

# IIId: Light weight decks

Objektyp: **Group**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH  
Kongressbericht**

Band (Jahr): **7 (1964)**

PDF erstellt am: **23.09.2024**

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

### III d 1

## Beitrag zur Berechnung von orthotropen Platten

*Some Remarks to the Computation of Orthotropic Plates*

*Contribution au calcul des dalles orthotropes*

PETER KLEMENT

Dr., Wien

Orthotrope Platten von stählernen Straßenbrücken haben häufig Konsolen, die über die Hauptträger auskragen, wobei der Konsolrand üblicherweise durch einen Saumträger verstärkt wird (siehe Fig. 1). Da dieser Saumträger

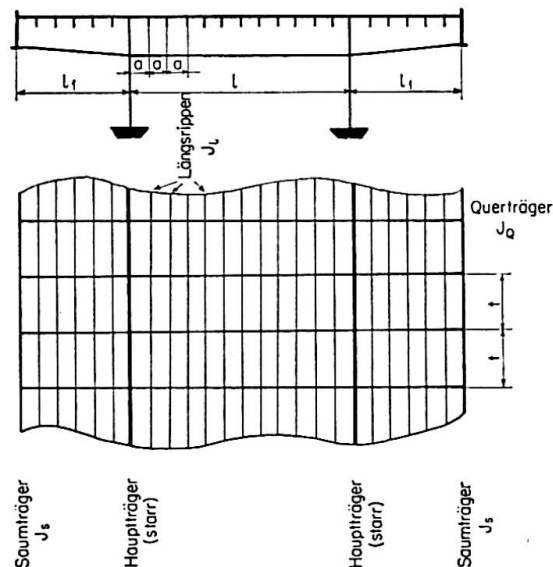


Fig. 1. Orthotrope Platte.

sowohl die Längsrippen (Längsträger) als auch die Querträger entlastet, ist er aus wirtschaftlichen Gründen wohl immer in der Rechnung zu berücksichtigen. Als statisches Hauptsystem wird die orthotrope Platte mit den freigemachten Saumträgern angenommen, und die Verbindung zwischen der orthotropen Platte und den Saumträgern wird durch statisch unbestimmte Lastgruppen hergestellt. Für die Berechnung des Hauptsystems wird die orthotrope Platte als Trägerrost betrachtet, der auf den Hauptträgern freidrehbar gelagert ist. Die Stützung auf den Hauptträger wird dabei als starr angenommen. Für die äquidistanten Querträger wird mit feldweise konstantem Trägheitsmoment gerechnet. Im Verhältnis zum Querträgerabstand ist der Längsrippenabstand in der Regel so klein, daß letztere als kontinuierlich über die Brückenbreite verteilt betrachtet werden können. Die Berechnung dieses Rostsystems wird nach der von W. PELIKAN und M. ESSLINGER veröffentlichten Methode [1] durchgeführt. Dabei werden zuerst die Momente

der Längs- und Querträger sowie die Auflagerdrücke der Längsträger auf den Querträgern, unter der Annahme starrer Querträger, bestimmt. Die zufolge der Weichheit der Querträger entstehenden Zusatzmomente können auf Grund folgender Überlegung bestimmt werden:

Die Längsrippen können als Träger auf elastischen Stützen gerechnet werden, wenn für die Querträger die Annahme getroffen wird, dass die Durchbiegung  $w$  proportional der Belastung ist. Mit dieser Annahme lautet die Differentialgleichung für  $w$ :

$$w = c \frac{d^4 w}{dx^4}. \quad (1)$$

Die allgemeine Lösung dieser Differentialgleichung

$$w = c_1 \sin \kappa \frac{x}{l} + c_2 \cos \kappa \frac{x}{l} + c_3 \sinh \kappa \frac{x}{l} + c_4 \cosh \kappa \frac{x}{l} \quad (2)$$

enthält außer den Integrationskonstanten  $c_i$  noch den unbekanntenen Wert  $\kappa$ . Führt man in die allgemeine Lösung die Rand- und Übergangsbedingungen der einzelnen Felder ein, so ergibt sich für den in Fig. 2 gezeigten Fall des beidseitig auskragenden Querträgers mit dem Ansatz

$$\begin{aligned} w_m &= \cos \kappa \frac{x}{l} + k_1 \cosh \kappa \frac{x}{l}, \\ w_a &= k_2 \left( \sin \kappa \frac{x}{l} + \sinh \kappa \frac{x}{l} \right) + k_3 \left( \cos \kappa \frac{x}{l} + \cosh \kappa \frac{x}{l} \right) \end{aligned} \quad (3)$$

für symmetrische Belastung folgendes Gleichungssystem:

$$\begin{aligned} \cos \kappa + k_1 \cosh \kappa &= 0, \\ -\sin \kappa + k_1 \sinh \kappa + k_2 \left( \cos \kappa \frac{l_1}{l} + \cosh \kappa \frac{l_1}{l} \right) + k_3 \left( -\sin \kappa \frac{l_1}{l} + \sinh \kappa \frac{l_1}{l} \right) &= 0, \\ -\cos \kappa + k_1 \cosh \kappa + k_2 \left( \sin \kappa \frac{l_1}{l} - \sinh \kappa \frac{l_1}{l} \right) + k_3 \left( \cos \kappa \frac{l_1}{l} - \cosh \kappa \frac{l_1}{l} \right) &= 0, \\ k_2 \left( \sin \kappa \frac{l_1}{l} + \sinh \kappa \frac{l_1}{l} \right) + k_3 \left( \cos \kappa \frac{l_1}{l} + \cosh \kappa \frac{l_1}{l} \right) &= 0. \end{aligned} \quad (4)$$

Nichttriviale Lösungen dieses homogenen Systems sind nur möglich, wenn die Koeffizientendeterminante verschwindet. Als charakteristische Gleichung erhält man nach Ausrechnung der Determinante

$$\begin{aligned} (\sinh \kappa \cos \kappa + \cosh \kappa \sin \kappa) \left( \cosh \kappa \frac{l_1}{l} \sin \kappa \frac{l_1}{l} - \sinh \kappa \frac{l_1}{l} \cos \kappa \frac{l_1}{l} \right) \\ - 2 \cosh \kappa \cos \kappa \left( 1 + \cosh \kappa \frac{l_1}{l} \cos \frac{l_1}{l} \right) = 0. \end{aligned} \quad (5)$$

Diese Gleichung hat unendlich viele Lösungen für die Eigenwerte  $\kappa$ , wobei jedoch für die praktische Rechnung nur die dem Absolutbetrag nach kleinsten

Werte maßgebend sind. Setzt man die Eigenwerte  $\kappa_i$  in die Gleichungen (4) ein, können die Integrationskonstanten bestimmt werden und man erhält für jeden Eigenwert  $\kappa_i$  eine Lösungsfunktion  $w_i$ , die die geforderten Randbedingungen erfüllt. Die Funktionen sind orthogonal. Durch Entwicklung der gegebenen Belastung nach diesen Funktionen ist es möglich, die eingangs gemachte Voraussetzung der Ähnlichkeit von Belastung und Durchbiegung für jede Funktion zu erfüllen. Bei der praktischen Bestimmung von  $\kappa$  wird mit Vorteil von der Analogie der Differentialgleichung (1) zur Biegeschwingungsgleichung des Balkens Gebrauch gemacht. Für sehr kurze Kragarme erhält man die Eigenfrequenz der reinen Sinusschwingung. Je länger die Kragarme sind, um so niedriger liegt die Eigenfrequenz der Schwingung und damit der Eigenwert des Systems. In Fig. 3 sind die beiden niedrigsten Eigenwerte in Abhängigkeit

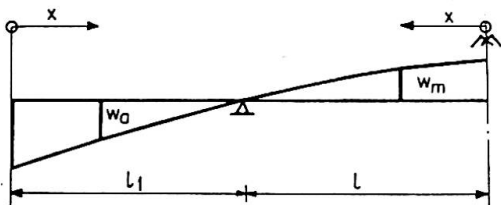


Fig. 2.

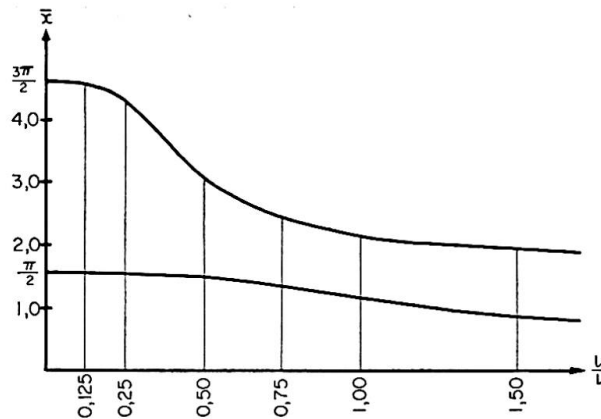


Fig. 3.

von  $\frac{l_1}{l}$  eingetragen. Für die praktische Berechnung nimmt man am besten drei äquidistante Werte für  $\kappa$  in der Umgebung des den Diagrammen der Fig. 3 entnommenen Näherungswertes an und bestimmt die Abweichung der rechten Seite der Gleichung (4) von Null. Eine sehr genaue Näherung kann dann durch quadratische Interpolation erhalten werden.

Um die Genauigkeit der Rechnung zu überprüfen, ist es zweckmäßig, für eine beliebige Belastung des Querträgers die Durchbiegungen elementar zu berechnen und eine Vergleichsrechnung durch Reihenentwicklung nach den orthogonalen Funktionen durchzuführen. Auf Grund der erreichten Übereinstimmung kann auch beurteilt werden, ob es notwendig ist, weitere Glieder des Funktionensystems dazuzunehmen. Zur Beurteilung der Genauigkeit soll jedoch im Auge behalten werden, daß bei praktischen Ausführungen der Anteil der Momente, der auf die Querträgerverformung zurückgeht, meist nur 10—30% der Gesamtmomente ausmacht, so daß meist die ersten beiden Glieder der Reihe eine ausreichende Genauigkeit ergeben. Entwickelt man insbesondere Lastfälle, die mit den ursprünglichen Randbedingungen im Widerspruch stehen, nach den errechneten Funktionen, so zeigen selbst diese Fälle noch eine sehr gute Übereinstimmung in den Durchbiegungen. Wir dürfen daher auch die unbekanntenen Kräftegruppen, die zwischen Saumträger und



Querträgerkragarm wirken, durch diese Funktionen darstellen. Statisch unbestimmte Größen sind in diesem Fall so viele vorhanden wie Querträger. Zur Lösung des Systems wird folgender Weg beschrritten:

Da in genügendem Abstand von einer Belastung in der orthotropen Platte die Beanspruchung vollständig abklingt, werden als statisch unbestimmte Größen Lastgruppen gewählt, die auch im Saumträger nur die benachbarten 4 Felder beeinflussen. Eine Möglichkeit einer solchen statisch unbestimmten Lastgruppe ist in Fig. 4 gezeigt. Für diese Lastgruppen werden die Verformun-

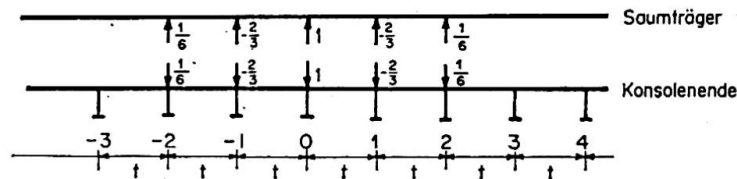


Fig. 4. Statisch unbestimmte Lastgruppe  $x_0$ .

gen  $\delta_{ik}$  sowie  $\delta_{ip}$  ermittelt und man erhält ein Gleichungssystem mit so vielen Unbekannten als Querträger vorhanden sind. Da nur die Momente der Längsträger in Feldmitte zwischen den Querträgern sowie die Mittenmomente über den Querträgern für den Spannungsnachweis maßgebend sind, brauchen nur die symmetrisch zum betrachteten Querträger wirkenden Lasten berücksichtigt werden. Daher wird die Zahl der Unbekannten halbiert. Bei den üblichen Steifigkeitsverhältnissen von Längs-, Quer- und Saumträgern ist in einiger Entfernung vom Aufpunkt ein deutliches Abnehmen der Lastglieder  $\delta_{ip}$  zu bemerken. Man löst daher zweckmäßigerweise das Gleichungssystem für 3, 4, 5 und eventuell 6 Unbekannte und kann dann aus dem Vergleich der für die Momente erhaltenen Näherungswerte feststellen, ob die Genauigkeit ausreicht oder ob noch weitere Unbekannte hinzuzunehmen sind. Je steifer der Saumträger ausgeführt wird, um so mehr Unbekannte sind zu berücksichtigen.

