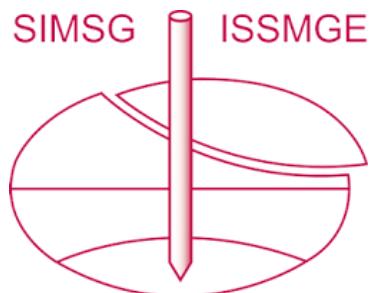


# INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



*This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:*

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

*This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.*

# Routes, pistes d'envol et voies ferrées

## Roads, Runways and Rail-Tracks

**Sujet de discussion :** Déformabilité des Chaussées.

**Subject for discussion:** Deformation of roadways.

*Président / Chairman :*

J.L. ESCARIO, *Espagne.*

*Vice-Président / Vice-Chairman :*

P. COT, *France.*

*Rapporteur Général / General Reporter :*

G. MORALDI, *Italie.*

*Membres du Groupe de discussion / Members of the Panel :*

P.L. IVANOV, *U.R.S.S.;* G.A. LEONARDS, *U.S.A.;* D.J. MACLEAN, *G.-Bretagne;* U. NASCIMENTO, *Portugal;* R. PELTIER, *France;* J. REICHERT, *Belgique.*

### *Discussion orale / Oral Discussion*

R. W. Brandle, *U.S.A.*

D. H. Trollope, *Australie*

W. J. Turnbull, *U.S.A.*

S. J. Buchanan, *U.S.A.*

A. A. B. Williams, *Afrique du Sud*

P. Ferrari, *Italie* (Communication lue par M. Moraldi)

G. Wiseman, *Israël*

P. L. Ivanov, *U.R.S.S.* (Communication lue par M. Cot)

G. A. Leonards, *U.S.A.*

D. J. Maclean, *Grande-Bretagne*

N. W. McLeod, *Canada*

U. Nascimento, *Portugal*

R. Peltier, *France*

J. Reichert, *Belgique*

F. Terracina, *Italie*

J. D. Coleman, *Grande-Bretagne*

P. Ferrari, *Italie*

A. R. Jumikis, *U.S.A.*

J. A. Leadabrand, *U.S.A.*

W. A. Lewis, *Grande-Bretagne*

A. Mayer, *France*



G. MORALDI

Rapporteur Général, Section 4 / General Reporter, Division 4

### *Le Président :*

Mesdames, Messieurs, au cours de cette séance nous allons, vous le savez, traiter de la question de déformabilité des chaussées. Nous entendrons d'abord le rapport de M. Moraldi, Rapporteur général. Puis, nous aurons les interventions des membres du Groupe de discussion. Après chaque intervention une discussion aura lieu entre les membres du Groupe sur le rapport qui aura été lu. Viendront ensuite les interventions des personnes qui auront demandé la parole. A cet effet, ceux d'entre vous qui désirent prendre la parole doivent nous soumettre une note indiquant leur nom et le sujet de leur intervention. Pour finir, une discussion générale aura lieu, elle sera suivie des conclusions du Rapporteur général. Je donne donc la parole à M. Moraldi, Rapporteur général.

### *Le Rapporteur Général :*

M. le Président, Mesdames, Messieurs. Mon rapport général a été publié dans le second volume des comptes rendus, volume que, je l'espère, vous avez eu le temps de consulter. Je pourrais donc abréger mon exposé en supposant que les conclusions de mon rapport vous sont connues, et laisser ainsi plus de temps pour la discussion.

Comme vous l'a dit M. le Président Escario, nous allons discuter d'abord à la tribune, du problème concernant la déformabilité des chaussées, ensuite nous traiterons des propositions de discussions que j'ai indiquées dans les conclusions de mon rapport.

Il ne me reste donc qu'à demander à M. le Président d'ouvrir la discussion.

#### Le Président :

Le premier orateur sera M. Cot, Vice-Président de cette séance.

#### Le Vice-Président :

M. le Président, Mesdames, Messieurs. Je vais vous donner lecture de la communication de M. Ivanov, Docteur-ès-Sciences, Professeur à l'Institut Routier de Moscou :

1. Dans le cas des charges répétées rapides, la théorie de l'élasticité des systèmes multicouches étudiée notamment par Kogan et Ivanov en U.R.S.S., Burmister aux Etats-Unis, Jeuffroy et Bachelez en France, s'est avérée entièrement acceptable pour le calcul des chaussées ou des revêtements flexibles, sans qu'il soit nécessaire d'introduire des coefficients différents pour tenir compte des déformations plastiques qui sont négligeables dans ce cas.

Dans ces calculs les principaux facteurs sont les suivants :

1. La pression spécifique (par unité de surface).

2. Le diamètre de l'empreinte maximum d'une roue de poids-lourd pour laquelle on admet en U.R.S.S. une pression de 6 kg par cm<sup>2</sup> et un diamètre de 33 cm ou bien, dans le cas des aérodromes, les dimensions de l'empreinte maximum d'une roue d'avion.

3. Le module d'élasticité déterminé expérimentalement avec une durée d'application de la charge de l'ordre de 1/10 de seconde.

4. La grandeur des déformations élastiques admissibles au point de vue de la fatigue.

Le calcul de revêtements dans le cas de poids-lourds ou d'avions au repos donne une épaisseur moindre que dans le cas de charges roulantes.

Etant donné que dans l'état actuel de nos connaissances il n'existe pas, pour les chaussées ayant plus de trois couches, de solutions convenables pour les calculs basés sur l'application de la théorie de l'élasticité aux systèmes multicouches, on peut se servir de l'une des solutions théoriques applicables au système bi-couche en prenant chaque fois deux couches successives seulement du système. On adopte un coefficient de 1,5 pour le module d'élasticité ou pour la déformation calculée pour un système multicouches et on tient compte de la variation du diamètre de la surface d'application de la charge en fonction de la profondeur des différentes couches (ce qui d'ailleurs est conforme aux résultats des calculs de MM. Jeuffroy et Bachelez).

2. Les essais *in situ* effectués dans plusieurs pays montrent que la déformation élastique maximum sous la charge d'une roue de poids-lourd ne doit pas dépasser, dans la saison défavorable, qui est la saison humide de l'année, 0,6 à 1 mm ou encore que la déformation relative maximum ne doit pas être supérieure à 0,002 ou 0,003 suivant l'intensité du trafic des poids-lourds.

Le module d'élasticité des sols plastiques, en particulier celui des sols stabilisés avec des liants hydrocarbonés, dépend principalement du mode d'application de la charge et varie dans un grand intervalle. Par exemple, dans le cas d'ondes élastiques ou encore pour une durée d'application de 1/10

de seconde; la différence subsiste même pour une charge roulante ou au repos. C'est pourquoi le module d'élasticité doit être défini pour une durée très rapprochée de la durée d'application de charges des véhicules en mouvement, c'est-à-dire 0,05 — 0,1 seconde.

Les essais effectués en Union Soviétique ont montré que des résultats satisfaisants pour le calcul des déformations sous charges rapides sont obtenus par la chute du poids sur un ressort reposant sur une plaque circulaire de 25 à 35 cm de diamètre. Ces essais permettent de choisir la durée voulue d'application de la charge. De ce point de vue les essais des chaussées par auscultation dynamique ne peuvent nous donner les valeurs des modules d'élasticité pour des matériaux plastiques. Les valeurs du module d'élasticité établies par auscultation dynamique ne peuvent nous donner les valeurs des modules d'élasticité pour des matériaux plastiques. Le passage du module d'élasticité établi par auscultation dynamique au module établi par application de charges peut être effectué seulement en tenant compte des propriétés plastiques des matériaux, ce qui conduit à des calculs assez compliqués.

3. Comme M. Ivanov l'a déjà dit au 4<sup>e</sup> Congrès les modules d'élasticité des sols de fondations varient au cours de l'année. Les valeurs minimales ou critiques sont différentes selon les climats.

La mesure systématique des déformations par chute de poids ou sous la roue de véhicules en mouvement permet de suivre toutes les modifications du module au cours de l'année. Ceci permet également d'estimer la portance de la chaussée à n'importe quel moment de l'année.

La mesure des déformations ou des déflexions sous la roue nécessite l'emploi de deflectomètres mécaniques ou optiques. Pour les essais comportant une chute de poids le plus pratique est l'emploi du vibrographe.

4. L'application de la théorie de l'élasticité au calcul des revêtements rigides est indiscutable. La grande différence de l'élasticité du revêtement et des sous-couches nécessite l'évaluation des contraintes de flexion dans le revêtement. Mais même dans ce cas l'évaluation des déflexions montre quel rôle joue la portance de la fondation sous charges répétées et non sous charges en repos pour le calcul du module de déformation ou du module de réaction.

Les recherches qui ont été effectuées en U.R.S.S. notamment par Zachtchepine, Tchernigoff en 1961 ont montré que les déflexions d'un revêtement en béton reposant sur couche de sable varient continuellement en fonction de la teneur en eau du sable, de la saison, de la température de la dalle, de la vitesse du trafic. Tous ces facteurs amènent à des changements notables du module de réaction ou du module de déformation de la couche de sable par rapport aux modules définis ultérieurement et utilisés dans le calcul.

Ces dernières années, en U.R.S.S., on a utilisé très largement des engins vibratoires pour le compactage de sols sans cohésion. La profondeur de compactage dépend uniquement de la surface transmettant la vibration. En réalité l'efficacité de la vibration dépend seulement de l'énergie utilisée.

#### Le Président :

Merci M. Cot. M. Peltier va nous dire maintenant quelques mots à propos du rapport du Prof. Ivanov.

#### M. PELTIER (France)

J'ai été très intéressé par la communication de M. Ivanov. Je connais — comme beaucoup de gens d'ailleurs — la méthode qui est appliquée actuellement en U.R.S.S., ou, plus exactement, je connaissais jusqu'ici la méthode statique qui était

utilisée il y a quelques années, et j'ai été très intéressé d'apprendre que l'on avait substitué aux essais statiques des essais dynamiques, notamment avec la mesure de la déflection au moyen de ce que nous appelons un déflectomètre à boulet.

Il y a un point par contre sur lequel, sans faire de critique bien entendu, je poserai une question : il s'agit de la durée d'application de la charge.

Le Prof. Ivanov, tout au moins dans ce rapport assez sommaire qu'il vient de présenter, parle d'une durée normalisée de 1/10 de seconde. Or, dans la réalité, sur les chaussées, les applications sont soit beaucoup plus lentes, en particulier quand le véhicule est arrêté, soit beaucoup plus rapides. Quand un véhicule roule sur une chaussée à plus de 100 km à l'heure, il est certain que les applications des charges sur la chaussée sont beaucoup plus rapides et sont de l'ordre du 1/100 de seconde. Je me demande, par conséquent s'il n'y aurait pas intérêt à explorer aussi les domaines des charges d'une durée d'application plus rapide que celle du 1/10 de seconde.

#### Le Président :

Merci, M. Peltier, je donne maintenant la parole à M. Leonards.

#### M. G.A. LEONARDS (Etats-Unis)

In the summary of his General Report, Prof. Moraldi notes the "very conspicuous trend towards the adoption of rational design methods for flexible pavements". This trend will no doubt be welcomed by all concerned. However, it is with the approach being taken in the development of rational design procedures (as described in the General Report) and with the statement that in this approach "the division which until now existed between flexible and rigid pavement design methods tends to disappear" that I must register my strong disagreement.

Briefly, the proposed rational design method postulates that a flexible pavement can withstand a certain limiting deformation before failure is induced; that this limiting deformation can be evaluated for a given pavement cross-section; that the stresses in the pavement system can be computed assuming a layered, elastic system; and that some "modulus" can be evaluated by means of which the deflections of the pavement can be determined from the calculated stresses. These deflections would then be compared with those considered tolerable for the pavement system, and constitutes the basis for design.

In order to discuss the inherent weaknesses in this design approach, it is necessary to review the mechanisms that cause failures in flexible pavements. These may be summarised as follows :

1. Failure of the wearing surface (cracking and spreading) under the direct action of compressive and shear stresses induced by the wheel loads.

2. Rutting and cracking of the pavement surface due to the development of excessive (permanent) deformation patterns resulting from volume reductions in unstabilized granular bases.

3. Rutting and cracking of the pavement surface due to excessive (permanent) deformation patterns resulting from cumulative shear deformations in clay subgrades under the action of repeated loads.

4. Cracking and displacement of the wearing surface due to temporary (recoverable, though not necessarily instantaneous or linear) deformations in both base and subgrade causing a fatigue failure in the wearing surface. When the wearing surface has cracked sufficiently, rutting due to displacement of the granular base subsequently develops.

The stability of bituminous wearing surfaces is beyond the scope of this discussion. Nevertheless, in spite of recent advances in design concepts, many failures of flexible pavements can still be traced to this cause.

The use of modern compaction procedures has largely eliminated excessive volume reductions in thin layers of unstabilized granular bases. However, when thick bases are used (e.g. to protect against the detrimental effects of frost action) volume changes in granular bases can still be a serious problem, particularly in the case of airfield pavements. It may be that the settlements resulting from such volume changes may be predicted by the use of an appropriate modulus of deformation, but evidence to this effect is still lacking.

The cumulative (permanent) deformations that can develop as a result of shear stresses applied repetitively to clay subgrades is illustrated in Fig. 1. The effect of stress level on the cumulative permanent deflections is illustrated by curves A, B, D and E. There exists ample evidence that the possibility of predicting these deflection patterns using a modulus of deformation (however determined) is remote indeed. To guard against shear failures due to a small number of load repetitions, curve E, the CBR (or any other strength test) may be used if suitably correlated with the effects of topography, ground water, climatic and other conditions peculiar to a given site. Thereafter, the effects of repeated loads must be taken into account directly; the use of a modulus of deformation will not suffice for this purpose.

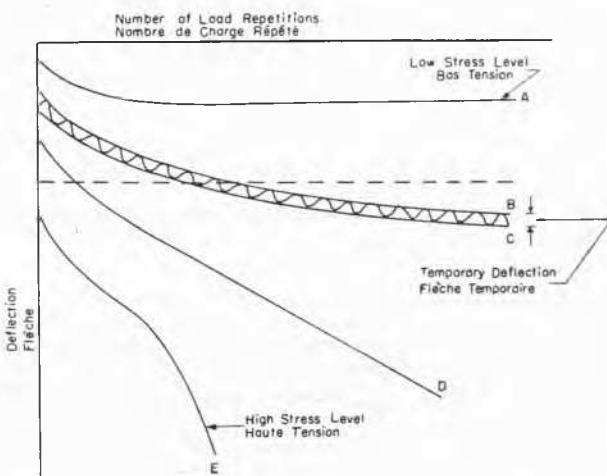


Fig. 1

It may be argued that the pavement should be designed so that the stress level in the subgrade would correspond to that given by curve A in Fig. 1. Under such circumstances, the modulus of deformation approach may still be applicable. It is pointed out, however, that in many cases this would result in excessively conservative and uneconomical design. For example, suppose the stress level corresponding to curve B (Fig. 1) were permitted to develop, resulting in a much thinner pavement than if curve A were used as a basis for design. Suppose, also, that the deformation pattern producing distress in the pavement is represented by the horizontal (dashed) line in Fig. 1. It is evident that repair of the pavement will be necessary, yet once this is accomplished the pavement will serve satisfactorily for a long period of time. In many cases the initial cost of the thinner pavement, plus the cost of repairs, would be considerably less than the initial cost of the thicker pavement. In sum, if economy is to be achieved in design, the effects of repeated loads must be accounted for directly in any rational design procedure.

As illustrated by curve C in Fig. 1, an equilibrium temporary deformation is generally reached after a limited number of load repetitions. The repeated flexing of the pavement surface as a result of these temporary deformations often results in cracking and displacement of the pavement surface; rutting subsequently develops when the base becomes overstressed. This is true even when the cumulative permanent deformations are too small to cause distress in the pavement. Such temporary deformations develop in the base course as well as in the subgrade and are greatly affected by small changes in moisture content. In fact, many flexible pavements otherwise adequately designed fail as a result of this action even when the temporary deformations are much smaller than the cumulative permanent deformations required to cause distress in the pavement. It is evident that a particular limiting deformation pattern that induces failure in a flexible pavement does not exist. For this reason, and because the effects of repeated loads on clay subgrades must be accounted for directly, the proposed rational design procedure is inherently deficient and, in my opinion, cannot adequately replace the empirical design procedures currently available.

Finally, irrespective of the nature of the rational design procedures finally evolved for flexible pavements, such procedures will never be applicable to rigid pavements. By far the most significant factors affecting the behavior of rigid pavements are the direct stresses produced in the warped pavement surface by wheel loads at a time when warping is sufficient so that a portion of the pavement is not in contact with its base. This action is not significant in a flexible pavement but essentially controls the design of a rigid pavement. For this reason, rational design methods for the two types of pavements are likely to become increasingly different rather than tend to become identical.

#### Le Président :

Merci Mr Leonards. Maintenant M. Moraldi, Rapporteur, va répondre à Mr Leonards.

#### Le Rapporteur Général :

If I understood Mr Leonard's statement well, he is of the opinion that the mechanism which causes failure in a flexible pavement is so complex that there is no possibility of predicting the deflections using a modulus of deformation, and therefore a rational design method cannot adequately replace the empirical procedures now available.

For this reason he strongly disagrees with my statement that rational design methods are the methods of the future, and that the difference between flexible and rigid pavement design tends to disappear.

I would like to emphasize that what has led me to say that I consider rational design methods as the methods of the future is the undeniable fact that all over the world more and more people are devoting their attention to such methods.

On the other hand, the W.A.S.H.O. tests, and many reports to this Congress as well, have shown that the empirical methods presently employed, the CBR for instance, fail to account adequately for the reduction of stress in a subgrade due to the presence of a thick bituminous base or surface course.

I agree with Prof. Leonards that at the present moment we may encounter serious difficulties in interpreting by means of rational methods the behaviour of flexible pavements, and I myself stated in my general report that we should not overlook the fact that in a pavement we have not only elastic but also plastic deformations, for which we must account in designing.

I also agree with him that the critical condition in designing for flexible and rigid pavements may be substantially

different, but the simple fact that in a rational method we express the rigidity of a flexible pavement by means of a modulus of elasticity as we do in a rigid pavement, is, from my point of view, an unmistakable tendency towards unification.

#### Le Président :

Merci M. Moraldi.

#### M. LEONARDS

I would like to put on record the fact that it was not my intention to propose that we continue to use the CBR method of design. In fact, I prefaced my remarks by saying that it was the inadequacy of the CBR method that has led to the elastic plastic modulus approach, and I am well aware of the shortcomings that Prof. Moraldi just mentioned; I would not even allow that the CBR method is as useful as he has just stated. I simply tried to point out that, in my opinion, the approach that is now being proposed has just as serious shortcomings — in some respects more serious shortcomings — and does not have as yet the background of experience which permits us to modify the CBR method, in many instances, to obtain reasonably satisfactory designs.

#### Le Rapporteur Général :

I agree with Mr Leonards, and that is why I stated that they are the methods of the future; otherwise I would have said they are the methods of the present. We must study and find out which will be the best method.

#### Le Président :

Merci M. Moraldi. Maintenant je donne la parole à M. Maclean.

#### M. MACLEAN (Grande Bretagne)

The subject of the deformation of carriageways is one of considerable interest in the field of road engineering. I found the title of our main subject this morning somewhat intriguing since, of course, if significant deformations take place in a carriageway this is an indication that it has not been properly designed.

The interest in the deformation of carriageways arises of course from the fact that if we can obtain a better understanding of the factors governing this deformation, then this will lead us towards a more rational method of pavement design than is at present available.

Now, as my contribution to the discussion of this subject, I should like to describe briefly the approach which is being followed at the Road Research Laboratory in Great Britain. This has consisted of (1) theoretical and practical studies of the traffic stresses in the road pavement and the subgrade and (2) studies of the deformations under traffic of experimental sections of carriageway in which different types of surfacing and base material have been performed.

Before I describe our work, I should preface my remarks by saying that they refer to so-called flexible pavements in which the carriageway is surfaced with a bituminous surfacing.

Now, in Great-Britain, the problem is as follows :

We use on our more heavily trafficked roads a bituminous-surfaced carriageway consisting usually of three layers. These layers comprise (1) the bituminous surfacing usually 3 to 4 inches thick, (2) the base (lean concrete, bituminous-bound stone, soil-cement or graded uncoated stone) usually 8 to 10 inches thick and (3) a sub-base (gravel, hardcore or low-grade stone) whose thickness is determined by subtracting

the combined thickness of surfacing and base from the total thickness of construction determined from the California bearing ratio of the subgrade.

