

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

**Band:** 1 (1932)

**Rubrik:** Participants in the discussion of question IV1

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 08.02.2025

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

## **IV**

**Quatrième Séance de travail.**

*Vierte Arbeitssitzung.*

**Fourth Working Meeting.**

**PONTS A POUTRES EN BÉTON ARMÉ DE GRANDES DIMENSIONS**  
**GRÖSSERE BALKENBRÜCKEN IN EISENBETON**  
**LARGE GIRDER BRIDGES IN REINFORCED CONCRETE**

### **IV 1**

**PONTS A POUTRES EN BÉTON ARMÉ DE GRANDES DIMENSIONS.**  
**RAPPORT GÉNÉRAL**

**GRÖSSERE BALKENBRÜCKEN IN EISENBETON.**  
**ALLGEMEINES REFERAT**

**LARGE GIRDER BRIDGES IN REINFORCED CONCRETE. GENERAL REPORT**

**H. LOSSIER,**

Ingénieur Conseil, Argenteuil.

Voir « Publication Préliminaire », p. 367. — Siehe « Vorbericht », S. 367.  
See " Preliminary Publication ", p. 367.

**Participant à la discussion**

*Diskussionsteilnehmer*

**Participant in the discussion :**

**Dr. Ing. H. OLSEN,**

München.

In den Referaten wurde ausgeführt, dass bisher Balkenbrücken in Eisenbeton mit vollwandigen Hauptträgern in Ungarn mit Spannweiten bis zu 38,4 m (Parkgassenbrücke in Temesvár) und in Deutschland mit Spannweiten bis zu 61,5 m (Donaubrücke in Grossmehring) ausgeführt worden sind. Beim Wettbewerb für die Dreirosenbrücke in Basel wurde ein Entwurf mit einer Spannweite von 106 m eingereicht (Verfasser : Wayss & Freytag A.-G. mit Prof. Mörsch). Diese Brücken sind jedoch keine Freiträger. Die genannten Spannweiten wurden vielmehr dadurch erzielt, dass mittels besonderer Mass-

nahmen das Feldmoment vermindert wurde. Diese Massnahmen sind in der Anordnung von Gegengewichten in den Nebenöffnungen, von Auslegerkonstruktionen und in der Ausbildung von durchlaufenden Trägern zu sehen.

Nachstehend soll an Hand einiger kennzeichnender Querschnittsformen der Frage nähergetreten werden, welche Grenzspannweiten zunächst bei Freitragern und daran anschliessend bei den durch besondere Massnahmen entlasteten Konstruktionen erreicht werden können. Dabei soll der Einfluss der unter bestimmten Voraussetzungen möglichen Inrechnungstellung von erhöhten zulässigen Beanspruchungen auf die erreichbaren Grenzspannweiten berücksichtigt werden. Inwieweit wirtschaftliche und konstruktive Gesichtspunkte für die praktische Anwendung des erzielten Ergebnisses sprechen, soll hier nicht weiter erörtert werden.

Wichtig sind die Voraussetzungen, die den Ableitungen zugrunde liegen.

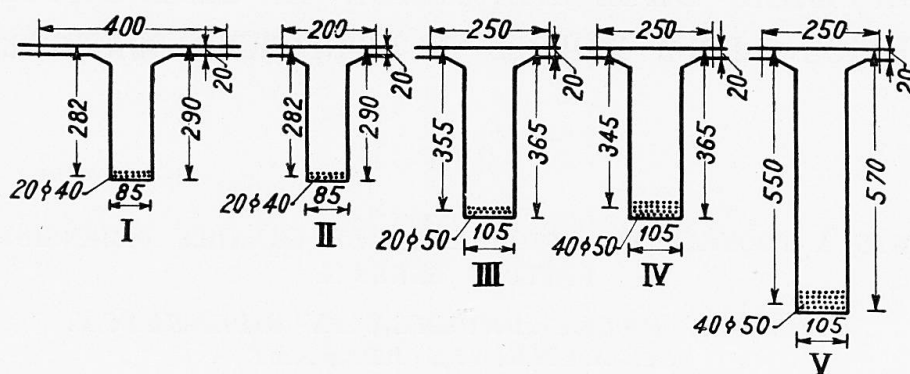


Fig. 1. — Toutes longueurs en cm = Sämtliche Längenmasse in cm = All lengths in centimetres.  
Section des poutres = Querschnitt der Plattenbalken  
= Cross-sections of the T — Shaped beams.

Es sind dies im wesentlichen die amtlichen deutschen Bestimmungen. Dieselben schreiben für Strassenbrücken 1. Klasse eine Verkehrslast vor, die aus einer Dampfwalze von 24 t Dienstgewicht (daneben von 12 t Lastkraftwagen) in ungünstigster Stellung, umgeben von Menschengedränge mit 500 kg/m<sup>2</sup>, besteht. Die Stosszahl beträgt 1,3. Die Fahrbahnbefestigung soll mit 120 kg/m<sup>2</sup> in Rechnung gestellt werden.