### Literaturangabe

- [1] PELIKAN-ESSLINGER: «Die Stahlfahrbahn, Berechnung und Konstruktion.» MAN-Forschungsheft 7/1957.

### Zusammenfassung

Für die Berechnung einer orthotropen Platte mit über die Hauptträger auskragenden Konsolen und einem Saumträger am Konsolenende wird als Hauptsystem die orthotrope Platte mit davon losgelöstem Saumträger gewählt. Die Verbindung zwischen Platte und Saumträger wird durch statisch unbestimmte Lastgruppen hergestellt, die im Saumträger nur in vier benachbarten

Feldern Momente erzeugen. Die Berechnung der orthotropen Platte erfolgt nach der Methode Pelikan-Eßlinger mit Hilfe einer Reihenentwicklung nach einem orthogonalen Funktionensystem, das durch Lösen der Differentialgleichung  $w = c \frac{d^4 w}{dx^4}$  erhalten wird.

### Summary

For the calculation of an orthotropic deck prolonged cantileverwise on either side of the main girders and stiffened on the outside by means of an edge-girder, the author starts from the orthotropic plate without edge-girders. The joint action of deck and edge-girders is provided by groups of hyperstatic loads; the resulting moments in the edge-girders only affect 4 adjacent spans. The calculation of an orthotropic deck is carried out by the Pelikan-Eßlinger method, by a series-development starting from a system of orthogonal functions provided by the solution to the differential equation  $w = c \frac{d^4 w}{dx^4}$ .

### Résumé

Pour le calcul d'une dalle orthotrope prolongée en encorbellement de chaque côté des poutres maîtresses et raidie à l'extérieur par une poutre de bordure, l'auteur part de la dalle orthotrope sans poutres de bordure. La liaison entre dalle et poutres de bordure est assurée par des groupes de charges hyperstatiques, les moments qui en résultent dans les poutres de bordure n'intéressant que 4 travées adjacentes. Le calcul de la dalle orthotrope est exécuté selon la méthode Pelikan-Eßlinger à l'aide d'un développement en série à partir d'un système de fonctions orthogonales fourni par la résolution de l'équation différentielle:  $w = c \frac{d^4 w}{dx^4}$ .

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## III d 2

### Studies on the Resistant Behaviour of Steel Deck Plates for Bridges

*Recherches sur le comportement à la ruine des platelages métalliques pour ponts*

*Studien über das Tragverhalten von Stahlblechfahrbahnen für Brücken*

ICHIRO KONISHI

Dr. Eng., Professor of Structural Engineering Department of Civil Engineering, Kyoto University, Kyoto, Japan

#### 1. Introduction

Papers on experimental and theoretical studies on steel deck plates for bridge structures have been presented by many scientists and engineers [1, 2, 3, 4, 5]. These papers mainly discuss the methods of analysis within the elastic limit of the material and the design methods for steel deck plates. Steel deck plates, just as other plate structures, show the considerable reserve of load-carrying capacity which exists when these structures have been loaded beyond the elastic limit. In recent years, advantage of the reserve of strength in the steel deck plate of bridges was taken by Prof. KLÖPPEL [6]. There are also some investigations on ship plates loaded beyond the elastic limit of the material [7, 8].

This paper reports the results of experimental studies on the resistant behaviour of steel deck plates for bridges and also discusses these results.

A model bridge, 4,920 mm span length and 2,000 mm in width (as shown in Fig. 1), made of ordinary structural steel, was used for the experimental studies, and the experiments were conducted on the Kyoto University Structural Testing Machine.

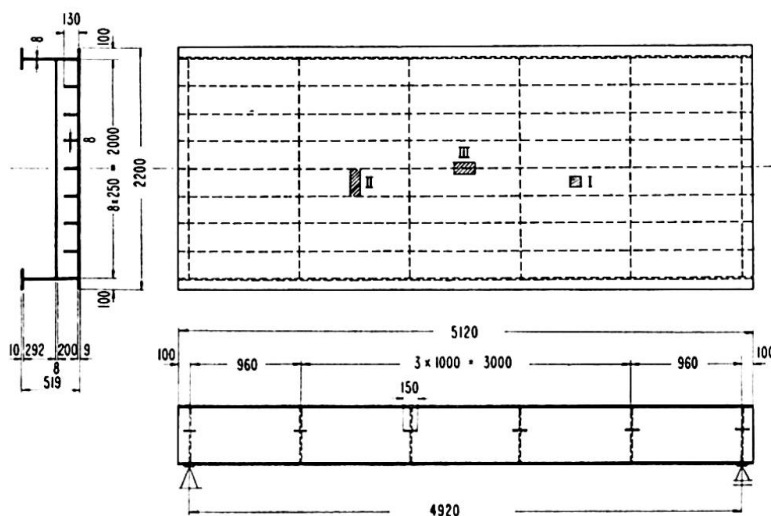


Fig. 1. Model bridge.

Prior to the experiments beyond the elastic limit, experimental studies within the elastic limit had been carried out. Detailed descriptions of the experiments within the elastic limit will be omitted in this paper, and the main results obtained are summarised as follows.

1.1. When a distributed load is applied at the center of a stringer, the resulting stresses extend over three spans of stringers in the direction of the bridge axis and over four stringers in the perpendicular direction.

1.2. When a load is applied directly on a cover plate, stresses and deformations of the plate are restricted to the span under the load in the direction of the bridge axis and to three spans of the plate supported by the stringers.

1.3. Cover plate and stringer stresses due to beam and plate actions may be approximately superposed.

1.4. Load distribution by means of the asphalt pavement is not so effective as the value given in the design specifications issued in Japan.

The resistant behaviour beyond the elastic limit of steel deck plates will be discussed using experimental results obtained with a model bridge as follows.

## 2. Experimental Method

The load was applied by rectangular loading plates of three different sizes. For the sake of convenience the loading plates are designated as Loading Plate *A*, *B*, and *C*. A wood block and a rubber plate were used in layers as a loading plate, and the rubber plate serves for load distribution. Dial gauges were used for the measurement of the deflections, and the strains were measured by SR-4 type strain gauges.

Three experiments were performed for the different loading positions and loading plates, and the loading position for each experiment is given by the hatched area in Fig. 1. The sizes of the loading plates used are:

For the experiment for Case I Plate *A* ( $100 \times 100 \text{ mm}^2$ ),  
Case II Plate *B* ( $250 \times 100 \text{ mm}^2$ ),  
Case III Plate *C* ( $200 \times 125 \text{ mm}^2$ ).

For Cases I and II, the load was applied directly on a cover plate, and for Case III the load was applied on a rib. The resistant behaviour of the plate and the rib were mainly investigated by these loadings.

## 3. Experimental Results and Their Interpretation

### 3.1. Results and Discussion of the Tests (Case I and Case II)

The results of the tests (Case I) are summarised in Figs. 2 and 3. Fig. 2 shows the load-deflection relation obtained under the applied load, and these

deflections were measured from the rib lines. Fig. 3 shows the load-strain relation obtained by SR-4 type strain gauges under the applied load in both the bridge axis and the perpendicular direction. The results of Case II are not given in this paper owing to lack of space.

The three different stages in the deflection of the loaded plate are given in Fig. 2. The plate is considered to behave elastically until a plastic line develops at a section of the plate. Yielding of the plate is considered to occur when

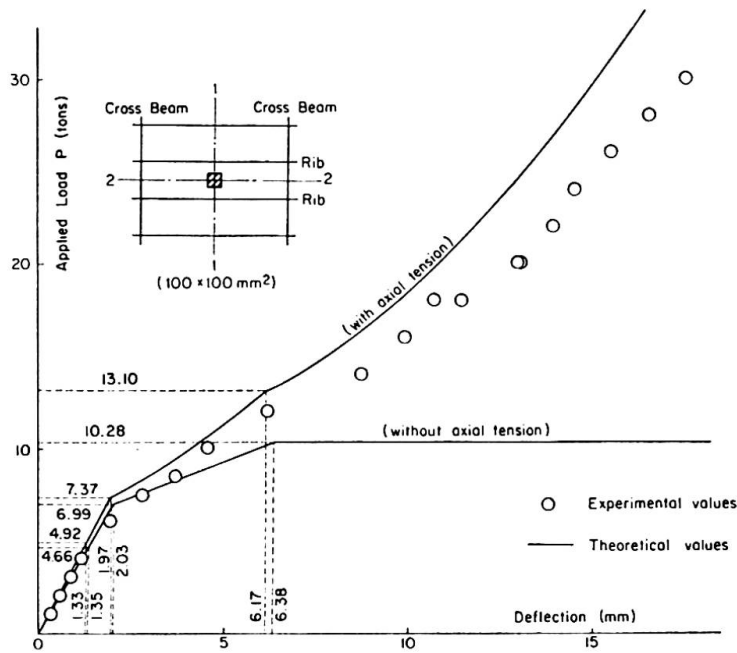


Fig. 2. Deflections of cover plate.