When deformation occurs in these roads, it is most pronounced in the near-side traffic lane carrying the majority of the heavy commercial traffic. In a properly designed road this deformation is small; it occurs quickly and creates no difficulties. In a badly designed road progressive deformation will occur and will eventually lead to failure requiring remedial measures because of deterioration in the riding quality of the surface or cracking and disintegration of the surfacing itself. Now, deformation at the surface may arise partly from deformation in the subgrade and partly in the pavement layers. The main objective in pavement design is to find the most economic combination of the pavement layers that will provide a carriageway in which these deformations remain so small that no or very infrequent remedial treatment is required.

I would now like briefly to refer to the theoretical studies which we have made of stresses in road structures. In order to calculate traffic stresses in road structures and subgrades the assumption is made that the pavement behaves elastically when subjected to wheel load, although permanent deformation may in fact result from a large number of applications of wheel load.

It is also necessary to consider the road pavement to be a system of layers of different elastic modulus in view of the widely differing elastic properties of the materials involved. Although the Boussinesq analysis of stresses in a uniformly elastic layer cannot be applied, this difficulty was overcome in 1943 when Burmister developed a more general theory for the stresses and displacements in a layered system. Using these expressions Fox in 1948 and Fox and Acum in 1951, working in Great Britain, computed vertical, horizontal and shear stresses for a number of cases representative of two and of three-layer pavements. The calculations involved are of considerable complexity, and at present an electronic computer is being used to obtain stress distributions for a wider range of combinations of thickness and elasticity of the layers.

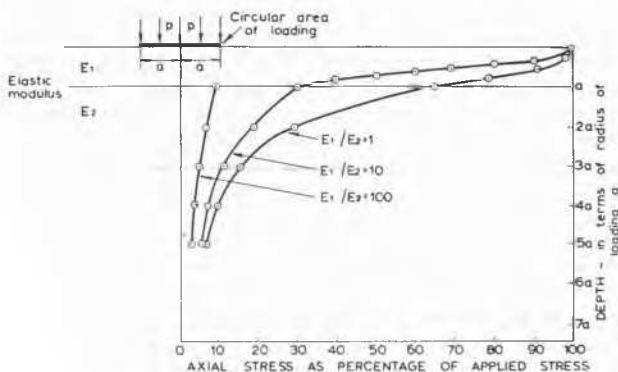


Fig. 2 Effect of vertical distribution of stress of introducing stronger surface layer.

Some of the results of these computations of traffic stresses are illustrated in Fig. 2. In a two-layer system the effect of an increase in the ratio of the elastic modulus of the top layer to that of the bottom layer is to reduce the stresses in the bottom layer, as you can clearly see from the figure. Applying this principle to the case of a road pavement, it means for example that a lean concrete base with an elastic modulus say 500 times that of a clay subgrade would considerably reduce the traffic stresses in the subgrade compared with a well-compacted granular base whose elastic modulus is say only 50 times that of the clay subgrade. At the same time this

reduction of traffic stresses in the subgrade is obtained only at the expense of a higher stress concentration in the base of higher elasticity and in particular much higher tensile stresses near the bottom of the base.

This last point seems to be a very important one in considering the design of flexible pavements using bases of high elasticity. I should now like briefly to describe some of the practical investigations which we have made of traffic stresses:

A wide range of practical investigations has been made to verify the calculations of stresses obtained from elastic theory. The measurements of stresses have been made with piezo-electric pressure gauges which respond accurately to a rapidly applied stress.

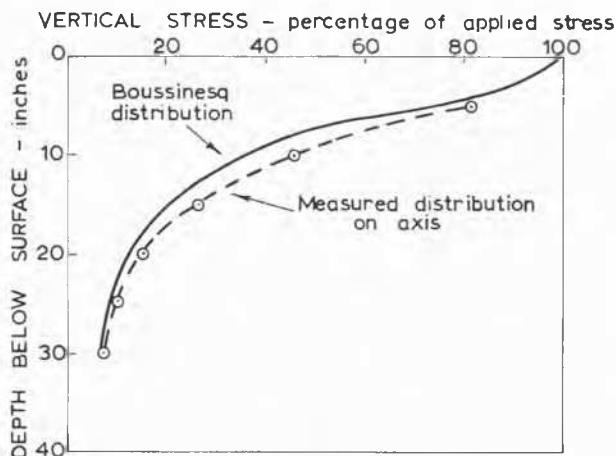


Fig. 3 Comparison of theoretical and measured distributions of vertical stress beneath uniformly loaded area of radius 6 inches.

In one investigation measurements were made of the stress distribution with depth in soil beneath a uniformly loaded circular area at the soil surface. When allowance was made for the slight over-registration of the gauges due to the difference between their elastic modulus and that of the soil, close agreement was found to exist between the measured and calculated values of vertical stress (Fig. 3).

The continuous line shows the theoretical distribution of stress and the broken line shows the measured distribution of stress on the axis of the loaded area.

In other investigations measurements have been made of the vertical stress in the subgrade beneath a number of typical road structures when a loaded vehicle passed over them. Although in general the structures were too complex to permit direct calculations of the stresses from elastic theory it was possible by combining two or more layers to simplify the computations in order to show that the measured stresses were of the order expected from the elastic properties of the materials.

Fig. 4 shows the considerable reduction in stresses in the subgrade obtained by using a rolled asphalt surfacing instead of a bitumen macadam surfacing. And I think in general, as you will see from the data shown on this figure, the information supports the results of computation of stresses in pavements as determined from elastic theory.

I would draw your attention primarily to the far-left hand distribution and the one on the far right. In the experiment, the results of which are shown on the far right, the surfacing was a bitumen macadam which is still widely used as a surfacing in Great Britain. On the far left the surfacing is hot-rolled asphalt which is a much stiffer material than

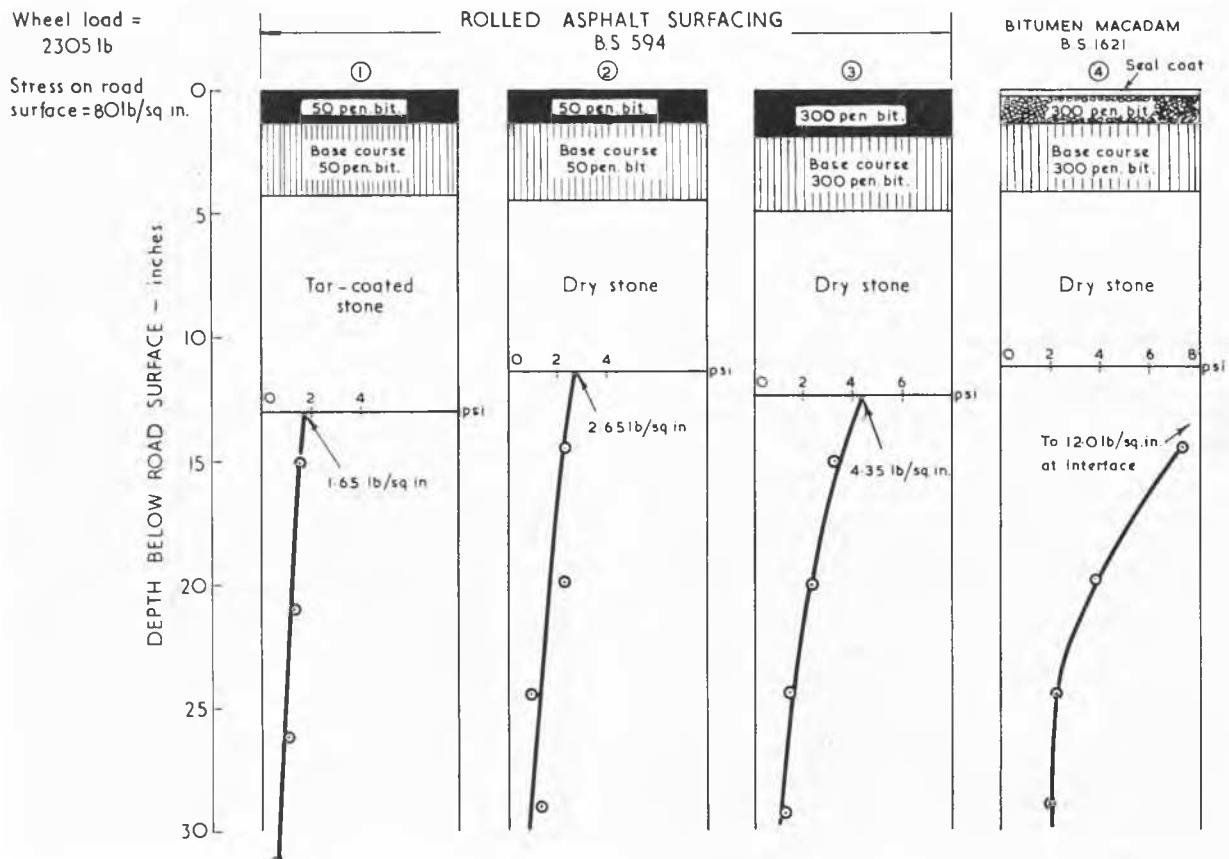


Fig. 4 Effect of type of road structure on vertical stress on subgrade.

the bitumen madacam. You will see that in the road structure which is surfaced with a rolled asphalt surfacing the stresses in the subgrade are much reduced compared with those under the road structure which has a bitumen macadam surfacing, and these differences are in accord with what would be expected from elastic theory.

Other results from these investigations may be summarized as follows :

1. The stress in the subgrade decreased with increase in the overall thickness of construction.
2. The stress in the subgrade increased with an increase in the temperature of the bituminous surfacing due to the reduced stiffness of the bituminous material at higher temperatures.
3. The stress in the subgrade decreased with increase in the speed of the vehicle for speeds up to about 15 mile/h, above which the stress remained approximately constant.

I would now like to refer to deformation characteristics of soils and road pavement materials. In spite of the considerable advances in the knowledge of the traffic stresses in road pavements and subgrades it is considered that it will be some time before this knowledge can be used to provide a basis for a rational method of pavement design, and that for the present the knowledge should be regarded as a valuable adjunct in interpreting the performance of normal and experimental road structures. The reason for this view is that the knowledge of traffic stresses is not at present matched by a corresponding knowledge of the behaviour of soils and pavement materials when subjected to millions of repeated applications of stress over a long period of time and under a variety of climatic conditions.

With granular materials traffic stresses if they are not excessive, usually first cause an increase in the state of compaction, which is accompanied by an increase in the shear strength and the elastic modulus of the material. In practice, granular base materials may not be fully compacted before covering with the surfacing and some deformation at the road surface may be expected to occur due to further compaction during the initial period of traffic, and it is sometimes the practice to delay the surfacing of the final wearing course until this deformation has taken place. Materials having cemented bonds, on the other hand, would be unlikely to compact under traffic.

Apart from the differences between road materials and their ability to deform as a result of compaction, there is a big difference between unbound materials and those using cement and bituminous binders in their behaviour under the action of repeated stresses simulating those to which they are subjected in the road. Until more knowledge on this subject has been accumulated, it seems that the most useful approach to pavement design is to carry out studies of the actual deformation characteristics of carefully constructed experimental sections of road pavement on heavily trafficked roads; and I may say this has been the policy which has been followed in Great Britain in the last ten or fifteen years.

I would now like to say a few words about full-scale experiments. The method which we use is very adequately described by my colleagues Croney and Salt in the third paper in Division 4 of the Proceedings of the present Conference. These experiments have been in progress for twelve years, and in them a systematic study has been made of the effects of the type and thickness of both the surfacing and

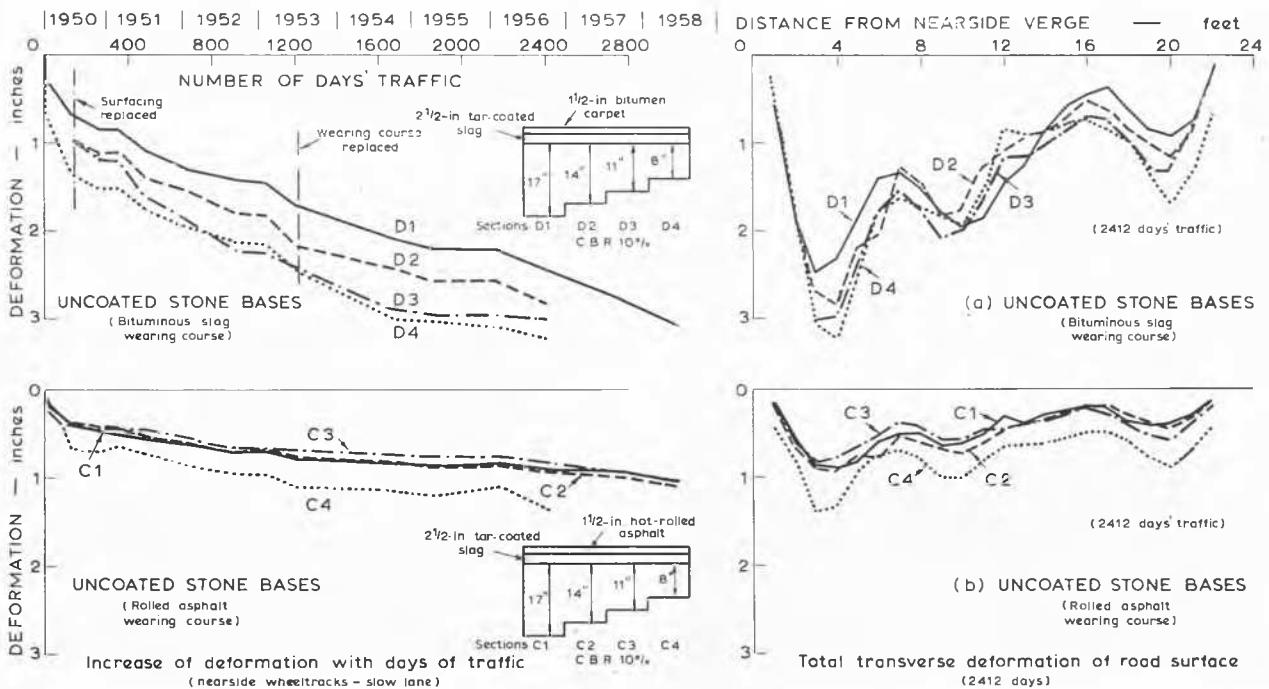


Fig. 5 Comparison of deformations for identical sections surfaced with bituminous slag and rolled asphalt wearing courses—uncoated stone bases (T.R.A. 1 North of Boroughbridge, Yorkshire).

the base on the performance of the pavement. Two types of bituminous surfacing (rolled asphalt and coated macadam) and nine types of base material (hand-pitching, natural gravel, dry stone blinded with fines, water-bound macadam, tar and bitumen-bound macadam, rolled asphalt, soil-cement and lean concrete) have been used. Under designed sections are included in these experiments as an essential feature, and significant deformations are thus recorded with such sections.

The main criterion of the performance of these road structures has been the increase in deformation of the surface of the carriageway, as revealed by the change in the transverse profile determined by precise levelling on transverse rows of level studs embedded in the road surface. In some experimental sections gauges were inserted in the road structure to determine where the deformation measured at the surface was taking place. Measurements have also been made of the elastic deformation of the carriageways under a wheel load of 7 000 lb. using a modified form of the Benkelman beam. Fig. 5 gives an example of typical result of deformation observed in one of these experiments.

On the right of the figure the transverse profiles shown are those obtained at the conclusion of observations after 2 412 days of traffic on the sections whose form of construction is shown in the centre of the figure. The sections were laid on one carriageway of dual-carriageway road, and the transverse profiles show how the deformation was greatest on the near side traffic lane used by heavy commercial vehicles.

On the left-hand side of the figure are shown the curves for the increase of deformation with days of traffic. The initial rapid deformations are probably due to the compaction of the pavement materials and subgrade. The deformations of sections with rolled asphalt wearing course were much less than those of sections with a bitumen macadam wearing course. You will see this by comparing the deformations on the lower part of the figure with those on the upper part of the figure. This difference resulted primarily from the high elastic modulus and better load spreading

properties of the rolled asphalt. The deformations of sections with the bitumen-macadam surfacing decreased with increase in thickness of base over the range 8-17 inches, as you will see from the upper part of the figure; but for the sections with the rolled asphalt surfacing, the thickness of base had less influence on the deformations of the carriageway. This last point is obviously of great importance in relation to our discussion this morning. (*Applause.*)

In other investigations where measurements have been made to locate the source of surface deformations, it was apparent that the proportion of the surface deformation occurring in the subgrade depended to a considerable extent on the elastic modulus of the upper layers of the pavement. For example, where a rolled asphalt surfacing 4 inches thick was used in combination with a base and sub-base negligible deformation occurred in the clay subgrade. On the other hand considerable deformation occurred in the clay subgrade under an adjoining section using the same thickness and type of base which was surfaced with bitumen macadam. This clearly resulted from the higher traffic stresses imposed on the subgrade due to the use of the bitumen macadam surfacing.

The experimental sections have provided a valuable opportunity for studying the elastic deformations of road structures using a deflection beam to record the transient movements of the road surface between the rear twin wheels of a slowly moving heavily-loaded lorry. The magnitude of the deflection provides a useful indication of the effective elastic modulus of different types of pavement structure, and it may ultimately provide a means of estimating the potential performance of new carriageways.

#### Le Président :

Merci, M. Maclean, pour votre très intéressante dissertation.

M. Reichert désire maintenant faire quelques remarques sur votre rapport.

## M. REICHERT (Belgique)

M. Maclean vient de nous définir très clairement sa position concernant la déformabilité et le calcul des chaussées. Après cet exposé extrêmement réaliste, je me permettrai de faire deux remarques.

La première remarque concerne l'emploi de l'essai CBR en laboratoire. Dans la "Road Note" No. 29, le Road Research Laboratory spécifie que l'essai CBR s'effectue en laboratoire, en réalisant des éprouvettes ayant, en général, 5 pour cent de vides d'air. Deux moules sont compactés aux deux teneurs en eau, correspondant à la succion calculée. Les travaux de Croney ont expliqué en détail ces notions de teneur en eau d'équilibre statique : il est inutile que j'y revienne ici. J'ai noté deux points.

Dans le présent Congrès, Aitchison et Holmes (communication 4/1) proposent d'utiliser plutôt la notion d'équilibre dynamique et montrent par leurs exemples — peut-être un peu trop succinctement — les discordances existant entre équilibre dynamique et équilibre statique. Il s'agit là d'un premier point, que je considère comme important, car il pourrait avoir des répercussions graves sur le dimensionnement.

Le deuxième point est le suivant : si l'on peut admettre qu'une mise en équilibre de la teneur en eau d'un sol puisse se produire dans un laps de temps assez court, dans le cas, par exemple, d'une argile lourde avec une nappe phréatique particulièrement proche du fond de coffre de la chaussée, on a *au contraire* beaucoup moins, semble-t-il, d'indications sur le délai nécessaire à une mise en équilibre de sols sableux ou limoneux, avec une nappe phréatique assez profonde.

C'est le deuxième point de ma première remarque. Si M. Maclean désire y répondre maintenant, je formulerais ma deuxième remarque par la suite.

## M. MACLEAN

The first point made by Mr Reichert was that concerning the use of the laboratory method of determining C.B.R. values against *in situ* C.B.R. values, and he referred to the Road Research Laboratory's technical publication Road Note No 29.

We adopted the laboratory method for the following reasons :

An examination of the origins of the C.B.R. method of design shows that the original curves were based on the results of C.B.R. values as determined by laboratory tests and, in Great Britain, subsequent verification experience with the C.B.R. method of design has been based on the use of the laboratory values.

It is of course well-known that there can be, particularly with the more granular soils, considerable differences between the C.B.R. values, as determined in the laboratory compared with those determined *in situ*, and it is therefore essential with such soils to select the correct type of test, otherwise serious discrepancies in the results of the C.B.R. method will result.

I think we must also remember that a virtue of the laboratory tests is that one can adjust the conditions of the soil, that is its moisture content and its state of compaction, so that a measurement can be made corresponding to the worst conditions of stability that it is estimated will occur in the road being designed. On the other hand, *in situ* values are dependent on the preceding weather conditions before the tests are carried out.