Die nachstehend dargestellten Querschnittsformen für die Plattenbalken I und II sind aus der in den seitherigen deutschen Eisenbetonbestimmungen enthaltenen Vorschrift abgeleitet, dass der Durchmesser der Längseisen 40 mm nicht überschreiten darf und dass nicht mehr als zwei Lagen Eisen übereinander angeordnet werden dürfen. Werden in jeder Lage 10 Rundeisen von 40 mm Durchmesser vorgesehen, so ist zum bequemen Einbringen der Eisen eine Rippenbreite von 85 cm erforderlich. Die Querschnittshöhe von 290 cm leitet sich aus der Bedingung ab, dass bestimmte zulässige Querschnittsbeanspruchungen auch ohne Berücksichtigung der Platte nicht überschritten werden dürfen. Die Plattenbreite wurde beim Plattenbalken I mit 400 cm, beim Plattenbalken II mit 200 cm begrenzt. Die Plattenstärke wurde bei diesen und bei den übrigen Plattenbalken gleichmässig mit 20 cm gewählt, nachdem Aenderungen der Plattenstärke für das Ergebnis der Ableitungen von untergeordneter Bedeutung sind.

### Die Grenzspannweiten von Plattenbalkenbrücken.

(Die Spannungswerte sind ermittelt mit  $n = 15$ ).

Platten balken	Bewehrung %	$M_{\max}$ mt	$\sigma_e$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{bz}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\tau_o$ kg/cm <sup>2</sup>	$l_{\max}$ m	$l_{1\max} =$ $1,4l_{\max}$ m	$l_{2\max} =$ $2,5l_{\max}$ m
I	1,05	800	1200	35(60)	35,2	6,6	21,5	30,0	53,8
		1000	1500	40(80)	44,0	7,3	24,4	34,2	61,0
		1330	2000	55(100)	58,4	8,3	28,3	39,6	70,8
II	1,05	775	1200	45(60)	37,0	5,6	25,5	35,7	63,8
		970	1500	60(80)	46,3	6,2	28,8	40,4	72,0
		1290	2000	80(100)	61,5	7,1	33,6	47,0	84,0
II	1,05	1510	1200	50(60)	37,8	6,2	29,7	41,6	74,3
		2520	2000	80(100)	63,1	7,8	39,2	54,8	98,0
IV	2,17	2810	1200	80	56,6	8,7	41,3	57,8	103,0
		4700	2000	130	93,0	11,1	53,8	75,4	133,5
V	1,36	4500	1200	60	45,0	8,1	44,4	62,1	111,0
		7460	2000	100	76,4	10,4	57,5	80,5	144,0

Werden statt Längseisen von 40 mm Durchmesser solche von 50 mm Durchmesser in gleicher Anzahl verwendet, so muss die Rippenbreite auf 405 cm vergrößert werden, und für die Einhaltung der gleichen zulässigen Querschnittsbeanspruchungen wie beim Plattenbalken II errechnet sich für den Plattenbalken III eine Querschnittshöhe 365 cm. Um das beim Plattenbalken II vorhandene Verhältnis zwischen Rippen- und Plattenbreite beizubehalten, wurde beim Plattenbalken III und bei den folgenden Plattenbalken die Plattenbreite mit 250 cm, begrenzt.

Die Verfasser des erwähnten Entwurfes der Dreirosenbrücke in Basel haben sich auf den Standpunkt gestellt, dass selbst die Anordnung von 48 Längseisen mit 50 mm Durchmesser in einem Rippenquerschnitt bei sorgfältiger und gewissenhafter Ausführung keinen Anlass zu Bedenken geben. Es soll deshalb bei den Plattenbalken IV und V auch noch eine derartige Bewehrung, in vier Lagen untergebracht, berücksichtigt werden. Dabei erhielt der erstgenannte Plattenbalken die gleichen Querschnittsabmessungen wie der Plattenbalken III, während die Querschnittshöhe des Plattenbalkens V, damit bestimmte zulässige Querschnittsbeanspruchungen nicht überschritten werden, auf 570 cm vergrößert werden musste.

Für jeden der angeführten Querschnitte wurde das aufnehmbare Grösstmoment  $M_{\max}$  abgeleitet und die erreichbare Grenzspannweite  $l_{\max}$  ermittelt. Dabei wurde der Hebelarm der inneren Kräfte unter Berücksichtigung der gedrückten Fläche in der Rippe unterhalb der Platte errechnet.

Wie aus untenstehender Tafel hervorgeht, nimmt der Plattenbalken I für eine zulässige Eisenzugspannung von 1200 kg/cm<sup>2</sup> ein Moment  $M_{\max} = 800$  mt auf, womit sich für den freitragenden Plattenbalken eine Grenzspannweite von  $l_{\max} = 21,5$  m ermittelt. Dabei beträgt unter Berücksichtigung der mitwirkenden Platte  $\sigma_b = 35$  kg/cm<sup>2</sup>, ermittelt mit  $n = 15$ . Wird unter Verwendung von hochwertigem Baustahl die zulässige Eisenzugspannung auf 1500 kg/cm<sup>2</sup> erhöht, so kann ein Moment  $M_{\max} = 1000$  mt aufgenommen werden, womit sich die Grenzspannweite um 19 % auf 24,4 m vergrößert und  $\sigma_b = 40$  kg/cm<sup>2</sup> wird. Mit einer zulässigen Eisenzugspannung von 2000 kg/cm<sup>2</sup>, die bei Verwendung von Baustahl mit einer Streckgrenze  $\sigma_s \geq 4000$  kg/cm<sup>2</sup> in Erwägung gezogen werden kann, wird ein Moment  $M_{\max} = 1330$  mt aufgenommen und eine Grenzspannweite von 28,3 m erzielt. Dieselbe ist also um 32 % grösser wie im ersten Falle. Dabei beträgt  $\sigma_b = 55$  kg/cm<sup>2</sup>.