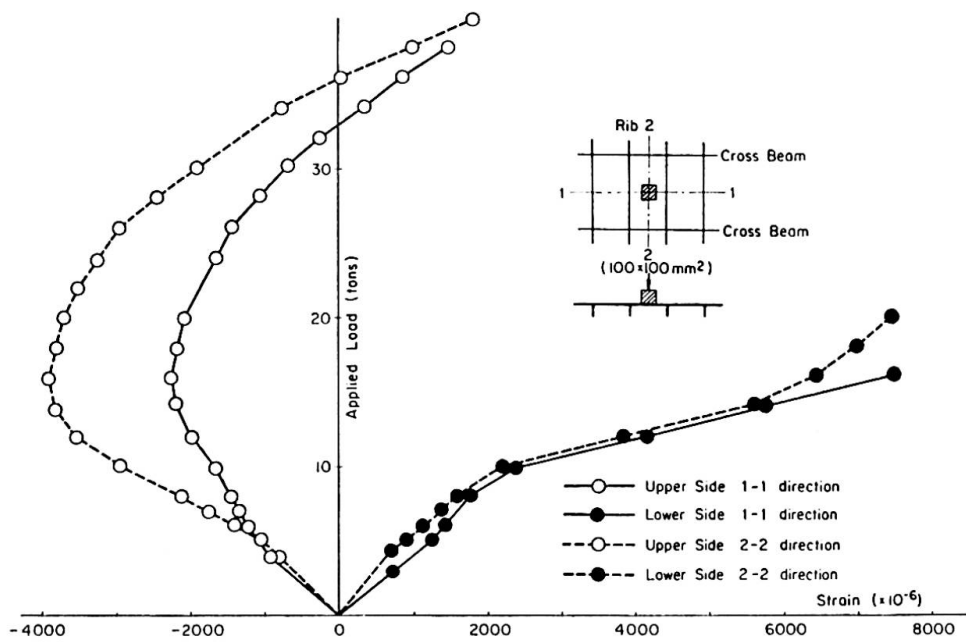


Fig. 3. Strains of cover plate.

the applied load amounts to about 4 tons. The 2nd stage is the yielding stage, and the 3rd stage is the hardening stage. In the 2nd stage, the effects of yielding, due to bending of the plate, are predominant, and large plastic deformations take place, and in the 3rd stage, membrane tension exerts predominant effects.

The first residual deflection occurred for the applied load  $P=4$  tons, and the corresponding deflection was 1.15 mm. This corresponds to  $1/218$  the rib distance ( $b=250$  mm) and to 0.24 times the thickness of the plate ( $h=9$  mm). The theory of elastic plates with medium thickness may be applied within this limit.

The effects of axial tension can also be explained by the load-strain relation shown in Fig. 3. Due to stretching of the middle plane the strain of the upper side of the cover plate changes its directions at a certain amount of loading, and thereafter the strains of both surfaces increase almost in parallel. The strain gauges on the upper surface were attached by making small holes in the loading plates.

No cracks in the steel plate were found after the maximum load of 40 tons was applied. For Case II the load was increased to 52 tons without any crack.

### 3.2. Results and Considerations on the Experiment (Case III)

Figs. 4 and 5 show the results obtained in the experiment for Case III. In this case the load was applied directly on the rib. Fig. 4 shows the load-deflection relation of the rib under the load, and Fig. 5 the corresponding load-strain relation. The positions of the strain gauges are given in the figure.

The first residual deformation occurs for  $P=13$  tons, and the corresponding deflection is 2.30 mm at the centre of the rib. Stresses in the rib increase rapidly after the yielding of the rib. The rib itself shows no reserve of strength after the stresses in a section of the rib reach the yield stress as shown in Fig. 5.

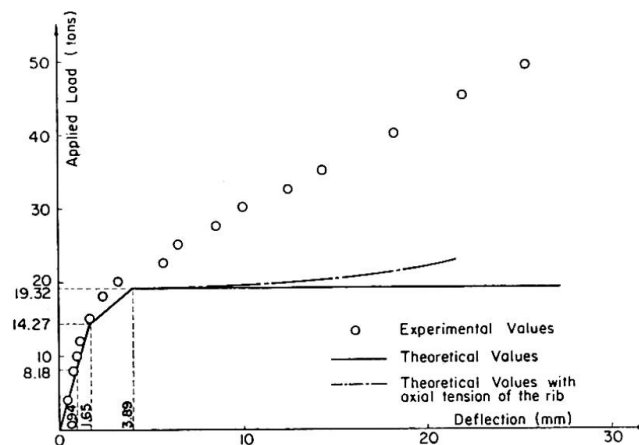


Fig. 4. Deflection of the rib.

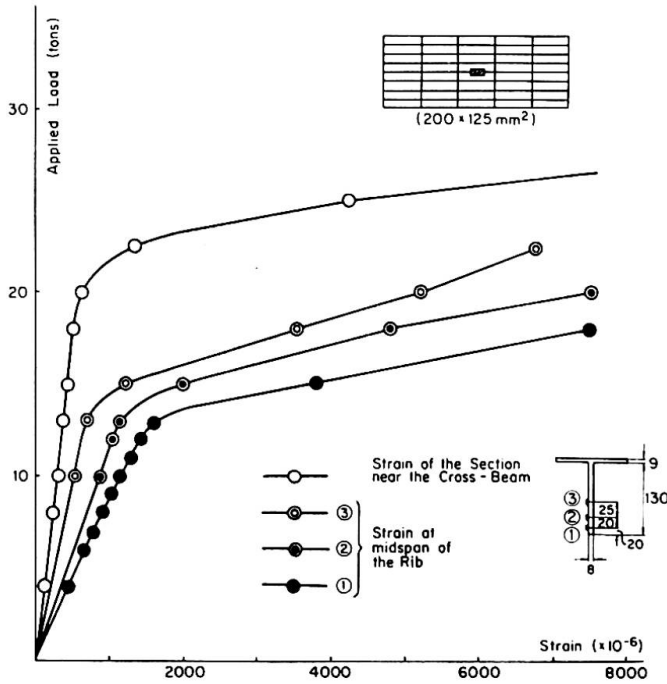


Fig. 5. Load-strain relation of the rib.

No noticeable damage was observed until the applied load reached  $P = 60$  tons which is five times as great as the yield load.

Residual deformations of adjacent ribs started at the load  $P = 20$  tons, but a considerable increase of deflection, such as that in the centre rib, was not measured. After the yielding of the centre rib, the ribs of adjacent sides play an important part in the carrying capacity of the deck plate.

Strain distributions at the section of the rib due to the applied load are shown in Fig. 6. The position of the neutral axis rose with the plastification and increase in the axial tension of the rib.

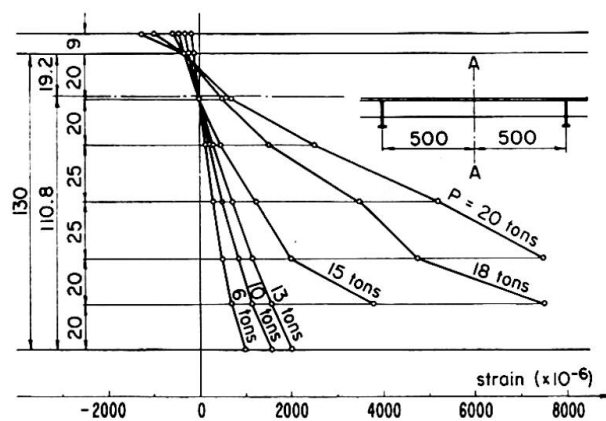


Fig. 6. Strain distribution of the rib.

At  $P = 20$  tons the rib under the applied load buckled at the section near the cross beam subjected to negative bending moment, and the corresponding stress at the buckled section is  $1,030 \text{ kg/cm}^2$ .



## 4. Theoretical Investigations

### 4.1. Assumptions Made

In the theoretical investigation, the behaviour of the structural part within the broken lines in Fig. 7 is taken into consideration in order to investigate the resistant behaviour of the steel deck plate.

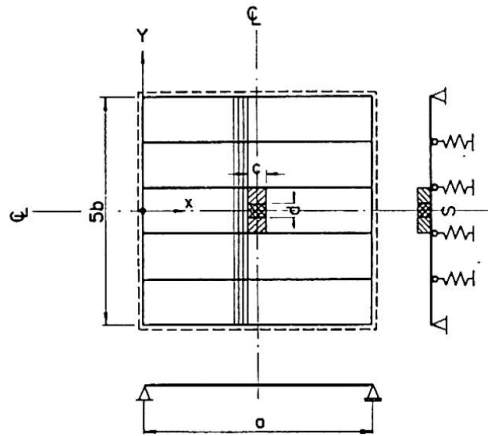


Fig. 7.

The cover plate within this area is assumed to be divided into narrow strips in the direction perpendicular to the bridge axis, and the elasto-plastic analysis of beams is applied to each of these divided strips.

The uniformly distributed load on the plate is converted into an equivalent load supported by each of these strips, and it is determined by equating the deflections of the strips and the plate. The strips so defined are assumed to be elastically supported by four intermediate ribs and to be simply supported by the edge ribs as shown in Fig. 7, and the original plate is assumed to be a five-span continuous plate with six rigid supports. The distribution of intensity of the equivalent load is considered to be the same in all stages.

The theoretical investigations are limited to one of the strips, the centre strip, subjected to the equivalent applied load. Referring to the experimental results, the behaviour of the beam as defined is considered in three stages. In the first stage, the beam is considered to behave as wholly elastic until a yield stress develops at the centre of the beam. The stage of plastification until a plastic hinge develops at the centre of the beam is also considered in the first stage.

In the second stage, the plastic hinge is formed at the centre and it continues until additional hinges develop at the supporting point of the center span of the beam. If the rigidity of the ribs is comparatively high, and the uniform load is distributed over a wide range of the beam, plastic hinges at the supporting points will develop in the first stage, but this is not a case to be taken into consideration in this investigation.

In the third stage, the plastic hinges are formed at three sections, and it corresponds to a mechanism condition of plastic analysis free from the axial force.

Two kinds of investigation are made, one is an analysis in which the effects of axial tension are disregarded, and the other is an analysis in which the effects of axial tension are taken into consideration.

The effects of shearing deformation and of Poisson's ratio are disregarded in this analysis. The plate was assumed to behave as an elastic structure, except the sections of the plastic hinges. The effects of beam action as a whole structure are omitted in this analysis.

In what follows, the results of the experiment for Case I are mainly discussed.

#### *4.2. Behaviour in the First Stage*

In this stage, axial tension has little effect on the deflections of the plate, and the effects of the applied load are considered to extend over five spans as shown in Fig. 7.

The first yield stress at the centre of the plate occurs at the computed load of 4.66 tons, and the corresponding deflection is computed to be 1.35 mm. If the axial tension is considered in these cases, a slightly larger value for the load and almost the same value for the deflection are obtained as shown in Fig. 2.

The first plastic hinge is formed at the applied load of 6.99 tons and the corresponding computed deflection is 2.03 mm. If axial tension is taken into consideration in the analysis the applied load which develops the plastic hinge is 5% greater than in the case free from the axial force.

In the analysis of the first stage, the load-deflection relations are considered as straight lines, except the effects of the axial tension.

#### *4.3. Behaviour in the Second Stage*

In this stage the axial tension has greater effects than in the first stage, and there are considerable differences between the computed value obtained by the analysis in the absence of axial tension and that obtained when the axial tension is taken into consideration.

At the end of the second stage, the computed applied load when the axial tension is taken into consideration is almost 27% greater than that free from the axial tension. The experimental results are almost in the middle of the space between these lines shown in Fig. 2.

#### *4.4. Behaviour in the Third Stage*

After the plastic hinges are formed at the centre and the supporting points of the centre span where the load is applied, the analysis can be limited to the centre span of the beam.

In this stage the axial tension is very important. If the axial tension is disregarded in this stage, since a mechanism has been formed by the development of plastic hinges no further reserve of strength in the structure is to be expected. If the axial tension is considered in the analysis, it shows a remarkable increase in strength which continues until the axial tension amounts to pure yielding. When the pure plastic axial tension acts in the middle plane, the plastic moments become zero. The structure will still show an increase in strength after this point, due to the geometric change of the middle plane. Although the effect of stress hardening is omitted from the analysis, it also has considerable influence on the increase in strength after the plastic axial tension occurs.

The computed plastic axial tension occurs at 46.3 tons. Although the experiment was not carried up to this point, the structure still had a considerable reserve of strength when the test was finished.

