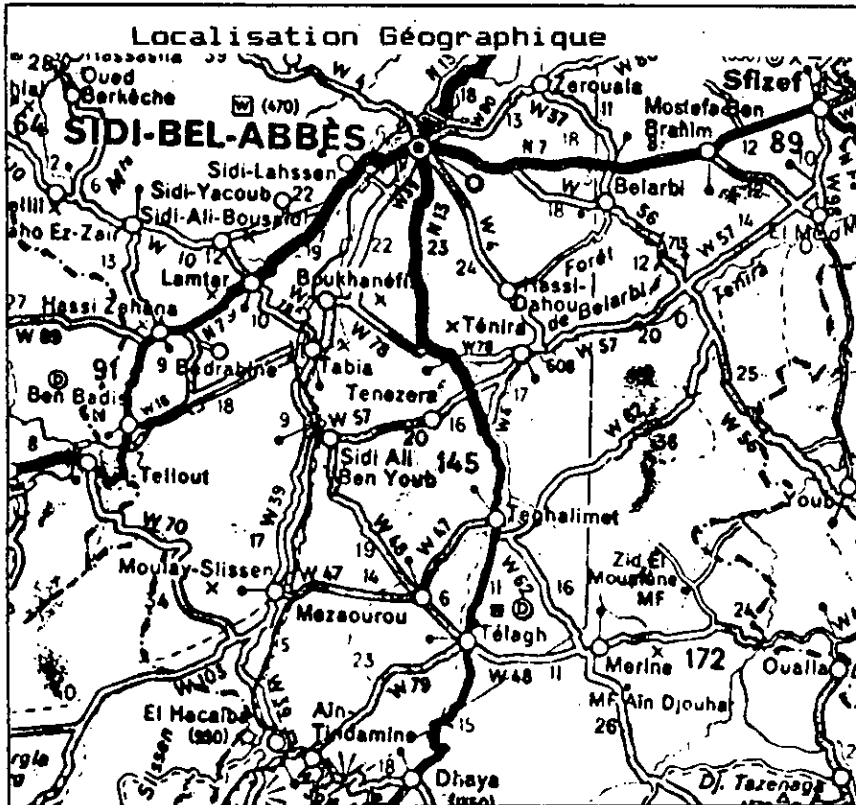
Etat visuel relevé en mars 1987: -faiçonnage d'intensité forte.
 -Déformations // moyenne.

Drainage : bon
 Sol support : moyen
 Appréciation chiffrée : 4

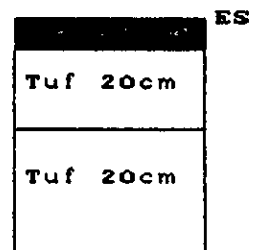
Observations : année mise en service 1979/81.
 Apparition de désordres rapides (réparations en 1982 et essentiellement assainissement).
 Origine des désordres: tuf fin.

SECTION N° 18

Itinéraire : Evitement de Kaïd Belarbi (carrefour RN 7/RN 92) sur 3km.
 Wilaya : Sidi Belabes.



Coupe de Chaussée



Trafic : TJMA (V/J) : 1546
 PL (%) : 10,67
 NC₂ (≈13T) : 378 979

Etat visuel relevé en mars 1987: -orniérage d'intensité faible.
 -ressuage // moyenne.

Drainage : bon

Sol support : bon

Appréciation chiffrée : 1

Observations : année mise en service 1982

(bicouche 15/25).

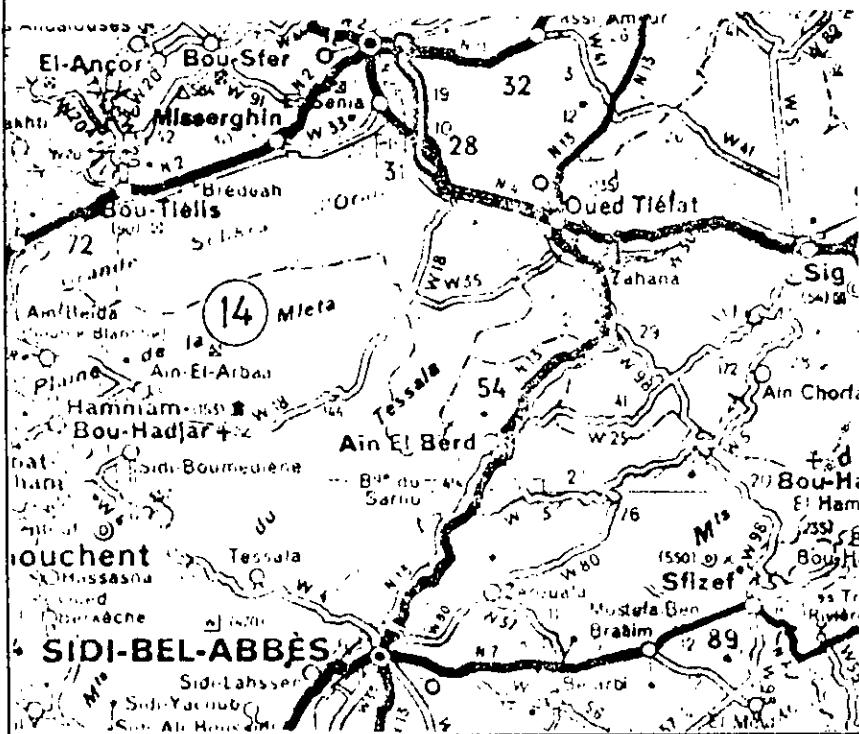
Entretien: monocouche double gravillonnage
 (15/25 et 3/8).

SECTION N° 19

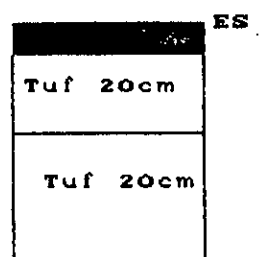
Itinéraire : RN 13
 Wilaya : Sidi Belabes

PK : 57,8 au PK : 61....

Localisation Géographique



Coupe de Chaussée



Trafic : TJMA (V/J) : 6026
 PL (%) : 25
 NC₂ (≥13T) : 2 885 177

Etat visuel relevé en mars 1987: -déformations d'intensité moyenne
 -ressuage // // .

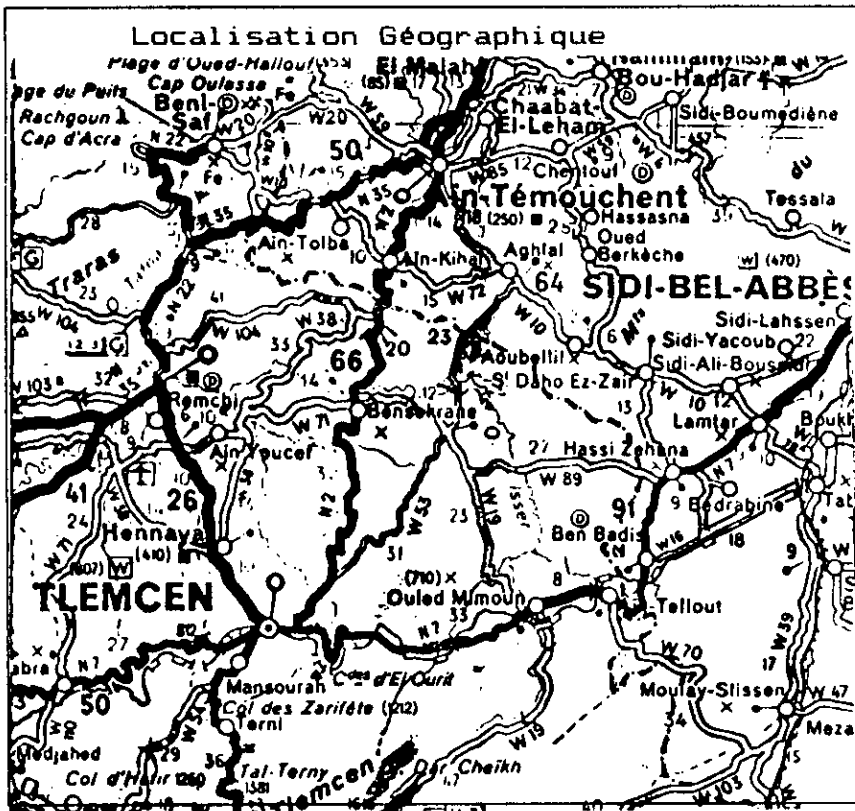
Drainage : bon
 Sol support : moyen
 Appréciation chiffrée : 4

Observations : année mise en service 1981 avec un enduit bicouche.
 Entretien en 1984: réparations en monocouche.
 Prévision de renforcement en 1988/89: grave bitu +béton bitumineux.

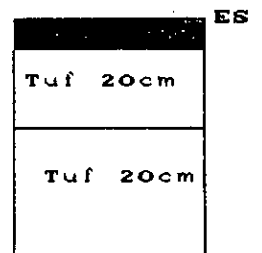
SECTION N° 20

Itinéraire : RN 22
Wilaya : Ain Témouchent

PK : 15,6 au PK : 17
(à 3km du carrefour Amir Abdelkader)



Coupe de Chaussée



Trafic : TJMA (V/J) : 2150
PL (%) : 20
NC₂ (≈13T) : 2 545 342

Etat visuel relevé en mars 1987: /

Drainage : bon
Sol support : bon
Appréciation chiffrée : 1

Observations : année mise en service 1970.

Entretien en 1986: enduit superficiel (monocouche
8/15).