I think the only other comment I would wish to make at the moment, Mr Chairman, is to agree with Mr Reichert that in determining the elastic moduli of subgrade and base materials it is more realistic to make these measurements under conditions of loading, rates of loading and so on, which accord with those which will occur in the practical case. And

I might mention that we have developed at the Road Research Laboratory an apparatus in which the stress conditions which occur in the subgrade can be realistically reproduced so that elastic moduli of soils can be accurately determined in terms of the subgrade conditions.

## Le Président :

Merci Mr Maclean, Mr Reichert ?

## M. REICHERT

La seconde remarque que je voudrais faire, après l'exposé de M. Maclean est la suivante : elle concerne l'auscultation dynamique des chaussées. En fait, mon intervention n'est pas une question à M. Maclean, mais plutôt une remarque inspirée d'une part de ce qui nous a été dit ce matin et, notamment du rapport de M. Ivanov que nous a lu M. Cot et, d'autre part, compte tenu de la teneur d'autres communications faites dans le Volume II du présent Congrès.

Concernant l'utilisation dans le dimensionnement des valeurs des modules dynamiques, je dirai que j'entends deux types d'opinions fort différentes. Certains utilisent des méthodes soniques pour déterminer les modules d'élasticité des différentes couches de la chaussée en laboratoire ou *in situ* (Dr Jones du Road Research Laboratory, "Shell Laboratorium" et d'autres expérimentateurs). Ces différents auteurs estiment qu'il y a un bon accord entre théorie et expérience, si on utilise les modules déterminés par voie sonique. J'entends, par ailleurs, une opinion diamétralement opposée : comme par exemple celle de nos Collègues d'Union Soviétique qui estiment que l'emploi dans le dimensionnement des valeurs des modules, déterminés par voie sonique, est absolument erroné et qu'il est indispensable de faire des essais à des temps de mise en charge correspondant aux temps de chargement des différentes couches de la chaussée, au passage d'un véhicule en mouvement.

Je me permets de reposer le problème. Je n'ai pas personnellement de réponse. Peut-être que certains de mes collègues à la Tribune ou des délégués qui se trouvent dans la salle pourraient donner une opinion à ce sujet. Je crois qu'il s'agit là d'un point très important.

## Le Président :

Merci M. Reichert. Maintenant M. Nascimento va faire quelques remarques.

## M. NASCIMENTO (Portugal)

Sur l'exposé de M. Maclean je désire présenter les considérations suivantes : tout d'abord, la constatation du remarquable travail du Road Research Laboratory dans le domaine des recherches sur des routes expérimentales. On nous a fait part du travail fondamental dans cette étape de la recherche sur les méthodes de calcul des chaussées et la réalisation des essais sur route. Mais comme ces essais sont trop chers, il faut les programmer de façon à obtenir les meilleurs résultats avec les prix les plus bas. Pour cette raison, au Portugal nous sommes intéressés par les résultats obtenus dans d'autres pays qui puissent nous permettre d'interpréter et d'étudier plus à fond la question.

En ce qui concerne les résultats du Road Research Laboratory, il me semble que sur la résistance des matériaux des diverses couches des chaussées expérimentales il n'y a pas de données suffisantes pour interpréter les résultats obtenus, tout au moins du point de vue de la théorie de l'élasticité. Et, d'avance je remercie M. Maclean pour les éclaircissements qu'il pourrait donner à ce sujet.

## Le Président :

Merci, M. Nascimento. Je vous demande de nous donner dès maintenant lecture de votre rapport.

### M. NASCIMENTO

Il y a quelques années que nous étudions au L.N.E.C. en collaboration avec la J.A.E. (Junta Autónoma das Estradas) et la D.G.A.C. (Direcção General do Aeronautics Civil) le problème du calcul des chaussées, cherchant une méthode un peu moins empirique que celle du C.B.R., pour les chaussées souples, et que les méthodes ayant une origine lointaine dans les formules de Westergaard, pour les chaussées rigides.

L'orientation que nous avons suivie est la suivante :

— Tout d'abord nous esquissons une petite théorie sur le comportement de la structure de la chaussée, théorie assez simplifiée pour faciliter son application, mais d'autre part donnant des résultats suffisamment approchés pour les applications pratiques.

Nous utilisons dans ce but le vieux concept approché de la distribution des charges selon des *angles de distribution* dont les valeurs, toutefois, sont choisies de façon à donner la plus petite erreur possible par rapport aux résultats de la théorie de l'élasticité appliquée par Burmister aux systèmes d'une seule couche.

De telles simplifications sont fréquentes dans le Génie Civil (par exemple dans le calcul de poutres et des charpentes), où la théorie de l'élasticité est parfois remplacée par des théories particulières suffisamment approchées dans un domaine déterminé.

Dans les études concernant plusieurs couches ou celles concernant l'action de roues multiples, auxquelles on n'a pu appliquer la théorie de l'élasticité à cause de difficultés dans l'intégration des équations différentielles respectives, nous employons des modèles élastiques.

Une fois établie une distribution de contraintes dans la structure de la chaussée, on calcule son tassement par des méthodes simplifiées mais contrôlées par la théorie de l'élasticité.

— La deuxième question à résoudre concerne la caractérisation de la résistance des matériaux du revêtement moyennant un paramètre utilisable dans la théorie mentionnée ci-dessus. Nous avons employé à cet égard le *module de résistance*

$$P = \frac{\sigma d}{\delta} \quad (1)$$

qui, dans les matériaux parfaitement élastiques, est rattaché au module d'élasticité et au coefficient de Poisson par l'expression

$$R = \frac{E}{1 - \mu^2} \quad (2)$$

Ce paramètre présente l'avantage d'avoir une signification dans les matériaux soit élastiques, soit non-élastiques, indépendamment des valeurs d' $E$  et de  $\mu$ . Ceci est très important, car dans les essais de chargement en milieu semi-indéfini c'est  $R$ , et non pas  $E$  ni  $\mu$ , que l'on détermine expérimentalement.

Il convient donc de ne pas confondre le *module de résistance R* avec le *module de déformabilité E* qui, je pense, est une généralisation du module d'élasticité aux matériaux non-élastiques. Le module d'élasticité d'un matériau non-élastique serait, semble-t-il le module d'élasticité d'un matériau élastique qui dans un essai de compression simple présenterait les mêmes déformations.

$R$  peut être déterminé au laboratoire au moyen d'un essai de charge avec un faible tassement relatif ( $\delta/d$  de l'ordre de 1 pour cent pourvu que le diamètre du plateau de chargement

soit 3 à 4 fois plus grand que la dimension maximum de la granulométrie du matériau et pourvu aussi que le diamètre et la hauteur du moule soient 3 à 4 fois plus grands que le diamètre du plateau de chargement.

Pour les matériaux ayant une dimension maximum inférieure à 19 mm on peut employer en essai de chargement l'essai C.B.R. lui-même. Toutefois pour des matériaux plus grossiers tel que le macadam, il faudrait employer des moules plus grands.

Une autre façon de résoudre le problème consiste en faire des essais sur place en creusant une boîte sur le terrain où le macadam est cylindré avec l'équipement des travaux routiers dans une épaisseur adéquate au diamètre du plateau employé dans l'essai de chargement correspondant (Fig. 6.)

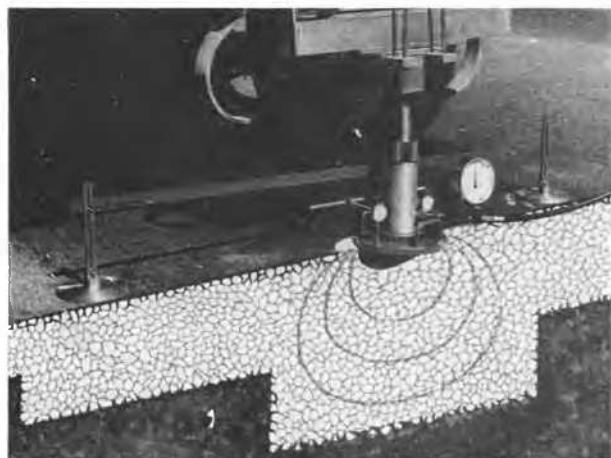


Fig. 6

La troisième question qui fait l'objet de nos recherches est la vérification expérimentale de la théorie de calcul sur des tronçons expérimentaux de routes. On détermine d'abord les modules de résistance des matériaux de fondation et des différentes couches de la chaussée, après quoi on fait l'essai de chargement sur la chaussée afin de comparer les déformations mesurées avec les déformations calculées.

Enfin la quatrième question dont nous avons entrepris l'étude concerne la définition de la déformabilité que devraient avoir les différents types de revêtements car cette déformabilité n'est pas la même pour les revêtements flexibles et pour les revêtements rigides ou semi-rigides. La déformabilité peut être mesurée au moyen, soit du tassement relatif correspondant à une charge donnée, soit du module apparent de résistance de la chaussée.

En attribuant aux matériaux des chaussées souples un module de résistance, par exemple  $R = 2000 \text{ kg/cm}^2$ , et en appliquant la théorie aux diagrammes couramment utilisés dans le calcul des chaussées souples et rigides, on obtient des modules de résistance et des tassements relatifs avec les valeurs suivantes :

#### Chaussées souples

	C.B.R. pour cent	R $\text{kg/cm}^2$	$\delta/d$ pour cent
Routes :	5	400	1
Pression des pneumatiques :	30	750	0,5
4 $\text{kg/cm}^2$ .....	50	1 100	0,4
Aérodromes :			
Pression des pneumatiques :	5	500	1,4
7 $\text{kg/cm}^2$ .....	30	780	0,9

## Chaussées rigides

	<i>Rf</i> pour cent	<i>R</i> kg/cm <sup>2</sup>	<i>δ/d</i> pour cent
Aérodromes :	100	1 000	0,7
Pression des pneumatiques :	600	4 900	0,14
7 kg/cm <sup>2</sup> .....	1 000	5 800	0,12

Pour les chaussées souples le tassement relatif sera de l'ordre de 1 pour cent; un peu moins ou un peu plus.

Pour les chaussées rigides le module d'élasticité du béton est de 300 000 kg/cm<sup>2</sup>. Les déformations seront à peu près de l'ordre de 0,1 pour cent.

L'exposé que je viens de faire correspond il me semble à une étape du développement des méthodes de calcul des chaussées. La première étape était celle de la méthode CBR, presque complètement empirique. La deuxième étape est celle qui nous occupe présentement. C'est une étape plus analytique.

La troisième étape sera celle qui comprendra le développement d'une théorie ayant pour base non seulement la théorie d'élasticité, mais encore la rhéologie en tenant compte de la répétition et de la rapidité des applications des charges.

Mais je remarque que, maintenant, au Portugal, dans les applications pratiques concernant les routes et les aérodromes, nous continuons à utiliser la méthode CBR et pour certains points les formules de Westergaard.

### Le Président :

Merci M. Nascimento. La parole est maintenant à M. Peltier,

### M. PELTIER

Actuellement, diverses méthodes sont utilisées en France pour le calcul des épaisseurs à donner aux chaussées souples. Elles sont toutes, comme la méthode CBR, d'origine américaine, et font uniquement appel à la notion de portance des sols de fondation.

Mais les ingénieurs français estiment que ces méthodes sont maintenant insuffisantes, et qu'il est désormais nécessaire, pour le calcul des chaussées, de faire appel à la fois aux notions de portance et aux notions de déformabilité des sols et des diverses couches de chaussées. Cette nécessité est apparue lorsque l'on a commencé à employer dans les chaussées des matériaux ayant une certaine rigidité, comme les enrobés bitumineux et les sols-ciment. Le grand développement, ces dernières années, de ces couches semi-rigides dans la technique routière, accroît l'urgence et l'importance de l'élaboration de méthodes rationnelles de calcul des chaussées, faisant intervenir à la fois, comme il est de règle dans les ouvrages hyperstatiques, leur résistance et leur déformabilité.

Un groupe de travail réunissant plusieurs ingénieurs des Ponts-et-Chaussées spécialistes de cette question a alors été constitué au Laboratoire Central des Ponts-et-Chaussées, sous la présidence de M. l'Ingénieur en Chef Bonitzer, pour étudier ce problème du calcul rationnel des chaussées. Ce groupe a été rapidement amené à souligner la complexité de cette étude, notamment en ce qui concerne la déformabilité des chaussées.

Tout d'abord, cette déformabilité doit être entendue dans le sens très général qui lui est donné en rhéologie. Notamment, il ne s'agit pas seulement d'étudier la déformation d'une chaussée, sous l'action d'une charge statique, mais aussi de l'étudier sous l'action des charges dynamiques, et surtout sous la forme dynamique particulière que les

charges roulantes ont généralement sur les chaussées; c'est-à-dire déplacement régulier du point d'application de la charge, en même temps que variation sinusoïdale de celle-ci.

L'introduction du facteur temps dans les calculs ne concerne d'ailleurs pas uniquement les charges appliquées, mais concerne aussi les matériaux constitutifs des diverses couches de chaussées qui peuvent être le siège de phénomènes visco-élastiques. En tenant compte des propriétés visco-élastiques des matériaux, on peut alors cerner de plus près la réalité, car ces propriétés peuvent exister à un haut degré dans certains matériaux comme les enrobés bitumineux et les sols plastiques.

Enfin, ces déformations peuvent être aussi plastiques, en partie tout au moins, notamment lorsqu'il s'agit de répétition des charges, puisque l'effet de fatigue sous la répétition des charges est l'indice qu'en certains points, probablement très localisés d'ailleurs, la déformation est plastique.

On voit que le problème est physiquement très complexe. Sous cette forme très générale, il ne serait d'ailleurs probablement pas accessible au calcul. Aussi fait-on en général une hypothèse simplificatrice, en supposant que les déformations des chaussées, aussi bien sous les efforts statiques que dynamiques, sont élastiques.

Mon exposé aujourd'hui se bornera à examiner la validité de cette hypothèse. Mais auparavant, je voudrais toutefois faire deux remarques :

— La première est que si le modèle élastique des chaussées peut se prêter au calcul, il n'est pas le seul qui puisse s'y prêter. On ne complique même pas tellement ces calculs en supposant que les diverses couches de la chaussée sont visco-élastiques et pas seulement élastiques, à condition qu'il s'agisse d'une visco-élasticité linéaire (ce que l'on peut admettre avec une approximation satisfaisante pour les matériaux constitutifs des chaussées). On peut alors passer de la solution mathématique du problème élastique, à la solution du même problème en visco-élasticité linéaire par une transformation mathématique appropriée (transformation de Laplace). C'est dans ce cas que s'est placé le groupe de travail précité.

— La seconde remarque est qu'il y a plusieurs façons pour un système de se comporter élastiquement.

On connaît à ce sujet la distinction qui est faite dans les calculs de dalles en béton entre les sols élastiques au sens de Westergaard, et les sols élastiques au sens de Boussinesq. Pour Westergaard, le comportement du sol sous une dalle en béton peut être assimilé à celui d'un grand nombre de ressorts verticaux indépendants, interposés entre la dalle de béton et une fondation indéformable. Pour Boussinesq, le sol est un solide élastique.

Dans le cas des chaussées souples, les mêmes distinctions peuvent être faites quant au comportement du sol que pour les chaussées rigides. On peut même envisager d'autres modes de déformation élastique des sols.

A titre d'exemple, on peut considérer un milieu constitué par des séries de plaques élastiques superposées entre lesquelles on a placé une multitude de petits ressorts verticaux. En faisant varier les caractéristiques de ces plaques (épaisseur et module d'élasticité), et les caractéristiques des ressorts (longueur et élasticité), on peut créer des modèles élastiques du sol très variés.

Ces deux remarques étant faites, revenons à la question de la validité de l'hypothèse des déformations élastiques des chaussées. Celle-ci est parfois justifiée, d'une façon simpliste, par les ingénieurs à l'aide du raisonnement suivant :

Les déflections des chaussées sous les charges statiques les plus lourdes autorisées en France sont de l'ordre du demi millimètre pour les bonnes chaussées. Si la déformation des chaussées n'était pas entièrement élastique, c'est-à-dire si la déflection ci-dessus comportait une légère part permanente, cette part permanente s'accroîtrait à chaque nouveau

passage de camions en ce point. Or ces passages de camions sont très nombreux, puisque dépassant souvent le million pour une même année, sur les routes importantes. Il en résulte que même si cette part permanente de la déflexion ne s'accroît qu'au rythme de la loi logarithmique qui est généralement observée dans ce phénomène, elle atteindra cependant des valeurs considérables au bout d'une année.

En gros, ce raisonnement est valable. Mais il convient d'examiner les choses de plus près.

Il est bon de distinguer à ce sujet les charges statiques et les charges dynamiques, puisque les deux sont possibles et même fréquentes sur les routes; étant bien entendu qu'une méthode rationnelle de calcul des chaussées devra envisager ces deux sortes de charges et voir celle qui conduit pour chaque couche de la chaussée à l'effet le plus défavorable.

On constate alors que les charges dynamiques produisent les effets les plus défavorables dans les couches supérieures, et notamment dans les couches de surface en enrobés. En effet, ces couches supérieures supportent alors les effets dynamiques des charges; de plus, sous l'action des charges rapides, les enrobés en liants hydrocarbonés se comportent comme des matériaux rigides, c'est-à-dire qu'ils présentent l'effet de dalle. On sait que dans ce cas la dalle ou la pseudo dalle supporte alors des contraintes élevées, mais que la fondation ne supporte que des charges bien réparties et donc faibles.

Les observations ont montré que les déformations de la chaussée étaient dans ce cas presque parfaitement élastiques, ce qui justifie leur calcul par la théorie de l'élasticité.

Encore faut-il connaître les caractéristiques élastiques des diverses couches de la chaussée. Celles-ci doivent être déterminées par des méthodes dynamiques. On emploie à ce sujet soit des méthodes de vibration, soit des méthodes d'impulsion, l'impulsion étant donnée dans ce dernier cas, à la surface de la chaussée, par un deflectomètre à boulet, et peut-être dans un proche avenir, par un deflectomètre à fusée ou deflectomètre à réaction.

L'expérience a d'ailleurs montré que ces caractéristiques varient au cours de l'année, par suite des variations de température et des variations d'humidité du sol. Généralement, on observe qu'en France les conditions les plus défavorables se présentent à la fin de l'hiver ou au début du printemps; à ce moment, l'imbibition du sol et des couches inférieures de la chaussée est maximum, la fondation est alors molle et peu portante vis-à-vis de la chaussée; à cette époque, en outre, le module d'élasticité des enrobés hydrocarbonés est maximum, ceux-ci étant très froids.

Une question se pose alors : comment doit-on tenir compte de l'effet de la répétition des charges, ou en d'autres termes : de la circulation ? Actuellement, plusieurs ingénieurs pensent qu'il y a lieu d'introduire à ce sujet dans l'estimation des caractéristiques élastiques de la chaussée, la loi logarithmique d'accroissement des déformations, loi qui est observée dans les chargements statiques ou dans les chargements peu rapides. Mais ce point est controversé. En effet, cette loi est beaucoup moins nette pour les charges rapides, qui sont les plus fréquentes et les plus dangereuses. De plus, les revêtements hydrocarbonés sont capables de fluer et de bien s'adapter aux déformations permanentes, ce qui atténue l'effet des déformations permanentes lentement progressives.

A mon avis personnel, il paraît préférable de ne pas tenir compte de cette loi logarithmique de progression des déflexions permanentes. Par contre, il convient de tenir compte d'une part de la résistance à la fatigue du revêtement, qui peut être sensiblement inférieure à la résistance à la rupture sous un seul chargement, d'autre part de l'ameublissement du sol, c'est-à-dire de la réduction de son module d'élasticité, sous l'influence des vibrations et des charges répétées lorsqu'il est imbibé d'eau. Ce dernier phénomène est bien connu des spécialistes; mais, à ma connaissance, tout au

moins, il n'a pas encore fait l'objet d'études systématiques en laboratoire. Cet aspect particulier de la géotechnique routière comporte ainsi une lacune qu'il serait souhaitable de combler au plus tôt.

L'autre aspect du problème concerne l'action des charges statiques. Il ne semble pas que dans ce cas on puisse s'en tenir à la solution élastique du problème. Il est très probable qu'il se produira dans ce cas un fluage visco élastique de certaines couches de la chaussée, c'est le cas notamment des couches en enrobés hydrocarbonés et du sol de fondation s'il est plus ou moins plastique et s'il est imprégné d'eau.