In the second and third stages, the experimental results are a little below the theoretical results when the axial tension is taken into consideration. This shows that we obtain with the theoretical results a greater strength than with the experimental results. The experimental results and the theoretical results for Case II also show the same tendency, although detailed explanation of these results are omitted from this paper. In proper assumptions regarding the equivalent load and the stiffness of the edge ribs in the second and third stages are considered to be the main reasons for these discrepancies. Consequently the equivalent loads are to be regarded as more intense than is assumed in this investigation.

#### *4.5. Investigation of the Behaviour of the Rib*

The theoretical results obtained by considering the rib as a beam are given in Fig. 4. Depending upon the stiffness in the perpendicular direction to the ribs, experimental results show considerably greater strength than do the theoretical results. Even if the axial tension in the rib is taken into consideration, there is a slight increase in strength, as shown in Fig. 4.

### **5. Conclusion**

Steel deck plate subjected to increasing loads undergoes three different types of deformation. These are, (1) elastic deformation in conformity with ordinary plate theory, (2) plastic deformation due to yielding of the material, and (3) membrane deformation due to elastic and plastic stretching of the middle plane.

The behaviour of steel deck plates under these categories was investigated experimentally by a model bridge, and some theoretical investigations were undertaken on the experimental results.

The large load-carrying capacity of the deck plate, which was several times greater than the capacity assuming elastic behaviour, was confirmed by experimental and theoretical studies.

In the analysis of the deck plate, the theoretical results obtained in this study indicate a tendency towards good agreement with the experimental results obtained. The values obtained from the theoretical investigations, however, showed a slightly greater strength than the experimental results. The axial tension is very important for the analysis of ultimate carrying capacity of the cover plate, and it must be taken into consideration in the theoretical investigation.

In the analysis of the ribs, the effects of the adjacent ribs and of the axial tension of the plate must be taken into consideration.

### References

1. W. CORNELIUS: «Die Berechnung der ebenen Flächentragwerke mit Hilfe der Theorie der orthogonal-anisotropen Platte.» *Der Stahlbau*, 21. Jahrgang, Heft 2, Heft 3, Heft 4, 1952.
2. G. FISCHER: «Die Berechnung der Stahlfahrbahntafel der Bürgermeister-Smidt-Brücke in Bremen.» *Der Stahlbau*, 21. Jahrgang, Heft 11, Heft 12, 1952.
3. E. GIENCKE: «Die Grundgleichungen für die orthotrope Platte mit exzentrischen Steifen.» *Der Stahlbau*, 24. Jahrgang, Heft 6, 1955.
4. E. GIENCKE: «Die Berechnung von durchlaufenden Fahrbahnplatten.» *Der Stahlbau*, 27. Jahrgang, Heft 9, Heft 11, Heft 12, 1958.
5. F. W. MADER: «Die Berücksichtigung der Diskontinuität bei der Berechnung orthotroper Platten.» *Der Stahlbau*, 26. Jahrgang, Heft 10, Heft 11, Heft 12, 1957.
6. K. KLÖPPEL und E. ROOS: «Statische Versuche und Dauerversuche zur Frage der Bemessung von Flachblechen in orthotropen Platten.» *Der Stahlbau*, 29. Jahrgang, Heft 12, S. 361, 1960.
7. A. G. YOUNG: "Ship Plating Loaded Beyond the Elastic Limit." *Quarterly Transactions of the Institution of Naval Architects*, Vol. 101, pp. 143—165, 1959.
8. J. CLARKSON: "A New Approach of the Design of Plates to Withstand Lateral Pressure." *Quarterly Transactions of the Institution of Naval Architects*, Vol. 98, pp. 443—463, 1956.

### Summary

This paper deals with experimental investigations and also some theoretical considerations regarding the resistant behaviour of steel deck plates for bridge structures. The experiments were carried out beyond the elastic limit of the material, and the ultimate behaviour of the steel deck plates was investigated. These studies show that the axial tension in the middle plane of the cover plate participates substantially in the load carrying capacity of the steel deck plates, and therefore the high ultimate strength must be given proper consideration in the design of steel deck plates for bridge structures.

### Résumé

Les auteurs présentent des recherches théoriques et des essais concernant le comportement des platelages métalliques de ponts. Les essais ont été poursuivis au delà de la limite élastique de l'acier et on a étudié le comportement à la ruine de ces platelages. Les recherches montrent que les contraintes longitudinales agissant dans le plan moyen de la tôle de couverture contribuent largement à la résistance du platelage et que, en dimensionnant les platelages métalliques, il faut tenir compte de leur résistance à la ruine élevée.

### Zusammenfassung

Die Arbeit berichtet über Versuche und theoretische Betrachtungen zur Ermittlung des Traglastverhaltens von orthotropen Platten aus Stahl für Brückenfahrbahnen. Die Untersuchungen wurden über die Elastizitätsgrenze des Baustahls hinaus erstreckt, um die tatsächliche Tragfähigkeit zu ermitteln. Die Ergebnisse zeigen, daß die Normalspannung in der Plattenmittelfläche einen großen Einfluß auf die Tragkraft der orthotropen Platte besitzt und daher bei der Berechnung berücksichtigt werden muß.

### III d 3

## Roadway Surfacing on Steel and Aluminium Bridge Decks: Research and Progress in Great Britain

*Revêtements routiers sur les tabliers de ponts, en aluminium ou en acier; recherches et progrès réalisés en Grande-Bretagne*

*Fahrbahnbeläge auf Brückentafeln aus Stahl und Aluminium: Forschung und Fortschritte in Großbritannien*

J. G. JAMES

D. S. WILSON

Road Research Laboratory, Department of Scientific and Industrial Research,  
United Kingdom

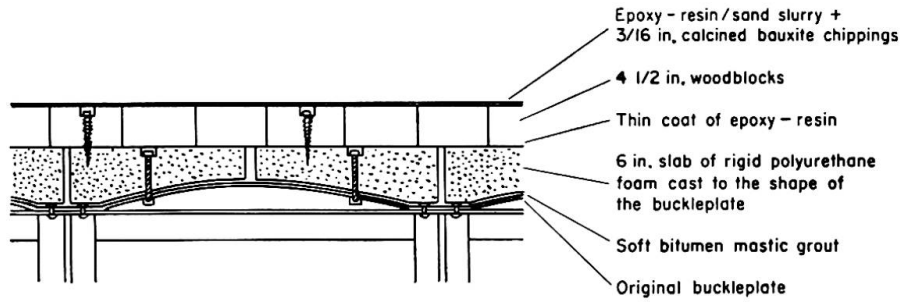
### Introduction

Research on mastic-asphalt surfacings for steel orthotropic-plate decks was begun at the Road Research Laboratory in 1949; this work was summarized by TROTT and WILSON in papers given to the 6th I.A.B.S.E. Conference at Stockholm in 1960 [1] and to the 4th Congress of the International Asphalt Association at London, in 1962 [2]. In the last 5 years research has been extended to surfacings on aluminium decks as well as steel and to materials other than mastic-asphalt. These recent materials, which are based on synthetic resins, are more expensive *per se* than asphalt, but because they are being applied more thinly the cost will be only slightly greater. On long-span bridges the saving in weight could lead to structural economies that would more than offset the surfacing costs which represent a small fraction of the total cost of a bridge. A further attraction of these recent surfacing materials is the way in which they have been applied to the bridge-deck sections at the factory before assembly. This avoids delays on the sites due to weather conditions.

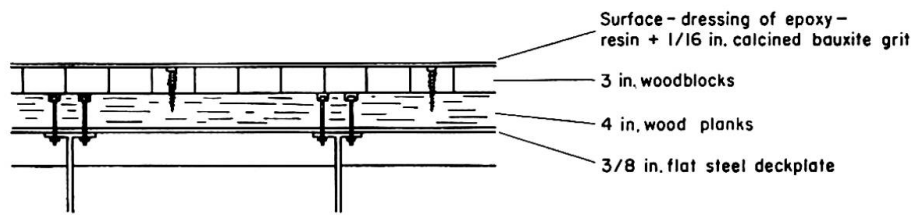
Details of some of the decks referred to are shown in Fig. 1.

### Asphalt Surfacing

No pre-war work with asphalt on flat plate steel decks can be traced in this country. After the war, however, orthotropic plate decks were proposed for the Forth and Severn road bridges and work was started at the Road Research Laboratory in 1949 to investigate the problem. Full-scale deck-sections were set into a heavily-trafficked trunk roadway and covered with mastic asphalt surfacings of various types and thicknesses. This work has been reported in detail by TROTT and WILSON [1,2] who found from these



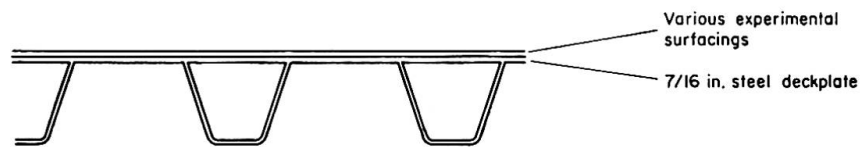
(a) Tower Bridge, London. Originally built 1894. Redecked 1962



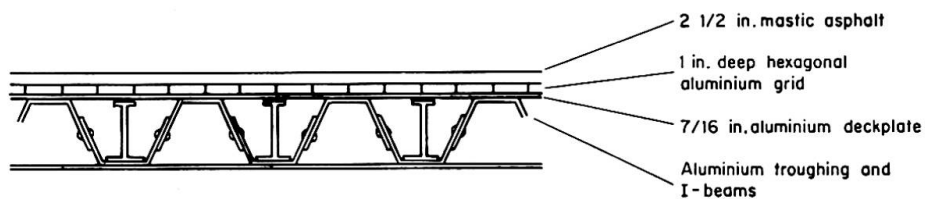
(b) Haven Bridge, Yarmouth. Originally built 1929. Surfaced 1961



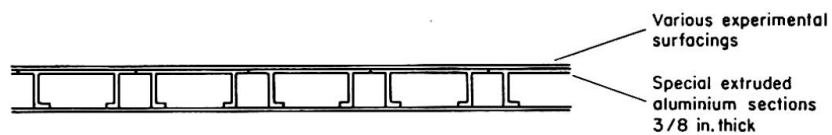
(c) Camp Hill Prefabricated Flyover, Birmingham. Built 1961



(d) Trial deckpanels for the Severn Bridge, now under construction.



(e) Drypool Bridge, Hull. Built 1961



(f) Lock Bridge, Gloucester. Built 1962

Fig. 1.



trials that at least 1½-in. of mastic asphalt was necessary to withstand cracking on ½-in. steel plate with stiffeners 15 in. apart. The surfacing on which these conclusions were based has been subsequently removed and it was found that fine cracks had in fact occurred in 1½-in. asphalt (after 5 years) over some of the stiffeners. A little negligible deformation was noted. Thus 2 in. of mastic-asphalt to B.S. 1447 is a suitable surfacing for flat-plate decks of normal stiffness. If care can be exercised in laying the surfacing, the thickness can be reduced to 1½ in. Because of the great spans of the Forth and Severn bridges, the Consultants have, in these cases, proposed this minimum thickness. To ensure that the best specification is chosen for the asphalt, and because engineers would like to use still lighter (i. e. more flexible) decks, further full-scale experiments are being carried out on asphalt surfacings.