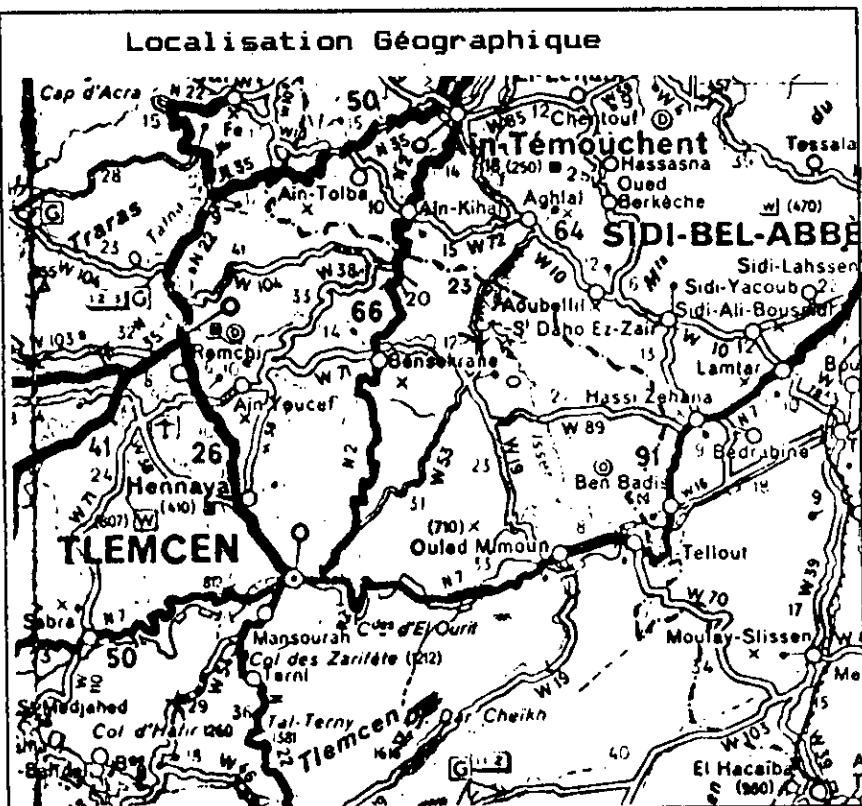
Contrôle rigoureux par le laboratoire.

SECTION N° 21

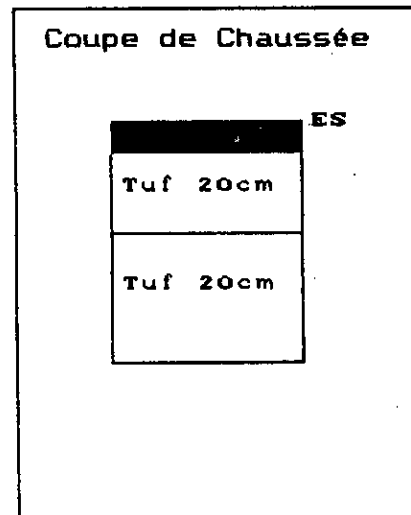
Itinéraire : RN 2
 Wilaya : Tlemcen

PK : 165 au PK : 170

Localisation Géographique



Coupe de Chaussée



Trafic : TJMA (V/J) : 2390
 PL (%) : 32,4
 NC₂ (≈13T) : 2 782 849

Etat visuel relevé en mars 1987: -fissures longitudinales et transversales
 d'intensité moyenne.
 -faïencage moyen.
 -orniérage //

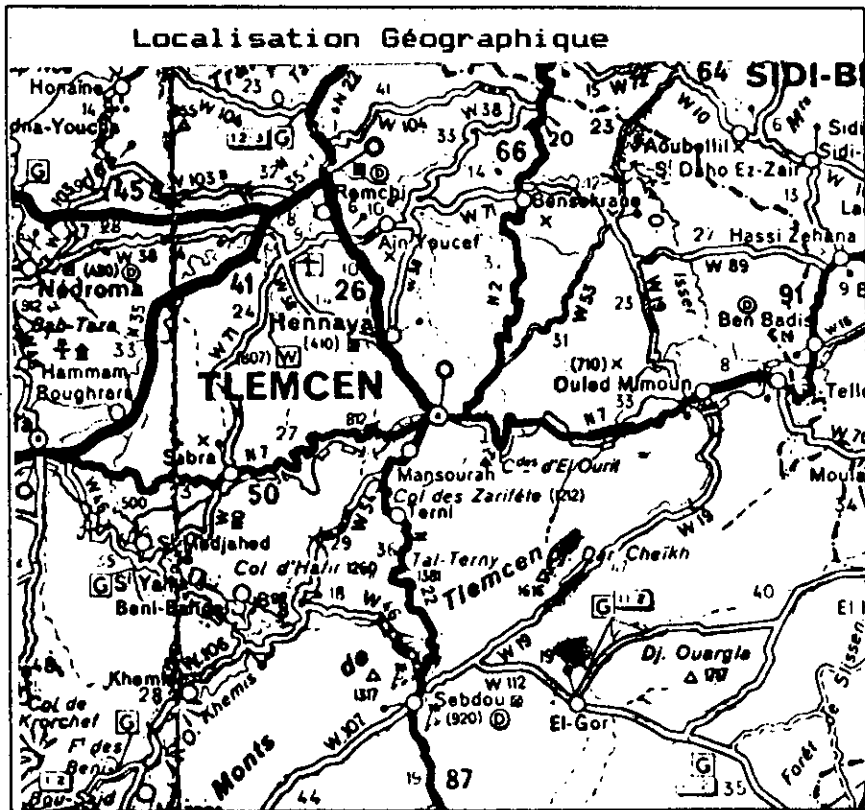
Drainage : moyen
 Sol support : bon
 Appréciation chiffrée : 2

Observations : année mise en service 1975.
 Entretien courant.

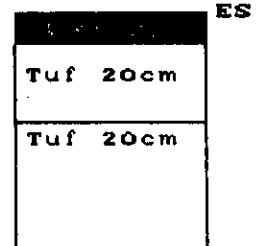
SECTION N° 22

Itinéraire : RN 7
Wilaya : Tlemcen

PK : 194 au PK : 206



Coupe de Chaussée



Trafic : TJMA (V/J) : 3200
PL (%) : 21,30
NC₂ (≈13T) : 1 268 813

Etat visuel relevé en mars 1987: -déformations d'intensité moyenne.
-ressuage // //

Drainage : bon
Sol support : bon
Appréciation chiffrée : 4

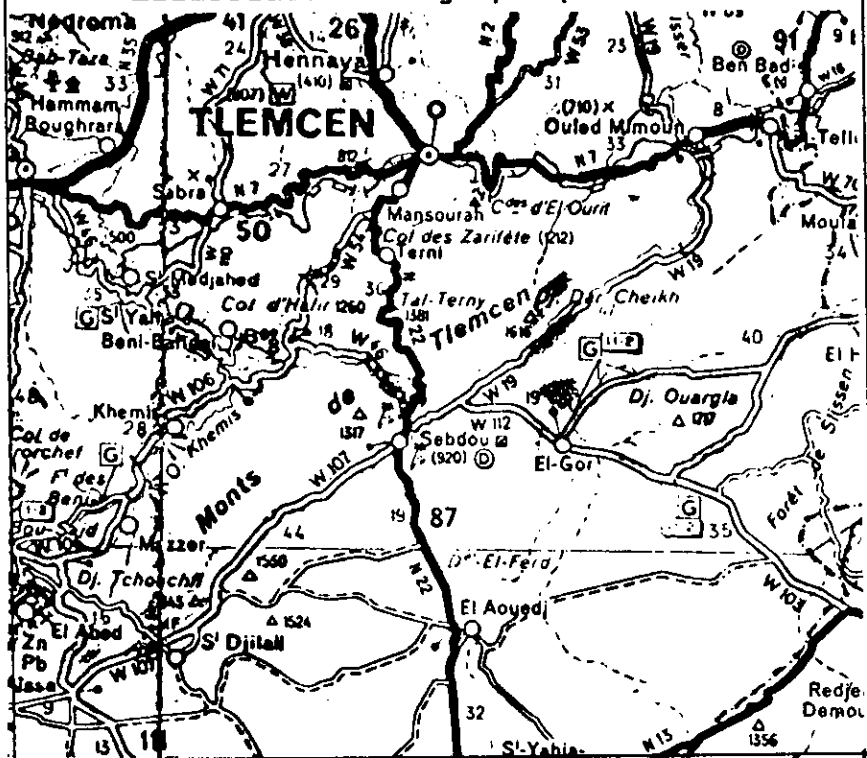
Observations : année de mise en service 1978.
Entretien en 1985: bicouche.

SECTION N° 23

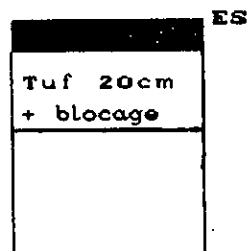
Itinéraire : CW 5
Wilaya : Tlemcen

PK : 149 au PK : 173

Localisation Géographique



Coupe de Chaussée



Trafic : TJMA (V/J) : 500
PL (%) : 10
NC ($\approx 13T$) : 6 625 553
2

Etat visuel relevé en mars 1987: -fissures d'intensité moyenne.
-orniérage // //.
-faïençage // forte.
-nids de poule // //.