Diese Spannweiten sind noch verhältnismässig gering<sup>1</sup>. Dabei beträgt der Anteil des Eigengewichtes an der Gesamtbelastung gleichbleibend rd. 60 %.

Die ohne Berücksichtigung der Platte sich ergebenden Querschnittsbeanspruchungen errechnen sich zu 60/1200, 80/1500 und 100/2000 kg/cm.

Wird die mitwirkende Plattenbreite von 400 cm auf 200 cm verringert (Plattenbalken II), so vergrößern sich die genannten Spannweiten nicht unerheblich. So ergibt sich bei Inrechnungstellung von 45/1200 kg/cm<sup>2</sup> mit  $M_{\max} = 775$  mt  $l_{\max} = 25,5$  m, bei Inrechnungstellung von 60/1500 kg/cm<sup>2</sup> mit  $M_{\max} = 970$  mt  $l_{\max} = 28,8$  m und bei Inrechnungstellung von 80/2000 kg/cm<sup>2</sup>

1. Bisher wurden Freitragler mit Spannweiten bis zu 24,5 m ausgeführt.

mit  $M_{\max} = 1290$  mt  $l_{\max} = 33,6$  m. Dabei beträgt der Anteil des Eigengewichtes an der Gesamtbelastung gleichbleibend rd. 75 %. Die ohne Berücksichtigung der Platte sich ergebenden Querschnittsbeanspruchungen sind die gleichen wie beim Plattenbalken I. Deshalb weichen die auftretenden Betonzugspannungen  $\sigma_{bz}$  von jenen beim Plattenbalken I ermittelten nicht wesentlich ab. Sie erreichen erst bei Inrechnungstellung von  $\sigma_e = 2000$  kg/cm<sup>2</sup> mit  $n = 15$  einen Wert von etwa 60 kg/cm<sup>2</sup>.

Ein Vergleich zwischen den Plattenbalken I und II zeigt, dass es zur Erzielung möglichst grosser Spannweiten zweckmässig sein kann, keinen zu grossen Rippenabstand zu wählen. Dies kann aber auch aus sonstigen Gründen erwünscht sein, z. B. um die Betonzugspannungen und die Durchbiegungen möglichst gering halten zu können.

Eine weitere erhebliche Steigerung der abgeleiteten Grenzspannweiten wird durch die Verwendung von Längseisen mit 50 mm Durchmesser erzielt. Wird der Plattenbalken III mit 50/1200 kg/cm<sup>2</sup> beansprucht, so nimmt er ein Moment  $M_{\max} = 1510$  mt auf, womit sich eine Grenzspannweite von 29,7 m ermittelt. Für die Beanspruchungen 80/2000 kg/cm<sup>2</sup> ergibt sich mit  $M_{\max} = 2520$  mt sogar eine Grenzspannweite von 39,2 m. Dabei beträgt der Anteil des Eigengewichtes an der Gesamtbelastung gleichbleibend rd. 80 %. Die ohne Berücksichtigung der Platte sich ergebenden Querschnittsbeanspruchungen ermitteln sich zu 60/1200 und 100/2000 kg/cm<sup>2</sup>. Die Betonzugspannungen betragen 37,8 und 63,1 kg/cm<sup>2</sup>.

Wird dieses Ergebnis auf durchlaufende Träger oder Auslegerkonstruktionen angewandt, so ergibt sich, je nach dem Grad der Einspannung oder Entlastung eine erhebliche Vergrösserung der Spannweiten. Werden bei durchlaufenden Trägern die Wendepunkte der Momente z. B. in etwa einem Fünftel der Spannweite angenommen, so beträgt

$$L_{1\max} = 1,4 \cdot l_{\max}.$$

Diese Spannweite kann sich noch erheblich vergrössern, wenn die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes berücksichtigt wird.

Bei Auslegerkonstruktionen können sich wesentlich grössere Spannweiten ergeben. Entsprechend dem Beispiel der Donaubrücke in Grossmehring kann

$$L_{2\max} = 2,5 \cdot l_{\max}$$

gesetzt werden. Damit leiten sich, wie obenstehende Tabelle zeigt, im ersten Falle Grenzspannweiten von 30 bis 47 m und im letzten Falle Grenzspannweiten von 54 bis 84 m ab.