A series of surfacings laid on a steel-decked swing bridge (Cross Keys Bridge in the village of Sutton Bridge, Lincolnshire) in 1960, include:

- a) Single-course mastic asphalt, 1½ in. thick.
- b) Two-course mastic asphalt, 1½ in. thick.
- c) Single-course mastic asphalt, 1½ in. thick containing a rubber additive.
- d) Single-course mastic asphalt, 1½ in. thick laid on a coat of epoxy resin in place of the normal bituminous primer. This resin was used in an attempt to improve adhesion between the asphalt and the steel as well as to provide a waterproof lower layer.

After 3 years there appears to be no significant difference between the various systems although trial patches have not yet been taken up to inspect the adhesion to the steel. No serious deformation has occurred and no major cracks have developed except over badly welded joints in the deck plates.

Two of the most interesting non-experimental works carried out in recent years, are the aluminium-decked bascule bridges at Hull, both of which have the same type of deck (shown in Fig. 1 e) and a 100 × 40-ft. roadway. The first of these (North Bridge) was surfaced in 1958 with mastic-asphalt 2½ in. thick laid over large-meshed expanded metal welded to supporting studs. Within

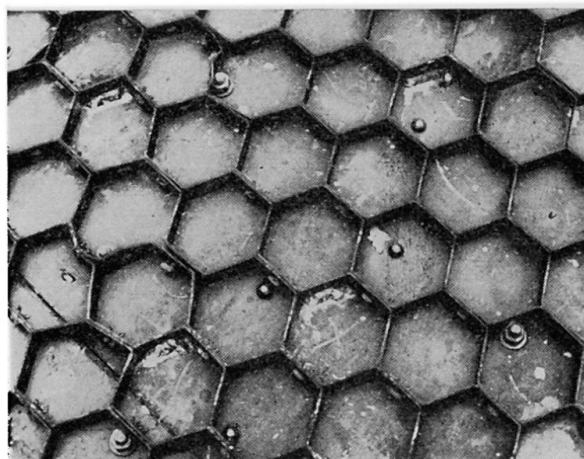


Fig. 2. Aluminium grid on aluminium deck plate before laying mastic-asphalt surfacing Drypool Bridge, Hull, 1961.



the first year bad crazing had occurred in the asphalt. For the second bridge (Drypool Bridge), therefore, the expanded metal was omitted and a hexagonal aluminium grid 1 in. deep was welded directly to the deck plate (Figs. 1 e and 2). The surfacing of 2½-in. mastic-asphalt was completed in July 1961 [3]: after 2 years it is in very good condition.

### **Rubberized Bitumen Surface-dressings**

An asphalt surfacing 2 in. thick weighs as much as the ½-in. steel plate of the deck on which it lies, yet it contributes nothing to its strength at summer temperatures [1]. Alternative, lighter surfacings are therefore being sought. A surface dressing of rubberized bitumen has given good results under light traffic. The rubber-bitumen is spread at a rate of about 6 yd<sup>2</sup>/gal. and is covered with small chippings (about ⅛ in.) at the rate of 180 yd<sup>2</sup>/ton. One such surfacing, laid in 1960, is still in very good condition and it is therefore proposed to lay rubber-bitumen surface-dressings on the footpaths and cycle tracks of the new Forth suspension bridge.

On heavily-trafficked sites surface-dressings have been found to be insufficiently durable, and for major bridges the use of lightweight non-bituminous surfacings is being investigated.

### **Rubber-latex / Cement Mixtures**

The first non-bituminous surfacing to be tested on steel by the Road Research Laboratory was a proprietary material consisting of a mixture of natural rubber latex, cement, sand or crushed granite, and asbestos, laid about ⅜ in. thick [4]. In 1950 several such mixtures were tested on the Laboratory's road-machine and the best of these were laid on a steel plate carrying heavy road traffic. Durability proved satisfactory but after 5 years when the surfacing was removed, it was found to have admitted water to the steel plate in places: the material had also become noticeably softer than it was when laid. Despite these faults, the surfacing was regarded as worthy of further development if it could be made completely impermeable. But work has been concentrated on other materials and no further road tests have been carried out in Great Britain. A similar material was laid commercially, however, on the footpaths of a steel-decked bascule bridge in London, in 1960 and so far it is satisfactory.

### **Epoxy-resin-based Mixtures**

Bituminous mixtures are thermoplastic, i. e. they tend to soften and deform in the summer and become brittle and crack in the winter, especially when

laid on a smooth and flexible, metal bridge-deck. A material with adequate physical properties which remain substantially the same at both summer and winter temperatures would be advantageous. Concrete for instance is non-thermoplastic but it is too inflexible to be laid as a thin surfacing. One method of obtaining a relatively flexible, non-thermoplastic composition, i. e. by using a mixture of rubber latex and Portland cement as the binding medium, has been described. Another is to make the surfacing with a suitable chemically-hardened resin of the so-called "thermosetting" type: this class of resins includes the polyesters and epoxies.

The Road Research Laboratory began investigating the use of polyester and epoxy resins for road-marking materials in 1956 and, in 1958, started a more comprehensive programme of research which includes their use in bridge-surfacings. At present little work is being done on polyester resins as they were found to exhibit high setting-shrinkage and brittleness; consequently most of the current work is with epoxies.

Three different surfacing techniques have been used with epoxy resins:

1. *Surface-dressing method.* A layer of resin is applied at the rate of about 2 lb./yd<sup>2</sup> (i. e. about 0.05 in. thick) and then sprinkled with grit, usually  $\frac{1}{8}$  to  $\frac{1}{16}$  in. in size.

2. *Slurry method.* A 1:1 or 2:1 mixture of sand and resin is spread at the rate of 3 to 6 lb./yd<sup>2</sup> (i. e. about 0.1 in. thick) and then sprinkled with grit, usually  $\frac{3}{16}$  to  $\frac{1}{8}$  in. in size.

3. *Trowelling method.* A mixture of grit and resin in 6:1 proportions is laid over a priming coat of unfilled resin by trowel to a thickness of about  $\frac{3}{8}$  in.

The amount of traffic-wear expected, the weight of surfacing which can be permitted on the bridge and the irregularity of the deck determine the type of surfacing used. A wide variation in the mechanical properties of the surfacings can be obtained by varying the resin formulation and incorporating various flexibilizers and diluents.

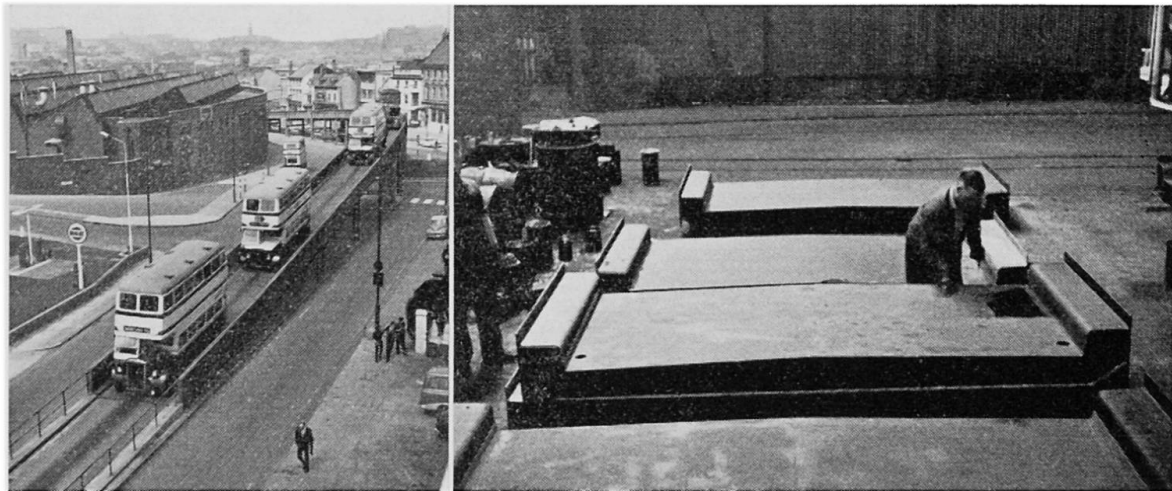
A discussion of the compositions of epoxy-based mixtures and the techniques of laying them together with a review of British experiments has been given elsewhere [7].

A brief description of some of the major road trials is given below:

The first British trial of epoxy resins on a steel deck was on orthotropic panels 7 ft. wide, of the type described by TROTT and WILSON [1], set into a heavily-trafficked road in 1960. Epoxy-resin surface-dressings and trowelling mixtures were laid: the latter are still in good condition but the surface-dressings have been replaced. In 1960, a 100-ft. length of trowelled surfacing  $\frac{3}{8}$  in. thick was laid on the Cross Keys swing bridge, referred to earlier. This is still in good condition. In 1961 two experiments were begun to compare various resin formulations. In the more important of the two, various resin-sand slurries were applied to 6-ft.  $\times$  4-ft.  $\times$   $\frac{1}{4}$ -in. steel plates screwed to the timber deck of a small swing bridge in the City of Lincoln: good results

are being obtained. Recently an aluminium bascule bridge in Gloucester was surfaced with various materials including epoxy-resin-based trowelled mixtures  $\frac{3}{8}$  in. and  $\frac{1}{4}$  in. thick and an epoxy-resin/sand slurry (Fig. 1 f). Further trials are being made in 1963 on 60-ft. long steel deck panels of the type now being constructed for the Severn Bridge (Fig. 1 d).

In addition to these direct experiments the Road Research Laboratory has been associated with several commercial jobs and the performance of the materials used is being closely followed. The most important of these jobs is a steel flyover in Birmingham [5] which is 790 ft. long and was prefabricated in sections surfaced with a trowelled mixture of epoxy-resin and grit before assembly (Figs. 1 c and 3). In 1961, a surfacing of epoxy-resin slurries was applied to the old wood-block deck of a large two-leaf bascule bridge in Great Yarmouth (Fig. 1 b). Before surfacing, vehicle collisions on the slippery wood were frequent due to the slope of the deck and poor approaches to the bridge:



a) General view.

b) The deck sections being surfaced before assembly.

Fig. 3. Prefabricated steel flyover, Camp Hill, Birmingham, 1961.



Fig. 4. Laying wood blocks which have been previously coated with an epoxy-resin-based surfacing; Tower Bridge, London, 1962.

since the surfacings were applied, however, accidents have been eliminated. When the re-decking of Tower-Bridge, London, was carried out in 1962 a similar surfacing was used on the wood-blocks [6]. In this case the coating was applied to the blocks under controlled conditions in the factory thus saving working-time on the bridge and avoiding adverse weather conditions. Rigid polyurethane foam was used between the wood-blocks and the buckle-plate base in place of the former timber (Figs. 1 a and 4). The foam weighed only 20 lb./ft.<sup>3</sup> and had a compressive strength of 1000 lb./in<sup>2</sup>.

Summarizing the present situation of research on epoxy-resin-based surfacings for bridge decks, some of them appear promising, especially where weight must be kept to a minimum. However, not all of the trials have been successful and several years must elapse before conclusions can be drawn and recommendations made.

### Prefabricated surfacings

The use of prefabricated sheeting stuck to the deck is a possible solution to the light-weight surfacing problem. Theoretically such sheeting could have the following advantages:

- a) A wider range of materials could be used in its manufacture than is possible by normal road-making methods, e. g. plastics which require heat-curing or pressure-forming.
- b) Under factory conditions uniformity of properties could be maintained during its manufacture.
- c) In localized areas, such as in wheeltracks, the sheeting could be easily taken up and replaced.
- d) Bad weather difficulties would be minimized especially if the sheeting was stuck to the deck-sections in the factory before assembly.