Drainage : bon

Sol support : bon

Appréciation chiffrée : 1

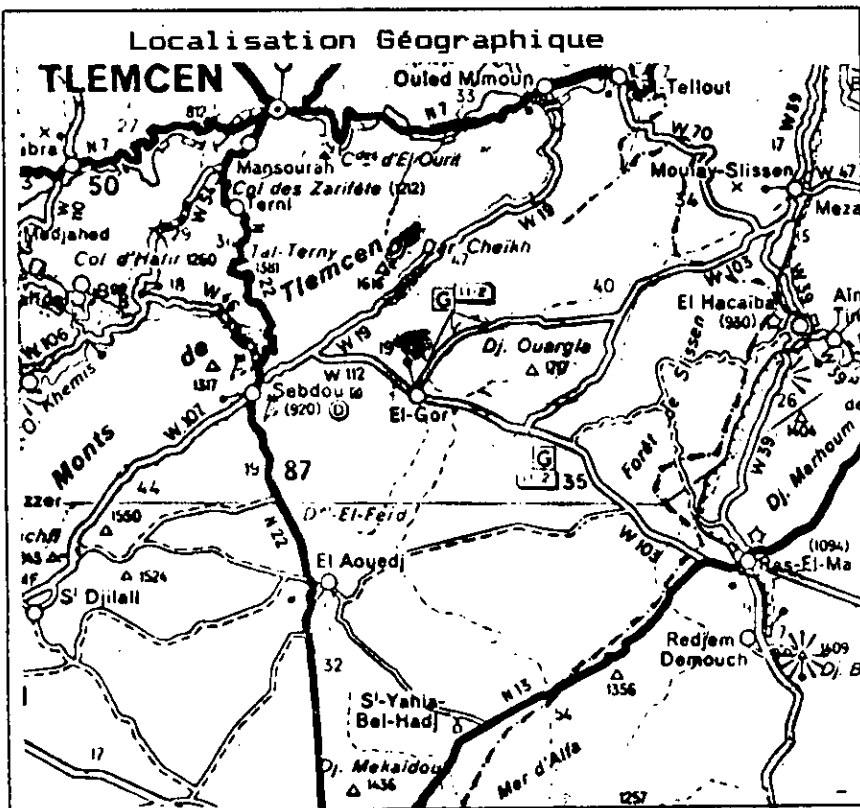
Observations : réalisation avant 1962 (probablement vers 1950?).
Entretien: aucun.

SECTION N° 24

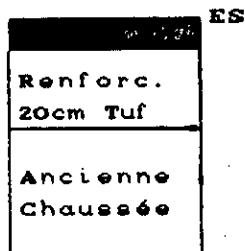
Itinéraire : CW 19
Wilaya : Tlemcen

PK : 33

au PK : 50



Coupe de Chaussée



Trafic : TJMA (V/J) : 558
PL (%) : 20,98
NC₂ (≈13T) : 45 925

Etat visuel relevé en mars 1987: /

Drainage : bon
Sol support : bon
Appréciation chiffrée : 1

Observations : renforcement en 1984/85.
Etat général: satisfaisant.



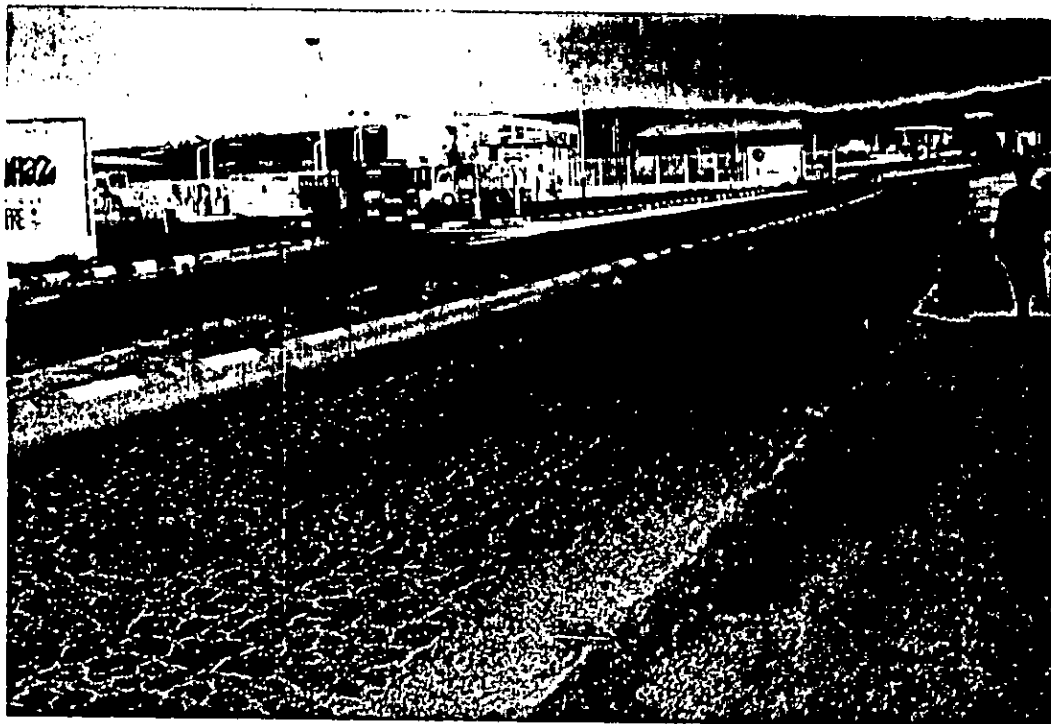
Arrachement d'enduit superficiel sur une chaussée en tuf.

Lorsqu'il y a excès de fines dans les tufs utilisés, on peut effectivement rencontrer des difficultés de liaison en la couche de base et l'enduit.

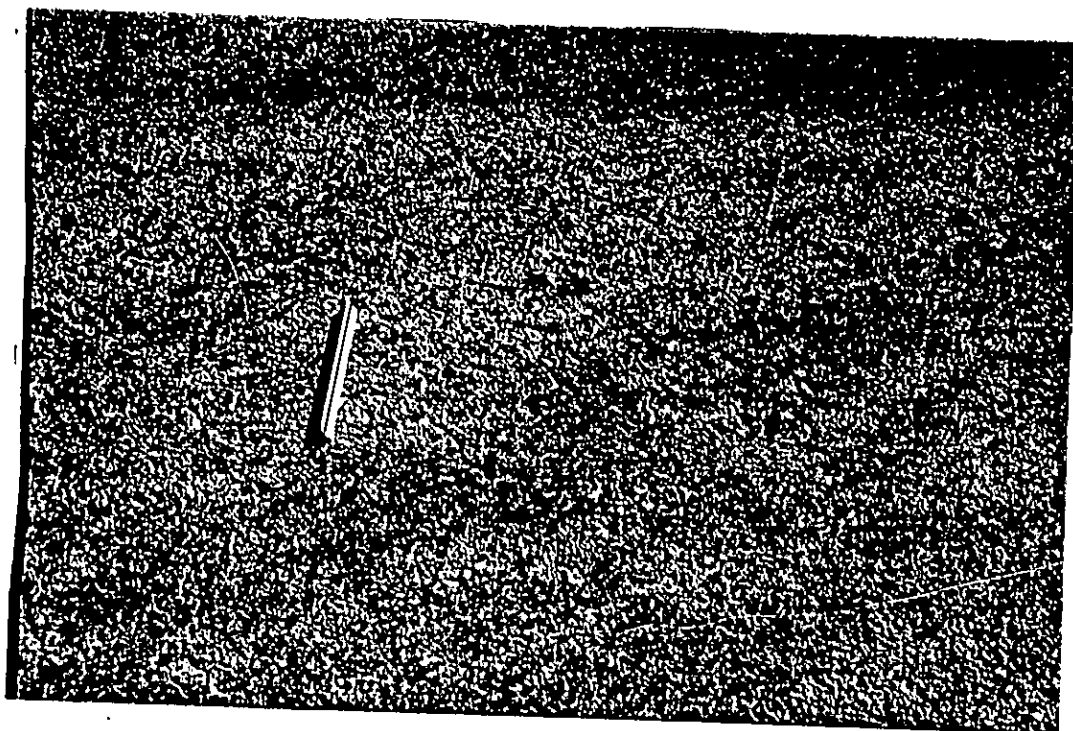


Chaussée en tuf: état moyen.

- Couche de base légèrement déformée.
- Enduit superficiel: peignage et ressuage.



Fissuration généralisée: faïengage.
Apparemment l'uni est resté acceptable.



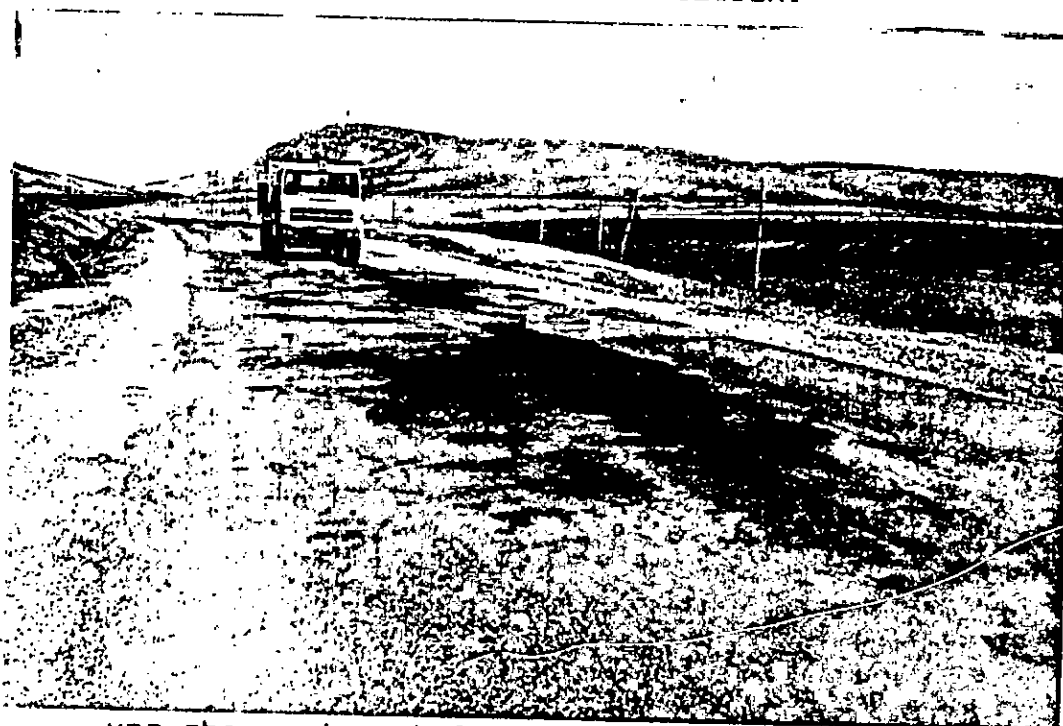
Détail du faïengage.