Le cas le plus défavorable se présentera à ce sujet vers la fin du printemps lorsque la fondation sera encore bien imprégnée par les pluies de l'hiver et du printemps, et que les premières chaleurs auront ramolli les revêtements hydrocarbonés.

Ce problème est encore accessible au calcul mathématique, à condition de supposer que les déformations sont élastiques pour certaines couches, et visco élastiques pour d'autres. J'ai indiqué plus haut, que si cette visco élasticité est du type linéaire, le calcul mathématique de cette structure est possible, et qu'il dérive même de la solution élastique par une transformation de Laplace. Sans doute la linéarité de la visco élasticité n'est-elle qu'une approximation schématique, mais elle paraît bien suffisante pour la pratique. C'est donc cette solution que je suggère.

*En conclusion*, il semble que la mécanique des chaussées puisse être accessible au calcul, à condition de supposer sa structure élastique quant aux charges dynamiques, et visco élastique quant aux charges statiques.

#### Le Président :

Merci M. Peltier, pour votre exposé très clair qui nous montre les difficultés des problèmes qui se présentent à nous.

Je donne maintenant la parole à M. Reichert.

#### M. REICHERT

Monsieur le Président, Mesdames, Messieurs. Dans son Rapport Général, le Prof. Moraldi propose comme première question de discussion l'examen des accords entre théories rationnelles de calcul et l'expérience. Je voudrais à ce propos vous dire quelques mots : peut-être y aura-t-il, involontairement, quelques redites des exposés précédents que vous venez d'entendre de la part de mes collègues : je m'en excuse d'avance.

(a) Examinons d'abord *les causes de désaccord* presque évidentes entre théorie rationnelle de calcul et expérience.

Le premier point concerne les simplifications du schéma élastique, qui sont clairement relevées dans le rapport de M. Moraldi : les hypothèses concernant l'élasticité, l'homogénéité, l'isotropie des matériaux, les conditions de contact entre les couches, etc.

Un deuxième point est l'effet de la répétition des charges, qui, en général, n'est pas introduit dans les méthodes de calcul, sauf peut-être, dans les théories russes d'Ivanov, Biroulia et leurs collègues, ou par une voie indirecte, comme par exemple, dans les nouveaux abaques CBR proposés par le Road Research Laboratory dans la « Road Note n° 29 », dont il a déjà été question ce matin.

Un troisième point concerne les notions de vitesse, d'accélération, de temps de chargement, de temps de repos entre deux charges, les problèmes de canalisation du trafic, etc., qui en général, ne sont pas pris en considération dans les théories : et, à ce moment là, je crois qu'il est normal de ne pas avoir un accord entre théorie et expérience !

M. Leonards a attiré notre attention ce matin sur un quatrième type de désaccord possible : les variations des propriétés des matériaux et des couches de la chaussée, sous l'effet du trafic et des conditions climatiques.

Un cinquième point concerne le comportement élasto-plastique des différents matériaux de la chaussée, comportement qui, en général, n'est pas pris en considération dans les théories.

Enfin, on réalise souvent en pratique des systèmes multi-couches, alors que les théories concernant les systèmes bi-couches et tri-couches ne sont actuellement que partiellement établies.

(b) J'aborde maintenant le point qui concerne *l'assimilation à un schéma élastique, avec emploi de modules « corrigés »*. En vue de répondre aux objections que je viens de rappeler, certains auteurs, dans un but tout à fait louable de simplification des développements mathématiques, considèrent qu'il suffit d'utiliser les théories élastiques multi-couches, mais d'introduire pour les différents modules et coefficients à utiliser dans la théorie, des valeurs corrigées déterminées soit *in situ*, soit en laboratoire pour les conditions de température, de temps de chargement, de vitesse, de fréquence, etc., et ainsi, par exemple, pour les matériaux hydrocarbonés, de tenir compte du caractère élasto-plastique des matériaux.

Je pense qu'il s'agit là d'un point important. Peut-être dira-t-on que je suis difficile, car malgré que l'on ne soit pas encore arrivé réellement à un stade d'utilisation des théories élastiques avec des modules corrigés, j'essaie déjà de mettre une entrave sur le chemin de ceux qui tentent d'y parvenir. Ce n'est pas très aimable, en effet.

(c) *Le choix du critère de dimensionnement* est un problème qui intéresse énormément l'ingénieur routier-auteur de projets. Il est curieux de constater que, dans beaucoup de méthodes de dimensionnement de chaussées, on ne considère qu'un seul critère de dimensionnement. Alors qu'il est classique, en résistance des matériaux et en élasticité, de vérifier successivement, par exemple, les flèches élastiques et les contraintes de traction dans le cas du calcul d'une poutre, on constate au contraire que les critères de dimensionnement pour les chaussées sont, pas dans tous les cas bien sûr, mais très souvent malgré tout, uniques : on admet une déformation élastique ou une déformation élastique relative limite et on ne s'occupe pas de vérifier les contraintes dans les différentes couches de la chaussée et dans le sol. D'autres auteurs ne considèrent comme critère, par exemple, qu'une valeur limite de la contrainte de traction à la base du revêtement. Enfin, d'autres ne considèrent comme critère qu'une contrainte verticale sur le sol. Il est rare qu'on les considère simultanément. Bien entendu nous avons, par exemple, la méthode de Jeuffroy et Bachelez qui considère ces trois points : mais je constate qu'en général quand on dimensionne une route il est rare qu'on choisisse deux ou trois critères simultanément : et cependant cela me paraît indispensable même si, à première vue, cela apporte une complication.

On fixe souvent comme critère une déformation limite mais une déformation de nature élastique : il est assez rare que l'on considère une déformation permanente. Je ne voudrais cependant pas vous induire en erreur et je noterai notamment la très intéressante communication de MM. Croney et Salt du Road Research Laboratory, qui semblent considérer presque comme un critère de dimensionnement la valeur de la déformation permanente, atteinte après un certain nombre de passages de véhicules.

Par ailleurs, un point extrêmement important, relevé par notre Rapporteur Général, concerne le mode de détermination des contraintes ou des déformations maximum. Faut-il faire un essai en laboratoire sur les différents matériaux constitutifs de la chaussée, ou faut-il le faire *in situ* ? Nous

venons d'entendre l'opinion de M. Maclean qui, pour le dimensionnement de la chaussée rejette l'essai *in situ* sur le sol, compte tenu des variations possibles de la compacité ou de teneur en eau à la surface du sol entre le moment où l'on exécute l'essai et celui de la construction de la route : ce qui risque de donner des résultats assez erratiques.

Un point que je voudrais soulever concerne *les limitations aux notions de contraintes élastiques*. On peut se demander, malgré les remarques que je viens de faire au sujet de l'introduction de théories élasto-plastiques, s'il est encore légitime de parler de contraintes élastiques, si la température, par exemple, du revêtement hydrocarboné est de 40 °C, température pour laquelle en général, on n'a plus ni un comportement élastique du matériau ni proportionnalité entre contrainte et allongement relatif.

Je pense, personnellement, qu'il est nécessaire de caractériser les matériaux routiers par des notions plus complètes que les notions bien connues de modules d'élasticité et de coefficient de Poisson.

Je voudrais maintenant aborder le point qui concerne la définition des « états de rupture » ou de « déformations excessives » des chaussées. Quelles sont les valeurs limites à adopter, quels sont les critères ? Il importe de développer des moyens d'investigation et d'augmenter les observations pour caractériser ces états limites (rupture, déformations élastique ou plastique, cumulées, etc.) de la chaussée et des couches constitutives. Quel coefficient de sécurité adopter et à quelle période de l'année faut-il se placer ? Suivant la couche que l'on considère ces périodes critiques de l'année peuvent être très différentes. Il nous paraît d'autre part impossible de fixer des valeurs universelles, des valeurs « passe-partout » pour tous les matériaux.

Le problème du choix du critère est, peut-être, plus difficile dans le cas d'une route que dans le cas d'une poutre, étant donné que le critère peut être quelquefois une notion de confort ou de sécurité ou peut consister simplement à éviter la création de fissures, afin que de l'eau ne pénètre pas dans les couches de la chaussée et ne détériore celle-ci.

Il importe aussi de fixer la durée de la vie que l'on espère pouvoir atteindre pour la route. Il importe de pouvoir définir avec précision le trafic (en nombre et en poids, pour chaque classe d'essieu). Il convient également de préciser quelle est la répartition transversale du trafic.

Je voudrais vous donner maintenant succinctement quelques exemples d'accord ou de désaccord entre théories, ou entre théories et expérience.

Avec notre collègue, le Dr J. Verstraeten du Centre de Recherches routières, nous avons établi différents exemples pour répondre à la question 1 du Rapporteur Général.

1. Dans une remarquable communication, MM. Schnitter et Bolliger (communication 4/19) étudient d'une façon très efficace les problèmes de systèmes bi-couches, dont une des deux couches est constituée de matériau stabilisé au ciment. Au tableau 2 (page 310 du volume II des Proceedings), les contraintes verticales  $\sigma_z$  et les déformations élastiques sont calculées avec les abaques d'Odemark qui sont basés sur les hypothèses de Burmister avec un coefficient de Poisson de 0,5. Mais pour les contraintes radiales  $\sigma_r$  dans le sol-ciment, dans le cas du système (2), les abaques d'Odemark sont utilisés avec les hypothèses de Hogg mais les coefficients de Poisson au lieu d'être égaux à 1/2 pour les deux matériaux sont de 1/6 pour le sol-ciment et de 1/2 pour le sol. Nous avons procédé alors à divers calculs. Pour calculer la contrainte radiale  $\sigma_r$  dans le sol-ciment, dans le cas du système (2), dans l'hypothèse de Hogg, mais avec des coefficients de Poisson égaux tous les deux à 1/2 : et nous sommes arrivés, à partir d'abaques que M. Verstraeten a établis, à une contrainte de 16 kg/cm<sup>2</sup> dans le sol-ciment. Nous avons également vérifié avec les abaques de Hank et Schrivner (hypo-

thèse de Burmister) et avec les abaques de Jeuffroy (hypothèse de Hogg) et nous trouvons, pratiquement, aussi  $16 \text{ kg/cm}^2$  alors que Schnitter et Bollier donnent, dans le cas de l'hypothèse de Hogg  $1/6$ ,  $1/2$  pour les coefficients de Poisson, une valeur seulement de  $12 \text{ kg/cm}^2$ . Ce qui fait donc une erreur de 33 pour cent. Il ne faut pas alors s'étonner qu'il y ait désaccord entre théorie et expérience. Bien entendu, pour autant que les méthodes de mesure soient suffisamment précises pour déterminer cette différence!

Le tableau 7 ci-dessous résume ces différents calculs de la contrainte radiale  $\sigma_{r,1}$ .

Tableau 7

Système (2) de la communication 4/15,  $E_1 = 100\,000 \text{ kg/cm}^2$  —  $E_2 = E_3 = 200 \text{ kg/cm}^2$  : comparaison entre différentes théories et hypothèses de calcul.

	Contrainte radiale $\sigma_{r,1} (\text{kg/cm}^2)$
Schnitter et Bollier (Hogg : $v_1 = 1/6$ $v_2 = 1/2$ )	12
Hank et Scrivner [1] Burmister : $v_1 = 1/2$ $v_2 = 1/2$	15,8
Jeuffroy Hogg : $v_1 = 1/2$ $v_2 = 1/2$	16
Verstraeten [2] Hogg : $v_1 = 1/2$ $v_2 = 1/2$	16

Nous donnons maintenant, Fig. 8, un des abaques proposés par M. Verstraeten [2], dans le cas de l'hypothèse de Hogg, où l'on a porté la *contrainte radiale de traction*, multipliée par  $\left(\frac{h}{a}\right)^2$ ,  $h$  étant l'épaisseur de la couche supérieure

d'un système bi-couches, et  $a$ , le petit rayon de la plaque de chargement, en fonction du facteur  $b$  (qui tient compte du rayon  $a$ , de l'épaisseur  $h$  de la couche, des modules  $E_1$  et  $E_2$  et des coefficients de Poisson  $v_1$  et  $v_2$ ). Dans l'hypothèse de Hogg, nous sommes arrivés à établir ces abaques pour les contraintes radiales de traction, pour les contraintes verticales sur le sol et pour les déformations élastiques, pour toutes les valeurs des coefficients de Poisson  $v_1$  et  $v_2$  du système bi-couches, et ce sans que ces coefficients soient nécessairement égaux entre eux (\*).

2. Un autre exemple nous a été inspiré par la communication 4/15 de M. Nascimento. En reprenant cette communication et celle du même auteur au Congrès de la Route d'Istanbul de 1955, nous avons essayé d'établir un parallèle entre la théorie de Nascimento et de Burmister dans le cas repris dans la communication 4/15 sous le nom de « Cascais Road ».

Exemple :

« Cascais Road » (4/15)

$R_1 = 5\cdot300 \text{ kg/cm}^2$ ;  $R_2 = 1\cdot720 \text{ kg/cm}^2$ ;  $h = 30 \text{ cm}$ .

(\*) Dans la Fig. 8, les notations sont légèrement différentes :

— Exprimer en % de  $p$ , ( $\rho_{rr,1}$ )  $z = 0$ ,  $r = 0$ , équivaut à  $\sigma_{r,1}$  ( $p$  étant la pression au niveau supérieur sur la plaque de rayon  $a$ ).  
—  $\sigma_1$  équivaut à  $v_1$  (coefficient de Poisson).  
—  $\sigma_2$  équivaut à  $v_2$  (coefficient de Poisson).

Hypothèses :  $d = 30 \text{ cm}$ ;  $p = 6 \text{ kg/cm}^2$ ;  $Q = 4\cdot240 \text{ kg}$ ;  
 $v_1 = v_2 = 1/2$ ; théorie de Nascimento,  $R$  équivalent  
=  $2\cdot790 \text{ kg/cm}^2$ .

Le tableau 9 indique la comparaison entre les deux méthodes.

Tableau 9  
Calcul des contraintes et des déformations

	Comparaison entre les méthodes	
	de Nascimento	et de Burmister
Contrainte verticale sur le sol : $\sigma'_z = \sigma_f$ (en $\text{kg/cm}^2$ ) .....	2,28	1,10
Contrainte radiale dans la couche supérieure : $\sigma_p$ (en $\text{kg/cm}^2$ ) .....	0,67	1,90
Déformation élastique : $z_e = \delta$ (en cm) .....	0,064	0,045

On constatera que pour les déformations élastiques  $z_e$ , l'accord entre les théories de Nascimento et de Burmister n'est pas mauvais, de plus les erreurs expérimentales ne permettent probablement pas de différencier ces deux cas, compte tenu du nombre d'expériences réalisées. Mais aussi bien pour les contraintes radiales  $\sigma_p$  que pour les contraintes verticales  $\sigma_z$ , on a des rapports de 1 à 2 ou de 1 à 3 entre Nascimento et Burmister. Je ne veux pas dire par là que la théorie de Burmister est plus exacte que la théorie de M. Nascimento, mais plusieurs de nos Collègues nous ont montré ce matin des résultats expérimentaux qui concordent assez bien avec la théorie de Burmister et théories similaires : j'ai donc un préjugé favorable, pour adopter plutôt comme référence, la théorie de Burmister. En conclusion, le schéma simplifié de M. Nascimento ne me paraît pas devoir être retenu, sauf bien entendu si de nouveaux et nombreux résultats expérimentaux venaient à l'appui de cette méthode.

Pour terminer, je voudrais faire allusion à deux séries de travaux de recherches récentes en collaboration entre organismes.

Le premier est un travail de recherche en commun, exécuté, en Belgique, au Centre de Recherches Routières, en 1960, entre cet Organisme et les Drs Nijboer et Heukelom du Koninklijke Shell laboratorium d'Amsterdam, sur des systèmes multicouches. Le rapport n'est pas encore publié à l'heure actuelle. Je dirai simplement que nous avons constaté un accord entre théories et expériences dans deux cas :

1. Le cas d'un système bi-couches, constitué d'un sable peu argileux plus une fondation en empierrement : pour les déformations élastiques, on a trouvé un accord entre la théorie de Burmister et l'expérience.

2. Deux exemples de systèmes tri-couches :

(a) Sable peu argileux, empierrement, plus un revêtement hydrocarboné : nous avons obtenu un accord satisfaisant entre la théorie de Jeuffroy et l'expérience ;

(b) dans le cas d'un autre système tri-couches : limon, empierrement, revêtement hydrocarboné : nous avons trouvé un accord satisfaisant entre l'expérience et la théorie de Jeuffroy.

Je signalerai enfin, pour terminer cet exposé, un deuxième travail de recherche en collaboration : il s'agit de travaux en cours depuis 1960, en Grande-Bretagne, entre le Road Research Laboratory et le Centre de Recherches Routières de Belgique sur la route expérimentale d'Alconbury Hill

$\frac{\rho_{eff}}{\rho_{eff,0}}$

versus

$\frac{h}{h_0}$

: Variation de  $(\rho_{eff})^{1/2} \frac{h}{h_0}$  en fonction de  $h$  pour  $\sigma_1 = 0; 0.1; 0.2; 0.3; 0.4; 0.5$

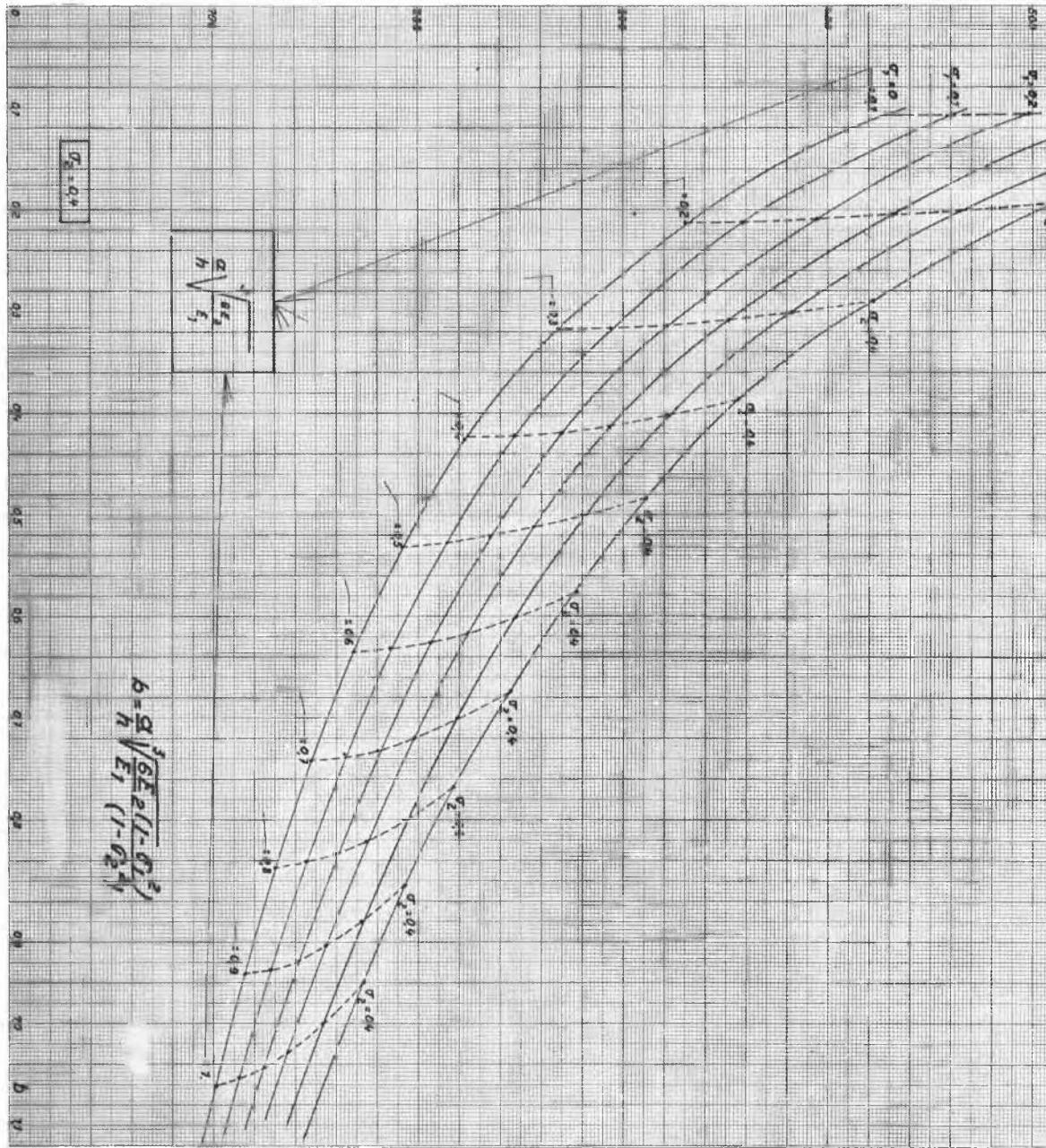
$$V_{eff} = \frac{h}{h_0}$$

: Variation de  $(\rho_{eff})^{1/2} \frac{h}{h_0}$  en fonction de  $\sigma$  pour  $\sigma_1 = \sigma_0$  et différentes

$$\text{valeurs de } \frac{\sigma}{\sigma_0} \sqrt{\frac{6E_1}{E_1 - \sigma^2}}$$

$(\rho_{eff})^{1/2}$  exprimé en % de  $\rho_0$

CRF - INSTITUT RENAULT EN BRUXELLES



$$\sigma_1 = \sigma_0 \sqrt{\frac{6E_1}{E_1 - \sigma^2}}$$

$\sigma_1 = \sigma_0$

(route expérimentale de 2 1/2 miles dont il est fait allusion dans la communication 4/3 de MM. Croney et Salt). Concernant ce deuxième travail, je ne donnerai pas de conclusion : il est encore trop tôt à l'heure actuelle. J'indiquerai simplement les buts de ces travaux.

