

Platelages légers pour ponts-routes

Autor(en): **Schmid, André**

Objektyp: **Article**

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

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

PDF erstellt am: **13.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-7883>

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 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.

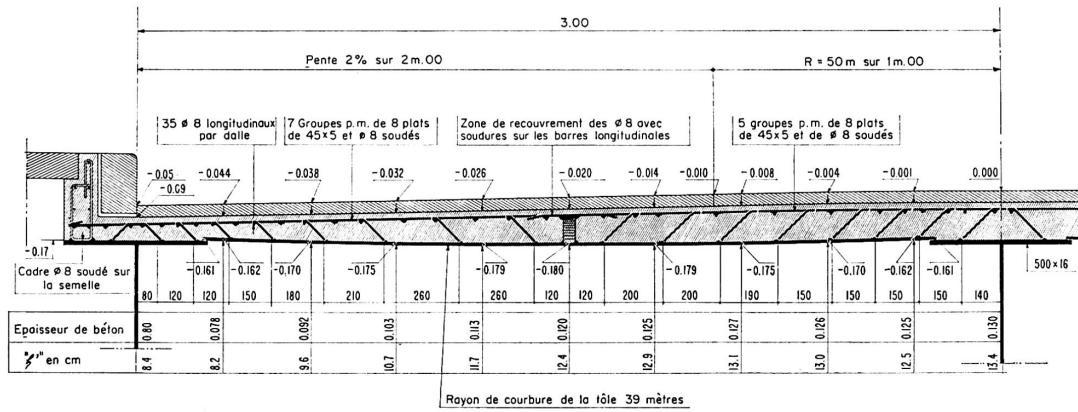
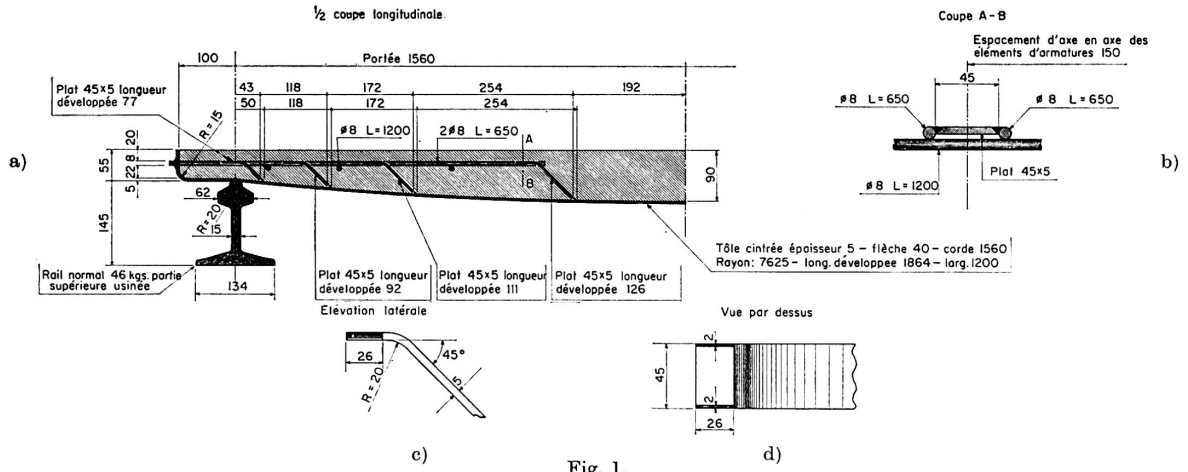


Fig. 2.

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/cm² 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/cm² 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 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.

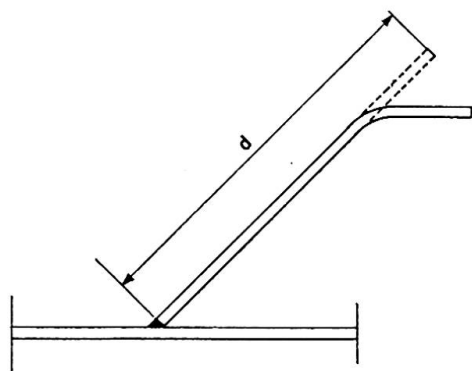


Fig. 3.

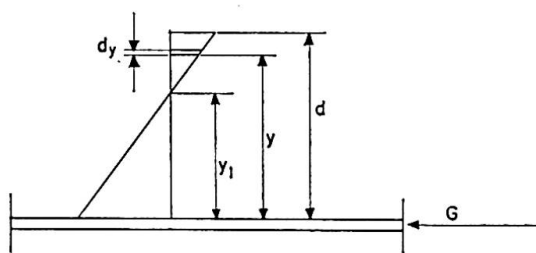


Fig. 4.

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 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 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 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 Bewehrungsflachstähle 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 Armierungsflachstähle 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 Verbindungsflachstähle 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