Chausseé en tuf.

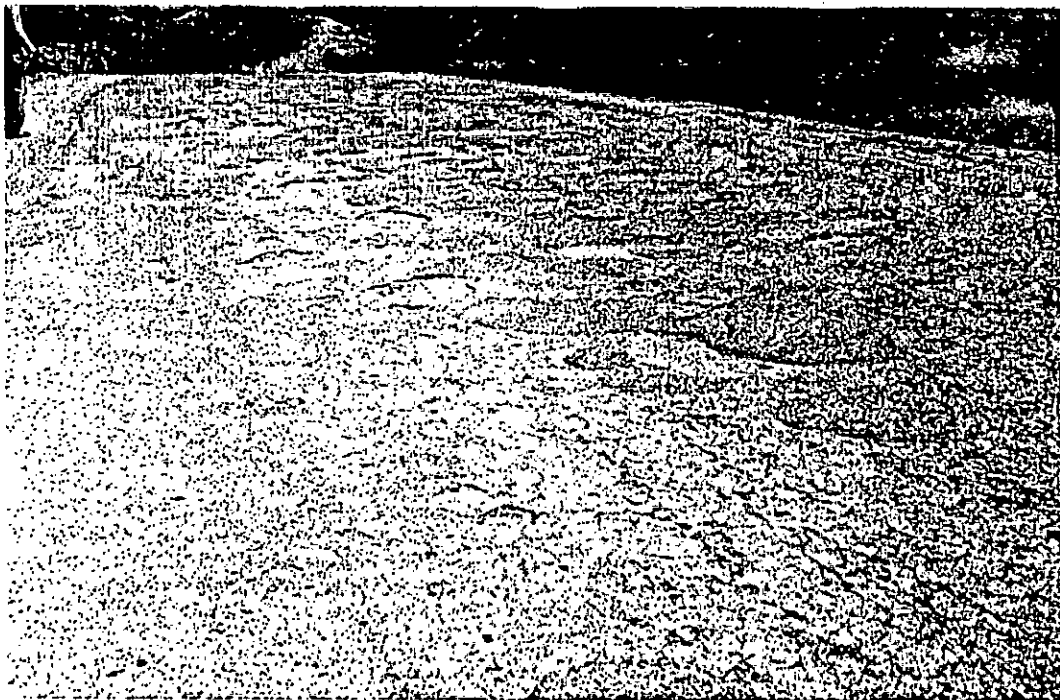
-Bon comportement de la couche de base.

-Peignage et ressuage sur les enduits imputables vraisemblablement à l'exécution.



une chausseé en tuf.

Ces désordres sont indépendants de la nature des matériaux utilisés en couche de base.

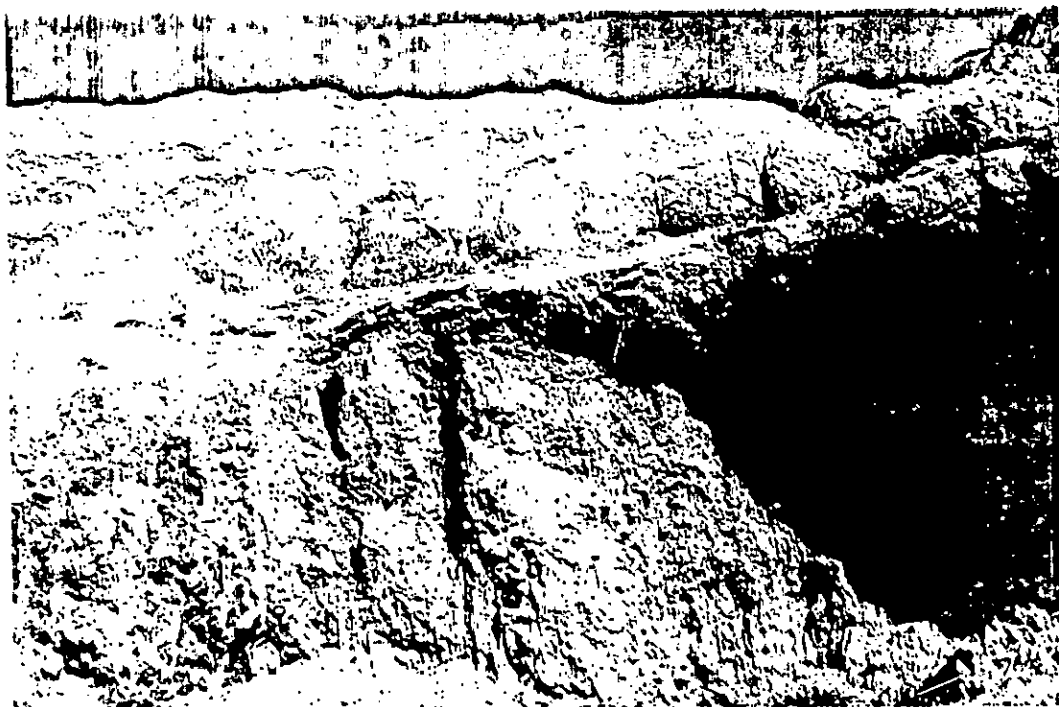


Désordres généralisés sur une très ancienne
chaussée en tuf: déformations, fissurations,
arrachements.



Fissure transversale affectant une route consti-
tuée de tuf calcaire.

Cette fissure illustre peut être la fausse prise
que l'on a observé sur certaine chaussée en tuf.

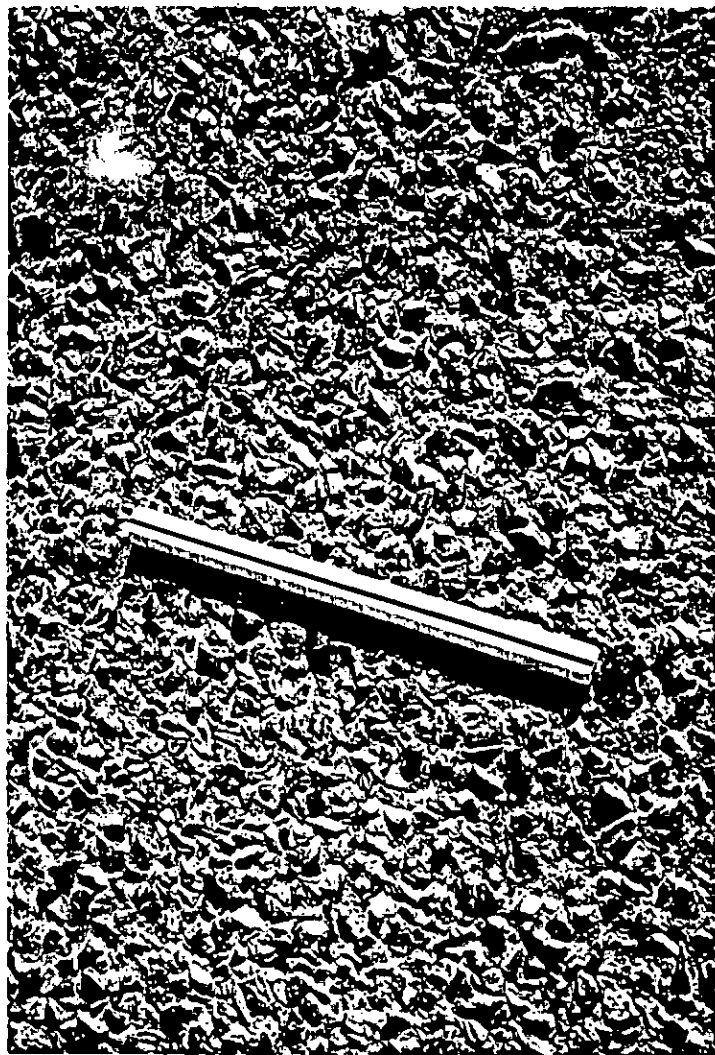


Gisement de tuf.



Chaussée en tuf.