Le premier but consiste à tenter de faire une comparaison entre l'action du trafic sur route et les résultats d'essais de chargement répétés par plaques.

Le deuxième but est l'étude sous chargements répétés des différentes couches de chaussées rigides et de chaussées à revêtements hydrocarbonés réalisées à Alconbury Hill.

Le troisième but est la comparaison entre les résultats obtenus par différentes méthodes d'essais : chargements répétés, méthode sonique, poutre de Benkelmann, etc...

Je vous ai dit il y a un instant que les conclusions des essais ne sont pas complètement tirées actuellement. Il est beaucoup trop tôt, même pour les travaux exécutés l'an passé, pour pouvoir les exposer ici. Je soulignerai simplement l'intérêt de travaux de recherches en commun, tant au point de vue humain que pour la comparaison de méthodes d'essais différentes et pour une meilleure compréhension du comportement des chaussées sous les charges du trafic et les conditions climatiques. Un rapport établi en commun sera rédigé ultérieurement par les deux organismes.

## Références

- [1] Au moyen d'abaques établis par J. Verstraeten, à partir des travaux d'HANK et SCRIVNER : Note interne (non publiée). *Centre de recherches routières*, Bruxelles, 1961.
- [2] VERSTRAETEN, J. : « Influence des valeurs des coefficients de Poisson sur la valeur des contraintes et des déformations verticales dans les systèmes multicouches », Rapport interne (non publié), C.R.R., Bruxelles.

## Le Président :

Merci, M. Reichert, pour votre très intéressant exposé. Certains membres du Groupe vont maintenant présenter une intervention très brève sur le rapport que nous venons d'entendre. M. Leonards, vous avez la parole.

## M. LEONARDS

I would like to point out that when the development of the C.B.R. method of design first took place for flexible pavements this occurred at the time when pavements were being designed without the 11 to 14 inches of comparatively stiff materials that are now being used in Great Britain, and in several other countries, as a component of a so-called flexible pavement. There is no doubt and, I certainly agree, that if one uses such thicknesses of surfacing and base courses of lean concrete, soil-cement and bitumen-bound stone and the like, that the surfacing material will have a drastic influence on the stress distribution in the underlying subgrade clays, and that the concept of the original C.B.R. method which does not allow for these effects is certainly not valid. Therefore, if such stiff layers are used, then the determination of the total required pavement thickness by means of the C.B.R. method — as practised by our colleagues in England — does not appear to be compatible with the phenomena involved.

I was very much impressed with the extensive field test being conducted at the Road Research Laboratory in England, because efforts have been made in the case of flexible pavements to measure the separate components of the deformations and how these affect the behaviour of the road.

I think that, until quite recently, it would have been safe to say without fear of serious contradiction that the number of field observations that have been taken in connection with the behaviour of roads far exceeded those in any other field of applied soil mechanics, with a return so low in terms of

improving our fundamental concepts as to be most striking. I want to record my pleasure at the type of investigations that are currently being conducted.

The next point I would like to make briefly is in connection with M. Peltier's comments about the mathematical methods that are being proposed now to handle the distribution of stresses in (I prefer to call them) "semi-rigid pavements" — which attempt to account for quasi-elastic processes, visco-elastic processes and plastic processes. It should be remembered that before these methods can be applied appropriate constants defining the stress-strain-time relations used in the theory will have to be evaluated. Considering the number of variables that are already known to affect these constants, it would seem to me that the road is a long, long one ahead for future designers of flexible pavements, unless some simplification of these procedures can be effected with the aid of full-scale field experiments.

Finally, if we are going to determine the elastic modulus experimentally — and M. Reichert has raised this question — then I must agree with our colleagues from the Soviet Union that the sonic method of determining the so-called elastic modulus is not an adequate process, for the simple reason that the stress level at which the acoustic waves propagate is far too small to represent the deformations that will occur. This has been found to be true in other types of dynamic problems; values of the dynamic modulus measured acoustically are perhaps an order of magnitude too high. On the other hand, the determination of the so-called dynamic modulus from triaxial tests has repeatedly shown that the values obtained (for quite a variety of reasons) are much too low. The methods that our Soviet colleagues are adopting are somewhat more realistic than either of these two extremes.

## Le Président :

Merci Mr Leonards. La parole est à Mr Maclean.

## M. MACLEAN

It is obvious that one could not reply in any detail to the wide range of comments which have been made by our colleagues here this morning. What I would very briefly like to say is in effect to reinforce the point which was made by Professor Leonards ; that is, it is evident from the remarks of M. Peltier and M. Reichert, as we all know, that the behaviour of the materials in the pavement and subgrade is highly complex. There are a very large number of factors involved, and this means that it will be a very long time before each one of these factors can be properly taken into account in the development of a rational pavement design method.

In these circumstances it is evident that if any approach is to be made to a more rational method it will be a question of selecting those factors which are predominant.

Now, we have heard from Mr Nascimento that in Portugal they have taken a step forward to a more rational method, involving certain simplifications ; that is, they have decided which are the more important factors which are to be taken into account. Well, my own view is that at this stage this could be a little dangerous and I think that if useful progress is to be made in this field, it is absolutely essential to carry out some form of controlled experiments on roads where the traffic conditions are exactly as those on the normal public road. Mr Nascimento said this is an expensive thing to do ; but I think that we must all face up to the necessity of such experiments, because to develop theories in the absence of practical evaluation may lead the whole subject very far from fruitful developments. It is only by carrying out full scale experiments that one begins to realize which are the important factors which determine the performance of the pavement.

For example, M. Peltier says that in his experience in France the pavement has its lowest strength in the spring following the winter period. Now, in Great Britain, in our full-scale experiments we find in the case of bituminous-surfaced road that the pavement is subject to the greater increase in deformation during the summer months when the high temperatures to which the bituminous surfacings are exposed result in increased stresses both in the base and in the subgrade of the road. So, I would make a plea that in all countries where a full programme of such pavement design experiments can be carried out that one should aim to achieve a good balance between theoretical work and the carrying out of carefully planned full scale experiments to verify the theoretical conceptions. Thank you.

#### Le Président :

Merci M. Maclean. Avant de lever la séance je donne la parole à M. Nascimento qui va présenter quelques remarques sur le rapport de M. Peltier.

#### M. NASCIMENTO

Je désire faire également quelques remarques sur le rapport de M. Leonards. Je suis d'accord avec l'exposé de M. Leonards. La grande somme d'expériences qui constitue la méthode CBR et les résultats pratiques satisfaisants qui viennent à l'appui font sa valeur incalculable. Le chemin à suivre me semble être le suivant : appliquer dans la pratique la méthode CBR et poursuivre les recherches pour le développement d'une méthode plus analytique, de façon à pouvoir établir la liaison avec l'expérience acquise par la méthode CBR.

En ce qui concerne l'exposé de M. Peltier je voudrais faire la remarque suivante : nous attachons une très grande importance aux efforts des chercheurs français pour la rationalisation des méthodes de calcul des chaussées. Cependant à l'heure actuelle il me semble que le travail le plus important à entreprendre est la recherche expérimentale sur route.

Afin de pouvoir discuter des travaux effectués et d'en tirer des conclusions quant à l'orientation de futures recherches, un symposium aura lieu l'année prochaine à Lisbonne qui traitera le problème des tronçons expérimentaux sur route.

En ce qui concerne le rapport présenté par M. Reichert je dirai que mes collègues et moi-même avions présenté au Congrès les premiers résultats obtenus dans le tronçon expérimental de Cascais. Avec aussi peu de résultats on ne peut encore tirer de conclusions, mais il existe une approximation suffisante entre les valeurs calculées et les valeurs mesurées pour nous encourager à poursuivre ces recherches.

#### Le Président :

Merci M. Nascimento. Nous allons maintenant interrompre la séance pendant un quart d'heure pour nous permettre de nous détendre un peu.

(La séance est interrompue de 11 h. 30 à 11 h. 45)

#### Le Président :

Mesdames, Messieurs, nous reprenons la séance. M. Moraldi va nous donner un résumé de la discussion.

#### Le Rapporteur Général :

Nous venons d'entendre l'opinion des différents membres du Groupe. Je leur demanderai de bien vouloir m'excuser si ma conclusion peut leur paraître parfois incomplète, ou

si je ne cite que trop brièvement l'intervention de certains d'entre eux.

Voici comment je crois pouvoir résumer les opinions des membres du groupe : Tout d'abord le rapport de M. Ivanov nous montre qu'il croit à une méthode rationnelle basée sur les modules élastiques. Il y croit tellement qu'en U.R.S.S. cette méthode a été officiellement adoptée.

Par ailleurs nous avons vu que M. Leonards n'y croit pas ; ou du moins au début il avait pris une position très nette en faveur des méthodes actuelles empiriques de calcul, position qu'il semble avoir modifiée quelque peu vers la fin de son intervention.

M. Maclean nous rappelle opportunément qu'il ne faut pas se limiter aux essais de laboratoire, ou même aux essais en cuve, mais qu'il faut recourir à des routes expérimentales.

Je suis tout à fait d'accord avec lui sur ce point, parce que c'est l'expérience qui doit avoir le dernier mot.

Les tronçons de routes examinés par lui ont confirmé que la méthode CBR est incapable de tenir compte de l'influence favorable exercée sur la tenue de la chaussée par la présence de couches de béton bitumineux épais.

M. Nascimento lui aussi croit aux nouvelles méthodes. Il introduit un système qui simplifie les calculs, et je trouve que, malgré les critiques de M. Reichert, la méthode de M. Nascimento présente un intérêt considérable, puisqu'elle peut faire le pont entre les méthodes empiriques employées jusqu'à présent, et une méthode rationnelle plus rigoureuse, qui tienne compte des facteurs de variabilité que M. Peltier et M. Reichert viennent de nous énumérer.

M. Peltier est d'avis que l'on pourrait trouver une solution mathématique au problème en ayant recours, comme schéma de calcul, à la visco-élasticité linéaire.

Je pense que M. Peltier a indiqué une des solutions du problème, mais qu'il peut en exister d'autres, comme par exemple la méthode que Jeuffroy et Bachelez semblent nous montrer.

M. Reichert examine tous les éléments de variabilité dont il faudrait tenir compte pour mettre sur pied une méthode rationnelle de calcul qui corresponde à la réalité.

Il nous montre que le problème est sans doute très complexe, et que pour arriver à une solution acceptable il faudra intensifier les études et les échanges d'information entre ceux qui s'occupent de la question ; il propose la création d'un Comité Technique au sein de l'Association.

Ayant résumé les principaux points de la discussion, voici maintenant les conclusions que je crois pouvoir en déduire : Les méthodes rationnelles de calcul sont une réalité dont il faut tenir compte ; je suis encore convaincu que ce sont là les méthodes de l'avenir, mais en prononçant le mot avenir je ne puis préciser s'il s'agit du proche ou du lointain avenir. En tout cas ces méthodes ne semblent pas suffisamment au point pour pouvoir être considérées comme les méthodes du présent.

Pour cette raison il est nécessaire que les ingénieurs des laboratoires qui travaillent en cuve d'essai et avec des tronçons de route expérimentale poursuivent leurs recherches afin de mettre au point une méthode rationnelle de calcul, car il n'y a aucune raison pour que dans le domaine de la science des matériaux de construction nous devions nous exprimer en termes des modules  $E$  et des contraintes « $\sigma$ » et « $\tau$ » et que nous ne puissions en faire autant pour les matériaux routiers.

Mais d'autre part il y a les méthodes empiriques qui possèdent une richesse de données expérimentales que nous ne pouvons pas négliger, et il y a le chantier qui ne peut pas attendre les résultats de la recherche.

Il existera donc une catégorie d'ingénieurs qui continueront à appliquer ces méthodes empiriques, qui toutefois devront subir une évolution pour tenir compte des constatations déduites des routes expérimentales.

Enfin il doit exister un troisième groupe de techniciens : ceux qui étudient la corrélation entre les méthodes empiriques, en particulier la méthode CBR, et les méthodes théoriques en cours de développement.

Je crois que nous devons orienter nos efforts dans ces trois directions pour aboutir à des résultats positifs. Quand ? Je l'ignore : certes les difficultés sont grandes; l'une des plus grandes est sans doute la dispersion des résultats des essais. C'est un argument sur lequel nous avons jusqu'à présent des connaissances très incomplètes.

#### Le Président :

Merci, M. Moraldi, pour ce très clair résumé des interventions. Nous allons maintenant entendre des interventions sur les points de déformabilité des chaussées. M. McLeod, du Canada, a la parole.

#### M. MCLEOD (Canada)

The various attempts that are being made to develop one or more rational methods for flexible pavement design on the basis of elastic, visco-elastic, or plastic properties, are to be warmly applauded and should receive every encouragement. Nevertheless, during the considerable period that will be required to develop a widely accepted rational method for this purpose, engineers will continue to spend many billions of dollars on road construction and maintenance each year, and they must utilize the best current empirical knowledge and practice available.

The two most useful empirical developments in the flexible pavement field in recent years are,

- (a) the concept of the present serviceability index;
- (b) the Benkelman beam.

The present serviceability index is the average rating on an arbitrary scale of 0 to 5 that a group of experienced engineers would award to any given section of paved road at the time of judging, on the basis of the smoothness of ride at the time of test. The degree of smoothness of ride is evaluated by driving over it at moderately high speed in an automobile.

The present serviceability index concept focuses the attention of highway engineers on the one feature of a road surface that the average motorist probably prizes above all others, namely, the smoothness of ride. Furthermore, on a well designed and constructed highway, the pavement should be smooth riding not only immediately following construction, but should continue to be smooth riding five, ten, and up to twenty or more years afterward. Consequently, whether flexible pavements continue to be designed by empirical methods, or are eventually designed on the basis of elasticity, visco-elasticity, a combination of these, or some other property, it is now clearly recognized that the additional important requirement of a very low rate of deterioration of smoothness of ride during the life of the pavement must also be satisfied by the design and construction procedures.

The present serviceability index concept was utilized to evaluate the rate of deterioration of the various experimental sections at the A.A.S.H.O. Test Road. On the arbitrary scale of 0 to 5, a present serviceability index rating of 5.0 represents perfect smoothness of ride. It has been found that a present serviceability index value of 2.5 is about the lowest rating a pavement can have and still be just acceptable for high volume high speed traffic.

An interested engineer can very quickly teach himself to evaluate the smoothness of any pavement he is driving over by means of this scale of present serviceability index ratings. He forms the habit of comparing various road surfaces on this basis.

The principle of the Benkelman beam makes it possible for an engineer to determine rapidly and at very low cost, whether any given section of road is strong enough to carry the wheel loads and traffic volumes to which it is being subjected or that are anticipated. The Benkelman beam measures the deflection at the mid-point between dual tires supporting the design wheel load. Investigations in Canada by the Special Committee on Pavement Design and Evaluation of the Canadian Good Roads Association, have shown that if 95 per cent of the Benkelman beam measurements on any given section of flexible pavement are less than 0.05 inch for the design wheel load, the pavement structure can support unlimited traffic of the design wheel load or equivalent. The Benkelman beam deflection can exceed 0.05 inch when traffic volumes are less than this.

Many existing paved highways were not designed originally to carry the rapidly increasing volumes of traffic to which they are now being subjected. It is a simple matter to obtain Benkelman beam deflections for these underdesigned roads. Several miles can be tested with the Benkelman beam in a day.

However, after these Benkelman beam measurements have been made, there is still the problem of establishing how much additional pavement thickness is required to provide the greater pavement strength needed for the anticipated larger traffic volume. My paper for this conference (Paper No. 14, Division 4), answers this question in terms of deflection values provided by the plate bearing test. Consequently, if Benkelman beam and plate bearing values were correlated, the Benkelman beam results could also be used to solve this problem. Some recent work in Canada has correlated Benkelman beam and plate bearing measurements, (see papers by G. Y. Seabastyan, W. E. Winnitoy, and E. B. Wilkins, Proceedings, Annual Convention, Canadian Good Roads Association, October 1960).

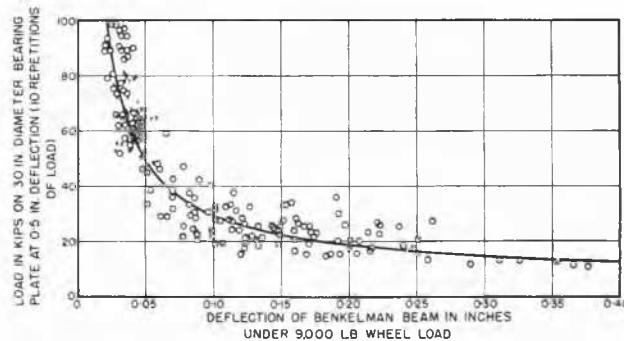


Fig. 10 Relationship between Benkelman beam deflection for 9 000 lb. wheel load versus load on 30 inch diameter bearing plate at 0.5 in. deflection for 10 repetitions of load.

Fig. 10, based on actual field measurements made by G. Y. Seabastyan and W. E. Winnitoy, provides a plot of load test data for a 30-inch diameter bearing plate at 0.5 inch deflection for 10 repetitions of load versus pavement deflections measured by a Benkelman beam for a constant wheel load of 9 000 pounds. The corresponding Benkelman beam and plate bearing tests were made on asphalt pavements at the same test locations, chiefly on airport runways, but partly on highways. The flexible pavement thicknesses at the test locations varied from 6 to 50 inches. It will be observed from Fig. 10 that the plate bearing loads ranged from 10,000 to 100,000 pounds.

The general shape of the curve made by the plotted data of Fig. 10 suggested to the writer that a relationship might exist between secant moduli of elasticity for the plate bearing tests versus the secant moduli of elasticity for the Benkelman beam measurements. For each point plotted on Fig. 10, by using Fig. 3 of my paper for this conference, the load on the 30-inch bearing plate at 0.5 inch deflection was converted to its related 30-inch plate bearing at the Benkelman beam deflection indicated by the same plotted point. The secant modulus of elasticity for the load on the 30-inch plate at this deflection was expressed as total load in pounds per 1-inch deflection. Similarly, for the same point, the corresponding Benkelman beam secant modulus was obtained by dividing the wheel load of 9 000 pounds by the Benkelman beam deflection, and was expressed as total load in pounds per 1-inch deflection. When the data of Fig. 10 are analysed in this manner, Fig. 11 is obtained. Fig. 11 indicates that a linear relationship exists between the corresponding secant moduli of elasticity for the plate bearing and Benkelman beam ratings at the various test locations.