In practice the two main difficulties are likely to be:

- a) The slipperiness of most plastic sheetings.
- b) The adhesion of the sheeting to the deck.

The American "asphalt plank", a primitive form of surfacing of this type, consists of bitumen/sand/asbestos mixtures compressed into slabs 1 to 1½ in. thick. These have not been used in Great Britain. The Road Research Laboratory, however, has investigated many forms of rubber and plastic sheeting over the last ten years for road-markings and more recently has been examining the use of the most promising of these as a bridge-deck surfacing. This material, shown in Fig. 5 being stuck to a timber deck, is a proprietary material about 0.1 in. thick based on P. V. C. (polyvinyl chloride). When introduced some years ago it was in a very smooth and slippery form but it now contains 70 per cent of a gritty filler and is embossed with a pyramidal pattern. Since these modi-



Fig. 5. Laying thin sheeting based on poly-vinyl chloride.

fications it has been used increasingly for marking pedestrian-crossings although its skid-resistance is probably still unacceptable at high speeds. Despite this fault, which it may be possible to overcome by the incorporation of a more suitable abrasive, its durability under heavy traffic and its light weight make it a potentially useful material for surfacing bridge-decks. Following a small trial on a steel panel set in the road which is still in good condition after 2 years, larger areas were laid in 1962 on the timber deck of a swing bridge and on the aluminium deck of a bascule bridge. On steel or aluminium, using the normal adhesive (of a rubber-bitumen type) no trouble has so far been experienced with movement or lifting, but there are signs that an improved adhesive may be needed on timber or other porous bases.

### Acknowledgement

This paper is published by permission of the Director of Road Research.

### References

1. J. J. TROTT and D. S. WILSON: "The Development of Asphalt Surfacing for Steel Bridge Decking." International Association for Bridge and Structural Engineering, Sixth Congress, Stockholm, 1960. Preliminary Publication. Zurich, 1960 (International Association for Bridge and Structural Engineering), pp. 889—906.
2. J. J. TROTT and D. S. WILSON: "Asphalt Surfacing for Steel Bridge Decks." Association Internationale de l'Asphalte, Congrès de Londres, 7—9th Mai, 1962, Chapter IV: 1. Bridges, pp. 6—11; Queen's Highw., 1962, 28 (2), 21—25.
3. ANON: "New Scherzer-rolling Lift Bridge at Hull. An Aluminium Bridge Deck." Highw. and Br., 1961, 29 (1408), 14; Rds and Rd Constr., 1961, 39 (465), 279.
4. E. G. RAWLINGS: "Latex-cement Road Surfacing." Rubb. Developm., 1959, 12 (3), 93—97.
5. H. ODENHAUSEN: "A demountable Flyover." Acier, Stahl, Steel, 1962, 27 (11), 475 to 478. See also Surveyor, 1961, 120 (3619), 1234.



6. R. S. ANDERSEN: "Tower Bridge. Re-decking the Bascules." *Rds and Rd Constr.*, 1963, 41 (481), 16—17.
7. J. G. JAMES: "Epoxy Resins as Binders for Road and Bridge Surfacing." A review of the present position. *Rds and Rd Constr.*, 1963, 41 (488), 236—243.

### Summary

Research begun in 1949 into the use of mastic-asphalt surfacings laid on orthotropic steel plate decks, as proposed for the new Forth and Severn Bridges, was described by TROTT and WILSON in 1960 in a paper to the International Association for Bridge and Structural Engineering in Stockholm.

More recently work has been carried out on the associated problem of surfacing aluminium — in addition to steel-decked bridges. Surfacing which investigated include normal and rubberized mastic asphalt from 1 to 2 inches thick (weight 100 to 200 lb./yd.<sup>2</sup>), cement/rubber-latex mixtures  $\frac{1}{2}$  inch thick (weight 40 to 50 lb./yd.<sup>2</sup>), cold-laid, epoxy-resin/grit mixtures  $\frac{1}{8}$  to  $\frac{3}{8}$  inch thick (weight 15 to 45 lb./yd.<sup>2</sup>) and thin plastic sheeting 0.1 in. thick stuck to the deck (weight 10 lb./yd.<sup>2</sup>).

### Résumé

On a commencé en 1949 des recherches sur l'utilisation des revêtements asphaltiques sur les platelages métalliques, du genre utilisé pour les nouveaux ponts sur le Severn et le Forth. Ces recherches ont été décrites par TROTT et WILSON dans un rapport présenté devant l'AIPC à Stockholm (1960).

Plus récemment, tout en continuant les recherches sur les ponts à platelages métalliques, des travaux ont été effectués sur le problème connexe des revêtements pour tabliers en aluminium. Les revêtements étudiés comprenaient le mastic d'asphalte, normal et caoutchouté, d'une épaisseur comprise entre 2,5 et 5 cm (54 à 108 kg/m<sup>2</sup>), des mélanges latex/ciment d'une épaisseur de 1,25 cm (22 à 27 kg/m<sup>2</sup>), des mélanges mignonnette/résine époxyde, posés à froid, d'une épaisseur comprise entre 3 et 9 mm (8 à 25 kg/m<sup>2</sup>) et des feuilles minces en matière plastique, d'une épaisseur de 2,5 mm, collées au tablier (5,4 kg/m<sup>2</sup>).

### Zusammenfassung

Die Forschungen über die Anwendung von Fahrbahnbelägen aus Asphaltmastic auf orthotropen Platten aus Stahl, wie sie auch für die neue Forthbrücke und die Severnbrücke vorgeschlagen wurden, sind im Jahre 1960 in einer Veröffentlichung von TROTT und WILSON am IVBH-Kongreß in Stockholm beschrieben worden.

Zur Lösung der mit der Oberflächenbehandlung von Aluminium- und Stahlbrückenfahrbahnen zusammenhängenden Probleme wurden neuere Untersuchungen durchgeführt. Die untersuchten Fahrbahnbeläge umfassen normalen Asphaltmastix und solchen mit Gummibeigabe von 1 bis 2 Zoll Dicke (Gewicht 100 bis 200 lb./yd.<sup>2</sup>); Mischungen von Zement, Gummi und Latex  $\frac{1}{2}$  Zoll dick (Gewicht 40 bis 50 lb./yd.<sup>2</sup>), kalt aufgebrachte Epoxydharz-Kiessandmischung  $\frac{1}{8}$  bis  $\frac{3}{8}$  Zoll dick (Gewicht 15 bis 45 lb./yd.<sup>2</sup>) und dünne, fest am Blech haftende Plastikbahnen 0,1 Zoll dick (Gewicht 10 lb./yd.<sup>2</sup>).

## III d 4

### Platelages légers pour ponts-routes

*Leichtfahrbahnen für Straßenbrücken*

*Lightweight Decks for Road Bridges*

ANDRÉ SCHMID

Ingénieur des Arts et Manufactures, Paris

Le présent exposé fait suite à celui de M. l'Ingénieur Général J. R. ROBINSON au Congrès de Cambridge en 1952 pages 649 et suivantes. Son objet est de rendre compte des applications qui furent faites, du procédé étudié en détail au laboratoire par M. ROBINSON, et des progrès réalisés dans le sens de l'augmentation de la portée, dans celui de l'importance des surcharges admises à circuler sur les dalles et dans l'intégration de la tôle de la dalle, et même du béton dans les membrures supérieures des ponts à poutre sous chaussée.

#### Applications du procédé

Depuis 1950, une vingtaine de ponts français ont été couverts par des dalles de ce type. Les premiers ouvrages ont été réalisés sans s'écarter des dimensions des dalles dont les compte-rendus d'essais ont fait l'objet de la communication de M. J. R. ROBINSON. Les caractéristiques des dalles essayées en dernier lieu étaient les suivantes:

Portée entre axe des poutres 1,56 m.

Épaisseur du béton à l'aplomb des poutres 0,05 m.

Épaisseur du béton au milieu de la portée 0,09 m.

Épaisseur de la tôle galbée 5 mm.

Rayon de cintrage de la tôle 7,625 m.

Chaque file d'armature comportait 4 plats de (45 × 5), les files d'armatures étaient espacées de 0,15 m d'axe en axe, elles étaient reliées par trois armatures de couture de chaque côté de la dalle, la zone centrale de la dalle n'était pas armée. Afin de faire apparaître les modifications apportées au système, voici ci-dessous la coupe de la dernière dalle dont le compte-rendu d'essai figure page 650 de la publication préliminaire du Congrès de Cambridge.

La portée de 1,56 (fig. 1) résultait des caractéristiques du pont de *Maizy*, qui est un pont à béquille très mince dont les poutres pouvaient être très rapprochées sans incidence grave sur le poids de la charpente puisque les âmes, de hauteur très faible, étaient très légères par rapport aux semelles.

Les autres caractéristiques résultaient de la justification de la résistance sous les efforts tranchants.



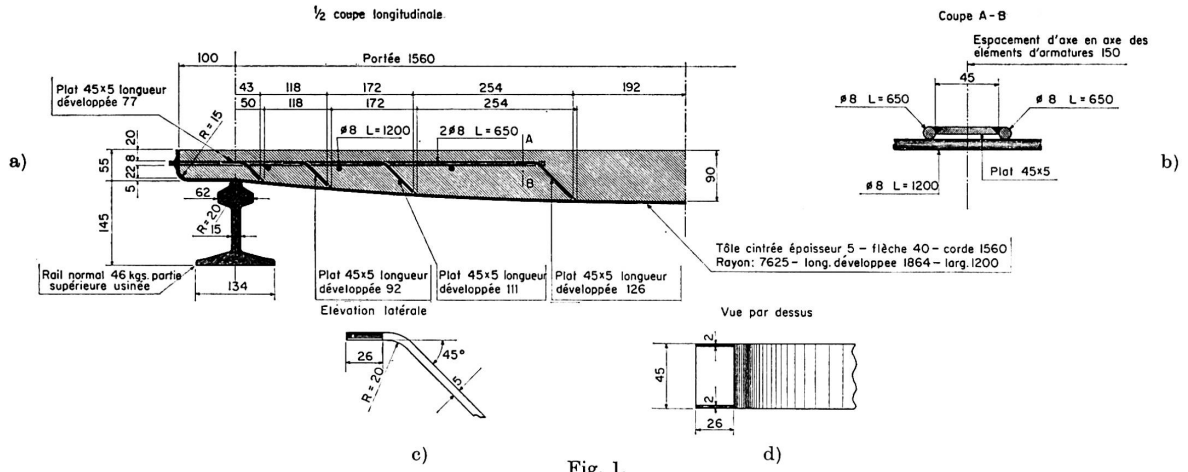


Fig. 1.