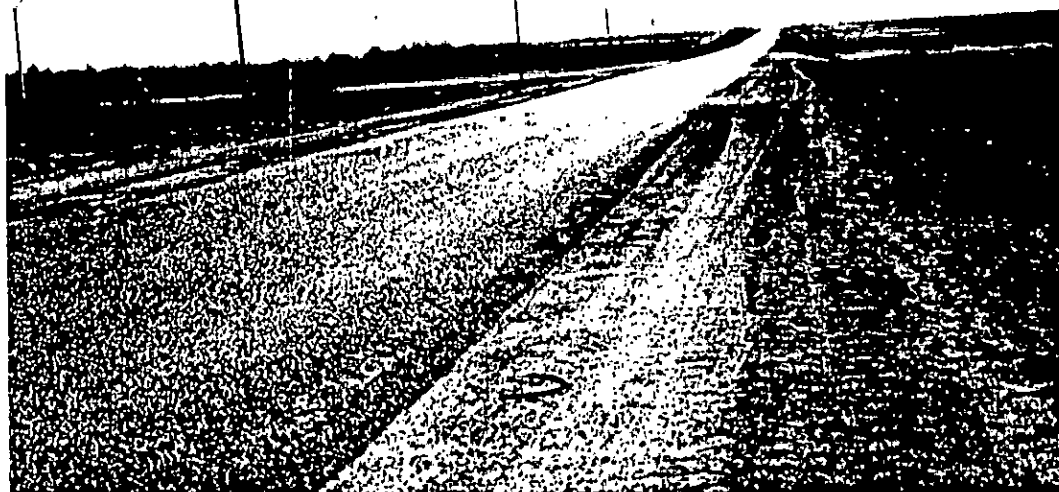
- Bon comportement de la couche de base.
- Peignage et ressuage localisés sur l'enduit imputable vraisemblablement à l'exécution.



Enduit superficiel en granulats calcaires mis en œuvre sur chaussée en tuf. Bonne mosaïque et excellent



Affleurement de banc de tuf calcaire en bordure de la route.

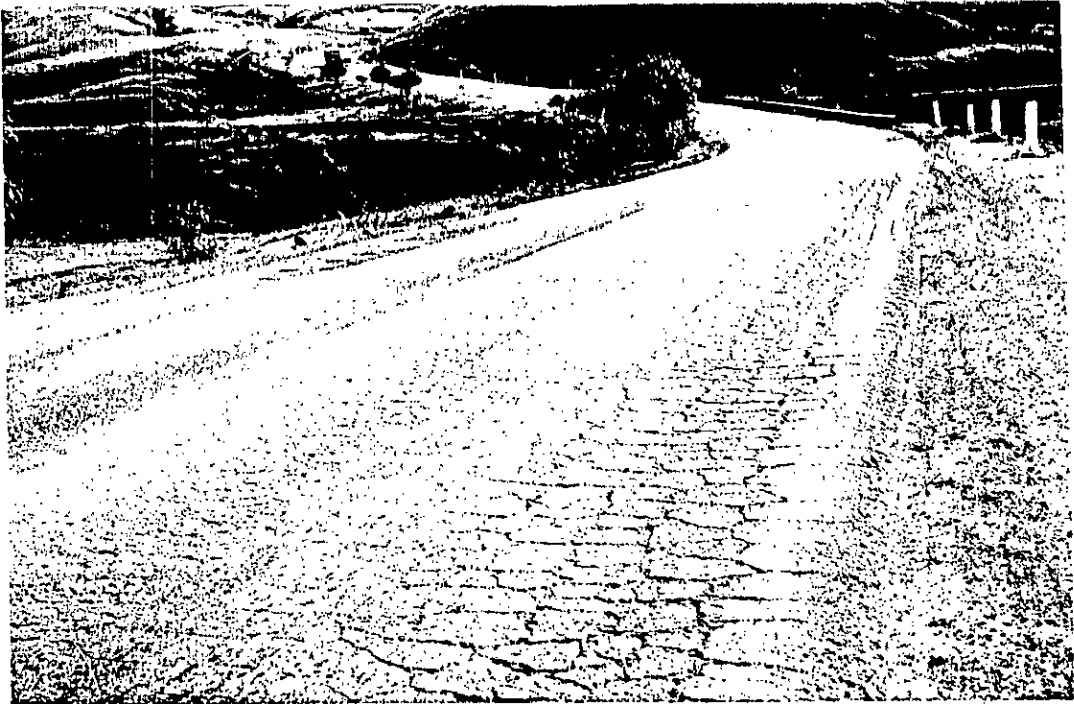


Excellent comportement de la chaussée en tuf
recouverte d'un enduit superficiel.



Chaussée en tuf, renforcée par 20cm de tuf,
recouverte d'un enduit superficiel.

(Observation faite dans une section de route délaissée)



Fissuration (faiçengage) et orniérage généralisés. Bien qu'encore circulable cette chaussée est entièrement ruinée.



Gisement de tuf: la règle permet d'apprécier approximativement la granularité.

Essai triaxial à chargements répétés.

- ETUDE DES DEFORMATIONS REVERSIBLES -

CONDITIONNEMENT INITIAL

Matériau : tuf d'Oran

Dimension : 160 mm x 320 mm

N° éprouvette : 9-052-2A

Cadence : 30 cycles/mn

Date essai : 22/02/89

Indice des vides : $e = 0,40$

Type d'essai : CLV, non consolidé, non drainé

- Conditions d'essai :

W (%)		γ_d (T/m ³)		σ_3 max (KPa)		qmax (KPa)	
consig.	réelle	consig.	réelle	consig.	moy.	consig.	moy.
9,2	8,7	1,94	1,94	200	198,9	600	594

- Résultats des mesures :

cycles	ϵ_p (10 ⁻⁴)		ϵ_s (10 ⁻⁴)		ϵ_r (10 ⁻⁴)		ϵ_r (10 ⁻⁴)		Sigma 3 min max (KPa)		min q max (KPa)	
100	28.70		22.72		7.65		1.61		.9	198.2	7.9	594.4
150	30.10		23.30		7.27		1.67		.9	198.5	8.2	594.2
200	31.34		23.74		7.13		1.70		.9	198.3	9.0	594.3
500	34.22		25.58		6.74		1.91		1.1	198.6	10.4	594.0
700	35.64		26.43		6.56		2.05		1.1	198.6	10.1	594.4
1000	36.51		27.44		6.37		2.15		1.2	198.7	9.8	594.7
1500	36.95		28.58		6.16		2.34		1.2	199.1	10.4	594.3
2000	37.75		29.69		6.16		2.55		1.4	198.9	10.6	594.5
5000	40.85		34.71		5.83		3.70		1.6	199.8	11.8	593.7
0000	42.61		37.33		5.47		4.11		1.6	199.8	12.2	593.1
5000	43.48		38.72		5.25		3.93		1.7	199.4	11.7	592.8
0000	44.04		39.47		5.22		3.66		1.6	199.3	12.7	593.7

s Valeurs ϵ_{3r} sont corrigées

Essai triaxial à chargements répétés.

- ETUDE DES DEFORMATIONS REVERSIBLES -

CONDITIONNEMENT INITIAL

Matériau : tuf de Mascara

Dimension : 160 mm x 320 mm

N° éprouvette : 9-051-1A

Cadence : 30 cycles/mn

Date essai : 20/02/89

Indice des vides : $e = 0,48$

Type d'essai : CLV, non consolidé, non drainé

- Conditions d'essai :

W (%)		γ_d (T/m ³)		σ_g max (KPa)		qmax (KPa)	
consig.	réelle	consig.	réelle	consig.	moy.	consig.	moy.
8,5	8,8	1,83	1,82	200	200,1	600	601,3

- Résultats des mesures :

Cycles	ϵ_p (10 ⁻⁴)		ϵ_r (10 ⁻⁴)		Sigma 3 min max (KPa)		min q max (KPa)	
	ϵ_1	ϵ_3	ϵ_1	ϵ_3				
100	68.95	1.68	9.06	.00	2.6	199.7	20.7	601.7
150	70.74	1.85	9.86	-.41	2.5	199.7	13.9	602.8
200	72.38	1.77	9.65	-.40	2.6	199.8	14.8	603.3
500	77.45	1.88	8.80	-.45	2.9	199.4	16.4	601.9
700	78.72	2.04	8.57	-.45	3.0	199.9	16.1	602.5
1000	80.22	2.27	8.44	-.45	3.0	200.0	15.0	602.4
1500	82.37	2.53	8.25	-.49	3.1	199.9	13.9	601.3
2000	83.72	2.66	8.14	-.46	3.1	200.3	14.6	600.5
5000	87.15	3.08	7.44	-.39	3.3	200.3	16.2	600.4
7000	89.01	3.58	7.13	-.36	3.4	200.6	17.2	600.1
0000	90.18	4.08	6.96	-.36	3.5	200.5	17.0	600.1
5000	92.06	4.57	6.67	-.39	3.5	200.4	16.0	600.2
0000	93.80	4.87	6.44	-.37	3.4	200.4	16.5	600.4

s Valeurs ϵ_3 sont corrigées

Essai triaxial à chargements répétés.

- ETUDE DES DEFORMATIONS REVERSIBLES -

CONDITIONNEMENT INITIAL

Matériau : tuf de K. El Boukhari

Dimension : 160 mm x 320 mm

N° éprouvette : 7-327-2A

Cadence : 30 cycles/mn

Date essai : 25/11/87

Indice des vides : $e = 0,46$

Type d'essai : CLV, non consolidé, non drainé

- Conditions d'essai :

W (%)		γ_d (T/m ³)		σ_g max (KPa)		qmax (KPa)	
consig.	réelle	consig.	réelle	consig.	moy.	consig.	moy.
9,5	14,4	1,79	1,71	200	199,7	600	586,3

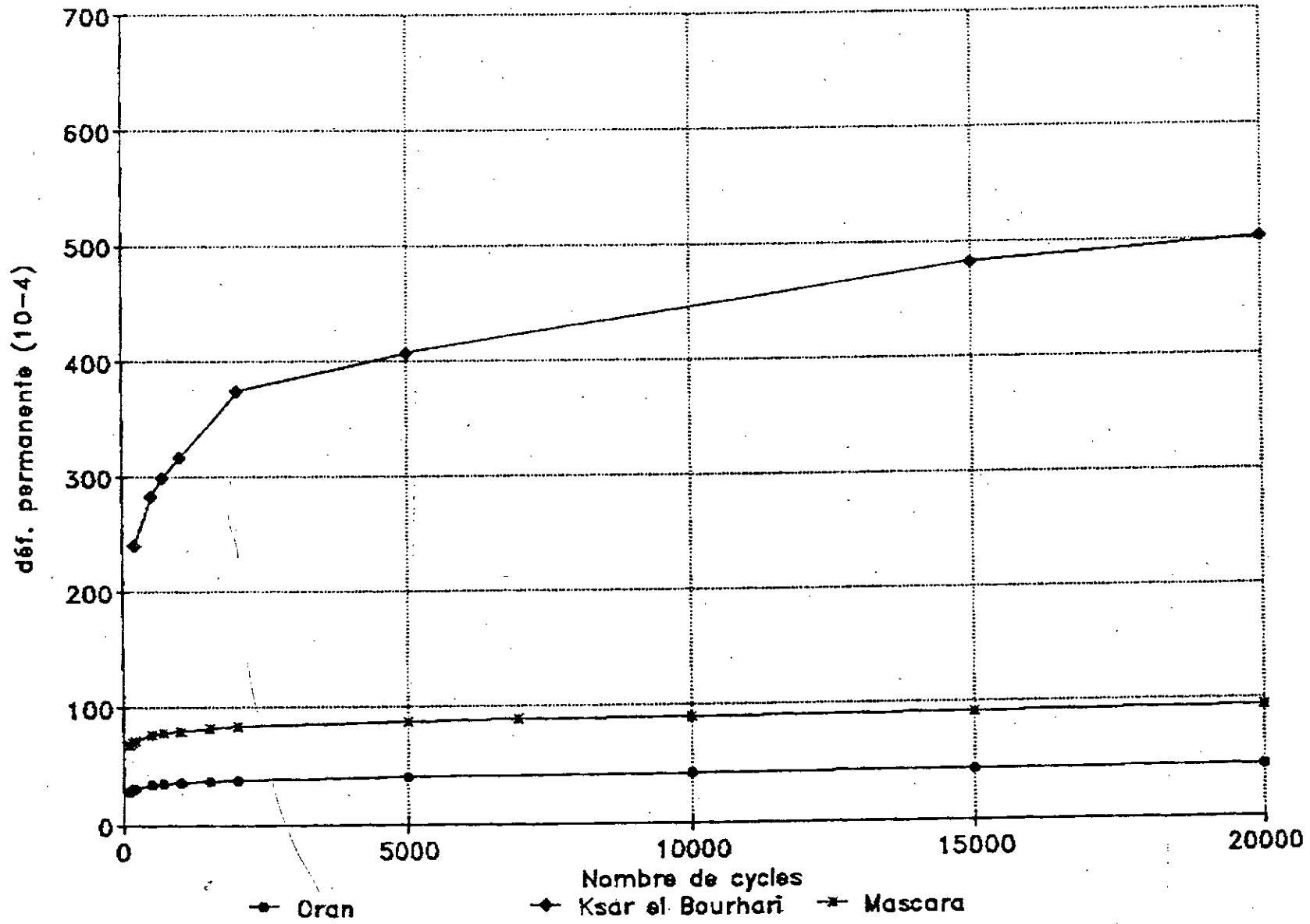
- Résultats des mesures :

cycles	ϵ^p	ϵ^s	ϵ^r	ϵ^r	Sigma 3		min q max	
	(10 ⁻⁴)	(10 ⁻⁴)	(10 ⁻⁴)	(10 ⁻⁴)	min	max	(kPa)	
200	240.42	-80.24	30.24	-.41	.7	199.1	8.7	592.9
500	283.63	-94.31	29.58	-.18	.8	199.4	9.5	590.3
700	299.82	-99.83	28.77	.12	.9	199.4	10.0	589.2
1000	317.63	-106.04	28.19	.41	1.0	199.4	10.2	588.1
2000	374.46	-123.67	21.93	1.09	2.9	200.3	16.2	586.5
5000	406.47	-133.26	20.95	1.45	3.1	200.6	18.5	584.2
7000	425.09	-141.06	25.85	1.54	1.7	199.6	12.9	583.5
10000	482.84	-160.41	25.28	1.55	2.0	199.8	12.4	581.2
20000	502.04	-166.02	25.34	1.41	2.0	199.8	11.9	580.8

Valeurs ϵ^r sont corrigées

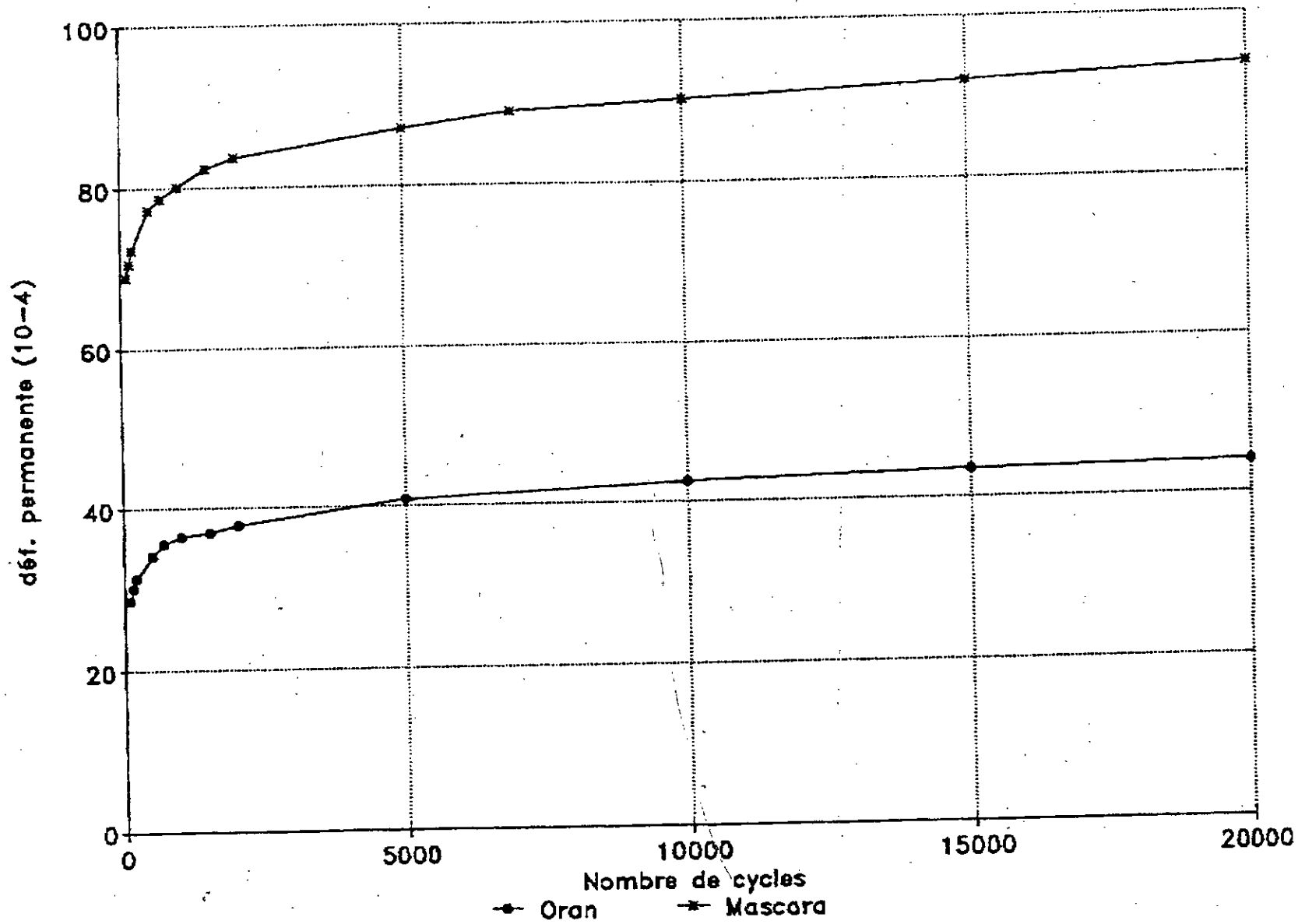
Tufs d'Algérie

DEFORMATIONS PERMANENTES VERTICALES



Tufs d'Algérie

DEFORMATIONS PERMANENTES VERTICALES



Essai triaxial à chargement répétés

RESULTATS - DEFORMATIONS REVERSIBLES -Mascara-

E1r	E3r	E3rc	pmax	qmax	q/p	Evr	Eqr
.51	1.37	.90	53.88	11.00	.20	2.31	-.26
.48	1.37	.90	53.80	11.00	.20	2.27	-.28
.80	2.22	1.44	103.92	11.00	.11	3.67	-.43
.93	2.23	1.45	103.97	11.17	.11	3.83	-.34
1.26	3.16	1.98	178.04	11.00	.06	5.23	-.48
1.32	3.16	1.98	177.96	11.00	.06	5.29	-.44
1.56	4.34	2.85	243.18	11.00	.05	7.25	-.86
1.56	4.34	2.84	242.61	11.00	.05	7.24	-.86
1.17	1.35	.87	63.71	38.77	.61	2.92	.19
1.13	1.33	.86	63.57	38.60	.61	2.84	.18
2.04	2.12	1.34	122.19	66.54	.54	4.72	.47
2.17	2.12	1.34	122.22	66.88	.55	4.84	.55
3.19	2.98	1.79	212.48	110.39	.52	6.78	.93
3.14	2.98	1.79	212.50	110.22	.52	6.73	.90
3.81	3.50	2.01	288.17	148.16	.51	7.83	1.20
3.67	3.52	2.02	289.89	148.67	.51	7.71	1.10
2.27	1.05	.58	77.84	80.93	1.04	3.43	1.13
2.33	1.04	.56	77.84	80.93	1.04	3.46	1.18
3.86	1.50	.72	151.94	156.28	1.03	5.29	2.09
3.91	1.50	.72	151.94	156.28	1.03	5.34	2.13
5.36	2.03	.84	264.29	266.32	1.01	7.03	3.01
5.48	2.03	.84	264.70	266.83	1.01	7.16	3.10
5.73	2.21	.72	356.90	359.96	1.01	7.18	3.34
5.78	2.23	.73	358.45	359.97	1.00	7.25	3.37
4.02	.36	-.11	101.64	155.25	1.53	3.80	2.75
3.85	.36	-.11	101.63	155.25	1.53	3.63	2.64
6.06	.40	-.38	201.56	304.91	1.51	5.30	4.29
6.23	.40	-.38	201.56	304.90	1.51	5.47	4.41
7.52	.50	-.56	301.17	453.35	1.51	6.41	5.39
7.64	.51	-.55	301.09	453.35	1.51	6.54	5.46
8.82	.49	-.80	398.40	603.99	1.52	7.21	6.41
8.68	.52	-.78	398.67	604.33	1.52	7.12	6.31
4.62	-.55	-.87	90.89	183.49	2.02	2.88	3.66
4.71	-.55	-.86	90.86	183.66	2.02	2.98	3.71
6.75	-1.03	-1.56	180.00	363.40	2.02	3.63	5.54
7.21	-1.01	-1.54	180.05	363.57	2.02	4.13	5.83
9.24	-1.42	-2.20	300.38	601.13	2.00	4.83	7.63
9.45	-1.43	-2.21	300.30	601.13	2.00	5.25	7.75

Essai triaxial à chargement répétés

RESULTATS - DEFORMATIONS REVERSIBLES -Ksar El Boukhari-
--

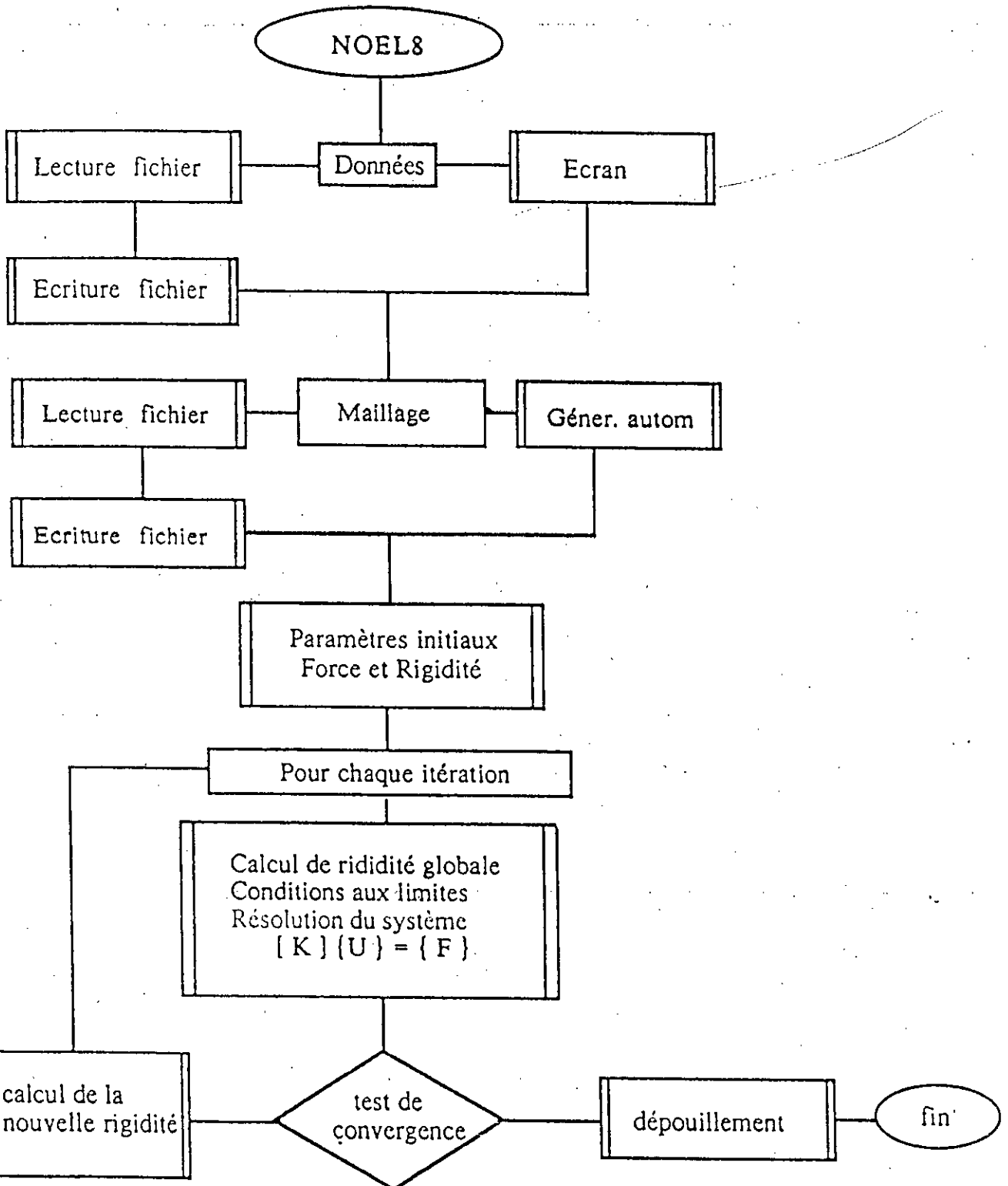
ϵ_{1r} (10^{-4})	ϵ_{3r} (10^{-4})	ϵ_{3rc} (10^{-4})	p_{max} (kPa)	q_{max} (kPa)	q/p	E_{vr} (10^{-4})	E_{qr} (10^{-4})
3.11	4.06	3.59	53.88	11.16	.21	10.28	-.32
3.00	4.05	3.58	53.88	11.16	.21	10.17	-.38
5.54	6.41	5.62	105.52	11.32	.11	16.78	-.05
5.66	6.41	5.62	105.20	11.32	.11	16.90	.03
7.17	7.90	6.72	175.93	11.48	.07	20.61	.30
7.38	7.78	6.61	175.45	11.48	.07	20.60	.51
9.65	10.87	9.33	252.56	11.64	.05	28.32	.21
9.72	10.89	9.35	252.50	11.48	.05	28.43	.25
6.16	4.44	3.97	63.57	38.56	.61	14.11	1.46
6.06	4.44	3.97	63.57	38.56	.61	13.99	1.40
10.19	6.56	5.77	122.59	67.07	.55	21.74	2.94
10.09	6.56	5.77	122.59	67.07	.55	21.64	2.88
13.35	8.08	6.90	210.56	110.10	.52	27.15	4.30
13.69	8.08	6.89	210.50	109.94	.52	27.48	4.53
15.35	8.81	7.27	299.33	153.63	.51	29.89	5.39
15.51	8.80	7.27	299.33	153.63	.51	30.04	5.49
10.57	3.38	2.91	77.61	81.39	1.05	16.40	5.11
10.76	3.38	2.91	77.61	81.39	1.05	16.59	5.23
17.04	4.40	3.62	150.37	152.11	1.01	24.28	8.95
16.89	4.38	3.60	150.37	152.11	1.01	24.10	8.86
21.89	4.76	3.57	261.95	262.60	1.00	29.03	12.21
21.77	4.76	3.58	261.97	262.92	1.00	28.93	12.12
22.67	5.70	4.16	371.84	370.21	1.00	30.99	12.34
23.07	5.69	4.15	371.89	370.37	1.00	31.36	12.61
18.25	.44	-.02	99.72	151.06	1.51	18.21	12.18
18.79	.44	-.02	99.72	151.06	1.51	18.74	12.54
24.88	.34	-.44	199.21	296.44	1.49	23.99	16.88
24.74	.34	-.45	199.15	296.28	1.49	23.84	16.79
27.01	.75	-.31	296.46	438.99	1.48	26.39	18.21
27.16	.78	-.28	296.41	438.83	1.48	26.59	18.30
26.10	2.05	.75	392.96	579.95	1.48	27.59	16.90
26.09	2.07	.76	392.78	579.63	1.48	27.61	16.89
21.43	-3.67	-4.00	90.37	178.84	1.98	13.44	16.95
21.51	-3.68	-4.00	90.37	178.84	1.98	13.51	17.01
27.17	-4.41	-4.94	176.38	353.03	2.00	17.29	21.40
27.06	-4.39	-4.92	176.46	353.02	2.00	17.22	21.32
19.28	-6.54	-6.68	60.42	151.53	2.51	5.92	17.30
18.98	-6.53	-6.67	60.37	151.38	2.51	5.64	17.10
22.86	-8.13	-8.31	88.68	221.93	2.50	6.23	20.78
23.14	-8.11	-8.30	88.68	221.93	2.50	6.55	20.96