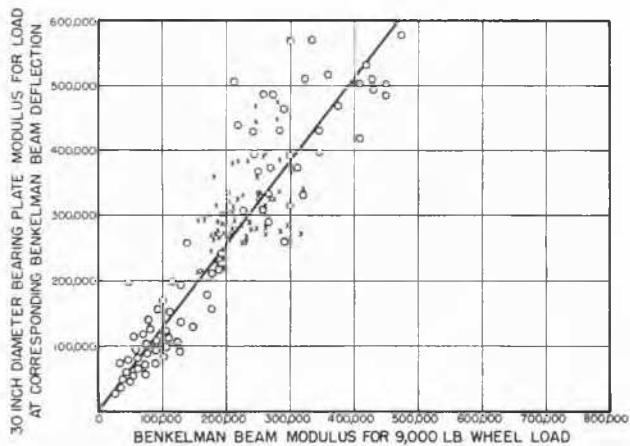


Fig. 11 Relationship between Benkelman beam modulus for 9 000 lb. wheel load and 30 inch diameter bearing plate modulus for load at the corresponding Benkelman beam deflection.

When the straight line relationship of Fig. 11 is transferred back to Fig. 10, it results in the curved line which is seen to represent the plotted data of Fig. 10 very accurately.

Figs. 10 and 11 indicate a close correlation between the Benkelman beam and plate bearing tests. This in turn makes it possible to utilize the extensive information illustrated by Figs 5, 6, 7 and 8 in the writer's paper (Paper No. 14, Division 4) for the design, evaluation and strengthening of flexible pavements when Benkelman beam measurements have been obtained instead of the plate bearing values on which Figs 5 to 8 are based.

Incidentally, the linear relationship on Fig. 11 between the secant moduli of elasticity for corresponding plate bearing and Benkelman beam tests, seems to imply that a flexible pavement structure reacts in the same way insofar as its stress strain characteristics are concerned, whether load is applied by dual pneumatic tires (Benkelman beam), or by a steel bearing plate.

#### Le Président :

Merci, Mr McLeod, pour votre très intéressante suggestion pratique. La parole est à Mr Williams.

M. A.A.B. WILLIAMS (Afrique du Sud)

There are two aspects of the deformation of roadways on which I would like to contribute some information in reply to several requests during this Conference for more factual observations on the performance of engineering structures.

First, in regard to the transient deformation of the upper layers in a road foundation : Papers to this Conference mention the elastic deflections which occur under heavy wheel loads and give measurements which are often obtained with the Benkelman beam. This gives some idea of the deflection at a point between a pair of wheels. It is worth noting that the amount of vertical deflection is governed largely by the elastic properties of the deep subgrade (even down to 20' depth) but this total movement is not necessarily the criterion to apply in a more rational approach to road foundation design. The actual shape of the deflection which occurs at the surface is governed largely by the stiffness of the materials within the top few layers. Recent work in South Africa has revealed that there is a certain radius of curvature below which fatigue failure of the surfacing occurs in the form of "crocodile cracking". For a typical construction profile consisting of 3 cms of dense premix surfacing, 15 cms of compact crusher-run basecourse, 15 cms of compacted silty sand subbase, and 15 cms of recompacted subgrade material, this critical radius of curvature appeared to be about 40 m. The correlation of the observations with elastic theory appeared promising and the suggestion of the General Reporter to standardise an in situ test for the determination of Young's modulus is welcomed. A plate bearing test might be the best and simplest method for wide acceptance at this stage and due allowance should be made for the range of stress application, repeated loading, and the area of each layer subjected to test, in view of the actual conditions imposed by road traffic loads.

The results of Dr McLeod are most interesting in revealing correlation between elastic moduli determined in different ways for the whole pavement and subgrade, so to speak. For an approach to the rational design of each member of the road structure it would be valuable to have a means of predicting the stiffness of each layer so that a balanced design could be achieved allowing for strength, stability, settlement and stiffness.

A word about the recent measurements of radius of curvature in situ — initially the readings obtained from a Benkelman beam were plotted for every foot of movement of a heavy vehicle moving slowly. The beam was later fitted with an L.V.D.T. (linear variable differential transformer) and the shape of the deflection curve was obtained immediately on an X-Y recorder. An instrument has now been developed for recording the shape of deflection at any depth below a slow-moving single wheel — similar to some installations at the A.A.S.H.O. Road Test. More detailed information of deflection and curvature at each interface of the foundation layers is to be published shortly by Mr G. L. Dehnen. For some indication of deflection characteristics of a road a very portable instrument is a precise level, fitted with a diagonal eye-piece, reading to 0.1 mm, although observations can be estimated to the next decimal place. This technique may well allow field checking of the subbase, for instance, before laying the basecourse, and adoption of a "design-as-you-go" principle, within certain limits of course — a principle of Soil Mechanics well accepted in earth dam design.

A second aspect of the deformation of roadways which I would like to mention is that of the effects of deep expansive clay subgrades. The general subject of swelling soils was discussed yesterday in Section 3 A and also at a Colloquium in Israel, preceding this Conference. The problems in regard to buildings can easily be recognised. On South African

roads there are many manifestations of the problem which can also be recognised. One is the deformation which leads to unsafe conditions and discomfort at high speeds. A stan-

dard of finish to grade of 5 mm in 3 m is often specified for construction but differential movements of 25 mm in 3 m can often occur long after the contractor has any responsibility.

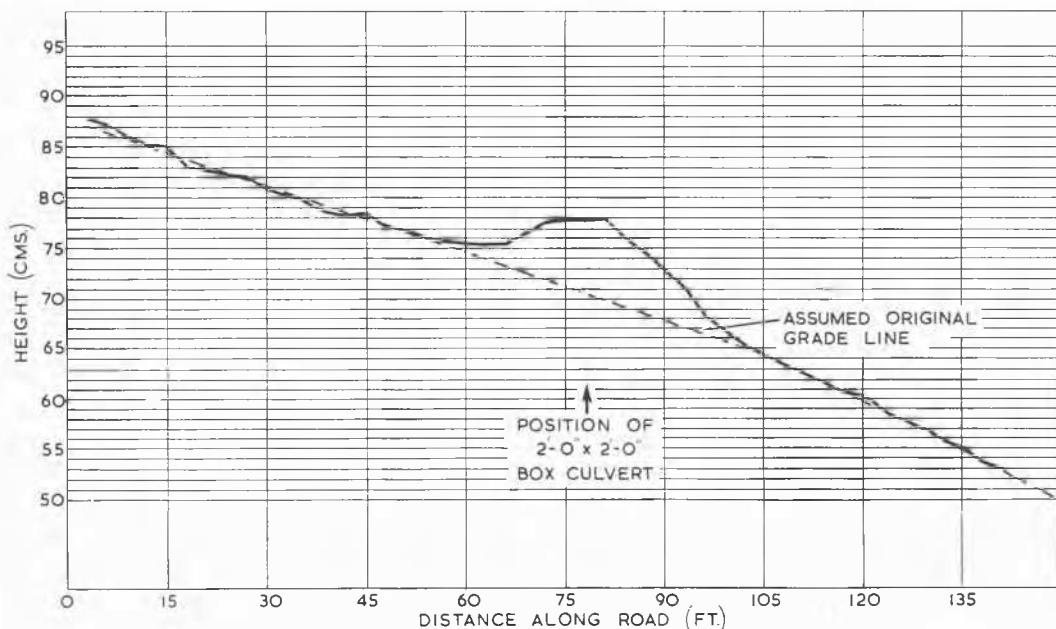
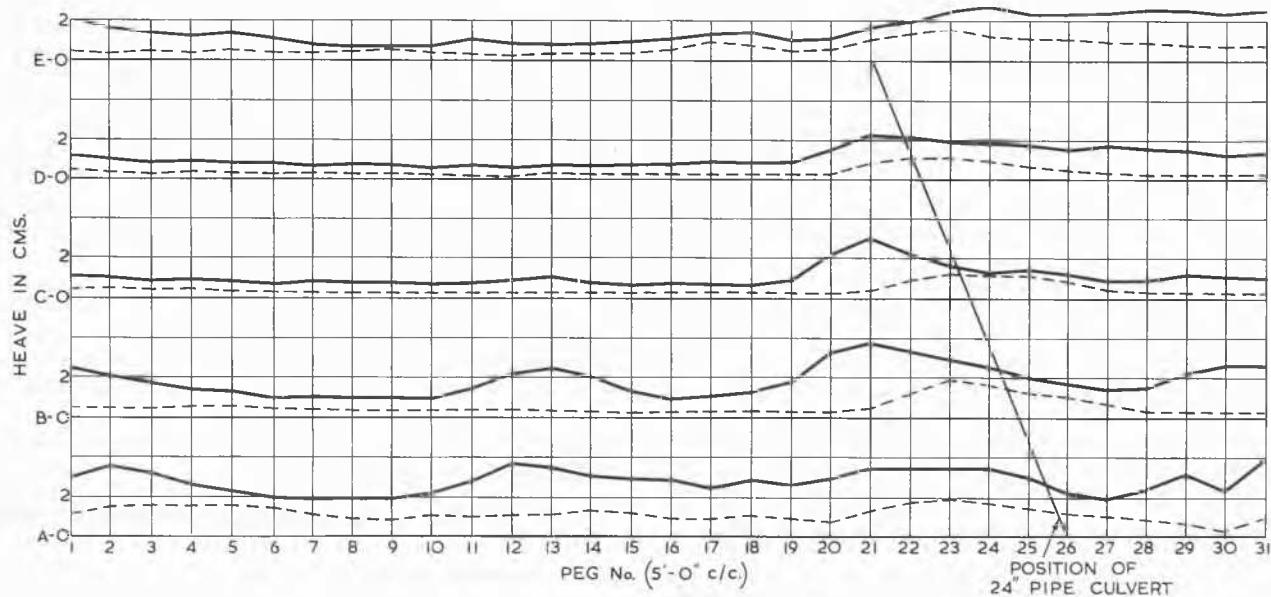


Fig. 12 Longitudinal section over Culvert. Taung-Pudimoe road (16-4-59).

This deformation is often emphasized at small culverts which *heave* out of the ground as shown in Figure 12 — at first sight there appear to be two hollows on either side of the culvert which might be ascribed to faculty compaction. In arid areas the incidence of transverse cracking is often associated with continual upward movement of roads, and

this may be due to the effect of *buckling* of an expanding strip beneath the road. Typical upward movements with time are indicated in Figure 13.

The possible solutions to road deformation problems of this nature appear to lie in the field of pre-treating the sub-grade to attain an equilibrium. This might be attempted by



INITIAL READING: 15/12/56.  
--- 18/8/58.  
— 22/2/61.

SCALE:  
HOR. : 1cm. 5ft  
VERT. : 1cm. 2cms.

Fig. 13 Heave of road 7 miles north of Brandfort.

direct application of water, removal of vegetation causing transpiration losses of water, or lime stabilization which ensures the use of considerable amounts of water during the construction process. The treatment of shoulders also deserves consideration and Mr K. Russam drew attention to this yesterday in the session on swelling and shrinking affecting shallow foundations.

By these comments, Mr Chairman, I hope to have shown how easy it is for most revealing measurements to be gathered, but further than that, how it is possible for these techniques to be incorporated as simple tests for use in design and control of construction by the civil engineer.

#### Le Président :

Merci, M. Williams pour votre très intéressant exposé. Je donne maintenant la parole à M. Terracina.

#### M. F. TERRACINA (Italie)

Le rapporteur général, M. le Professeur Moraldi, a constaté une tendance à substituer aux méthodes de calcul jusqu'ici employées pour les revêtements souples (CBR, essais avec plaques, etc.) des méthodes basées sur la connaissance préalable des caractéristiques des diverses couches. Comme il est nécessaire de considérer séparément la couche supérieure pour les revêtements rigides, on pourrait donc entrevoir une tendance vers l'unification des méthodes pour les deux types de revêtements.

Je me permets d'exprimer la crainte qu'une unification de ce genre, aussi désirable soit-elle en principe, ne nous fasse perdre de vue des données physiques essentielles pour nos problèmes.

En effet, pour les revêtements souples, nous nous préoccupons de la stabilité et des déformations de toutes les couches, ainsi que du sol ; nous voulons rester loin des conditions d'effondrement et nous limitons les déformations ; les méthodes synthétiques se basent sur les résultats des essais de charge sur plaques rigides ; dans ces méthodes, la conservation de la couche de surface doit être considérée d'une façon indirecte seulement ; si on prenait ce critère comme critère principal, on serait conduit, par exemple, à exiger toujours sous un béton bitumineux une base plus épaisse que sous un enduit superficiel, car celui-ci est moins susceptible de se détériorer à parité de déflection ; les limites pour les déflections ne doivent donc être prises que comme *indices* de la résistance du fond et doivent être établies selon un critère empirique global. Pour les sols et les couches souples, les déflections (de tassement), même très poussées, ne modifient pas trop les caractéristiques (cohésion, frottement) qui nous intéressent, ni la façon de travailler de l'ensemble ; cela même après les glissements sensibles, pourvu que la pression diminue et s'éloigne des conditions de rupture ; c'est la caractéristique qui distingue le comportement des masses granulaires de celui des corps solides.

Dans le cas des revêtements rigides, au contraire, nous avons à faire à un corps susceptible d'une véritable rupture, après quoi la situation change complètement ; le calcul se base, alors, justement, sur la résistance de la couche ; la position de la charge par rapport aux bords (joints) est importante, etc..

La différence physique est donc profonde : les critères de calcul doivent rester différents.

Je me réfère aussi au rapport présenté à ce Congrès par MM. Sowers et Vesic (4/22), où il est encore une fois confirmé que pour les revêtements souples, même lorsque le module de la couche supérieure est dix fois plus grand que celui de la base, la répartition des tensions se fait encore selon les théories de l'espace semi-indéfini homogène et non selon la théorie de Burmister.

Mais s'il en est ainsi, les déformations peuvent être calculées sur la base des tensions selon l'hypothèse du sol homogène, et en considérant ensuite les modules des diverses couches. Il n'y a pas de contradiction : c'est là une méthode courante d'approximations successives. Il suffit de rappeler qu'avec la méthode CBR on établit sur la base des caractéristiques d'une couche l'épaisseur de la couche qui doit lui être juxtaposée, sans tenir compte des caractéristiques de celle-ci. Ne faisons-nous pas la même chose lorsque nous calculons le tassement irréversible des couches argileuses sur la base des pressions déduites des théories de l'élasticité ?

A mon avis, d'après les considérations précédentes, la façon de voir le problème susceptible de donner les meilleurs résultats et cadrant le mieux avec la réalité expérimentale est d'assimiler les couches routières flexibles aux sols. Si l'on met de côté les stabilisés au ciment, on doit reconnaître que, entre sols et couches routières, les différences sont du même genre que les différences entre les divers types de sols ou entre les divers types de couches. Quelquefois, on ne peut, objectivement, distinguer le sol de ce qu'on a construit. Les méthodes d'analyse et d'essai sont du même genre ; de même dans le cas d'emplois de liants noirs.

Au lieu d'utiliser la mécanique des sols comme auxiliaire de la technique routière, il me semble bien qu'on devrait, désormais, parler d'une *mécanique générale des masses granulaires*, applicable également aux sols et aux couches flexibles ; cette mécanique est, du point de vue formel, encore à écrire, mais, à mon avis, seulement pour des raisons relatives au développement historique des deux secteurs d'étude. L'approche théorique le plus convenable consiste alors à considérer d'abord ce qui se trouve sous la surface viable comme un tout, et à se laisser guider, pour une première approximation, par les théories du solide élastique semi-indéfini.

A propos de ces théories, je crois nécessaire de repousser, une fois pour toutes, une opinion fort répandue, mais basée sur une équivoque : en ce qui concerne leur application aux problèmes statiques, les théories dites de l'élasticité ne font aucun appel à l'hypothèse du retour élastique, mais seulement à la proportionnalité entre tensions et déformations unitaires, selon un rapport uniforme dans l'espace ; il n'y a donc pas trop à s'étonner si quelques conclusions de ces théories peuvent être utilisées également dans le cas de déformations en partie irréversibles. Ce qui est important, c'est que l'on ne se trouve pas dans les conditions de rupture par glissement ; c'est le cas général des couches routières en conditions normales de fonctionnement.

Ces remarques ne signifient pas pour autant que, pour évaluer un fond, il n'y ait pas lieu de distinguer les déformations élastiques des déformations permanentes ; et on ne peut pas nier non plus l'apport de la cohésion des couches de surface à la meilleure répartition des pressions. On a voulu mettre en évidence que pour les revêtements souples on peut, et on doit, se rendre compte de leur fonction de répartition, en considérant les caractères communs aux sols, sans se référer à des résistances à la traction qui, souvent, n'existent pas ou à des épaisseurs de couche de surface physiquement indéterminées.

#### Le Président :

Merci, M. Terracina. M. Wiseman a maintenant la parole.

#### M. G. WISEMAN (Israël)

I wish to discuss briefly the influence of the deformation of expansive clay subgrades on the design of pavements. We have heard this morning of deflections of the order of magnitude of millimeters. I wish to present the results of level observations on an airfield pavement, designed in accordance with accepted practice, where the deformation

was several centimeters, however not due to the externally applied loads but rather to the heaving of an expansive clay subgrade. Climatic conditions and soil type in parts of Israël are such that we have problems similar to those described so ably by Mr. Williams of South Africa.

Construction of the pavement I refer to was started during the summer of 1956 and was completed before the winter rains of the same year. The pavement which was subsurfaced with asphaltic concrete was 45 meters wide and had a 1 1/2 per cent transverse slope either side of the centerline. The portion of the pavement reported on here had subsurface drains at the pavement edge. Surface drainage was over earth shoulders to open ditches 45 meters from the pavement edge. At the time of construction an 11 meter bench mark, with pipe sleeve protection over the entire depth, was established. Level observations were made on the pavement surface upon completion of construction in Sept. 1956 and subsequently in Aug. 1958 and Aug. 1960.

The results of the level observations are given in the table below.

Distance from pavement edge m	Heave of Pavement Surface		
	1956-1958 cm	1958-1960 cm	1956-1960 cm
0	5.8	2.9	8.7
1.5	4.5	2.4	6.9
4.5	2.8	2.1	4.9
7.5	1.3	2.1	3.4
10.5	1.0	1.7	2.7
13.5	0.5	1.7	2.2
16.5	0.5	1.5	2.0
19.5	0.9	1.4	2.3
22.5	1.0	1.5	2.5

Attention is drawn to the overall heave of about 2.5 cm, and the considerable differential heave and warping of the pavement edge. (In an experimental section of this pavement where subsurface drainage was omitted the heave at the pavement edges was considerably greater.)

The designer who wishes to avoid deformations of this sort, in addition to making every effort to keep surface water out of the subgrade must take the following measures :

1. Specify the season and method of construction so that there will be no moisture deficiency over the entire depth of expansive clay subgrade when the pavement is completed.
2. Use sufficient total thickness of pavement to act as a surcharge to resist at least partially the swelling of the subgrade.

**Le Président :**

Merci M. Wiseman. L'orateur suivant est M. Turnbull.

**M. W. J. TURNBULL (Etats-Unis)**

Several of the panel and floor discussions have implied certain criticisms of the CBR (California Bearing Ratio) method of flexible pavement design. The purpose of this discussion is not to negate the criticisms, but rather to correct the implied misconception that the Corps of Engineers is not fully aware of the shortcomings or deficiencies of the CBR method of design.

The Corps of Engineers is fully aware of the deficiencies of the CBR method and has been developing and accumulating information for many years from many sources, both from its own endeavors and from outside organizations, with the purpose of minimizing the deficiencies in the CBR

method of design and eventually supplanting the method with a more rational method of design. The CBR is largely empirical; however, it is backed by a great mass of experimental evidence obtained both from large-scale field tests and from prototype behavior studies. It is recognized that pavement behavior involves visco-elastic and plastic movements and these therefore must be considered in developing a more rational design method based on sound theoretical concepts. It is also recognized that the pavements are subject to static, dynamic, and repetitive (fatigue) loadings, and much information has been accumulated along these lines. Considerable study has been accomplished concerning the consolidation effects of traffic on all layers in the pavement.

The development of the CBR over the years has been based on many laboratory studies, quite comprehensive large-scale field test experiments, and, most important, information gained from actual behavior of prototype pavements. The fact that the Corps of Engineers has long since felt the need for improving the CBR and possibly eventually adopting a more rational design method is attested to by the many theoretical studies carried on by the Corps of Engineers' laboratories as well as those studies accomplished under contract with private and educational institutions. Full-scale stress and strain distribution studies under loaded plates have been conducted. These latter theoretical studies as well as improvements in the CBR design procedures have had the benefit of assistance and guidance from special consulting boards comprised of members possessing the best minds in the United States on flexible pavement problems. These boards have been convened at least once a year on all major studies. Although a considerable amount of work on the theoretical studies has been accomplished and advantage has been taken of work done by other organizations, both in the United States and elsewhere, the consensus of the board members has been that sufficient information was not available to warrant discarding the CBR method of design in favor of a more rational design procedure which could be adequately supported by theoretical concepts. It is hoped that sometime in the future the latter goal will be accomplished. However, it is desired to point out the dangers of adopting and applying to flexible pavement design any theory that has not been or cannot be well verified by statistically sound experimentation.

**Le Président :**

Merci M. Turnbull pour votre exposé. La parole est à M. Buchanan.

**M. BUCHANAN (Etats-Unis)**

I wish to add my emphasis to the remarks of Mr Turnbull regarding the CBR method of design.

The philosophy of the Honorary President of this Society, Dr Karl Terzaghi, that experience should serve as one's conscientious guide is well applied to the California Bearing Ratio method of design for flexible pavements. This method, as discussed by Mr Turnbull, has been used with striking success at many locations throughout the world by many Engineers, including myself, both during periods of stress and of peace. To my knowledge no other process for design of pavements has had such broad application. The Corps of Engineers, U.S. Army, has constantly examined and studied the process, and effected noteworthy improvements. Successful application of the method requires understanding of its principles and proper application of the improvements achieved in recent years.

One of the most noteworthy advances has been the introduction of "Proof Rolling" for both construction and evaluation of flexible pavements. This, in effect, prestresses

the pavement materials by densification to a near-elastic condition, and also serves to validate the design prior to placing the expensive wearing surface. The former serves to minimize and largely eliminate subsequent inelastic strains from the pavement and improves the condition of materials used in the construction, provided proper material selection has been exercised. Understanding of this achievement appears not to have been appreciated, thus justifying this comment.

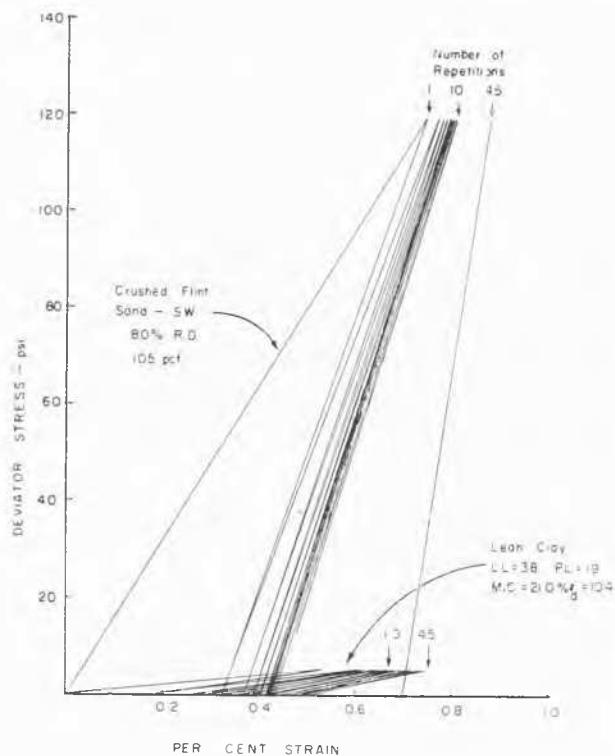


Fig. 14

Research studies during the past ten years at the Agricultural and Mechanical College of Texas, with materials ranging from highly plastic clays to very angular and durable quartz crushed stone, have been most enlightening. Application of this knowledge as a consultant has resulted in field proof which contributed to the client's benefit. It is shown by Fig. 14 that repetitive shear stressing in the laboratory, by triaxial method, serves to transform incompletely compacted soils, for the range indicated, from the non-to the near-elastic condition. Proof rolling serves to accomplish similar transformation in the field. The ultimate improved behavior of either flexible or rigid pavements has been reflected by this field action. Permanent deformation along wheel tracks of traffic lanes of highways, as well as along taxiways and runways of airfields, can thus be minimized or practically eliminated. Further, elements of existing flexible pavements, which may have been incompletely compacted at time of construction, have been corrected successfully, at a later time, provided the moisture contents of the pavement materials were of proper order. This procedure can achieve significant economies.

To illustrate, consider a Proof Roller that induces 50 per cent greater stress in a pavement medium than the using traffic. After 10 repetitions of stress in the crushed material, as represented by Fig. 14, it was found that the sand had increased in Relative Density from 80 to approximately

90 per cent, and had experienced an increase in unit weight of about 1.5 per cent. During this stressing period 60 per cent of the accumulative strain experienced for 45 repetitions had already occurred. Subsequent reduction in the induced stress to the magnitude of using traffic, followed by further repetitions at this lesser stress, resulted in no further significant strains. It is thus indicated that the material is behaving in a condition closely approximating the elastic state. Field measurements of properly drained pavements, trafficked by up to 5 000+ repetitions, have shown similar results.

It is recalled that my late friend Mr T. A. Middlebrooks remarked during the Third Conference in Zurich that he often pondered whether soils were acquainted with man's assumptions relative to isotropy, homogeneity and elasticity. Research has shown that man can improve the elastic properties of soils by proper attention and use of current tools of compaction. We should strive to further this end in practice.

#### Le Président :

Merci, M. Buchanan, pour votre exposé. Je donne maintenant la parole à M. Trollope, d'Australie.

#### M. TROLLOPE (Australie)

Most of my remarks will be directed at enthusiastic support for the proof rolling idea just enunciated by Mr Buchanan. But before I do so, I would like to make one fairly candid observation : it seems to me that there are far too many people in the pavement design and construction area who are intent on galloping away from what I call the physical science approach.

I feel that, to provide good traffic performance the aim should be to develop an elastic pavement structure, where elastic also implies recoverable deformation.

In Fig. 15 is shown a plot of the cyclic load-deformation behaviour of a sand-asphalt mix under unconfined compression test conditions. This behaviour is, we find, typical for pavement materials (not including, at this stage, clay subgrades).

It will be noted that under cyclic loading the deformation increases progressively unless the load is reduced below the previously applied maximum load. This I think illustrates the proof rolling idea.

We may make three conclusions from this evidence.

The first is perhaps academic, but I think rather important. I refer to the fact that attempts to correlate first-loading moduli of elasticity obtained in the laboratory with *in-situ* tests are likely to be abortive. After the first loading the shape of the load-deformation curve rapidly becomes reasonably constant and I suggest that we might get better correlation with elastic theory if we pay attention to this point.

The second point I wish to make is that the construction rolling should be done by equipment which is heavier — in other words applies a greater stress to the pavement structure — than the loads one expects in service.

The third point is that if one pays attention to this in the pavement structure, the control of pavement construction by normal compaction means — this is paying attention to moisture content and density — is incidental. The emphasis should be, I feel, on the deformability of the pavement layers; one would obviously vary the pressure of the loads one puts on the various layers, the greatest load being applied to the top wearing surface.

And, in conclusion, I would heartily support the remarks made by Mr Williams that in this deformation criterion it is the induced curvature and not the absolute vertical deformation that is the critical factor.

# SAND ASPHALT SAMPLE N° 6

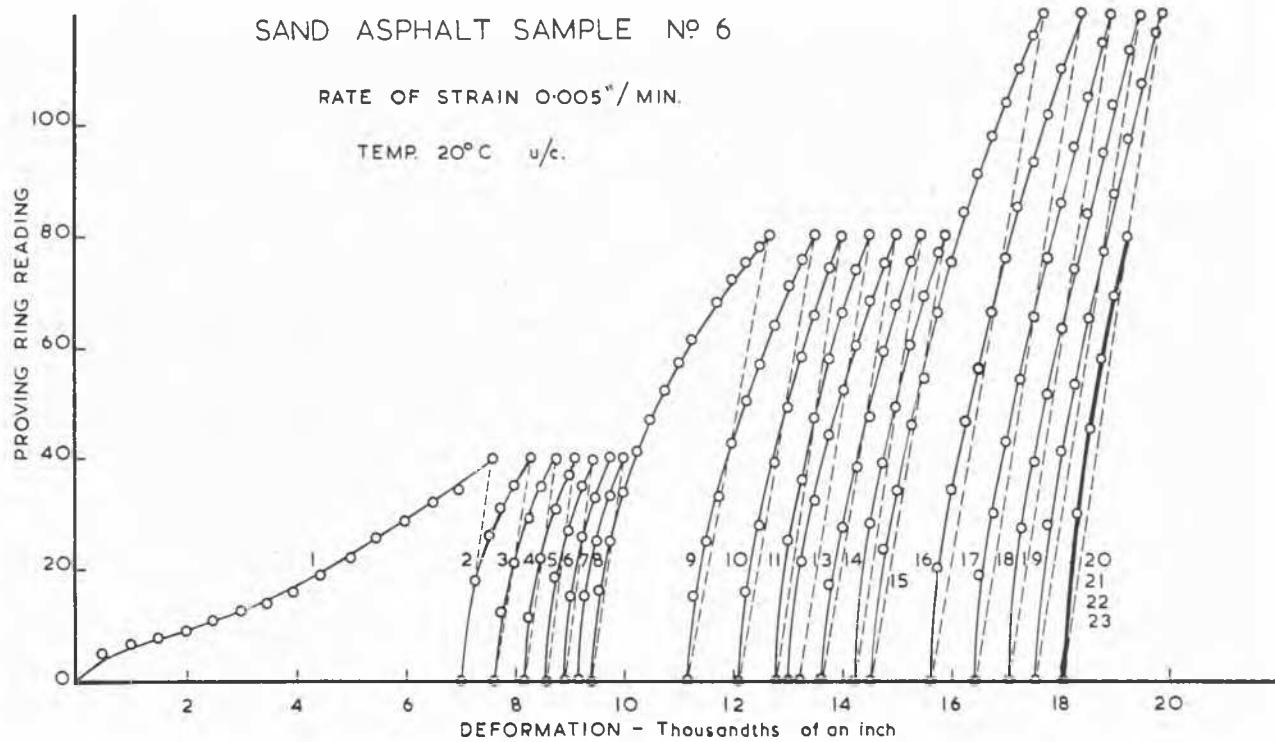


Fig. 15 The effect of preloading on deformation under cyclic loads.

**Le Président :**

Merci M. Trollope. La parole est à M. Brandley.

**M. BRANDLEY (Etats-Unis)**

I wish to make a few comments regarding the flexible pavement design. I recognize that the total deformation of a pavement is a very important factor, particularly concerning rideability characteristics of the road; I would like to confine my comments, however, to the strength of the roadway section and particularly of the subgrade. I wish to add a little information and support to Mr Williams of South Africa regarding radius of curvature.

Studies which I have made indicate the possibility of using radius of curvature as a design criterion. I would like to suggest the possibility of using the radius of curvature of the deflected surface of the subgrade rather than of the surface of the pavement.

Many factors influence the radius of curvature of the subgrade including subgrade strength, the thickness of pavement and base, the stiffness of the pavement and base section, the temperature of the pavement, and repetition of loading.

It is considered that limiting values perhaps for the radius of curvature of subgrade surfaces under loadings could be far more valuable in design than limiting factors for the total deflection.

**Le Président :**

Merci M. Brandley. M. Moraldi va maintenant nous donner lecture du rapport de M. Ferrari.

**Le Rapporteur Général :**

Je m'excuse d'intervenir pour donner un bref résumé du rapport présenté par M. FERRARI qui, ne connaissant pas très bien la langue française, m'a prié de le remplacer.

Le texte de M. Ferrari examine l'influence que peut avoir, sur la tenue d'un revêtement, les forces d'inertie qui sont présentes à son avis du fait que, sous la charge, la surface de la chaussée, initialement plane, prend une courbure déterminée. Une situation à peu près analogue se vérifie sur les raccordements verticaux concaves où se produisent des forces verticales supplémentaires dirigées vers le bas et dues à l'inertie.

En raison du manque de temps, je vais résumer très rapidement le rapport de M. Ferrari, de l'Institut des Transports de l'Université de Naples.

En examinant le comportement d'une revêtement qui a été schématisé sous forme d'une dalle reposant sur une fondation, ayant une déformation élastique représentée par un module de Westergaard — et en utilisant des développements mathématiques — il arrive à la conclusion qu'il existe une vitesse limite à laquelle le revêtement ne peut plus tenir à cause des forces verticales dues à l'inertie qui peuvent atteindre des valeurs très élevées. M. Ferrari a également présenté un diagramme permettant les conclusions suivantes :

Avec un camion ayant une charge par essieu de 2,5 tonnes roulant à la vitesse de 100 km/heure, si l'épaisseur du revêtement était de 5 cm, l'effort vertical deviendrait absolument insupportable pour le revêtement. En augmentant, au contraire, l'épaisseur du revêtement la déformation diminue naturellement, et cet accroissement de la force dû à l'inertie diminue aussi.

Je pense que ces résultats, bien qu'énoncés à titre indicatif, peuvent être intéressants parce qu'ils constituent un aspect nouveau de la question de déformabilité des chaussées.

**Le Président :**

Je demande maintenant à Monsieur le Rapporteur Général de bien vouloir faire un résumé des interventions qui ont été faites dans la seconde partie de la séance.

## Le Rapporteur Général :

Les interventions que vous venez d'entendre ne font que confirmer les conclusions auxquelles je suis parvenu après les discussions à la tribune.

Elles confirment avant tout l'intérêt de nouvelles méthodes de calcul, et à ce sujet j'attribue une importance toute particulière à l'intervention de M. Turnbull, qui jusqu'à présent, était le défenseur le plus acharné de la méthode CBR.

Mais elles confirment aussi que les opinions des techniciens au sujet de la mesure des déformations sont partagées.

Quelques-uns ont recours à la mesure de déformations au moyen de la poutre de Benkelman, d'autres voudraient qu'on mesure des rayons de courbure, ce qui en principe est plus exact, puisque c'est du rayon de courbure que dépend la fissuration d'un revêtement.

D'autres aussi ont voulu nous rappeler que la considération d'une module d'élasticité n'a de sens que lorsque les déformations plastiques sont négligeables, ce qui confirmerait la nécessité d'une vérification en phase plastique et le maintien d'une séparation nette entre les méthodes de calcul des revêtements souples et rigides.

Une méthode pratique pour épurer les déformations plastiques nous a aussi également été présentée : c'est le super compactage au moyen de rouleaux pneumatiques lourds, pesant de 45 à 200 tonnes.

Je suis convaincu que c'est là une méthode très efficace pour mettre en évidence les points faibles de la chaussée avant que la route ne soit ouverte au trafic.

Enfin on a attiré l'attention sur l'influence que peuvent avoir les forces d'inertie sur la tenue de la chaussée. Une seule conclusion s'impose : la nécessité de concentrer les efforts sur l'étude de ces problèmes et l'opportunité d'un fréquent échange de vues entre les spécialistes en la matière.

M. Reichert a proposé la création d'un groupe de travail au sein de l'Association : étant donné les résultats pas toujours encourageants auxquels sont parvenus des groupes semblables dans d'autres sections, je serais plutôt favorable à l'organisation de réunions ou symposiums, provoqués par les organismes ou les laboratoires particulièrement intéressés à ces problèmes.

## Le Président :

Merci M. Moraldi de votre résumé. Je regrette que nous ne disposions pas du temps nécessaire aux interventions sur les conclusions générales. Je me permets de demander à ceux d'entre vous qui auraient désiré faire une intervention de nous la soumettre par écrit afin que nous puissions l'inclure dans le procès-verbal de la conférence.

Pour terminer je dirai que cette séance a été très profitable. Nous avons mis en relief presque tous les doutes qui subsistent sur ces grands problèmes. Monsieur le Rapporteur Général et tous les orateurs ont souligné l'importance pour nous d'avoir des méthodes empiriques qui nous permettent de poursuivre avec courage la recherche parallèle d'une méthode théorique et pratique. Gardons l'espoir de voir cette méthode mise au point dans un avenir prochain. Je vous remercie tous de votre concours et je lève la séance.

(La séance est levée à 13 h 15)

values which varied considerably with pretreatment. Sorption, colour and magnetic measurements were made upon the soils by the author and his colleague, Mr D.M. Farrar, to interpret the behaviour of the soils.

The surface area of the soils for water sorption was found to be of the order of 100 sq. metres per g, instead of the 20-30 sq. metres per g expected from the mineral composition of the soils (metahalloysite, haematite, quartz).

The percentage of light reflected by the soils was measured for different parts of the visible spectrum. The reflectance was found to be low for blue light, and greater for yellow and red light. The reflectance/wave-length curve was in fact similar to that for pure haematite, alpha ferric oxide, and X-ray analysis confirmed the identification of the oxide present by this simple technique.

Measurements were next made on mixtures of pure haematite and pure kaolinite. It was found that for any given oxide content, the soils reflected much less blue light than the corresponding mixture, Fig. 16.

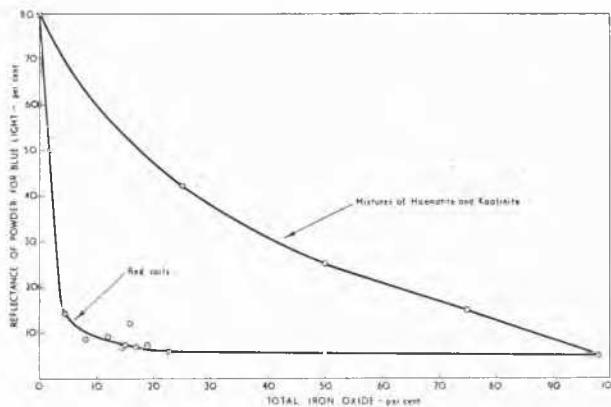


Fig. 16 Reflection of light by red soils and haematite/kaolinite mixtures.

The results suggested that the oxide was present in the soil as a surface film upon all the soil particles. Since the surface area of the oxide, haematite, can be as large as 150 sq. metres per g, the film hypothesis served also to interpret the surface area measurements on the soil.

It was felt that the mechanical strength of the oxide film might be influenced by the degree of physical hydration of the oxide, which might in turn affect the magnetic properties. The force exerted upon a selected soil in a magnetic field was found to vary as the square of the field for low field strengths, and directly as the field for high field strengths, i.e. the soil exhibited magnetic saturation.

The force on the soil at high field strengths was found to be reversible with temperature within the range 20 °C to 700 °C, the force being zero above 550 °C, which was therefore a Curie temperature for the soil. These results showed clearly that the antiferromagnetic haematite was not responsible for the magnetism, since it is only feebly attracted to a magnet. (A lack of correlation between total iron content and magnetic force in a saturation field for all the red soils examined supported the conclusion). The observed results could only be attributed to traces of manganese/iron ferrite in the soil (magnetite with some ferrous iron replaced by manganese). Chemical tests confirmed manganese as present in the soil.

It was concluded that the anomalous properties of the soils in the field were due to the formation of aggregates of particles cemented together by the oxide film.

Tout récemment plusieurs auteurs, parmi lesquels Croney et Salt dans leur communication 4/3, ont constaté que les revêtements en béton bitumineux d'une chaussée soumise à un trafic lourd et intense se fissurent rapidement si leur épaisseur n'est pas suffisamment élevée. Ceci même lorsque l'épaisseur totale de la chaussée est supérieure à celle déterminée en appliquant les diagrammes CBR de calcul. D'autre part on a aussi constaté la bonne tenue des chaussées ayant un revêtement en béton bitumineux épais, lorsque l'épaisseur totale est inférieure à la précédente.

Je suis d'avis qu'une cause déterminante de ce phénomène doit être recherchée dans l'accroissement des charges du à un effet dynamique.

La surface d'un revêtement sur laquelle se déplace un véhicule, même si elle est plane à l'origine, se déforme sous le poids de la roue et prend une courbure déterminée, qui se déplace avec la roue même.

C'est une situation tout à fait semblable à celle qui se manifeste sur un raccordement vertical concave, et il se produit des forces verticales supplémentaires, dirigées vers le bas, dues à l'inertie.

Pour analyser le phénomène nous pouvons comparer le revêtement à une dalle plane, indéfinie, parcourue par la force  $P$ .

On peut facilement démontrer [1] que l'accroissement de la charge  $\Delta P$  due à l'inertie peut être exprimé par la relation:

$$\Delta P = - \frac{P}{g} V^2 \left( \frac{d^2 z}{dp^2} \right)_0$$

ou  $P$  est la charge

$g$  l'accélération de la pesanteur

$V$  la vitesse du véhicule

$\left( \frac{d^2 z}{dp^2} \right)_0$  la courbure de la dalle au droit de la charge.

Il s'en suit que l'accroissement dynamique de la charge à laquelle la chaussée est soumise est d'autant plus grand que la courbure est plus marquée.

Il est donc à prévoir qu'un tapis bitumineux d'épaisseur convenable, puisqu'il représente une dalle de rigidité à la flexion élevée, réduit l'accroissement de la charge due à l'inertie.

Pour arriver à une évaluation de l'ordre de grandeur de ces accroissements on a simplifié le problème en considérant le tapis comme une dalle élastique plane ayant un module d'élasticité  $E = 30\,000 \text{ kg/cm}^2$ , appuyée sur une fondation qui réagit selon le module de réaction «  $K$  » de Westergaard.

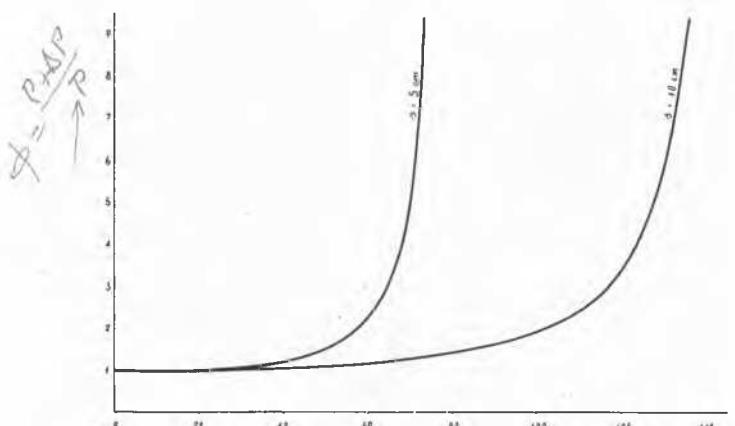


Fig. 17

On a considéré que sur le revêtement agit une charge de 2,5 tonnes, répartie sur une surface d'empreinte circulaire de 10 cm de rayon; ce qui correspond à la roue d'un camion dont le poids total de 14 tonnes.

En écrivant l'équation d'équilibre entre toutes les forces et les contraintes qui agissent sur la dalle, y compris les forces d'inertie, on a pu calculer l'accroissement dynamique de la charge en fonction de la vitesse du camion  $V$  pour différentes valeurs de l'épaisseur  $s$  du tapis et du module de réaction  $K$ .

On a pu constater que pour chaque valeur de  $K$  et de  $s$  il existe une vitesse critique qui produit un accroissement infini de la charge.

Par exemple, pour une valeur de  $K$  d'environ 20 kg/cm<sup>3</sup> et pour une épaisseur du tapis de 5 cm, cette vitesse critique est de 75 km/h, tandis que, si l'épaisseur du revêtement est double (10 cm), cette valeur dépasse 140 km/h.

Le diagramme de la Fig. 17 donne le coefficient d'accroissement de la charge :

$$\varphi = \frac{P + \Delta P}{P}$$

en fonction de la vitesse  $V$  pour  $K = 20 \text{ kg/cm}^3$  et deux valeurs de l'épaisseur du tapis (5 et 10 cm respectivement).

On constate facilement que pour une vitesse de 60 km/h (vitesse normale de marche d'un camion lourd) l'accroissement dynamique de la charge est de 20 pour cent si le revêtement est de 10 cm et de 150 pour cent pour une épaisseur de 5 cm.

Ces résultats sont probablement trop pessimistes, étant basés sur des hypothèses simplifiées, mais ils indiquent quand même que le phénomène n'est pas à négliger.

## Références

- [1] Cfr. P. FERRARI (1961). « Studio degli effetti dinamici sulle pavimentazioni stradali », *Il Giornale del Genio Civile*.  
— 1961 « Sulla misura delle caratteristiche dinamiche delle pavimentazioni flessibili », *Atti del XIII Congresso Nazionale Stradale*, Bari.

M. A.R. JUMIKIS (Etats-Unis)

## The Engineering soil survey of New Jersey

The paving of the relatively narrow and yet expensive highway and railway ribbon, as well as that of airports, has a comparatively shallow foundation as contrasted with larger and heavier structures, the foundations of which are usually set well below the frost penetration depth line. This fact as well as the fact that they are fully exposed to the weather, makes their pavements especially vulnerable to climatic influences. Earthwork soils in particular are subjected to periodic temperature and moisture variations. For example, frost action may cause differential heaves on roads, but variation in soil moisture content as a consequence of frost action may affect the strength of the soil, particularly during a thawing period after frost has left the ground. This causes loss of bearing capacity of soil and so-called "spring break-ups" on roads built on and of improper soil.

The resulting effect of such conditions usually is damage to roads and their pavements. Thus it can be inferred that frost action imposes difficulties in design, construction, exploitation and maintenance of highways. It also impairs traffic safety. In addition, repairs of roads damaged by frost usually cost huge sums.

Thus, in order to combat frost on highways effectively, it becomes necessary to investigate the various factors contributing to damage to roads by frost. Hence the problem for research was established.

### *Establishment of the Joint Highway Research Project.*

Having in mind the general problems outlined above, Rutgers University and the New Jersey State Highway Department established the Joint Highway Research Project, and on September 12, 1946, the Joint Highway Research Committee, administrator of the Project, held its initial meeting.

### *Purpose of the Project.*

The whole Project had for its purpose the problem of investigating the performance of highways under freezing and thawing conditions as they prevail in New Jersey. Upon closer examination, however, it became evident that before such investigation could successfully be undertaken, it was necessary to have a fuller knowledge of the soil materials involved.

### *Description of Project.*

This project was considered as something like taking inventory, following the principle that first one has to know what types of soil are available in the state, then what is their distribution, and finally what are their engineering characteristics for building roads.

### *County Engineering Soil Maps.*

The county engineering soil maps were prepared by applying the following operations in the sequence indicated :

1. Review and detailed study of available geologic and agronomic references.
2. Rapid preliminary study of aerial photographs to establish tentative map subdivisions and to define desirable soil sample locations.
3. Field inspection of the entire area with particular attention to areas where representative soil samples could be obtained.
4. Taking of soil samples for laboratory testing.
5. Performance of identification and classification tests of soils on the various horizons for each sample.
6. Correlation of laboratory test results, reference data, field observations and preliminary map subdivisions for the purpose of defining final grouping of soils to be mapped as a unit.
7. Delineation of soil group boundaries on the aerial photographs in accordance with the final mapping unit definition.
8. Transfer of aerial photograph delineation to base map tracing.
9. Preparation of descriptive report to accompany the engineering soil map.

The significant factors in airphoto mapping are : land form, surface slope, color tone, drainage pattern, erosion pattern, vegetation, land use, engineering features and other possible factors. The valuable techniques of aerial photographic interpretation and analysis are far too little known. An interdepartmental course in airphoto interpretation is given at Rutgers.

### *Value of Soil Maps and Reports.*

The county reports describe soil conditions in each county of New Jersey (7,836 square miles) from an engineering standpoint, for use by highway engineers in locating and relocating road alignments and in finding material suitable for highway fills. They are also of value to planning boards, housing authorities, real estate interests, the Army and consulting engineers.

The Engineering Soil Survey was officially completed on June 30, 1955.

It is interesting to note that in 1955 New Jersey was the first state in the Union where an engineering soil survey was performed systematically for the whole state. It was a big project, the annual budget of which for the last five years was \$ 61,251.00. On an average, about 15 engineers, technicians and helpers worked on various phases of the Project. One appreciates the importance of such a project when one considers that it happens once in a man's lifetime.

### *Practical Aspects of the Research Results.*

What does all the accomplished research work mean ? First of all it means that the New Jersey taxpayer and motorist can look forward to a lighter burden on his dollar and his automobile in years to come. It also means that highway engineers and planning boards, housing authorities, real estate men and consulting engineers will be able to get more and better data on soil for many kinds of work than ever before with much less effort and expense.

M. J.A. LEADABRAND (Etats-Unis)

### **The Use of Subbase for Concrete Pavement in the United States**

Before World War II very few concrete highways in the United States had a subbase below the pavement slab. Instead, the concrete was placed directly on the subgrade soil, whatever it happened to be — clay, silt, sand or gravel. Specifications commonly required only that the subgrade be "firm and unyielding" and "true to line and grade".

As far back as 1935 it was recognized that, under certain conditions, traffic during wet weather could force subgrade material out from under the pavement, causing loss of support and resulting damage to the concrete. At that time this action, called pumping, occurred only rarely and it did not receive wide attention. During and following the war, the volume of heavily loaded trucks increased at a very rapid rate and pavement distress due to pumping became more and more extensive.

In 1942 a Highway Research Board Committee was formed to study the causes of pumping and to determine effective corrective measures.

The Committee defined pumping as the forceful ejection of a mixture of fine-grained soils and water from beneath the pavement at joints and cracks and the pavement edges. Three factors are necessary before pumping can take place :

1. A subgrade soil that will go into suspension in the presence of water.
2. Free water between the pavement and subgrade, or subgrade saturation.
3. The frequent passage of heavy wheel loads.

When these conditions are met the subgrade soil goes into suspension and frequent slab deflections due to the passage of heavy trucks "pump" the mixture of soil and water out along the pavement edges and up through joints and cracks. The action is progressive and, as larger and larger voids develop below the slab, joint faulting and pavement damage, due to loss of support, become more severe and extensive.

### *The Use of Subbases*

If the subgrade contains a large percentage of coarse particles it does not go into suspension in the presence of free water, and even with large volumes of heavy truck traffic, pumping does not occur. From this developed the widespread use of granular subbases to prevent pumping.

In 1952, when a substantial mileage of concrete pavement built on granular subbases had been placed in service, surveys were undertaken to investigate the range in types of

materials that would effectively prevent pumping and result in good pavement performance, and to develop design criteria for the subbase layer, such as minimum requirements for thickness, width and drainage under many conditions of climate, traffic and subgrade soil types.

The surveys showed that pavements built on potentially pumping soils require subbases if the volume of heavy truck (truck-semi-trailer) traffic is more than about 100 per day.

### *Subbase Materials*

Subbase materials that meet the minimum requirements of American Association of State Highway Officials' Specification M-155 were found to prevent pumping for the greatest volumes of truck traffic encountered during the surveys. (Up to 700 axle loads per day of more than 18,000 lb. — approximately 8,180 kg — and truck-semi-trailer counts of 1,000 to 2,000 per day.) This specification prescribes :

1. A maximum size of not more than one-third the depth of the subbase.
2. Not more than 35 per cent passing the 200 mesh sieve.
3. Plasticity index of not more than 6.
4. Liquid limit not greater than 25.
5. A gradation which will permit compaction of the subbase to a density that will prevent a harmful increase in density after the pavement is placed in service.

A wide variety of materials meets this specification. In localities where good granular material is not available or is becoming scarce, materials that do not meet these requirements are often upgraded by the addition of cement to change the gradation or lower the plasticity index. Materials that can be upgraded so that they will successfully prevent pumping are limited to soils having not more than 45 per cent of the particles smaller than the 200-mesh size.

Pit-run gravels are found in many parts of the United States and require little or no processing for use as subbase.

Crushed limestone and soil-stabilized gravel are two dense-graded materials used extensively in many areas. Crushed chat, a by-product of zinc mining, having a similar gradation, has given excellent service.

Glacial-deposited bank-run gravels are used extensively as subbase in eastern states. Because they often contain large sized stones, the over-size material is screened out before use so as to minimize segregation and resulting uneven pavement support.

In the southeastern states loamy-sands commonly have been used as subbase. Typical loamy-sand subbases that have given excellent service in North Carolina are either non-plastic or have low plasticity indices, but they do contain a considerable percentage of silt-size particles. If such materials were used in northern states there would be the danger of detrimental frost action within the subbase itself. This illustrates the importance of considering local climatic conditions in selecting the subbase material.

Cleaner sandy soils are readily available in many parts of the United States and are widely used as subbase material. Gradations for the sand subbases in Michigan and the dune sands in northern Indiana generally are such that no more than about 10 per cent of the material will pass the 200-mesh sieve and they are not adversely affected by frost. One of the advantages of this material is its small maximum size, generally about 1/4-inch (6 mm), which results in a very uniform support for the pavement because there is little chance for segregation to occur during handling.

In California it is standard practice to construct cement-treated subbase on all state highways. The top 8 in. (20 cm)

to 12 in. (30 cm) of embankments is generally granular borrow soil, the top 4 in. (10 cm) of which is treated with cement.

Sand-shell mixtures are among the several types of materials that have been treated with cement in the state of Texas, where extensive use has been made of cement-treated subbases. A wide variety of other materials have been successfully upgraded in many parts of the country by the addition of cement.

### *Subbase Thickness*

The first economic consideration is the selection of the type and source of material to be used and the second is the amount of material required — the minimum thickness. This factor has received considerable study both in the laboratory and in the field.

The Portland Cement Association laboratory is carrying out an extensive program in which subbases are being studied by means of static and repetitive load tests. In the static load tests the loads are applied at various positions on full-scale indoor concrete slabs with various types and thicknesses of subbase on a clay-loam subgrade. Measurements include pavement strains and deflections and subbase and subgrade pressures.

Typical variations in pavement stresses and deflections in relation to subbase thickness show that there is a decrease in both as the subbase thickness is increased to about 4 in. (10 cm), but that there is no appreciable additional reduction in either for thicker subbases.

The repetitive load tests also include several types and thicknesses of subbase and variable subbase moisture contents and densities. Consolidation of subbase and subgrade are measured during these tests. Typical results show that when compacted to the same density and at the same moisture content, 4 in. (10 cm) and 6 in. (15 cm) subbases consolidate less than thicker subbases under the same number of load repetitions. There is no consolidation of cement-treated subbases subjected to the same repetitive load tests.

Experimental subbase projects and field performance surveys of normal pavements in service show that there is no advantage in using subbases more than 3 in. (7.5 cm) to 6 in. (15 cm) in thickness. If the subgrade had been properly designed and constructed, subbases in this range of thickness will be adequate under the most severe conditions encountered. If the subgrade has not been properly designed and constructed, the subbase, no matter how thick, will not correct this deficiency and pavement performance will be unsatisfactory. Performance records from one job show that, where an expansive clay subgrade was not properly prepared, pavements on both 6 in. (15 cm) and 36 in. (90 cm) of subbase developed the same degree of distortion from differential subgrade swelling. Similar instances have occurred where thick subbases have not performed better than thinner ones when the subgrade was not built in such a manner as to prevent differential frost heave. Frost action is best controlled by grading methods and subbases are *not necessary* for this purpose alone.

Laboratory and field studies show that it is uneconomical and in some cases it is even detrimental to provide subbases thicker than the minimum required to prevent pumping. The excellent performance of hundreds of miles of concrete pavement on subbases of 3 in. (7.5 cm) to 6 in. (15 cm) are on record.

### *M. W. A. LEWIS (Grande-Bretagne)*

The Reporter in his general report under the heading "Compaction" suggests that the results obtained by the British Road Research Laboratory on the performance of

vibratory compaction plant are at variance, to some extent, with the results obtained by Heynen and Wever of the Netherlands. I do not think, however, that the results of the two investigations are, in fact, contradictory.

The tests carried out by Heynen and Wever referred to by the General Reporter were confined to investigations with a clean uniformly graded medium-fine sand whereas the tests carried out by the British Road Research Laboratory described in paper 4/12 were on a range of soils which all, however, contained varying amounts of clay binder. With these relatively well-graded materials the shear strength can increase markedly with increase in dry density and this usually results in the development of large gradients in dry density through any layer of such soil which is compacted from the surface. With poorly graded soils such as the uniformly graded sand employed by Heynen and Wever in their tests, surcharge is necessary for the soils to develop sufficient shear strength to withstand the compaction stresses. Thus overstressing usually occurs in the top few inches of the layer and the maximum state of compaction occurs at some depth below the surface. In addition, as a result of the relatively smaller change in the shear strength with change in dry density which is experienced with these materials, the fall off in dry density with depth is not so marked as in the case of well-graded materials.

Thus the results of full-scale compaction tests with poorly graded sands will always indicate that the machine under test is capable of compacting to a much greater depth than would be the case with well-graded materials. Apart from carrying out tests on well-graded materials, the Road Research Laboratory has also, during the last few years, included tests with some types of vibratory equipment on a uniformly graded fine sand and the results obtained were of a very similar nature to those described by Heynen and Wever.

M. A. MAYER (France)

#### Un exemple de « Proof-rolling » (essai au rouleau lourd)

Au cours de la séance du Congrès consacrée à l'étude de la déformation des chaussées, M. Buchanan, Professeur à l'Ecole du Génie militaire de Bryan, Texas (U.S.A.) a exposé tout l'intérêt de la méthode d'essai de la qualité d'une chaussée qu'il a qualifiée « proof-rolling ».

Il s'agit en l'espèce, après terminaison d'une chaussée ou d'une fondation de piste, d'y faire passer un rouleau lourd qui fera supporter en chaque point une charge nettement supérieure à celles que la chaussée ou la piste est destinée à subir en service normal. La surcharge ainsi appliquée produira immédiatement un effet comparable au passage régulier des charges que la route ou la piste sont destinées à supporter. On peut ainsi déceler les points faibles qui donneraient, si on les laissait en l'état, des déformations en service et cela permet de faire immédiatement les renforcements nécessaires.

Je voudrais, à l'appui des indications données par M. Buchanan, rappeler un exemple qui à l'époque a donné lieu à une vive controverse entre techniciens américains et français et à laquelle j'ai été personnellement mêlé. Il s'agissait de la construction de la base de Nouasseur au Maroc. Cette base, destinée à recevoir des bombardiers lourds américains, devait être terminée à une date donnée de façon impérative, qui correspondait à une période à laquelle on craignait le déclenchement d'un conflit armé.

L'accord sur la construction de la base avait été obtenu au début d'avril et la piste devait être inaugurée le 14 juillet de la même année. Or les études avaient fait apparaître un terrain hétérogène qui aurait obligé à prévoir une fondation extrêmement lourde si l'on avait voulu, à coup sûr, pouvoir recevoir les bombardiers de 70 tonnes sur deux roues, qui étaient attendus.

Les auteurs du projet avaient le choix entre une construction techniquement insuffisante et un retard dans l'achèvement de la piste. Or la date de terminaison était imposée de façon absolument impérative. Le Commandement décida donc de se contenter d'une fondation d'épaisseur moyenne, mais réalisable dans les délais. Et lorsqu'après la date fatidique on s'aperçut que l'on pouvait disposer d'un peu de temps, les ingénieurs décidèrent d'appliquer ce qui à l'époque n'avait pas encore été nommé proof-rolling. On disposait sur la base d'un rouleau lourd de 200 tonnes, qui représentait évidemment une surcharge considérable par rapport aux avions prévus et on le fit passer partout.

C'était une vérification à grande échelle des formules CBR. La charge était manifestement trop forte pour toutes les zones où le sous-sol était faible et la fondation insuffisante. Le passage du rouleau marqua le revêtement en plusieurs points et en un point particulier il poinçonna et dut être extrait à grand-peine. Cette façon de procéder qui pré-sageait le proof-rolling fut à l'époque extrêmement critiquée, tant dans la presse technique française que par certains ingénieurs américains. Effectivement, la surcharge imposée par le rouleau de 200 tonnes était considérable et correspondait à un coefficient de sécurité de près de 3. Malgré cela lorsqu'on fit le bilan de l'opération, on constata que les dépenses nécessitées par la réfection des parties sur lesquelles le rouleau avait marqué son passage représentaient 3 pour cent du coût de la construction de la piste. La méthode avait donc permis à la fois de disposer à la date prévue d'une piste qui autrement aurait été impossible à exécuter, et de faire une économie importante par rapport à ce qu'aurait coûté le revêtement si on l'avait calculé pour les parties les plus mauvaises de la fondation.

Je n'entends pas, bien entendu, dire qu'il n'aurait pas mieux valu faire une étude approfondie de la nature superficielle du terrain et adapter en chaque point l'épaisseur du revêtement à la force portante de la fondation. Mais, dans les cas — que l'on aimerait croire exceptionnels — où les études ont été incomplètes, le proof-rolling peut déceler des insuffisances et permettre d'y remédier.

Il m'a paru intéressant de rappeler cet exemple, qui est peut-être le premier cas de « proof-rolling » connu, à l'appui de la communication de M. Buchanan.