Diese teilweise beträchtlichen Spannweiten lassen sich noch erheblich vergrössern, wenn eine Bewehrung von 40 Längseisen mit 50 mm Durchmesser in Betracht gezogen wird. So kann der Plattenbalken IV bei Inrechnungstellung von 80/1200 kg/cm<sup>2</sup> ein Moment  $M_{\max} = 2810$  mt und bei Inrechnungstellung von 130/2000 kg/cm<sup>2</sup> ein Moment von  $M_{\max} = 4700$  mt aufnehmen. Damit ergibt sich für den freitragenden Plattenbalken eine Grenzspannweite von 41,3 bzw. 53,8 m, wobei der Anteil des Eigengewichtes an der Gesamtbelastung rd. 80 % beträgt. Es ermittelt sich dann  $L_{1\max} = 57,8$  bzw. 75,4 und  $L_{2\max} = 103,0$  bzw. 133,5 m. Die beiden letzten Spannweiten

sind ausserordentlich gross. Allerdings erreichen die Betonzugspannungen mit 56,6 und 96,0 kg/cm<sup>2</sup> beträchtliche Werte.

Wird, um sowohl die Betondruck- wie die Betonzugspannungen zu verringern, der Plattenbalken V in Rechnung gestellt, so ermittelt sich bei Inrechnungstellung von 60/1200  $M_{\max} = 4500$  mt und bei Inrechnungstellung von 100/2000 kg/cm<sup>2</sup> sogar  $M_{\max} = 7460$  mt. Damit beträgt  $l_{\max} = 44,4$  bzw. 57,5 m bei einem Anteil des Eigengewichtes an der Gesamtbelastung von durchweg rd. 85 %/o. Es ergibt sich dann  $L_{1\max} = 62,1$  bzw. 80,5 m und  $L_{2\max} = 111$  bzw. 144 m. Die Betonzugspannungen betragen dabei 45 bzw. 76,4 kg/cm<sup>2</sup>.

Die beiden letztgenannten Spannweiten sind überraschend gross. Allerdings erreicht die Querschnittshöhe mit 570 cm ein aussergewöhnliches Mass.

Zusatzspannungen aus Temperatur und Schwinden blieben bei dieser Betrachtung ausser Ansatz. Die auftretenden Schubspannungen sind durchweg so gering, dass sie durch eine Schubsicherung ohne weiteres aufgenommen werden können. Soweit grössere Betonzugspannungen ermittelt wurden, ist zu beachten, dass bei stark bewehrten Rippenquerschnitten die übliche Berechnungsweise nach Zustand I mit  $n = 10$  oder  $n = 15$  zu ungünstige Werte ergibt. An Hand von Balkenversuchen lässt sich dies nachweisen<sup>1</sup>. Es ist also die Rissesicherheit von hochbeanspruchten Plattenbalkenbrücken grösser, als es rechnungsmässig den Anschein hat.

*Zusammengefasst ist zu sagen, dass bei nicht aussergewöhnlicher Bewehrung und bei Inrechnungstellung von erhöhten zulässigen Beanspruchungen Balkenbrücken in Eisenbeton mit rechteckigem Rippenquerschnitt bis zu etwa 100 m Spannweite möglich sind. Durch die Anordnung einer besonders starken Bewehrung sind sogar Spannweiten bis zu etwa 140 m möglich.*

### Traduction.

Il a été signalé, dans les différents rapports, que l'on a réalisé actuellement, dans la construction des ponts à travées rectilignes en béton armé avec poutres principales à âme pleine, des portées atteignant, en Hongrie, jusqu'à 38,4 m (Parkgassenbrücke, à Temesvar), et en Allemagne, jusqu'à 61,5 m (pont sur le Danube à Grossmehring). A l'occasion de la mise au concours pour la construction du Pont des Trois-Roses, à Bâle, a été présenté un projet comportant une portée entre appuis de 106 m. (auteur : Wayss und Freytag, A. G., avec le concours du Professeur Mörsch). Ces ponts ne constituent pas toutefois des exemples de poutres reposant à proprement parler librement. Les portées ci-dessus indiquées ont plutôt été réalisées au moyen de dispositions particulières permettant de réduire les moments dans la portée. Elles consistent en l'installation de contrepoids dans les travées de rive, la construction en encorbellement et l'adoption de systèmes de poutres continues.

Nous nous proposons, dans les lignes qui suivent, en étudiant des disposi-

1. Vgl. Olsen, Ueber den Sicherheitsgrad von hochbeanspruchten Eisenbeton-Konstruktionen, Seite 104 ff. Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin, 1932.

tions de sections particulières, de serrer de plus près la question des portées limites qu'il serait possible d'atteindre avec des poutres reposant librement sur leurs appuis, tant par elles-mêmes qu'au moyen des dispositifs particuliers de déchargement de l'ouvrage. Il y aura lieu d'ailleurs de prendre en considération l'influence que peut exercer sur la portée maximum possible l'adoption de contraintes admissibles plus élevées, qu'il est possible de faire intervenir dans les calculs des ouvrages dans des conditions déterminées. Nous ne ferons toutefois pas intervenir ici les considérations économiques ou de construction pratique que pourrait comporter l'application des résultats obtenus.