Essai triaxial à chargement répétés

RESULTATS - DEFORMATIONS REVERSIBLES -Oran-

ϵ_{1r}	ϵ_{3r}	ϵ_{3rc}	p_{max}	q_{max}	q/p	ϵ_{vr}	ϵ_{qr}
.69	4.97	4.49	54.56	11.00	.20	9.67	-2.54
.87	4.98	4.51	54.56	11.00	.20	9.88	-2.42
.90	5.77	4.98	103.70	11.17	.11	10.86	-2.72
1.12	5.75	4.97	103.62	11.17	.11	11.06	-2.57
1.66	6.28	5.10	178.68	11.17	.06	11.86	-2.29
1.86	6.28	5.09	178.55	11.00	.06	11.85	-2.29
1.56	6.37	4.90	238.08	11.00	.05	11.35	-2.23
1.75	6.38	4.90	239.78	11.17	.05	11.55	-2.10
1.38	4.98	4.51	64.23	40.01	.62	10.40	-2.08
1.26	5.00	4.53	64.37	40.18	.62	10.31	-2.18
1.97	5.65	4.86	124.05	69.02	.56	11.68	-1.92
2.03	5.64	4.85	124.11	69.19	.56	11.73	-1.88
2.45	6.13	4.94	212.92	110.94	.52	12.32	-1.66
2.65	6.13	4.94	213.22	111.11	.52	12.53	-1.53
2.98	6.06	4.56	289.76	149.13	.51	12.10	-1.06
2.82	6.09	4.60	287.58	148.45	.52	12.03	-1.18
2.33	4.74	4.27	78.63	83.95	1.07	10.87	-1.29
2.23	4.75	4.27	78.77	84.12	1.07	10.78	-1.36
3.11	5.32	4.53	154.12	159.46	1.03	12.18	-.94
3.16	5.31	4.52	154.12	159.46	1.03	12.20	-.90
3.75	5.74	4.55	264.66	265.17	1.00	12.85	-.53
3.65	5.76	4.57	264.99	265.68	1.00	12.78	-.61
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.38	4.31	3.84	103.32	158.26	1.53	11.06	-.31
3.17	4.32	3.85	103.32	158.26	1.53	10.87	-.45
4.49	4.72	3.92	204.03	308.24	1.51	12.34	.38
4.81	4.73	3.94	203.81	308.06	1.51	12.68	.58
5.22	4.75	3.69	303.13	457.54	1.51	12.60	1.02
5.20	4.76	3.70	303.21	457.54	1.51	12.59	1.00
5.15	3.17	1.88	392.95	592.47	1.51	8.91	2.18
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.04	2.82	2.50	92.78	187.42	2.02	9.04	1.03
3.88	2.78	2.46	92.78	187.42	2.02	8.80	.95
5.17	3.53	3.00	182.62	368.23	2.02	11.16	1.45
5.31	3.52	2.98	182.62	368.23	2.02	11.28	1.55
6.74	3.45	2.67	303.78	609.45	2.01	12.08	2.72
6.63	3.43	2.64	303.84	609.62	2.01	11.91	2.66

Algorithme de résolution du programme NOEL 8 (M. El-Hannani).



Résolution des problèmes d'élasticité en coordonnées cylindriques

déformations

$$\left[\begin{array}{ll} \epsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r} & \text{déformation radiale.} \\ \epsilon_\theta = \frac{u}{r} & \text{" tangentielle.} \\ \epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} & \text{" verticale.} \\ \epsilon_{rz} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial r} \right) & \text{distorsion.} \end{array} \right.$$

Les contraintes ($\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z, \tau_{rz}$) et les deux déplacements (u suivant le rayon, w suivant la verticale) se déduisent des fonctions de tensions satisfaisant à :

$$\Delta^2 \phi(r, z) = 0 \quad \left[\begin{array}{l} \phi : \text{fonction de tension (ou de love)} \\ \Delta^2 \phi = \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \end{array} \right.$$

et aux conditions aux limites suivantes :

$$\begin{array}{l} * \text{ en surface:} \\ \left[\begin{array}{ll} \sigma_z = q(r) = \begin{cases} q_0 & \text{si } r \leq a \\ 0 & \text{si } r > a \end{cases} \\ \tau_{rz} = 0 \end{array} \right. \end{array}$$

$$\begin{array}{l} * \text{ déplacements nuls à l'infini : } \\ u = 0 \\ w = 0 \end{array}$$

* aux interfaces:

- interface collée

$$\left[\begin{array}{ll} \sigma_{z1} = \sigma_{z2} & \tau_{rz1} = \tau_{rz2} \\ w_1 = w_2 & u_1 = u_2 \end{array} \right.$$

- interface décollée

$$w_1 = w_2$$

- MODELE DE BOYCE -

EQUATIONS FONDAMENTALES

Le modèle est élastique (déformations réversibles), non linéaire (modules sont fonction des états de contraintes dans le matériau) et isotrope.

Pour un matériau élastique et isotrope, les états de contraintes et de déformations peuvent être liés à un module de compressibilité K et à un module de cisaillement G.

$$\varepsilon_{ij} = 1 / (3K) \cdot \delta_{ij} \cdot p + 1 / (2G) \cdot S_{ij} \quad (1)$$

ε_{ij} : composantes du tenseur de déformations.

δ_{ij} : symbole de Kronecker.

p : contrainte sphérique.

S_{ij} : composantes du tenseur déviatoriques : $(\sigma_{ij} - \delta_{ij} \cdot p)$

Pour un matériau élastique linéaire, G et K sont constants et les incréments de contraintes et de déformations :

$$\Delta \varepsilon_{ij} = 1 / (3K) \cdot \delta_{ij} \cdot \Delta p + 1 / (2G) \cdot \Delta S_{ij} \quad (2)$$

Pour un matériau élastique non linéaire :

$$\Delta \varepsilon_{ij} = 1 / (3K) \cdot \delta_{ij} \cdot \Delta p - \Delta K / (3K) \cdot \delta_{ij}^2 \cdot p + 1 / (2G) \cdot \Delta S_{ij} - \Delta G / (2G^2) \cdot S_{ij} \quad (3)$$

Pour un matériau isotrope :

$$\begin{aligned} \Delta K &= (\partial K / \partial I_1) \cdot \Delta I_1 + (\partial K / \partial I_2) \cdot \Delta I_2 + (\partial K / \partial I_3) \cdot \Delta I_3 \\ \Delta G &= (\partial G / \partial I_1) \cdot \Delta I_1 + (\partial G / \partial I_2) \cdot \Delta I_2 + (\partial G / \partial I_3) \cdot \Delta I_3 \end{aligned} \quad (4)$$

I_1, I_2, I_3 : invariants de contraintes.

Pour un matériau granulaire soumis à un chargement répété, I_3 n'a aucune influence sur la rigidité du matériau; les invariants de contraintes sont :

avec $\sigma_2 = \sigma_3$ et $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$

$$\begin{aligned}
 p &= 1/3 \cdot (\sigma_1 + 2\sigma_3) \\
 q &= 1/2 \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2) + (\sigma_2 - \sigma_3) + (\sigma_3 - \sigma_1)] \\
 q &= \sigma_1 - \sigma_3
 \end{aligned}
 \tag{5}$$

σ_1 et σ_3 : contraintes principales

La déformation volumique et de cisaillement:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_v &= \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \\
 \varepsilon_q &= 2/3 \cdot [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3) + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)] \\
 \varepsilon_1 \text{ et } \varepsilon_3 &: \text{déformations principales}
 \end{aligned}
 \tag{6}$$

Un matériau élastique et isotrope est caractérisé par :

$$\varepsilon_v = p/K \text{ et } \varepsilon_q = q/(3G)
 \tag{7}$$

Les invariants de déformations sont :

$$\begin{aligned}
 \Delta\varepsilon_v &= 1/K \cdot \Delta p - \Delta K/K^2 \cdot p \\
 \Delta\varepsilon_q &= 1/3G \cdot \Delta q - \Delta G/3G^2 \cdot q
 \end{aligned}
 \tag{8}$$

Soit en utilisant les relations 4 :

$$\begin{aligned}
 \Delta\varepsilon_v &= [1/K - p/(K^2) \cdot \partial K/\partial p] \cdot \Delta p - p/(K^2) \cdot \partial K/(\partial q) \cdot \Delta q \\
 \Delta\varepsilon_q &= [1/3G - q/(3G^2) \cdot \partial G/\partial q] \cdot \Delta q - q/(3G^2) \cdot \partial G/(\partial p) \cdot \Delta p
 \end{aligned}
 \tag{9}$$

Ces équations sont constituées de deux parties indiquant une contribution séparée de Δp et Δq .

Généralement un incrément de Δp ou de Δq se traduit par une augmentation de $\Delta\varepsilon_v$ et $\Delta\varepsilon_q$ (application du théorème de réciprocity $\partial\varepsilon_v/\partial q = \partial\varepsilon_q/\partial p$)

$$p/(K^2) \cdot \partial K/\partial q = q/(G^2) \cdot \partial G/\partial p
 \tag{11}$$

En effet, le théorème de réciprocity limite le choix des fonctions pour G et K , qui peuvent être utilisées dans ce modèle élastique non linéaire.

Si K est fonction de p seul, et G fonction de q , il n'y a pas de problème, mais il faut s'assurer de la vérification de la relation (11).