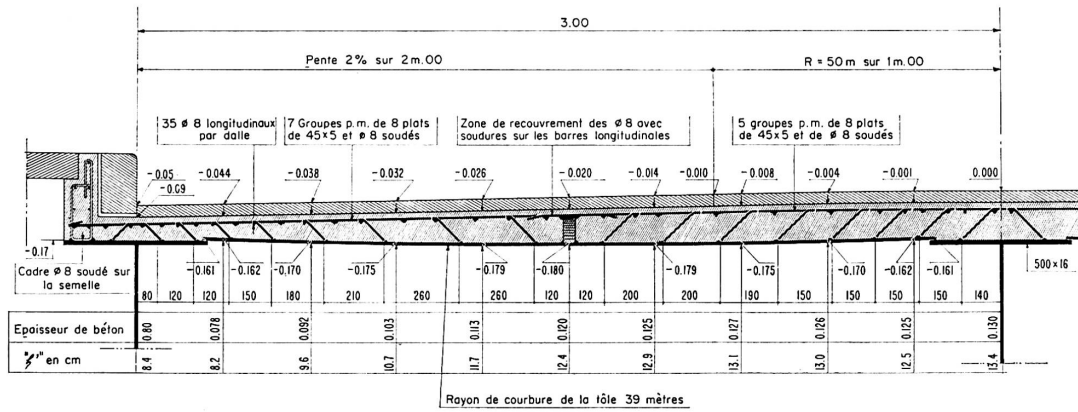


Fig. 2.

Telle qu'elle était dimensionnée, la dalle rendait des services précieux dans le cas de ponts très minces où l'épaisseur et le poids d'une dalle classique en béton armé réduisent considérablement la place réservée aux poutres principales et leur force portante, quand ces poutres principales se trouvent sous la dalle. Par contre, elle ne pouvait pas réduire sensiblement le poids de la charpente métallique d'un pont de hauteur normale car la multiplication des âmes, ou bien celle des longerons, aurait rapidement annulé l'économie provoquée par la légèreté de la dalle.

L'examen des compte-rendus des essais de M. J. R. ROBINSON avait fait apparaître un coefficient de sécurité considérable sous les moments fléchissants et ceci, avec une réduction très nette de la fissuration par rapport aux dalles classiques. Une importante augmentation de la portée des dalles pouvait être envisagée sans en modifier sensiblement l'épaisseur car les moments fléchissants dans une dalle ne s'accroissent pas aussi vite que dans une poutre quand on augmente ses dimensions. La résistance aux efforts tranchants était aussi très confortable, on pouvait donc envisager l'augmentation de la portée et ceci d'autant mieux que l'effort tranchant dans une dalle, sous une surcharge donnée, est à peu près indépendant de sa portée, toutes les autres données restant égales par ailleurs.

L'évolution dans le sens de l'augmentation de la portée a été faite progressivement à l'occasion de la construction des ponts ci-dessous :

- 1951: Pont de Saint-Yorre sur l'Allier avec des dalles de 2,14 m de portée.
- 1954: Ponts de Meulan sur la Seine  
d'Auvers sur Oise sur l'Oise  
d'Auxonne sur la Saône  
avec des dalles de 2,30 m de portée.
- 1956: Pont Legay sur la Meuse à Verdun avec des dalles de 2,50 m de portée.
- 1957: Pont Neuf sur la Meuse à Verdun avec des dalles de 2,80 m de portée.
- 1959: Pont de Mouzon sur le canal de l'Est avec des dalles de 3,00 m de portée.

La largeur de 3,00 m n'a pas été dépassée et pour y parvenir des modifications ont été apportées progressivement qui nous ont amenés à la coupe transversale de la figure n° 2.

D'autres ouvrages projetés, pendant la même décennie, l'ont été quelquefois avec des dalles moins larges, mais ce fut pour des raisons étrangères aux dalles.

Les modifications apportées par rapport à la dalle du pont de Maizy sont les suivantes :

L'épaisseur est de 76 mm au minimum sur appui à l'aplomb du bord de la tôle galbée et de 120 mm au milieu de la portée. Ces augmentations sont dues beaucoup plus à la modification du règlement français relatif aux surcharges qu'à l'augmentation de la portée. En effet, le poids de la roue à prendre en

compte dans les calculs est passé de 5 à 10 t, d'où l'augmentation d'épaisseur sur appuis qui a entraîné l'abandon de l'épaisseur de 9 cm au milieu de la portée et le retour à l'épaisseur de 12 cm des premières dalles. Cette modification du règlement français a d'ailleurs entraîné une augmentation d'environ 2 cm de l'épaisseur des dalles en béton armé classique dans tous les projets conçus postérieurement à la publication du nouveau règlement.

L'épaisseur de la tôle a été portée de 5 à 8 mm dans les plus grandes dalles afin de lui permettre de se porter elle-même et de porter le béton avant son durcissement tout en n'exigeant qu'un soutènement minimum. Cette augmentation d'épaisseur de la tôle n'a pas provoqué d'augmentation appréciable du poids de la charpente métallique car cette tôle fait partie de la section résistante des membrures comme cela a d'ailleurs été vérifié.

### Distribution des armatures de liaison

Les premières dalles construites ne comportaient pas d'armatures de liaison entre la tôle et le béton vers le milieu de la dalle, le calcul n'en faisait pas apparaître la nécessité. En doublant les surcharges et les portées, la nécessité en est apparue. Rappelons brièvement le mode de calcul des armatures transversales, tel qu'il résulte des essais de M. ROBINSON.

Le système formé par deux ronds et les plats qu'ils encadrent et auxquels ils sont soudés constituent une file de plats (fig. 1 b). Dans la dalle de trois mètres de portée dessinée fig. 2 la file de plats située à gauche comporte 8 plats à 1 branche et 1 plat à 2 branches, la file de droite comporte 15 plats à 1 branche et 1 plat à 2 branches, mais la moitié de cette file située à droite de la poutre de droite n'est pas représentée.

Le nombre de files de plats par unité de longueur de dalle (ou de pont) est différente suivant l'épaisseur moyenne de la dalle. Dans le cas de la fig. 2 on trouve 7 files à gauche et 5 à droite.

Soit  $T$ : l'effort tranchant par unité de longueur de dalle, dans une section d'abscisse  $x$  mesurée suivant la largeur de la dalle et où se trouve un plat.

$Z$ : le bras de levier du couple élastique, dans la section d'abscisse  $x$ .

$n$ : le nombre de files de plats par unité de longueur de dalle.

$C$ : la force de glissement entre la tôle et le béton dans la section d'abscisse  $x$ , dans la zone afférente au plat situé en  $x$ .

$dx$ : la distance entre deux plats situés dans une même file.

On a: 
$$C = \frac{T}{nZ} dx.$$

Dans le cas de la dalle de 3 m de portée, la force  $C$  est de 1700 kg par plat de (45 × 5) sous la roue de 10 t et la contrainte d'adhérence entre le béton et la partie de l'armature intéressée par la force  $C$  est d'environ 10 kg/cm<sup>2</sup> sous

la même surcharge. Cette dernière valeur doit tenir compte de la surface du plat et de celle des ronds qui lui sont soudés.

Aux extrémités du pont, des dispositions particulières sont adoptées dans le sens perpendiculaire en considérant l'effort tranchant sur l'entretoise d'extrémité du pont. A ces extrémités la dalle est terminée par une solide nervure qui repose sur les poutres.

### Prise en compte des dalles dans la résistance à la flexion générale

Une utilisation intéressante du procédé a consisté dans la prise en compte de la tôle et du béton de remplissage de la dalle dans la section de la membrure supérieure des poutres principales.

#### *Stabilité de la tôle*

La prise en compte de la tôle pose le problème de sa stabilité au flambement sous les efforts de compression auxquels la membrure supérieure est soumise. Elle exige, pour y parvenir, un cheminement correct des efforts de cisaillement. Quand le béton de la dalle est durci, la stabilité de la tôle au flambement est résolue sans difficulté, c'est ce qui se produit sous les surcharges.

Quant le béton n'est pas encore en place, ou bien quand son durcissement n'est pas commencé, la stabilité de la tôle doit être assurée par elle-même. Pendant la phase de la construction où le béton n'est pas durci, les contraintes qui s'exercent dans les tôles sont comprises entre le tiers et la moitié des contraintes maximales en service mais il est facile de voir qu'une tôle de 8 mm d'épaisseur, libre sur une largeur de 2,50 m et galbée au rayon de 39 mètres comme c'est le cas de la dalle de la fig. 2, ne peut supporter que des contraintes de compression négligeables si aucun organe extérieur ne la soutient.

La contrainte critique de flambement des tôles cintrées est estimée à l'aide de l'expression :

$$n_{(crit)} = k E \frac{e}{R}$$

dans laquelle

$E = 2,1 \cdot 10^6$  kg/cm<sup>2</sup> est le module d'élasticité.

$e$  est l'épaisseur de la tôle.

$R$  est le rayon de cintrage de la tôle.

$k$  est un coefficient que nous prenions égal à 0,6 ainsi que le recommandent beaucoup d'auteurs avant de connaître les résultats des expériences de MM. Esquillan et Perzo, effectuées à l'occasion de la construction du Centre National des Industries et des Techniques au Rond Point de la Défense à Paris et nous admettions des contraintes de compression égales à la contrainte calculée.

La distance relativement faible existant entre les poutres et la raideur des armatures de liaison relevaient la contrainte critique d'une façon telle que le coefficient de sécurité est suffisant. En outre, en cas de plissement local, les efforts de compression pouvaient encore passer par les semelles des poutres principales, déchargeant ainsi les tôles, sans surcharger trop gravement les semelles. Tous les ouvrages conçus de cette façon se sont bien comportés. Cependant trois faits nouveaux ont conduit à modifier ce point de vue et, par voie de conséquence, à compléter le ferrailage.

Le premier fut la constatation de l'inexactitude du coefficient  $k = 0,6$  par MM. Esquillan et Perzo lors de leurs expériences précitées.

Le coefficient  $k$  s'abaissant de 0,6 à 0,18, la contrainte critique de flambement calculée devenait vraiment insuffisante pour que la vérification puisse être considérée comme sérieuse.

L'accroissement de la portée de la dalle provoque une augmentation du rayon de cintrage de la tôle, ce rayon étant proportionnel au carré de la portée, donc en conséquence une diminution de la contrainte critique de compression.

Le troisième résultait de l'élévation de 20% environ des contraintes autorisées par le règlement français dans les poutres principales ce qui réduisait notablement la section des semelles supérieures des poutres principales. Il ne peut plus être espéré que les semelles des poutres principales seraient capables de supporter les conséquences de la défaillance des tôles, sans danger pour la stabilité de la poutre.

Pour obtenir un système stable avec les nouvelles données, les deux systèmes d'armatures soudées qui avaient été conçus à l'origine sont réunis et donnent le système fermé qui fait l'objet de la fig. 2 du présent rapport.

Une véritable poutre Vierendeel est réalisée dont le moment d'inertie est très supérieur à celui d'une tôle, même galbée. Dans l'exemple qui précède, d'une dalle de trois mètres de portée, le moment d'inertie de la tôle, mesurée sur 1 mètre de largeur est  $4,3 \text{ cm}^4$  alors que celui du système composé de la tôle et des 10  $\varnothing 8$  transversaux de la demi-dalle de droite est de  $477 \text{ cm}^4$  soit 100 fois plus. Le bétonnage peut alors avoir lieu sans risquer de voiler la tôle sous les efforts de compression engendrés par la flexion générale. Pour s'opposer à la flexion locale sous la charge du béton, il suffit de soutenir éventuellement la tôle par des files de madriers complétant l'action des entretoises.

#### *Intervention du béton sous la flexion générale*

Il était d'usage autrefois de ne pas compter sur l'intervention de la dalle en béton armé d'un pont métallique dans la résistance des poutres principales.