Les conditions dans lesquelles se pose le problème sont essentielles ; elles sont régies en particulier par les Prescriptions officielles allemandes. Ces prescriptions prévoient, pour les ponts-routes de la classe 1, une charge roulante constituée, dans le cas le plus défavorable, par un rouleau compresseur à vapeur de 24 tonnes en ordre de marche (ou de poids lourds de 12 tonnes) cette charge étant entourée par une concentration de piétons atteignant  $500 \text{ kg/m}^2$ . Le coefficient de choc est de 1,3. Le tablier doit entrer dans les calculs pour  $120 \text{ kg/m}^2$ .

Les dispositions de sections représentées ci-après pour les poutres planes I et II ont été établies d'après le règlement que contiennent les Prescriptions allemandes concernant les ouvrages en béton armé, de telle sorte que le diamètre des armatures longitudinales n'ait pas à dépasser 40 mm et qu'il ne soit pas nécessaire de prévoir plus de deux plans de fers l'un au-dessus de l'autre. Si, dans chaque plan d'armatures, il se trouve 10 fers de 40 mm de diamètre, il sera nécessaire pour assurer la facilité du montage des fers, de prévoir un écartement de 85 cm entre les nervures successives. La hauteur de 290 cm prévue pour la section est imposée par cette condition que, sans faire intervenir la dalle elle-même, les contraintes auxquelles est soumise la section ne doit pas dépasser une valeur admissible déterminée. La largeur des dalles a été limitée à 400 cm pour la poutre I et à 200 cm pour la poutre II. L'épaisseur du dallage a été fixée uniformément à 20 cm, tant dans l'une que dans l'autre poutre. Les variations d'épaisseur des dalles sont d'ailleurs d'une importance toute secondaire dans le résultat final.

Si au lieu de fers d'armature longitudinaux de 40 mm de diamètre, on emploie, en même nombre, des fers de 50 mm de diamètre, la largeur des nervures doit être portée à 105 cm, et pour obtenir les mêmes contraintes admissibles dans la section que dans le cas de la poutre II, on se trouve amené à prévoir pour la poutre III une hauteur de section de 365 cm. Pour conserver le même rapport entre les largeurs des nervures et des dalles que celui qui correspond à la poutre II, on a dû limiter la largeur des dalles, dans les poutres III et suivantes, à 250 cm.

Les auteurs du projet du pont des Trois-Roses de Bâle, dont il est fait mention plus haut, ont admis ce point de vue qu'il ne doit y avoir aucune objection à faire à l'adoption d'une disposition comportant 40 fers d'armature longitudinale de 50 mm de diamètre dans une section de nervure, lorsque l'exécution est faite avec soin et en toute connaissance de cause. On a donc envisagé, pour les poutres IV et V, une armature conçue suivant cette disposition, et répartie en 4 rangées. La poutre IV a reçu pour sa section les mêmes dimensions



que la poutre III, tandis que la hauteur de la section de la poutre V a été poussée jusqu'à 570 cm, afin que les contraintes admissibles dans la section ne soient pas dépassées.

Pour chacune des sections prévues, on a calculé le moment maximum  $M_{\max}$  et on a déterminé la portée maximum réalisable  $l_{\max}$ . On a calculé également le bras de levier des efforts internes en tenant compte de la surface comprimée, dans la nervure, au-dessous de la dalle.

Ainsi qu'il résulte du tableau ci-après la poutre I est soumise à un moment  $M_{\max} = 800$  mt pour une contrainte de traction admissible de  $1200$  kg/cm<sup>2</sup> dans les armatures, d'où l'on déduit, dans le cas de l'appui libre, une portée limite  $l_{\max} = 21,5$  mètres. Par suite, et en tenant compte de l'intervention de la dalle,  $\sigma_b = 35$  kg/cm<sup>2</sup>, pour  $n = 15$ . Si l'on emploie de l'acier de construction à haute résistance, l'effort admissible à la traction dans les fers d'armature est portée à  $1500$  kg/cm<sup>2</sup>, d'où il résulte pour la portée maximum une augmentation de 19 %, ce qui la porte à 24,4 m et l'on a alors  $\sigma_b = 40$  kg/cm<sup>2</sup>. Si l'on admet enfin pour les fers d'armature une contrainte admissible à la traction de  $2000$  kg/cm<sup>2</sup>, et si on emploie un acier de construction ayant une limite d'écoulement de  $\sigma_s \geq 4000$  kg/cm<sup>2</sup>, le moment maximum à supporter devient  $M_{\max} = 1330$  mt et l'on arrive à une portée maximum réalisable de 28,3 m. La portée maximum se trouve donc augmentée de 32 % environ par rapport à la valeur qu'elle avait dans le premier cas;  $\sigma_b$  atteint 55 kg/cm<sup>2</sup>.

Ces portées sont relativement faibles<sup>1</sup>. Dans les conditions ci-dessus, le poids propre rentre pour une fraction de 60 % environ dans la charge totale. Les contraintes dans la section, sans tenir compte de la dalle, sont de 60/1200, 80/1500 et 100/2000 kg/cm<sup>2</sup>.

Voir tableau ci-joint :

Si la largeur du dallage est réduite de 400 à 200 cm (poutre II), les portées indiquées ne se trouvent pas augmentées d'une manière notable. C'est ainsi qu'en adoptant des contraintes de 45/1200 kg/cm<sup>2</sup>, avec  $M_{\max} = 775$  mt, on obtient  $l_{\max} = 25,5$  m; en adoptant des contraintes de 60/1500 kg/cm<sup>2</sup> avec  $M_{\max} = 970$  mt, on obtient  $l_{\max} = 28,8$  m et en poussant à 80/2000 kg/cm<sup>2</sup>, avec  $M_{\max} = 1290$  mt, on arrive à  $l_{\max} = 33,6$ . La fraction correspondant au poids propre dans la charge totale atteint alors environ 75 %, uniformément. Les contraintes dans la section, sans tenir compte du dallage, sont les mêmes que pour la poutre I. Par suite, le taux  $\sigma_{bt}$  de travail du béton à la traction ne s'écarte pas sensiblement de celui qui correspond à la poutre I. Il atteint, pour  $\sigma_c = 2000$  kg/cm<sup>2</sup>, et  $n = 15$ , une valeur d'environ 60 kg/cm<sup>2</sup>.

La comparaison entre les poutres I et II montre que pour pouvoir obtenir des portées aussi élevées que possible, il peut être utile de ne pas adopter de trop forts écartements entre les nervures. On peut toutefois être amené, pour d'autres raisons, à désirer adopter un écartement relativement plus fort, ne serait-ce que pour maintenir aussi faibles que possible les contraintes de traction dans le béton et les déformations par flexion.

1. Les portées effectivement réalisées jusqu'à maintenant en poutres libres sont de 24,5 mètres.

**Portées maxima des Ponts à poutres en béton armé.**

(Les valeurs des contraintes ont été établies pour  $n = 15$ ).

Poutre n°	Armatures	$M_{\max}$ mt	$\sigma_e$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{bz}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\tau_o$ kg/cm <sup>2</sup>	$l_{\max}$ m	$L_{1\max} =$ $4,4l_{\max}$ m	$L_{2\max} =$ $2,5l_{\max}$ m
I	4,05	800	1200	35 (60)	35,2	6,6	21,5	30,0	53,8
		1000	1300	40 (80)	44,0	7,3	24,4	34,2	61,0
		1330	2000	55 (100)	58,4	8,3	28,3	39,6	70,8
II	4,05	775	1200	45 (60)	37,0	5,6	25,5	35,7	63,8
		970	1500	60 (80)	46,3	6,2	28,8	40,4	72,0
		1290	2000	80 (100)	61,5	7,4	33,6	47,0	84,0
III	4,05	1510	1200	50 (60)	37,8	6,2	29,7	41,6	74,3
		2520	2000	80 (100)	63,1	7,8	39,2	54,8	98,0
IV	2,17	2810	1200	80	56,6	8,7	41,3	57,8	103,0
		4700	2000	130	93,0	11,1	53,8	75,4	133,5
V	1,36	4500	1200	60	45,0	8,4	44,4	62,4	111,0
		7460	2000	100	76,4	10,4	57,5	80,5	144,0

On réalise une nouvelle augmentation notable de la portée limite calculée en adoptant des fers d'armature ayant un diamètre de 50 mm. Si l'on adopte pour la poutre III un régime de contraintes de 50/1200 kg/cm<sup>2</sup>, on arrive à un moment  $M_{\max} = 1510$  mt et à une portée limite de 29,7 m. Pour un régime de contraintes de 80/2000 kg/cm<sup>2</sup>, on a  $M_{\max} = 2520$  mt et la portée limite passe à 39,2 m. Le rapport entre le poids propre et la charge totale atteint alors uniformément environ 80 %. Les contraintes dans la section, sans tenir compte du dallage, ressortent à 60/1200 et 100/2000 kg/cm<sup>2</sup>. La contrainte de traction dans le béton arrive à 37,8 et 63,4 kg/cm<sup>2</sup>.

Si l'on transporte ce résultat sur les poutres continues et sur les dispositions en porte-à-faux, on obtient, suivant le degré d'encastrement ou de porte-à-faux, une notable augmentation de la portée limite. Si, dans le dispositif à poutre continue, le point de changement de sens des moments se trouve par exemple environ au cinquième de la portée, on obtient :

$$L_{1\max} = 1,4 l_{\max}$$

Cette portée peut encore être notablement augmentée, en faisant intervenir une variation du moment d'inertie.

Dans les dispositifs en porte-à-faux, on peut arriver à des portées sensiblement supérieures. Si l'on se reporte à l'exemple du pont sur le Danube à Grossmehring, on peut obtenir :

$$L_{2\max} = 2,5 l_{\max}$$

On arrive ainsi, comme il ressort du tableau ci-dessus, dans le premier cas, à des portées de 30 à 47 m et dans le second, à des portées de 54 à 84 m.

Ces portées relativement importantes peuvent à nouveau être améliorées notablement en adoptant une armature constituée par 40 fers longitudinaux de 50 mm de diamètre. Dans le cas de la poutre IV, en se basant sur des contraintes de 80/1200 kg/cm<sup>2</sup>, on peut envisager un moment  $M_{\max} = 2810$  mt et en tablant sur des contraintes de 130/1200 kg/cm<sup>2</sup>, on arrive à un moment de  $M_{\max} = 4700$  mt. On obtient ainsi, pour les poutres reposant librement, des portées limites de 41,3 et de 53,8 m, la fraction de la charge totale correspondant au poids propre étant d'environ 80 %. On obtient alors :

$$L_{1\max} = 57,8/75,4 \text{ et } L_{2\max} = 103/133,5 \text{ m.}$$

Ces deux dernières portées sont remarquablement élevées. Enfin, les contraintes de traction dans le béton ressortent à 56,6 et 96 kg/cm<sup>2</sup>.

Si, afin de réduire les contraintes de traction et de compression dans le béton, on adopte la disposition de la poutre V, on arrive, pour un régime de 60/1200, à un moment  $M_{\max} = 4500$  mt et pour un régime de 100/2000 kg/cm<sup>2</sup>, à un moment  $M_{\max} = 7460$  mt. Les portées maxima respectives sont alors :

$$l_{\max} = 44,4 \text{ et } 57,5 \text{ m,}$$

pour un poids propre représentant une fraction constante de 85 % environ de la charge totale. On obtient alors :

$$L_{1\max} = 62,1/80,5 \text{ m et } L_{2\max} = 111/144 \text{ m.}$$

Les contraintes de traction dans le béton atteignent alors 45 et 76,4 kg/cm<sup>2</sup>.

Ces deux dernières portées sont extrêmement élevées. La hauteur de la section atteint d'ailleurs la valeur anormalement élevée de 570 cm.

Nous n'avons pas fait intervenir dans ces considérations les influences exercées par la température et la contraction due au retrait. Les contraintes de cisaillement sont si faibles qu'elles peuvent être supportées par un simple renforcement spécial. Dans tous les cas où l'on a pu observer des contraintes de traction élevées dans le béton, il est à noter que, lorsqu'il s'agit de sections de nervures à forte armature, le mode de calcul courant suivant 1, avec  $n = 10$  ou  $n = 15$  conduit à des résultats défavorables. Ceci est confirmé par les essais effectués sur des ponts<sup>1</sup>. La sécurité contre la fissuration, dans les ponts à poutres à nervures à fortes contraintes, est donc supérieure à ce que semble indiquer le calcul.

Pour conclure, on peut dire que, pour une armature ne sortant pas de la normale, et en tenant compte des contraintes admissibles poussées, on peut construire des ponts à poutres en béton armé, avec section de nervure rectangulaire, jusqu'à des portées de l'ordre de 100 m. En adoptant des dispositions renforcées pour les armatures, il est même possible de pousser la portée jusqu'à environ 140 m.

### Zusammenfassung.

An Hand einiger kennzeichnender Querschnittsformen wurde der Frage nähergetreten, welche Grenzspannweiten bei vollwandigen Plattenbalkenbrücken erreichbar sind, wenn hochwertige Baustoffe verwendet werden. Den Ausführungen wurden im wesentlichen die amtlichen deutschen Vorschriften zugrunde gelegt (Dampfwalze von 24 t Dienstgewicht, Menschengedränge von 500 kg/m<sup>2</sup>, Stosszahl 1,3). Als zulässige Eisenzugspannungen wurde für das übliche Handelseisen 1200 kg/cm<sup>2</sup>, für hochwertigen Baustahl 1500 und 2000 kg/cm<sup>2</sup> gewählt.

Für jede in einer Abbildung dargestellten Querschnittsform wurde das aufnehmbare Grösstmoment  $M_{\max}$  abgeleitet und damit zunächst die Grenzspannweiten  $l_{\max}$  der freitragenden Plattenbalken ermittelt. Dieselben sind in einer Tafel zusammengestellt und betragen beim Plattenbalken I 21,5 bis 28,3 m und beim Plattenbalken II 25,5 bis 33,6 m. Beim Plattenbalken III betragen die Grenzspannweiten 29,7 und 39,2 m.

Bei durchlaufenden Konstruktionen vergrössern sich diese Spannweiten auf

$$L_{1\max} = 1,4 l_{\max}$$

und bei Auslegerkonstruktionen kann sogar

$$L_{2\max} = 2,5 l_{\max}$$

gesetzt werden. Damit leiten sich für den Plattenbalken I und II Grenzspannweiten von 30 bis 47 m bzw. 54 bis 84 m und für den Plattenbalken III Grenzspannweiten von 42 und 55 m bzw. von 74 und 98 m ab.

Bei den Plattenbalken IV und V ergeben sich noch wesentlich grössere

1. Voir Olsen : Ueber den Sicherheitsgrad von hochbeanspruchten Eisenbeton-Konstruktionen — pages 104 et suivantes; W. Ernst und Sohn, Berlin 1932, Editeur.

Spannweiten, nämlich  $l_{\max} = 41,3$  bis  $57,5$  m,  $L_{1\max} = 58$  bis  $81$  m und  $L_{2\max} = 103$  bis  $144$  m.

Bei nicht aussergewöhnlich starker Bewehrung sind also vollwandige Plattenbalkenbrücken bis zu etwa 100 m Spannweite, bei besonders starker Bewehrung sogar bis zu etwa 140 m Spannweite möglich.

### Résumé.

En s'appuyant sur plusieurs formes caractéristiques de sections, l'auteur étudie les portées limites qu'il est possible de réaliser dans la construction des ponts à poutres en béton armé à âme pleine à nervures, en employant des matériaux possédant des caractéristiques supérieures. L'étude en est basée, en particulier, sur les Prescriptions allemandes officielles (rouleau à vapeur de 24 tonnes en ordre de marche — charge répartie de  $500 \text{ kg/m}^2$ ). En ce qui concerne le taux de travail à la traction des fers d'armature, l'auteur adopte les valeurs suivantes :  $1200 \text{ kg/cm}^2$  pour les fers ordinaires du commerce,  $1500$  et  $2000 \text{ kg/cm}^2$  pour les aciers de construction à haute résistance.

Pour chacune des sections représentées sur la figure, ont été calculés le moment maximum à supporter  $M_{\max}$  et les portées limites  $l_{\max}$  pour les poutres nervurées reposant librement. Ces calculs sont résumés en un tableau : on atteint pour la poutre I,  $21,5$  à  $28,3$  m, pour la poutre II,  $25,5$  à  $33,6$  m, pour la poutre III,  $29,7$  et  $39,2$ .

Dans le cas des pontes continues, ces portées peuvent être poussées à

$$L_{1\max} = 1,4 l_{\max}$$

dans le cas de la disposition en porte-à-faux, on peut même atteindre

$$L_{2\max} = 2,5 l_{\max}$$

On arrive ainsi, pour les poutres I et II, à des portées limites de  $30$  à  $47$  m, et de  $54$  à  $84$  m, pour la poutre III à des portées limites de  $42$  à  $55$  et de  $74$  à  $98$  m.

Avec les poutres IV et V, on arrive à des portées maxima encore sensiblement supérieures, à savoir :

$$l_{\max} = 41,3 \text{ à } 57,5 \text{ m ;}$$

$$L_{1\max} = 58 \text{ à } 81 \text{ m ;}$$

$$L_{2\max} = 103 \text{ à } 144 \text{ m.}$$

Par suite, en adoptant un système d'armature restant dans la normale, on peut donc, avec les ponts à poutres en béton armé nervurées à âme pleine, atteindre des portées de l'ordre de  $100$  m, tandis qu'en adoptant un système d'armature renforcé, on peut pousser la portée limite jusqu'à environ  $140$  m.

### Summary.

With some characteristic forms of cross-section, an investigation was made as to what limits of span could be reached with full-web T-shaped beams when material of great tensile strength is employed. The constructions were

essentially in accordance with the German official stipulations : steam roller of 24 tons service weight, crowd of people weighing  $500 \text{ kg/m}^2$ , impact coefficient 1.3. The permissible tensile stresses were chosen as follows : for ordinary commercial iron  $1200 \text{ kg/cm}^2$ , for high-strength constructional steel  $1500$  and  $2000 \text{ kg/cm}^2$ . For each form of cross-section illustrated in a Figure, the highest possible moment  $M_{\max}$  was derived and thereby first the limits of span  $l_{\max}$  of the encastré beams were determined. These are brought together in a table, and they amount for beam I to 21.5-28.3 m, and for beam II to 25.5-33.6 m. For beam III the limits of span amount to 29.7 and 39.2 m.

In continuous structures, these spans increase to

$$L_{\max} = 1.4 l_{\max}$$

and with cantilever constructions

$$L_{2\max} = 2.5 l_{\max}$$

may even be used. From this we derive limits of span for beams I and II of 30-47 m and 54-84 m respectively, and for beam III 42 and 55 m and 74 and 98 m respectively.

For beams IV and V, still greater spans are obtained, i.e.  $l_{\max} = 41.3$ -57.5 m  $L_{\max} = 58$ -81 m, and  $L_{2\max} = 103$ -144 m.

If the reinforcement is not extra strong, it is possible to have bridges with solid-web T-shaped beams with spans up to about 100 m, and, with particularly strong reinforcement, up to about 140 m.

## IV 2

**PONTS A TRAVÉES RECTILIGNES EN ALLEMAGNE**  
**GRÖßERE EINSEBETON-BALKENBRÜCKEN IN DEUTSCHLAND**  
**LARGE GIRDER BRIDGES IN GERMANY**

Dr. Ing. e. h. **H. SPANGENBERG**,  
 Professor an der Technischen Hochschule, München.

Voir « Publication Préliminaire », p. 385. — Siehe « Vorbericht », S. 385.  
 See " Preliminary Publication ", p. 385.

### Participants à la discussion

#### *Diskussionsteilnehmer*

### Participants in the discussion :

Dr. Ing. K. W. MAUTNER,

Professor, Direktor i. Fa. Neue Baugesellschaft Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt a. M.

Der Bericht des Herrn Spangenberg weist auf den grossen Abstand zwischen den bisher ausgeführten Balkenbrücken und dem preisgekrönten Projekt der Dreirosen-Brücke, Basel, der Wayss & Freytag A.-G. (Abb. 1) (Berater Prof.