Cette intervention existait cependant et le fait de dimensionner les poutres principales sans la compter augmentait le prix des ouvrages en charpente métallique par rapport aux ouvrages en béton armé où cette intervention a toujours été comptée.

La prise en compte de la dalle en béton armé dans la résistance des poutres se heurte souvent à la difficulté d'assurer la transmission correcte des efforts de cisaillement entre les semelles supérieures des poutres principales et la dalle. Les semelles sont en effet de faible largeur par rapport à l'écartement des poutres; il devient alors difficile d'y souder les dispositifs nécessaires à la transmission des cisaillements.

Le problème est résolu sans difficulté dans la dalle faisant l'objet de la présente communication. En effet, la surface de la tôle est égale à celle de la dalle et en outre, le nombre des armatures de liaisons est tel que chacune d'elle n'est sollicitée que par un effort très modéré. On peut ainsi compter le béton dans la résistance à la compression, et ceci gratuitement puisque qu'aucune armature n'est ajoutée pour y pourvoir.

La justification de la stabilité des armatures de liaison et du béton qui les entoure sous les cisaillements de flexion générale est effectuée de la façon simpliste suivante:

On suppose qu'il ne peut s'exercer aucun effort de torsion ou de flexion entre la tôle et le pied d'un plat soudé sur elle et que seuls des cisaillements peuvent s'exercer. En effet, le plat ne peut subir aucune rotation à l'intérieur du béton et la tôle ne pourrait transmettre un moment (de flexion ou de torsion) à la soudure du pied du plat que si elle pouvait subir une rotation. Il ne peut donc s'exercer qu'une traction parallèle au plat et tendant à comprimer la tôle sur le béton ou bien un cisaillement perpendiculaire au plan de la fig. 3.

La traction a été utilisée pour équilibrer l'effort tranchant s'exerçant dans la dalle. Le cisaillement va être utilisé pour être opposé au glissement horizontal  $G$  provenant de la flexion générale.

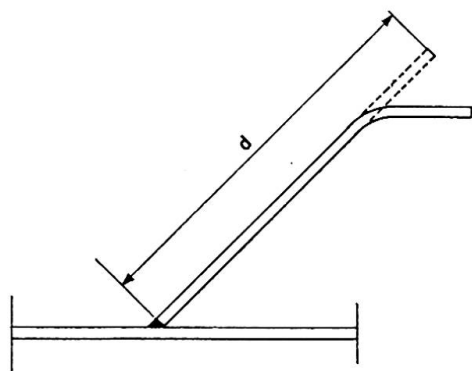


Fig. 3.

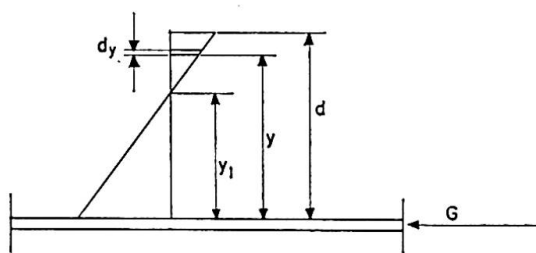


Fig. 4.

Le plat reste rectiligne et indéformable à l'intérieur du béton. On peut donc admettre que le plat transmet la force horizontale  $G$  qui lui est appliquée par adhérence et compression de sa tranche suivant une loi linéaire. Le diagramme de transmission de la force de glissement depuis la tôle au béton est alors figuré ci-contre (fig. 4).



Les conditions d'équilibre d'un tel système s'écrivent:

$$\sum_0^d K (y - y_1) dy - G = 0, \quad \sum_0^d K (y - y_1) y dy = 0.$$

Expression dans lesquelles

$d$  est la longueur du plat de liaison.

$dy$  un élément du contact «Métal-béton» assez court pour que la contrainte d'adhérence puisse y être considérée comme constante.

$y$  la distance entre  $dy$  et la soudure du pied du plat.

$y_1$  la valeur de  $y$  pour laquelle la contrainte d'adhérence est nulle.

$G$  la force élémentaire de glissement agissant sur le plat considéré.

$K$  le coefficient de pente du diagramme.

On tire des 2 équations ci-dessus:

$$h = \frac{2d}{3} \quad \text{et} \quad K = \frac{6G}{d^2} \quad \text{d'où les contraintes d'adhérence «t»}.$$

$$\text{Au pied du plat } t = -\frac{4G}{d} \frac{dy}{p}.$$

$$\text{En haut du plat } t = +\frac{2G}{d} \frac{dy}{p}.$$

La lettre « $p$ » indiquant le périmètre adhérent du plat.

Dans le cas le plus difficile, la force élémentaire  $G$  était de 500 kg par plat. Il s'agissait d'un ouvrage très mince soumis à de très fortes surcharges, les autres valeurs numériques étaient les suivantes:

$$d = 11 \text{ cm},$$

$$p = 9 \text{ cm (2 faces d'un plat de } 45 \times 5),$$

d'où les contraintes « $t$ » par  $\text{cm}^2$ , avec dans ce cas  $dy = 1 \text{ cm}$

$$\text{Au pied du plat } t = \frac{4 \times 500}{11} \times \frac{1}{9} = 20,2 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{En haut du plat } t = \frac{2 \times 500}{11} \times \frac{1}{9} = 10,1 \text{ kg/cm}^2.$$

La contrainte de  $20,2 \text{ kg/cm}^2$  n'est pas atteinte dans la réalité car la tôle transmet directement des cisaillements au béton sans passer par le plat. Il suffirait même qu'elle transmette  $2 \text{ kg/cm}^2$  pour que le plat n'ait plus rien à transmettre. Cette vérification élémentaire démontre que le système permet de transmettre des cisaillements très importants. Au cours des essais des ouvrages et après plus de 10 ans de services pour certains, aucune rupture d'adhérence n'a été constatée.

La prise en compte du béton dans la flexion générale permet de construire des ouvrages dans lesquels le rapport de l'épaisseur à la portée était de  $\frac{1}{30}$  en

poutre simplement posée, et ceci avec une consommation d'acier très modérée. Ce rapport pourrait s'abaisser au  $\frac{1}{45}$  en poutre continue. Il serait possible d'aller au-delà mais la flèche des poutres principales deviendrait très importante, ce qui ne peut pas toujours être admis.

### **Perspectives d'avenir**

La largeur de 3 mètres ne constitue pas une limite. En fait aucune limite n'existe physiquement, c'est la comparaison financière avec les autres systèmes de couverture de pont qui crée la limite.

Depuis que les armatures soudées sont considérées comme formant un système de poutre Vierendeel, la courbure de la tôle perd beaucoup de son intérêt et des dalles peuvent comporter des tôles planes. D'ailleurs les tôles galbées ne le sont que dans un seul sens et il faut bien équilibrer des efforts tranchants dans le sens perpendiculaire où elles ne sont pas galbées. Les dalles comportant des tôles planes sont dimensionnées et construites comme celles comportant des tôles galbées.

### **Précautions à prendre lors de la construction**

Outre les précautions concernant le flambage des tôles, il convient de souder à retrait libre. La soudure des pieds des plats sur les tôles entraîne un raccourcissement de ces dernières; il convient qu'elle soit terminée avant la soudure des tôles sur les poutres principales. Les armatures longitudinales doivent constituer un quadrillage soudé sur les armatures transversales pour assurer la résistance aux efforts tranchants dans le sens longitudinal.

Enfin, les soudures des tôles sur les poutres principales doivent être parfaitement étanches pour éviter l'entraînement de la chaux libérée par la prise du ciment au travers des fissures ce qui provoquerait l'affaiblissement de la dalle. Si cette étanchéité est parfaitement assurée, la chape d'étanchéité sous le tapis de roulement peut être économisée.

### **Résumé**

L'auteur rend compte des réalisations effectuées en France à l'aide de dalles en béton armé associées à des tôles d'acier, le plus souvent cintrées, et soudées sur les semelles supérieures des poutres principales à la résistance desquelles elles concourent, de même que le béton.

Il fait suite à l'exposé de M. l'Ingénieur en Chef ROBINSON, au Congrès de Cambridge en 1952, pages 649 et suivantes.

Une vingtaine de ponts français ont été couverts par des dalles de ce type.



Dans tous les cas, il s'agissait d'obtenir une couverture mince, plus légère qu'une dalle classique pour un prix de revient comparable. Le résultat a été obtenu en augmentant la portée transversale des dalles qui avaient fait l'objet des essais de M. J. R. ROBINSON afin de diminuer le nombre des poutres principales. On a progressivement porté de 1,56 m à 3,00 m la distance entre les poutres. Malgré l'augmentation de la portée, la tôle ne comporte aucun raidisseur, pendant le bétonnage, la partie métallique de la dalle se conduit comme une poutre Vierendeel constituée par la tôle et les armatures soudées. Dans les cas où l'épaisseur du béton sur les poutres principales était obligatoirement importante, on a utilisé des tôles planes. Dans certains cas, les plats de liaison soudés ont été remplacés par des goujons, cette modification permet une plus grande vitesse d'exécution.

### Zusammenfassung

In Ergänzung eines Vortrages des Chefingenieurs ROBINSON auf dem Kongreß von Cambridge beschreibt der Verfasser ein in Frankreich verwirklichtes neues Leichtfahrbahnsystem, bestehend aus meist gewölbten, auf die Oberfläche der Hauptträger geschweißten Stahlplatten, die durch aufgeschweißte Bewehrungsflachstähe mit einer dünnen Betonplatte verbunden sind. In Frankreich sind etwa 20 Brücken mit derartigen Platten versehen worden. Durch Vergrößerung der Plattenstützweite in Querrichtung erhält man — wie bereits Herr ROBINSON ermittelt hat — nicht nur eine leichtere und billigere Fahrbahn im Vergleich zur üblichen Stahlbetonfahrbahn, sondern man kann dadurch auch die Anzahl der Hauptträger verringern. Ihr Abstand wurde allmählich von 1,56 m auf 3,00 m vergrößert. Trotz dieser Stützweitenvergrößerung braucht das Blech während des Betonierens nicht besonders ausgesteift zu werden, da durch die angeschweißten Armierungsflachstähe eine Vierendeelwirkung erzielt wird, welche die Platte versteift. Neben leicht gewölbten Blechen werden auch ebene Bleche benützt und in manchen Fällen im Sinne einer rascheren Herstellung die geschweißten Verbindungsflachstähe durch Bolzen ersetzt.

### Summary

The author reports experience with road bridges utilising a combination of steel plates and reinforced concrete in their decks.

The deck slab consists of steel plates welded to the steel beams upon which is placed a relatively thin layer of reinforced concrete, both acting compositely with the steel beams. Generally the plates are curved.

This report is a continuation of the report by J. R. ROBINSON at the fourth Congress at Cambridge in 1952, page 649 et seq.

About twenty bridges have been built with this system and in every case a thin deck was required to replace the normal reinforced concrete deck at the same price.

This was obtained in the following manner:

The spacing of the beams was increased from 1.56 metres to 3.0 metres thereby reducing their number but without introducing transverse stiffening members. During casting of the concrete the plates were stiffened by shear bars welded to them and to the upper layer of slab reinforcement thus acting as a kind of Vierendeel truss.

Flat plates were also used when it was necessary to maintain a stipulated minimum concrete cover above the steel beams.

In a few cases studs were used instead of steel reinforcement thus allowing speedier construction.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide