

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

Band: 1 (1932)

Rubrik: IV. Large girder bridges in reinforced concrete

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: 15.10.2024

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 Freitragler. 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.

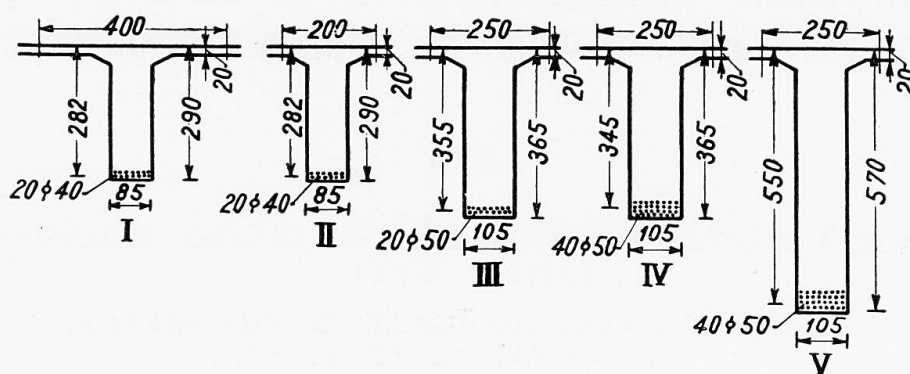


Fig. 1. — Toutes longueurs en cm = Sämtliche Längenmasse in cm = All lengths in centimetres.
Section des poutres = Querschnitt der Plattenbalken
= Cross-sections of the T — Shaped beams.

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/m², besteht. Die Stosszahl beträgt 1,3. Die Fahrbahnbefestigung soll mit 120 kg/m² 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	σ_e kg/cm ²	σ_b kg/cm ²	σ_{bz} kg/cm ²	τ_o kg/cm ²	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/cm² 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/cm², ermittelt mit $n = 15$. Wird unter Verwendung von hochwertigem Baustahl die zulässige Eisenzugspannung auf 1500 kg/cm² 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/cm² wird. Mit einer zulässigen Eisenzugspannung von 2000 kg/cm², die bei Verwendung von Baustahl mit einer Streckgrenze $\sigma_s \geq 4000$ kg/cm² 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/cm².

Diese Spannweiten sind noch verhältnismässig gering¹. 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/cm² mit $M_{\max} = 775$ mt $l_{\max} = 25,5$ m, bei Inrechnungstellung von 60/1500 kg/cm² mit $M_{\max} = 970$ mt $l_{\max} = 28,8$ m und bei Inrechnungstellung von 80/2000 kg/cm²

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 σ_{bz} von jenen beim Plattenbalken I ermittelten nicht wesentlich ab. Sie erreichen erst bei Inrechnungstellung von $\sigma_e = 2000$ kg/cm² mit $n = 15$ einen Wert von etwa 60 kg/cm².

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/cm² 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/cm² 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/cm². Die Betonzugspannungen betragen 37,8 und 63,1 kg/cm².

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/cm² ein Moment $M_{\max} = 2810$ mt und bei Inrechnungstellung von 130/2000 kg/cm² 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/cm² 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/cm² 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/cm².

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 nachweisen¹. 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 kg/m². Le coefficient de choc est de 1,3. Le tablier doit entrer dans les calculs pour 120 kg/m².

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/cm² 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/cm², 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/cm², 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/cm². Si l'on admet enfin pour les fers d'armature une contrainte admissible à la traction de 2000 kg/cm², et si on emploie un acier de construction ayant une limite d'écoulement de $\sigma_s \geq 4000$ kg/cm², 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; σ_b atteint 55 kg/cm².

Ces portées sont relativement faibles¹. 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/cm².

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/cm², avec $M_{\max} = 775$ mt, on obtient $l_{\max} = 25,5$ m; en adoptant des contraintes de 60/1500 kg/cm² avec $M_{\max} = 970$ mt, on obtient $l_{\max} = 28,8$ m et en poussant à 80/2000 kg/cm², 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 σ_{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/cm², et $n = 15$, une valeur d'environ 60 kg/cm².

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	σ_e kg/cm ²	σ_b kg/cm ²	σ_{bz} kg/cm ²	τ_o kg/cm ²	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	7,1	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	8,1	44,4	62,1	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/cm², 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/cm², 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/cm². La contrainte de traction dans le béton arrive à 37,8 et 63,4 kg/cm².

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/cm², on peut envisager un moment $M_{\max} = 2810$ mt et en tablant sur des contraintes de 130/1200 kg/cm², 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/cm².

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/cm², 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/cm².

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 ponts¹. 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/m², Stosszahl 1,3). Als zulässige Eisenzugspannungen wurde für das übliche Handelseisen 1200 kg/cm², für hochwertigen Baustahl 1500 und 2000 kg/cm² 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 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 kg/cm^2 pour les fers ordinaires du commerce, 1500 et 2000 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 kg/m^2 , impact coefficient 1.3. The permissible tensile stresses were chosen as follows : for ordinary commercial iron 1200 kg/cm^2 , for high-strength constructional steel 1500 and 2000 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.

Dr. Ing. Mörsch) hin. Der Berichterstatter erwähnt zutreffend, dass die

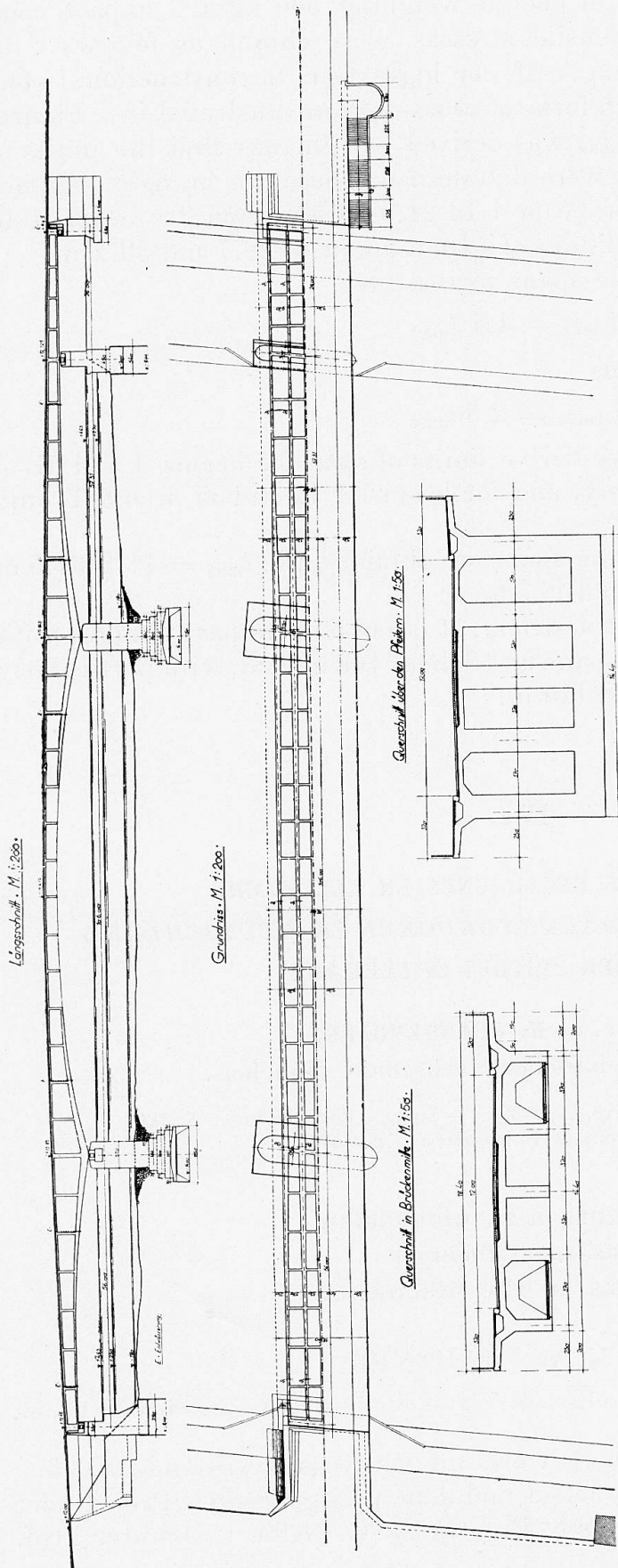


Fig. 1. — Profil en long = Längsschnitt = Longitudinal section.

Vue en plan = Grundriss = Plan.

Coupe au milieu du pont = Querschnitt in Brückennmitte = Cross-section in middle of bridge.

Coupe sur les piles = Querschnitt über den Pfeilern = Cross-section over piers.

weitere Entwicklung von den amtlichen Vorschriften abhängig sei. Die deutschen Bestimmungen vom Jahre 1930, wie die schweizerischen und französischen Bestimmungen sind geeignet, diese Entwicklung zu fördern.

Berichterstatter äusserte Bedenken wegen der Biegunszugspannungen, die in Feldmitte der grossen Oeffnung über 90 kg/cm^2 , über den Stützen über 60 kg/cm^2 betragen.

Die Projektverfasser waren sich dieser Bedenken bewusst. Sie haben sich aus folgenden Gründen darüber hinweggesetzt. Die unvermeidlichen ersten Biegunszugrisse sind für den Bestand ungefährlich und führen nicht zu Angriffen auf die Eisen, die eine reichliche Betondeckung besitzen, oder zu Frostschäden, wenn im übrigen die Eisenverteilung eine vollkommene ist. Diese vollkommene Eisenverteilung

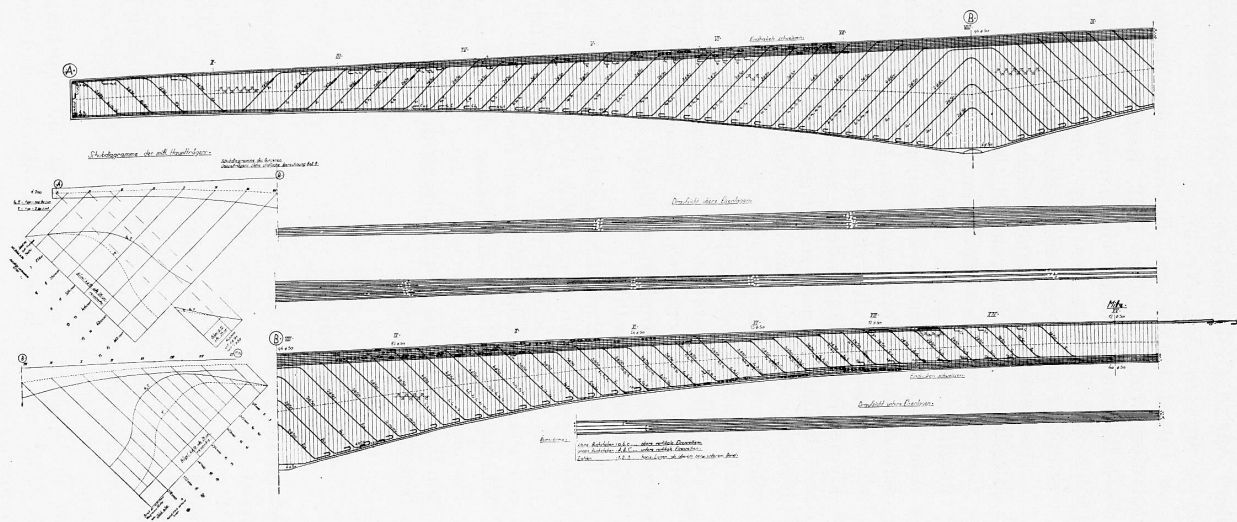


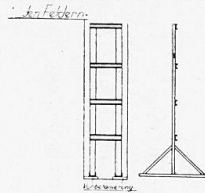
Fig. 2. — Crochets d'extrémité soudés = Endhaken geschweisst = End hooks to be welded.
 Vue en plan des armatures supérieures = Draufsicht obere Eisenlagen = View on the upper iron layers.
 Vue en plan des armatures inférieures = Draufsicht untere Eisenlagen = View on the lower iron layers.
 Diagramme des efforts tranchants sur la poutre principale médiane = Schubdiagramme des mittleren Hauptträgers = Shearing diagrams of middle main girder.

Remarque — Bemerkung — Remark.
 Petites lettres : a, b, c... séries d'armatures verticales supérieures — Kleine Buchstaben : a, b, c... obere vertikale Eisenreihen — Small letters : a, b, c... upper vertical rows of reinforcement.
 Grandes lettres : A, B, C... séries d'armatures verticales inférieures — Grosse Buchstaben : A, B, C... untere vertikale Eisenreihen — Capital letters : A, B, C... lower vertical rows of reinforcement.
 Chiffres : 1, 2, 3... séries d'armatures horizontales, à partir du bord supérieur ou inférieur — Zahlen : 1, 2, 3... horiz. Lagen ab.oberem bezw. unterem Rand — Numbers : 1, 2, 3... horiz. reinforcement from upper or lower edges.

wird besonders durch eine sorgfältige Schubsicherung und Abstandhaltung durch eiserne Reiter erreicht (Vergleiche Abb. Nr. 2).

Aus den Erfahrungen an Eisenbetonbrücken, die mit einer begrenzten Biegungszugspannung konstruiert wurden (Labes 1907, Bestimmungen von 1916), weiss man, dass diese Begrenzung keine Gewähr für Rissesicherheit gibt, wenn nicht gleichzeitig die Deckung der Zug- und der schiefen Hauptzugspannungen eine vollkommene ist.

Montageböcke für die Bewehrung. M. 125.



Über den Stützen.

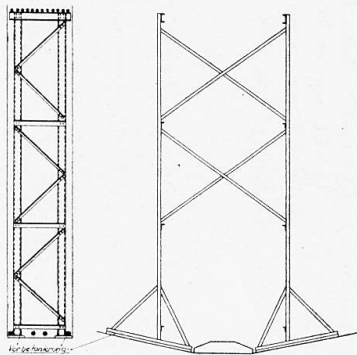


Fig. 3. — Chevalets de montage pour les armatures = Montageböcke für die Bewehrung = Scaffolding for erecting reinforcement.

Dans les panneaux = In den Feldern = In the panels.

Aux appuis = Über den Stützen = Over the supports.

Bei dem hohen Eigengewichtsbeitrag zu den Biegemomenten von 73 bzw. 80 % der Gesamtmomente ist auch eine weitere Sicherung möglich, nämlich die, nach der Ausrüstung die Aussenflächen mit Torkretputz zu versehen. Ausserdem war vorgesehen, an den hohen Wandteilen eine waagerechte Bewehrung aus dünnen Eisen in kleinen Abständen an den Aussenflächen der ganzen Balkenhöhe nach zu verlegen. Es möge noch bemerkt werden, dass das besonders sachverständige Preisgericht keinen Einwand wegen der zu hohen Biegungszugspannungen erhoben hat.

Um Rissebildungen durch den Ausrüstungsvorgang zu vermeiden, wurde das in Abb. 3 dargestellte Betonierungsschema der Lamellenbetonierung gewählt.

Die in dem Bericht Spangenberg bezüglich der Wirtschaftlichkeit gemachten Ausführungen sind meiner Kenntnis nach nicht ganz zutreffend, da der Preis der Stahlbrücke nach der für die Ausführung bestimmten Endlösung dem Preis der Eisenbetonbrücke erheblich näher kam, insbesondere, wenn die Unterhaltung der Eisenbrücke berücksichtigt wird.

Traduction.

Le rapport du D^r Ing. Spangenberg attire l'attention sur l'étape importante que représente le projet primé, établi par la firme Wayss & Freytag (fig. 1, Ingénieur-Conseil D^r Ing. Mörsch) pour le Pont des Trois-Roses, à Bâle; par rapport aux ponts à poutres qui avaient été exécutés jusqu'à maintenant. L'auteur signale à juste titre que le développement ultérieur de ces ouvrages est conditionné par les réglementations officielles. Les Prescriptions allemandes de 1930, de même que les prescriptions suisses et françaises, ne peuvent qu'exercer une action favorable sur ce développement.

L'auteur formule d'ailleurs des objections contre l'adoption de contraintes de flexion atteignant plus de 90 kg/cm² dans la section du milieu de la travée principale, et plus de 60 kg/cm² aux appuis.

Les auteurs du projet prévoient ces objections; ils ont passé outre pour

les raisons qui sont exposées ci-après. Les premières fissures provoquées par les contraintes de traction à la flexion, qui sont inévitables, ne sont pas dangereuses et n'ont nullement pour conséquence une atteinte aux armatures, qui sont munies d'un revêtement de béton suffisant, pas plus qu'un risque de détérioration par le gel, si, par ailleurs, la répartition des armatures est très bonne. On réalise une répartition parfaite des armatures en veillant soigneusement à éviter les efforts tranchants et en assurant le maintien des intervalles au moyen de cavaliers spéciaux en acier (voir figure 2).

L'expérience déjà acquise sur les ponts en béton armé qui ont été construits en admettant de faibles contraintes de traction à la flexion (Labes, 1907. Prescription de 1916) montre que cette limitation n'apporte aucune garantie de sécurité contre la fissuration, si l'on ne prévoit pas en même temps d'assurer la résistance aux contraintes de traction et aux tensions obliques principales, d'une manière parfaite.

Lorsque le poids propre intervient pour une large part dans les moments fléchissants, atteignant 73 ou 80 % des moments totaux, il est également possible de pousser davantage la sécurité, en prévoyant l'aménagement des surfaces extérieures au moyen d'enduit Torkret après le décintrement. On a prévu également, sur les parois accusant une hauteur importante, un dispositif d'armatures horizontales, constituées par des fers de petit diamètre, admettant entre eux de faibles écartements, situées près de la surface extérieure et sur toute la hauteur de la poutre. Il est enfin à remarquer que le jury, constitué par des spécialistes éminents, n'a formulé aucune objection contre les valeurs des contraintes de traction à la flexion, qui n'ont pas été jugées trop élevées.

Suite de la légende de la fig. 4, p. 359.

- Décoffrage - Ausschalen — Removing shuttering.
 Montage des caissons et des cintres métalliques — Caisson-Montage u. Montage des eisernen Lehrgerüsten — Erecting caisson and iron centering.
 Descente des caissons et mise en place des cintres métalliques — Caisson Absenken und Versetzen des Lehrgerüsten — Sinking caisson and adjusting iron centering.
 Remplissage et lissage — Auffüllen, planieren — Filling, levelling.
 Démontage des piles auxiliaires et des cintres métalliques — Abbrechen der Hilfspfeiler und Ausbau des Lehrgerüsten — Dismantling temporary piers and iron centering.
 Revêtement lisse — Glattstrich — Smooth layer of concrete.
 Montage des parapets — Geländer versetzen — Fixing railings.
 Montage des bordures de trottoirs — Randsteine versetzen — Laying curb stones.
 Aménagement des galeries de câbles — Kabelplatten — Covering cable ducts.
 Écoulement des eaux — Entwässerung — Drainage.
 Pose des canalisations, trottoirs — Belag und Leitungen — Paving and piping.
 Mois — Monate — Months.
 Installation du chantier — Einrichtung — Preparatory work.
 Culée A de gauche — Widerlager A links — Abutment A left.
 Culée E de droite — Widerlager E rechts — Abutment E right.
 Pile en eau — Strompfeiler — River pier.
 Pile en terre — Landpfeiler — Land pier.
 Rampe d'accès — Rampe — Ramps.
 Pile auxiliaire de gauche/droite — Links/rechts Hilfspfeiler — Left/right Temporary piers.
 Cintres métalliques — Eisernes Lehrgerüst — Iron centering.
 Travée — Oeffnung — Opening.
 Escaliers d'accès aux culées — Treppe Widerlageranbau — Steps abutment extension
 Bordures des trottoirs — Randsteine — Curb stones.
 Parapets — Geländer — Railings.
 Galeries de câbles — Kabelplatten — Cable duct covers.
 Écoulement des eaux — Entwässerung — Drainage.
 Trottoirs — Belag — Paving roadway.
 Rails — Schienen — Rails.
 Revêtements — Pflaster — Pavement.
 Évacuation — Räumen — Clearing up.
 Programme de bétonnage — Betonierprogramm — Concreting programme.

Pour éviter la formation de fissures au cours du décentrement, on a adopté le mode de bétonnage représenté sur la figure 4, par tranches.

Les indications que comporte le rapport Spangenberg en ce qui concerne le côté économique ne sont, à mon avis, pas entièrement exactes car suivant la solution définitivement adoptée pour l'exécution du pont métallique, le prix s'en rapproche beaucoup de celui du pont en béton armé, surtout si l'on prend en considération l'entretien qu'exige le pont métallique.

Dr. Ing. L. BERGER,
Haifa (trüher München).

Zum Referat von Herrn Prof. Spangenberg sollen noch einige wichtig erscheinende Bemerkungen hinsichtlich der Ausführung weitgespannter vollwandiger Balkenbrücken gemacht werden. Mit dem Wachsen der Spannweiten gewinnt vor allem ein Problem sehr an Bedeutung, nämlich das Unabhängigmachen der Konstruktion beim Betonieren von den ungleichmässigen Setzungen des Lehrgerüsts. Da bei weitgespannten Brücken schon aus wirtschaftlichen Gründen stets an die äusserste Grenze der zulässigen Spannungen gegangen werden muss, ist es besonders wichtig, den eingebrachten Beton frei von unkontrollierbaren Vorspannungen zu halten. Nun nimmt bei weitgespannten Balkenbrücken der Betonierungsvorgang infolge der grossen Querschnittsabmessungen stets einen längeren Zeitraum in Anspruch, sodass die zuerst betonierten unteren Querschnittsteile bereits erhärten, während die höher liegenden Abschnitte noch betoniert werden und mit ihrer Last das Lehrgerüst weiter deformieren. Es ist klar, dass hierdurch Vorspannungen in die Konstruktion hineinkommen, die, da sie auf ganz jungen Beton wirken, besonders schädlich sind und bereits bei der Ausführung grösserer Balkenbrücken zu schweren Rissbildungen geführt haben. Ganz besonders gefährdet ist die Balkenkonstruktion in der unmittelbaren Nähe der Pfeiler und Widerlager. Während diese Pfeiler und Widerlager zumeist verhältnismässig unnachgiebig sind, besitzen die benachbarten Stempel und Holzbalken des Lehrgerüsts eine ausgeprägte Deformierbarkeit, auch dringen die Schwellen oder Pfähle des Lehrgerüsts beim Einbringen des Betons bedeutend tiefer in das Erdreich ein als Pfeiler und Widerlager, sodass hier beim Betonieren besonders ungünstige Verhältnisse entstehen.

Diese Schwierigkeiten beseitigt man am besten dadurch, dass man die Brücke während des Betonierens nicht auf Pfeiler und Widerlager auflagert, sondern diese mit einer Hilfskonstruktion überspannt, die ihrerseits wieder auf dem nachgiebigen Lehrgerüst aufsitzt. Hierdurch erreicht man, dass starre Punkte in der Unterstützungskonstruktion der Brücke während des Betonierens vermieden werden. Nachdem der Beton einigermassen erhärtet ist, wird diese Hilfskonstruktion über Pfeilern und Widerlagern abgesenkt, die Trägerböden ausgeschalt und die Auflagerkörper zwischen Pfeiler und Träger unterbetoniert. Um nun noch die Wirkungen der unregelmässigen Setzungen der Lehrgerüststempel untereinander auszugleichen, kann mit Vorteil von einer Vorbelastung des Lehrgerüsts Gebrauch gemacht werden. Man bringt

durch diese das Lehrgerüst bereits vor dem Betonieren zum Setzen, entfernt dann während des Betonierens diese Vorbelastung wieder und erreicht so, dass die Beanspruchung des Lehrgerüsts während des Betoniervorganges einigermaßen konstant bleibt und schädliche Vorspannungen vermieden werden. Beide Verfahren kamen bei der von der Firma Carl Brandt, Bamberg und unter meiner Leitung erbauten Sophienbrücke in Bamberg zur Anwendung und haben sich in jeder Beziehung praktisch bewährt. Trotzdem bei den Balkenträgern dieser Brücke Betonzugspannungen bis zu 48 kg/cm^2 auftreten, besitzt die Brücke nicht den geringsten feststellbaren Haariss, was zum grossen Teil auf die geschilderten Bauverfahren zurückzuführen ist ¹.

Bei der Frage der Bewehrung der Balkenbrücken hat man den Betonzugspannungen bisher zu wenig Aufmerksamkeit geschenkt. Bei hohen Balkenquerschnitten mit grossen auftretenden Betonzugspannungen genügt es nicht lediglich mit der Zugarmierung die auftretenden Zugkräfte aufzunehmen und die Betonzugzone als gerissen auch aus den statisch-konstruktiven Ueberlegungen auszuschalten. Es empfiehlt sich, um ein Abplatzen der unter der untersten Lage der Bewehrung liegenden Betonschale zu vermeiden, in diese ein weitmaschiges und nach oben verankertes Drahtnetz einzulegen. Da ferner die Betonzugspannungen in Richtung der Höhe des Querschnittes sich bis in die Zonen hinein erstrecken, in denen keine Zugarmierung mehr liegt, so ist es zweckmässig, um etwaige Zugrisse möglichst gleichmässig zu verteilen und Absprengungen zu verhüten, die Seiten des Trägersteiges durch eine Zugarmierung von schwächeren Rundeisen im Abstand von ungefähr 10-30 cm bis zur neutralen Zone hinauf zu bewehren. Diese zusätzliche Längsarmierung bildet zusammen mit der normalen Bügelbewehrung gleichzeitig eine Art Umschnürung und eine Bewehrung des Querschnittes gegen Verdrehungskräfte und ist bis zu einem gewissen Grade mit der von Herrn Lossier in seinem Referat erwähnten transversalen Armierung identisch.

Traduction.

Quelques remarques intéressantes, au sujet de la construction des ponts à poutres pleines à grande portée, semblent devoir être faites à propos du rapport du Professeur Spangenberg. Avec l'augmentation de la portée, il est un problème qui prend une importance capitale, c'est celui que pose l'influence que peut exercer l'irrégularité éventuelle du cintre, au cours du bétonnage, sur la construction définitive. Dans les ponts à grande portée et pour des considérations économiques, on se trouve déjà conduit à adopter la limite extrême des contraintes admissibles ; il est donc de toute importance d'éviter au béton des contraintes initiales qui ne pourraient être l'objet d'aucun contrôle. Le processus de bétonnage demande, avec l'augmentation de la portée et, par suite, des sections, un temps de plus en plus long ; il en résulte que les parties inférieures par lesquelles on commence le bétonnage ont déjà acquis une certaine dureté alors que les parties supérieures sont encore en

1. Dieser Brückenbau ist in der Zeitschrift « Der Bauingenieur », 1932, Heft 21-24 veröffentlicht.

cours de bétonnage et que leur poids propre vient encore apporter de nouvelles déformations à l'ensemble du cintre. Il est évident qu'il ne peut qu'en résulter des contraintes initiales qui sont d'autant plus préjudiciables qu'elles s'appliquent à un béton jeune : on a ainsi pu constater, au cours de la construction de ponts à poutres en béton armé importants, la formation de graves fissures. La partie la plus exposée des ouvrages est d'ailleurs celle qui se trouve au voisinage immédiat des piles et des massifs d'appui. En effet, ces appuis ne peuvent pas se prêter d'une manière générale à une déformation appréciable, alors que les différents éléments de la charpente de bois du cintre sont nettement susceptibles de subir une déformation ; en outre, les montants ou piliers des cintres peuvent s'affaisser dans le sol, sous l'influence du poids croissant du béton au cours de l'opération de bétonnage, dans une mesure beaucoup plus forte que les piles et les massifs d'appui eux-mêmes ; on se trouve donc en présence de conditions particulièrement défavorables.

On peut obvier à ces difficultés, au mieux, en soutenant l'ouvrage, pendant l'opération de bétonnage, non pas sur des piles et massifs d'appui, mais sur une construction auxiliaire prenant appui elle-même sur la charpente non rigoureusement rigide du cintre. On peut ainsi éviter, pendant le bétonnage, la constitution de points fixes dangereux dans les infra-structures de l'ouvrage. Lorsque le béton a pris une dureté suffisante, on descend l'appareil auxiliaire sur les piles et massifs d'appui, on enlève les fonds de coffrage et on procède au bétonnage des parties inférieures des pièces d'appui entre les poutres du pont et les piles. En outre, afin de réaliser une compensation des influences résultant des irrégularités de cintrage, il est avantageux de soumettre ce cintrage à une contrainte préliminaire. Cette disposition permet d'asseoir le cintre avant même l'opération du bétonnage ; on supprime cette contrainte préliminaire pendant le bétonnage et on arrive ainsi à réaliser sur le cintre une contrainte constante, dans une certaine mesure, ce qui permet d'éviter les contraintes initiales dans l'ouvrage lui-même. Ces deux méthodes ont été employées au cours de la construction du pont Sophienbrücke à Bamberg, par la firme Carl Brandt, sous ma direction ; les résultats pratiques se sont montrés satisfaisants à tous points de vue. Quoique dans les poutres de ce pont, le béton soit appelé à supporter des contraintes de traction atteignant jusqu'à 48 kg./cm^2 , aucune fissure, si fine soit-elle, n'a pu être constatée, fait qu'il faut attribuer dans une large mesure aux procédés de construction ci-dessus mentionnés ¹.

En ce qui concerne la question de l'armature des ponts à poutres rectilignes, on a jusqu'à maintenant apporté trop d'attention aux contraintes de traction auxquelles le béton se trouve soumis. Dans le cas des poutres dont la section présente une hauteur importante, et étant donné les contraintes de traction élevées qui entrent en jeu, il ne suffit pas de parer aux efforts de traction au moyen d'armatures de traction et d'éliminer la zone travaillant à la traction de l'étude de l'ouvrage du point de vue statique, en la considérant comme une zone de fissuration. Bien au contraire, il est à recommander, pour éviter le décollement de la couche de béton qui se trouve au-dessous de la partie infé-

1. La construction de ce pont a fait l'objet d'une étude dans la revue « Der Bauingenieur », 1932, n° 21-24.

rieure du système d'armature, de prévoir l'insertion, dans cette couche, d'un grillage d'armature à larges mailles, incurvé vers le haut. Comme de plus les contraintes de traction auxquelles est soumis le béton s'étendent, dans le sens de la hauteur de la section, jusque dans des régions dans lesquelles il n'est pas prévu d'armatures de traction, il est bon, afin de répartir aussi uniformément que possible les fissurations éventuelles de traction et d'éviter les éclatements, de prévoir dans les zones périphériques de l'âme des poutres, des armatures de traction constituées par des fers de petit diamètre, à des écartements de 10 à 30 cm., ces armatures s'étendant jusqu'à la zone neutre. Cette armature longitudinale additionnelle forme, avec les armatures normales à étriers, une sorte de frettage ; la section se trouve ainsi armée contre les efforts de torsion et prend, dans une certaine mesure, un aspect semblable à celui de l'armature transversale dont parle M. Lossier dans son mémoire.

Summary.

An important problem in concreting is the dependence of the reinforced concrete construction on the unequal settling of its supports, particularly on the one hand of the yielding centering, and on the other hand of the rigid pillars and abutments. This dependence, which has occasionally led to the development of serious cracking in the concrete of reinforced concrete bridges, is best prevented by leaving a gap between the bottom of the girders and the top of the pillars, and bridging over the pillars by temporary constructions in such a way that the bridge rests only on the yielding centering when being concreted. Later, after the concrete has set and the temporary constructions have been removed, the abutment members are concreted. Also the centering may be submitted to preliminary loading, in order to compensate for any inequalities in settling. With regard to the question of tensile stresses in the concrete, it is desirable to provide the girder-web, from the tension reinforcement up to the neutral axis, with an additional reinforcement of round iron of small diameter, in order to prevent cracking in the concrete tension zone. It will also be well to lay a piece of wire netting under the lowest part of the iron reinforcement and to support this netting from above. All these methods were adopted in the Sophia bridge at Bamberg, built by Carl Brandt, Bamberg, under the supervision of the author, and have proved highly satisfactory.

IV 3

PONTS A TRAVÉES RECTILIGNES EN HONGRIE
 BALKENBRÜCKEN IN UNGARN
 GIRDER BRIDGES IN HUNGARY

M. GOMBOS,
 Conseiller Ministériel, Budapest.

Voir « Publication Préliminaire », p. 417. — Siehe « Vorbericht », S. 417. — See « Preliminary Publication », p. 417.

Participants à la discussion

Diskussionsteilnehmer

Participants in the discussion :

Dr. Ing. V. MIHAILICH,
 Professor an der Technischen Hochschule, Budapest.

Vor dem Kriege war auf dem Gebiete des Baues von Eisenbetonbalkenbrücken in Ungarn ein grosser Aufschwung bemerkbar. Die im Jahre 1908 gebaute Parkgassen-Brücke in Temesvár (Beton und Eisen 1908. 359), mit einer Spannweite von 38.42 m, war zu jener Zeit die weitestgespannte Eisenbetonbalkenbrücke. Nach ihrer Disposition wurden mehrere Brücken in Ungarn und im Ausland gebaut. Bei den langen Eisenbetonbalkenbrücken wurden zur Minderung der Temperatureinflüsse Gelenke eingeschaltet (Brücke bei Berekböszörmény und bei Tamáshida, Tabelle No. 17 und 19). Sehr zweckmässig erscheint, was die Temperatureinflüsse anbelangt, die Disposition, wie sie bei der Brücke über drei Oeffnungen in Kéménd angewendet wurde (Tabelle No. 16), bei welcher die Endstützungen Rahmen mit verhältnismässig kleinen Dimensionen sind und bestimmte Längenänderungen der Durchläuferbalken gestatten. Die Entwicklung der Vorkriegszeit hatte nach dem Kriege leider keine Fortsetzung, was auf die geographische Umgestaltung des Landes und auf die schwere Wirtschaftslage zurückzuführen ist.

Es sei mir noch erlaubt, zu den Bemerkungen des Herrn Professor Spangenberg folgendes hinzuzufügen : Von einer Rissicherheit der Eisenbetonplattenbalken kann nicht gesprochen werden, weil, wie es die Dresdner und Wiener Versuche beweisen, schon bei viel kleineren Lasten als die Nutzlast, Risse von Haarrisstärke auftreten. Bei den Versuchen im Eisenbetonlaboratorium an der Technischen Hochschule in Budapest wurden die ersten Risse bei $\sigma_c = 342 - 648 \text{ kg/cm}^2$ beobachtet.

Die Versuche haben ergeben, dass auch bei Plattenbalken mit Stahlbewehrung die zulässigen Beanspruchungen beiläufig um so viel erhöht werden können, als die Fließgrenze höher liegt, vorausgesetzt, dass der Beton eine entsprechende Druckfestigkeit hat ($W_{28} \geq 335 \text{ kg/cm}^2$).

Zuletzt möchte ich noch die Aufmerksamkeit auf die Bedeutung der Verwendung von Bauxitzement (Tonerdezement) lenken, die diese für den Bau von Balkenbrücken mit grossen Spannweiten hat. Ein Teil der Probek balken mit Stahlbewehrung, von denen die Rede war, wurde mit Bauxitzement von Tata (Ungarn) hergestellt und die 7 und 3 Tage alten Balken hatten ein höheres Tragvermögen als solche, mit 28 Tage altem hochwertigem Zement hergestellten. Es bedarf wohl keiner weiteren Erörterung, welche Bedeutung es hat, wenn beim Bau von Balkenbrücken grosser Spannweite das Gerüst schon nach einigen Tagen entfernt werden kann.

Traduction.

Avant la guerre, on pouvait constater, en Hongrie, un remarquable développement dans le domaine de la construction des ponts à poutres en béton armé. Le pont de la Rue du Parc, construit en 1908, à Temesvar (Béton und Eisen, 1908, p. 359), avec une portée de 38,42 mètres, était, en son temps, le plus grand pont à poutres en béton armé. Suivant la même disposition, de nombreux autres ponts ont été construits, tant en Hongrie qu'à l'étranger. Pour réduire l'influence de la température, dans les ponts à poutres en béton armé de grande portée, on y a introduit des articulations (Ponts de Berekböszörmény et de Tamashida, tableaux : nos 17 et 19). Pour ce qui concerne les influences de la température, il semble que soit excellente la disposition qui a été adoptée pour le pont à trois travées de Kéménd (no 16 du tableau), dans lequel les appuis d'extrémité sont constitués par des cadres de dimensions relativement faibles, permettant des modifications de longueur déterminées des poutres continues. L'évolution qui se manifestait avant la guerre ne s'est malheureusement pas poursuivie après guerre, ce qu'il faut attribuer aux modifications géographiques subies par le pays et aux difficultés de la situation économique.

Je me permettrai encore d'ajouter les remarques suivantes à celles du Professeur Spangenberg :

On ne peut pas parler en fait d'une sécurité à la fissuration pour les ponts en dalles de béton armé, car, ainsi que les essais de Dresde et de Vienne l'ont montré, il se produit déjà de très fines fissures même pour des charges qui sont de beaucoup inférieures à la charge utile. Au cours des essais qui ont été effectués au Laboratoire de Béton Armé de l'Université des Sciences Techniques de Budapest, on a observé les premières fissures pour :

$$\sigma_c = 342 \text{ à } 648 \text{ kg/cm}^2.$$

Ces essais ont montré que même dans des poutres en dalles de béton avec armatures en acier, les contraintes admissibles peuvent être élevées accidentellement dans une proportion d'autant plus forte que la limite d'écoulement est elle-même plus élevée, à condition que le béton ait lui-même une résistance voulue à la compression ($W_{28} \geq 335 \text{ kg/cm}^2$).

Enfin, je voudrais encore attirer l'attention sur l'importance que présente l'emploi de ciments de bauxite (ciments alumineux) pour la construction de ponts à poutres de grande portée. Une partie des poutres qui ont été soumises

aux essais et qui comportaient des armatures en acier, avaient été exécutées avec du ciment alumineux de Tata (Hongrie) et des poutres vieilles de 7 et de 3 jours accusèrent une résistance plus élevée que celle de poutres en ciment de haute résistance datant de 28 jours. Il est superflu d'insister sur l'importance que ceci présente, lorsque dans la construction de ponts à poutres de grandes portées, on se trouve obligé de démonter les coffrages au bout de quelques jours seulement.

Discussion libre

Freie Diskussion

Free discussion :

L. SANTARELLA,

Professeur à l'École Polytechnique de Milan.

La configuration et la nature du terrain, les caractéristiques de la vallée ou du cours d'eau à franchir ne donnent souvent pas à l'auteur du projet de larges possibilités dans le choix du type de construction à adopter pour le pont.

Le franchissement de vallées profondes ou de cours d'eau souvent encaissés, dans les régions montagneuses, où l'on trouve presque toujours une bonne roche de fondation, peut être réalisé par la disposition en arc, qui est la plus convenable pour un pont.

Les constructeurs italiens, pour peu que ce soit possible, donnent la préférence à l'arc pour des motifs principalement économiques et esthétiques ; toutefois, pour le franchissement de torrents à lit élevé qui, pendant la période des pluies, passent avec violence de l'étiage, avec un débit de peu de mètres cubes par seconde, à des crues très importantes, ou sur des terrains de faible consistance, l'arc ne représente plus la solution la plus favorable, à moins que pour des franchissements de portée réduite on n'ait recours à des flèches fort abaissées. Il n'est souvent pas possible d'abaisser la pente des accès au delà des limites des exigences du trafic routier, la cote du plan routier n'est pas susceptible d'être élevée et souvent la poussée transmise aux fondations par un arc surbaissé dans les terrains généralement incohérents peut créer des doutes sérieux sur la stabilité du bloc de fondation.

Il faut donc faire appel à des dispositions rectilignes. Malgré la préférence pour les arcs, la construction à poutres a eu toutefois, même en Italie, des applications multiples en ce qui concerne forme, dimensions et caractéristiques statiques.

La technique moderne s'oriente vers une utilisation plus poussée des hautes propriétés des matériaux en ciment et vers des méthodes de fondation perfectionnées, qui permettent des formes structurales légères et solidaires.

Là où les conditions de stabilité et de résistance sont bonnes, la faveur va à la poutre continue qui normalement est limitée à trois ou quatre travées, rarement plus, et qui se répète un certain nombre de fois jusqu'au franchissement de la largeur totale du cours d'eau, avec les joints nécessaires pour la

dilatation élastique et thermique et pour le retrait. Les ponts de ce genre présentent presque toujours, en plus de la continuité de la poutre sur un certain nombre de travées, la solidarité avec les piles. Les diverses travées arrivent

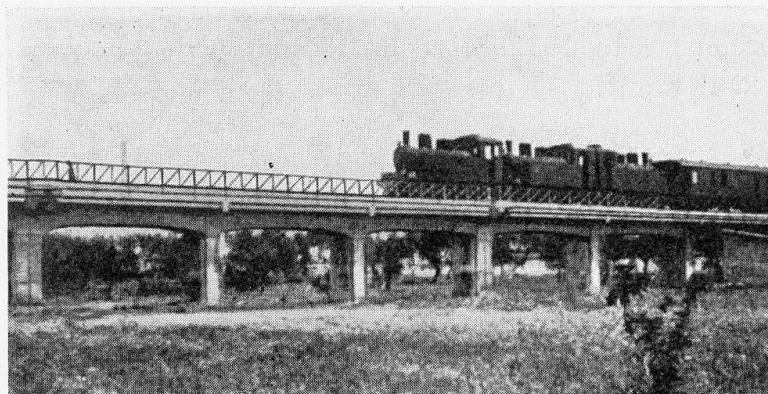


Fig. 1. — Pont-viaduc de Bari = Brücke bei Bari = Bridge at Bari.

ordinairement jusqu'à des ouvertures de 20 à 25 m., quelquefois même au delà.

Même dans les ponts en arc, en général, les accès sont constitués par des travées rectilignes continues et solidaires des piles.

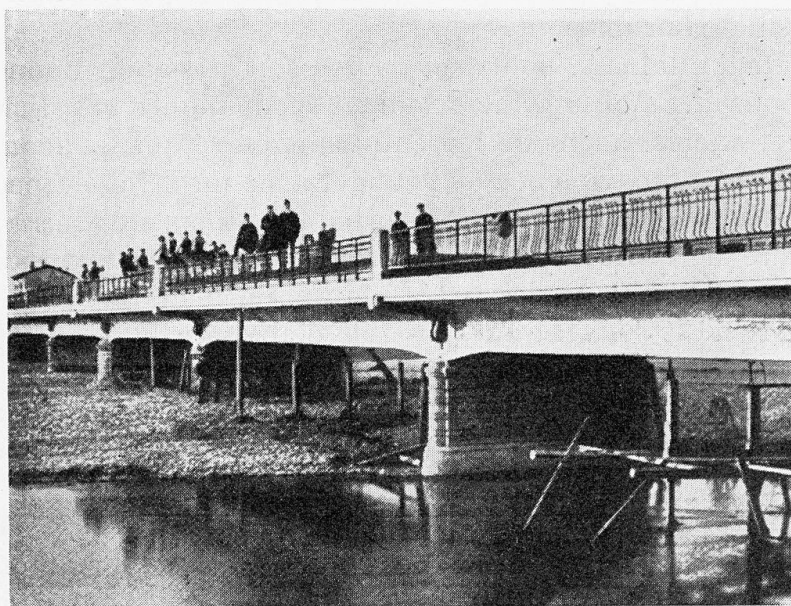


Fig. 2. — Pont de Mozzanica sur le Serio
= Brücke bei Mozzanica über den Serio = Bridge at Mozzanica over the Serio.

Parmi les ponts italiens à poutres nous citerons le pont-viaduc de Bari (fig. 1) pour les Chemins de fer de Calabro-Lucans, le pont étant constitué par des groupes de trois travées chacun, continues et solidaires des piles. Nous mentionnerons en outre le pont de Mozzanica sur le Serio.

Ce pont (fig. 2) de 145,70 m. de portée, est divisé en trois groupes de trois

travées, dont chacune constitue une poutre continue ; ouvertures 15,25 m., 18,40 m., 15,25 m. Le tablier a 7,50 m. de large et est porté par 4 nervures principales.

Le pont sur le Fiuzzo (fig. 3), par contre, est un viaduc comportant une

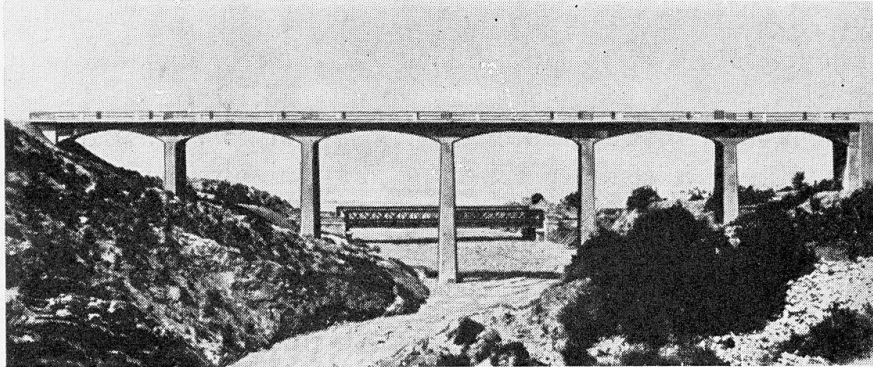


Fig. 3. — Pont sur le Fiuzzo = Brücke über den Fiuzzo = Bridge over the Fiuzzo.

seule poutre à six travées, dont les deux travées de rive ont 14,80 m. et les autres 16,80 m. d'ouverture.

La poutre a deux nervures principales seulement, portant un tablier de 6,00 m. ; elle a un moment d'inertie variable et elle est solidaire des piles qui

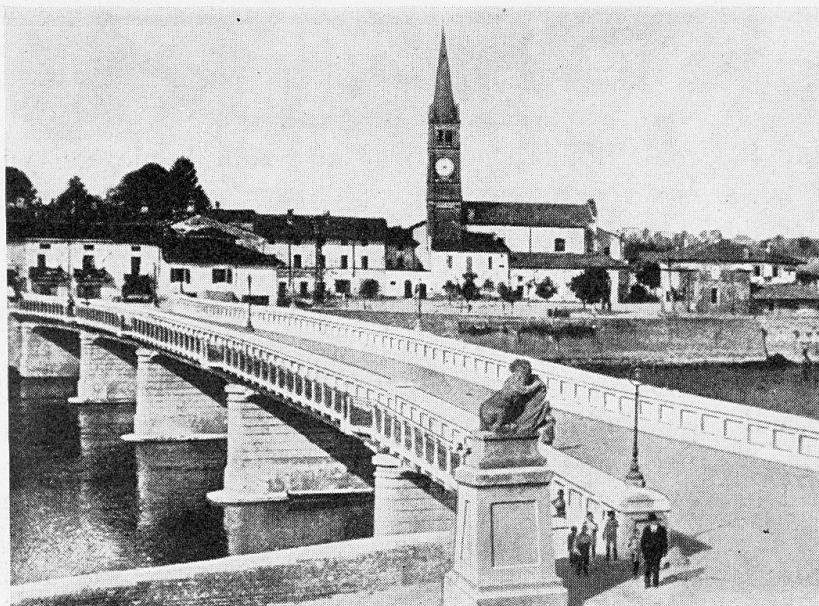


Fig. 4. — Pont sur l'Adda à Pizzighettone
= Addabrücke bei Pizzighettone = Bridge over the Adda at Pizzighettone.

sont fort sveltes. La dilatation thermique de la poutre est permise précisément par cette sveltesse des piles et par des appuis pendulaires disposés sur les culées.

Ce sont les types de pont avec palier supérieur qui sont les plus usités en Italie.

Plus rarement, on adopte les types de pont avec palier intermédiaire ou inférieur porté par deux poutres maîtresses formant parapet; ces dispositions sont plus coûteuses que les types à palier supérieur.

Le pont sur l'Adda à Pizzighettone (fig. 4) est constitué par des poutres-parapets avec tablier supérieur large de 8,00 m. et s'élargissant à 12,00 m. vers les accès. La portée totale du pont est de 126,40 m., les deux travées de rive sont indépendantes et mesurent 24,00 m. d'ouverture tandis que les trois travées centrales sont de 25,70 m., 27,00 m., 25,70 m.

En Italie on a largement adopté aussi les poutres encastrées là où le terrain a été jugé apte à réaliser un banc d'appui absolument immobile. Ce sont des types moins intéressants que les poutres simples, si l'on tient compte que généralement les culées doivent être fort développées et exigent un échafaudage suffisamment robuste.

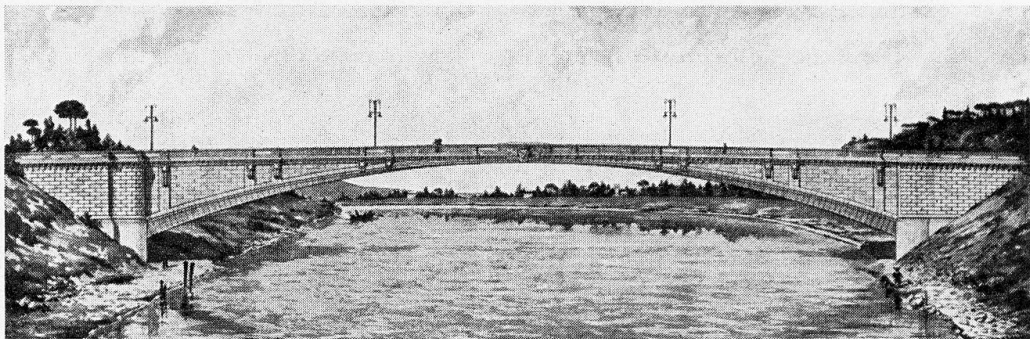


Fig. 5. — Ponte del Risorgimento à Rome.

Le pont sur le canal Boicelli constitue un exemple de ce type, avec une ouverture de 20,00 m. et engagement de 8,00 m. dans la terre. Les nervures sont au nombre de 7 et supportent un palier de 11,00 m. de large.

Parmi les types à poutres encastrées aux extrémités et solidaires avec les culées, nous pouvons considérer aussi les ponts en arc fortement surbaissés solidaires du palier. Les ponts à structure cellulaire constitués par des parois minces verticales longitudinales en ciment armé reliant deux dalles, dont la première ou dalle d'extrados forme le plan de la chaussée et la seconde ou dalle d'intrados est fortement surbaissée, peuvent être comparés à des poutres encastrées à leurs extrémités avec un moment d'inertie variable. Un pont célèbre, construit d'après ce type, est le Ponte del Risorgimento à Rome (fig. 5), avec une portée de 100 m., et une flèche de 10 m., et un rapport d'un dixième; d'autres applications en ont été faites en Italie, avec des portées moindres, mais plus surbaissées encore. Je cite ce pont qui est relativement vieux; il a été construit pour l'exposition de Rome de 1910; il est encore aujourd'hui le pont en béton armé le plus important de ce genre.

Ce sont des dispositions dans lesquelles la solidarité entre les diverses parties est fort appréciable. Nous citerons le pont sur le Busento à Cosence (fig. 6) avec une portée de 37 m. et une flèche de 2,40 m. et un rapport de 1 à 15 environ. Enfin le pont, encore plus svelte, de Calvene (fig. 7) sur l'Astico avec 34,50 m. de portée et 2,00 m. de flèche. Ce pont fort léger, construit en

1908 suivant le projet du Prof. Danusso est le pont le plus surbaissé d'Italie, avec un rapport de 1 à 17 environ. Ce sont des types de ponts constitués par des poutres de portée limitée, simplement appuyés sur des pilotis en ciment armé, enfoncés à refus, et dont les têtes sont connectées par une traverse sur laquelle des montants en diagonale supportent le plan d'appui des poutres,

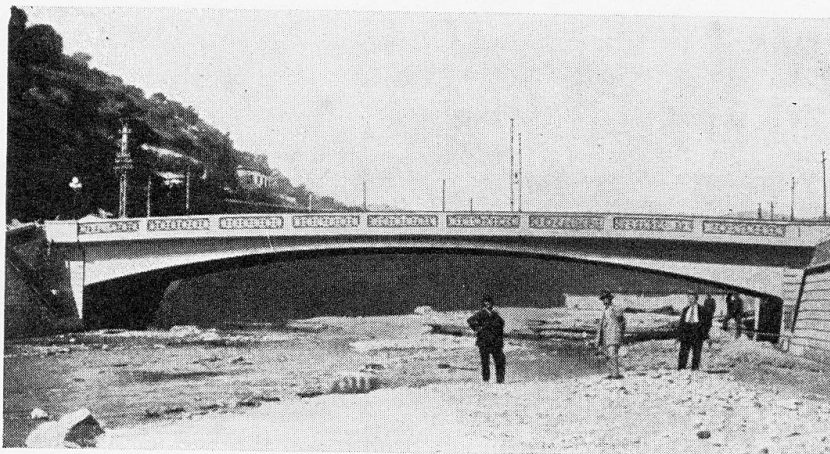


Fig. 6. — Pont sur le Busento à Cosence
= Busentobrücke bei Cosenza = Bridge over the Busento at Cosenza.

qui sont particulièrement répandus dans les régions d'assainissements de terrains. En fait, la conception est extrêmement simple, voire même élémentaire.

Par suite de la mobilité de certains terrains non cohérents, de formation

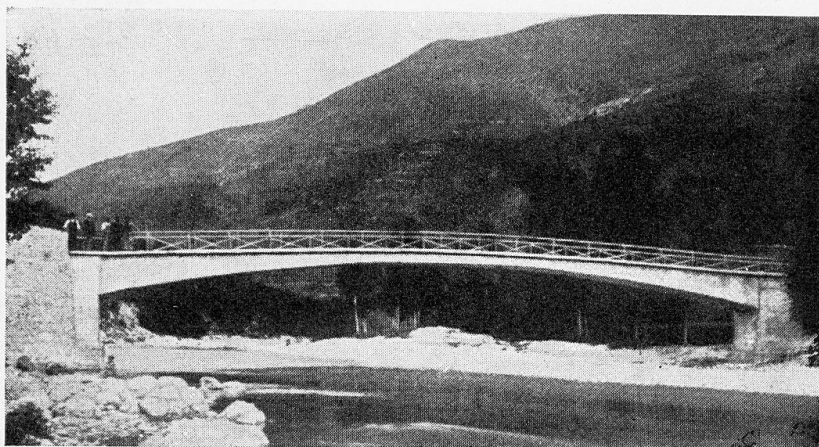


Fig. 7. — Pont de Calvene sur l'Astico = Asticobrücke bei Calvene
= Bridge over the Astico at Calvene.

récente, et en vue d'obtenir des structures portantes de peu de hauteur avec des fondations d'exécution rapide, les ponts de ce genre se sont montrés fort intéressants et économiques, surtout dans les régions d'assainissement de terrains.

Quand il s'agit de portées plus importantes, le support par de simples pilotis cède la place à la pile massive et la poutre cesse d'être intéressante. Pour rester dans les limites économiques convenables, on pourra réaliser des solu-

tions plus favorables avec des poutres en porte-à-faux, des poutres à articulations statiquement déterminées.

Le pont de Bondanello sur le Secchia (fig. 8) comporte trois travées de 20,10 m. chacune ; le tablier de 7 m. de large est porté par des poutres-para-pets indépendantes qui, afin de réaliser une légèreté maximum, ont un con-



Fig. 8. — Pont de Bondanello sur le Secchia
= Secchiabrücke bei Bondanello = Bridge over the Secchia at Bondanello.

tour supérieur parabolique et sont perforées comme des poutres à treillis à mailles. Les piles sont, elles aussi, rendues plus légères grâce à des cavités internes, de sorte qu'on peut les considérer comme formées par deux piles por-

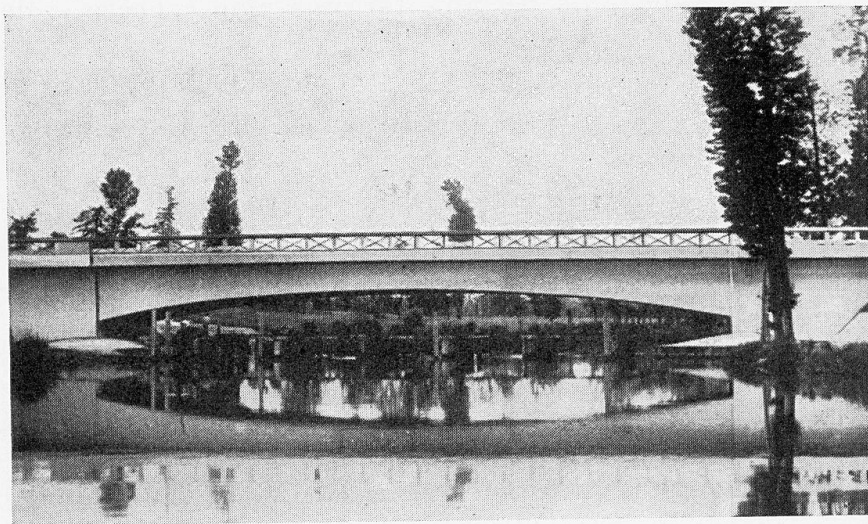


Fig. 9. — Pont sur le Lambro à Melegnano = Lambrobrücke bei Melegnano
= Bridge over the Lambro at Melegnano.

tantes, connectées entre elles par une dalle. Les fondations ont été exécutées avec des caissons en ciment armé.

Nous citons encore le pont sur le Lambro à Melegnano (fig. 9) avec portée de 35 m., à structure légère réalisée en prolongeant la poutre entre les relevés d'appui avec des consoles lestées, qui réduisent les moments de flexion positifs en produisant des moments négatifs sur les appuis.

Le pont de Melegnano a un tablier de 12 m. de large et est porté par 7 nervures principales avec dalle inférieure seulement en correspondance avec les appuis ; la saillie des parties en porte-à-faux est de 9 m. ; les appareils d'appui sont du type pendulaire en béton armé. La ligne esthétique de ce pont est satisfaisante.

Le pont de Gjoles (fig. 10) en Albanie sur la route Durazzo-Scutari, que



Fig. 10. — Pont de Gjoles en Albanie = Brücke bei Gjoles in Albanien
= Bridge at Gjoles in Albania.

nous citons ici, du fait qu'il a été construit par une entreprise et par des techniciens italiens, a une travée centrale de 42 m. et deux travées en porte-à-faux de 15 m., le tablier de 7 m. est soutenu par deux nervures principales seulement. Les saillies sont lestées dans la partie extrême seulement. Les appareils d'appui sont en acier fondu. Le terrain très mauvais de la région où il

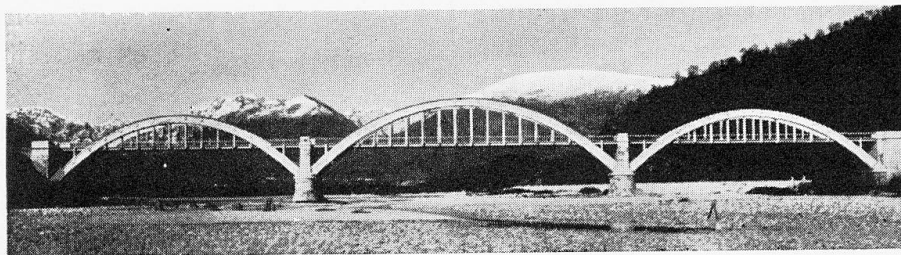


Fig. 11. — Pont de Sequals sur le Meduna
= Medunabrücke bei Sequals = Bridge over the Meduna at Sequals.

fallait construire le pont, a conduit à adopter la disposition statiquement déterminée ; en outre, pour parer à l'impétuosité des crues, on a prévu une grande travée centrale de 42 m. Les fondations des deux piles ont été réalisées avec deux palpanches en fer enfoncées jusqu'à 18 m. de profondeur, avec des pilotis en béton armé à l'intérieur des palpanches et coulée de béton dans la partie supérieure à une hauteur de 3 m.

Dans les pont-canaux on a beaucoup appliqué les structures rectilignes, la section du canal constituant la structure portante.

Nous citerons entre tous le pont-canal sur le Brembo près de Filago. Ce pont-canal comporte 31 travées de 15 m. chacune qui couvrent la large dépression de la vallée, et un arc de 56 m. de corde qui franchit le lit du fleuve. Les poutres sont soutenues par des chevalets qui se dédoublent entre chaque paire de travées pour former le joint de dilatation, la poutre portante est constituée par les parois du canal, hautes d'environ 2 m. et qui sont continues sur trois appuis et solidaires des chevalets, eux-mêmes fort sveltes.

On a construit aussi des ponts à poutres à treillis avec mailles triangulaires et quadrangulaires, imitant les types analogues de structures métalliques, poutres paraboliques et poutres Vierendeel, mais leur application en Italie a été restreinte à cause du coût élevé du fer et des coffres en bois en comparaison du béton.

Ce rapide aperçu des formes de ponts à poutres les plus usitées en Italie

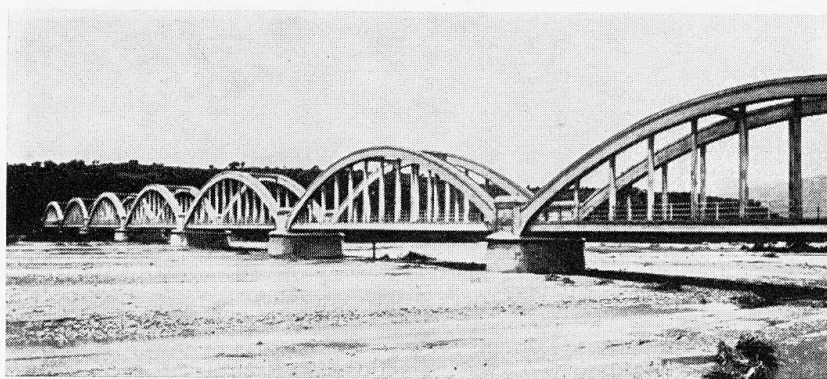


Fig. 12. — Pont sur le Lao à Cosence = Laobrücke bei Cosenza
= Bridge over the Lao at Cosenza.

doit être complété par quelques mots sur les ponts à arcs supérieurs avec poussée éliminée et palier suspendu. Ces types de ponts sont comparables aux types à poutres, du fait qu'ils présentent aux assises des réactions verticales.

Nous rappellerons quelques ouvrages récents exécutés en Italie pour des franchissements pour lesquels, à cause de la petite différence de niveau entre le plan routier et les eaux, il n'a pas été possible de disposer l'arc en dessous du palier. Le pont de Sequals (fig. 11), sur le torrent Meduna, a un palier intermédiaire avec trois arcs à poussée éliminée avec trois ouvertures de 46,20 m., 56,00 m., 46,20 m. respectivement.

Le pont sur le torrent Lao (fig. 12), dans la province de Cosence, est un viaduc de près de 300 m. de longueur, avec sept travées ayant chacune 40 m. d'ouverture, largeur de palier 5,20 m.

Le pont sur le torrent S. Bernardino à Intra est un pont ferroviaire, à une seule travée, et constitue l'ouvrage le plus important exécuté en Italie parmi ces types, puisqu'il mesure 74 m. de corde et 15,60 m. de flèche. La section de l'arc est en double T; les tirants qui soutiennent le palier ont 4 m. d'entreaxe et $0,40 \times 0,50$ m. de section.

Les ponts de ce type demandent en général une armature métallique impor-

tante, supérieure à celle des ponts à arc sous-jacent ou à simples poutres. On dispose d'excellents bétons de ciment à des coûts relativement plus bas en Italie qu'en d'autres pays, mais le fer coûte plus cher, devant être importé. Pour ce motif, les structures en béton armé les plus répandues en Italie sont celles où prévalent les efforts à la compression.

Les ponts avec arcs supérieurs et poussée éliminée sont plus coûteux en Italie ; les simples poutres rectilignes coûtent moins et les types à arcs sous-jacents sont plus économiques.

De notre expérience il résulte que, considérant trois ponts à construire dans des conditions comparables, le premier à arcs supérieurs et poussée éliminée,

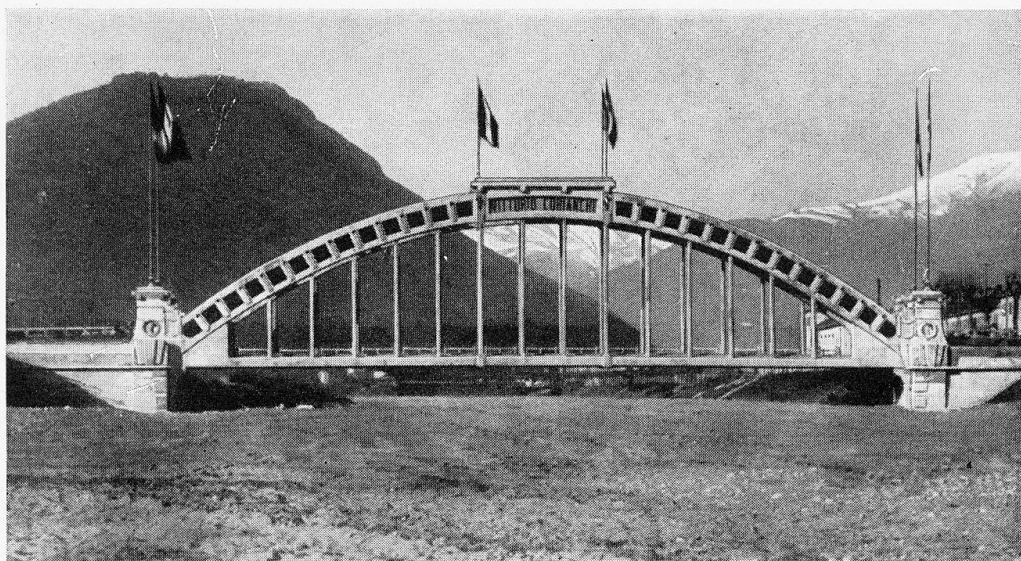


Fig. 13. — Pont ferroviaire à Intra = Eisenbahnbrücke bei Intra = Railway bridge at Intra.

le second à poutres rectilignes avec ouverture relativement limitée, le troisième à arc au-dessous du palier, la quantité de fer d'armature rapportée au mètre cube de béton est représentée par des valeurs dont le rapport est, grossièrement, 3 : 2 : 1. Cela nous conduit à penser que les dispositions à réactions exclusivement verticales seront à adopter après examen de la solution à arcs poussant sur les culées, et après que cette solution aura été écartée pour des raisons qui évidemment pourront être très différentes d'un cas à l'autre.

Il est certain que les poutres en béton armé ont fait de rapides progrès en ces dernières années, soit comme forme, soit comme dimensions et comme technique.

Les applications que nous avons mentionnées ci-dessus ne sont certes ni seules ni définitives.

La confiance dans les produits excellents que la technologie du ciment est aujourd'hui à même de fournir permet la construction de poutres de plus en plus importantes et audacieuses qui pourront rivaliser, même économiquement, avec les dispositions, plus répandues, à arcs situés en dessous du palier.

Résumé.

De nombreuses applications de dispositions à poutres ont été faites en Italie pour ponts charretiers et ferroviaires, pour passerelles pour piétons, pour ponts-canaux et pour aqueducs. Ce sont des poutres simples ou continues, solidaires des piles, poutres encastrées ou poutres en porte-à-faux. Les applications les plus nombreuses, cependant, ont été réalisées avec les dispositions à ouvertures relativement limitées et lorsque les conditions de franchissement ne permettent pas la disposition en arc, qui en Italie se montre presque toujours plus intéressante au point de vue économique.

L'auteur cite certains des ouvrages les plus caractéristiques exécutés en Italie.

Zusammenfassung.

Zahlreiche Anwendungen der Balkenkonstruktionen sind in Italien gemacht worden für Strassen- und Eisenbahnbrücken, Uebergänge, Kanalbrücken und Aquadukte. Es sind einfache oder durchgehende, mit den Pfeilern solidarische Balken, eingespannte oder überhängende Balken. Die grösste Verbreitung ist jedoch erreicht worden durch die Konstruktionen mit verhältnissmässig kleinen Spannweiten und wo die Uebergangsverhältnisse die Bogenkonstruktionen nicht zulassen, welche letztere in Italien fast immer wirtschaftlich vorteilhafter ist.

Der Verfasser illustriert einige der am meisten charakteristischen in Italien ausgeführten Werke.

Summary.

Girder structures have been adopted in Italy in numerous cases for road and railway bridges, foot bridges, canal bridges, and aqueducts. They are simple or continuous girders solid with the pillars, and of the encasté or cantilever type. The widest extension has, however, been attained by structures of relatively small span and where the various crossing conditions did not admit of the arch structure, which is nearly always the most economical to adopt in Italy.

The author illustrates some of the most characteristic works carried out in Italy.

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

Mit Herrn Professor Mihailich stimme ich darin überein, dass in Plattenbalken feine Risse nicht vermieden werden können. Die Erfahrung hat gezeigt, dass solche Risse unbedenklich sind. Erwünscht wäre aber die Klärung der Frage, wie weit man die Beanspruchung des Betons und des Eisens in Plattenbalkenbrücken erhöhen darf, ohne dass die unvermeidlichen Zugrisse eine schädliche Grösse erreichen.

Herr Professor Mautner hat insofern Recht, dass die Begrenzung der Biegezugspannung allein keine Gewähr gegen das Auftreten schädlicher Risse bietet. Vielmehr muss ausserdem dafür gesorgt werden, dass ein Beton von entsprechend hoher Qualität im Bauwerk verwendet wird; gerade daran hat es wohl früher oft gefehlt.

Die von Herrn Professor Mihailich angeführten Versuche an Plattenbalken mit Bewehrung aus hochwertigem Stahl bestätigen meine Auffassung, dass man die rechnermässige Beanspruchung solcher Bewehrungseisen in Plattenbalken bis etwa 1600kg/qcm. erhöhen können, wenn gleichzeitig ein hochwertiger Beton mit einer Würfelfestigkeit von etwa 300kg/qcm (im Alter von 28 Tagen) verwendet wird.

Aus den Ausführungen des Herrn Professor Mautner habe ich mit Interesse entnommen, dass man bei dem preisgekrönten Eisenbetonentwurf für die Dreirosenbrücke in Basel der Frage der Biegezugrisse Beachtung geschenkt und besondere Massnahmen dagegen ins Auge gefasst hat. Aus den Veröffentlichungen über den Wettbewerb war dies ebensowenig zu entnehmen wie die von Herrn Professor Mautner gemachte Mitteilung, dass die Kosten der mit dem ersten Preis ausgezeichneten Stahlbrücke nach der für die Ausführung bestimmten Endlösung den Kosten der Eisenbetonbrücke erheblich näher gekommen sind, als sich aus dem von mir angeführten Vergleich der Wettbewerbsentwürfe ergeben hat.

Traduction.

Je suis d'accord avec le Professeur Mihailich pour estimer qu'il est impossible d'éviter la formation de fines fissures dans les ponts à poutres. L'expérience a montré qu'il n'y avait pas à se formaliser de telles fissures. Il serait toutefois bon de savoir dans quelle mesure il est possible de pousser les contraintes assignées au béton et aux fers dans les ponts à poutres, sans avoir à craindre que ces fissures ne prennent une importance dangereuse.

Le Professeur Mautner estime à juste titre que la limitation des contraintes de traction à la flexion seules ne peut apporter aucune garantie contre l'apparition de fissures dangereuses. Il est beaucoup plus intéressant à ce sujet de s'efforcer d'utiliser, dans les ouvrages, des bétons de qualité élevée et c'est précisément par là que l'on a péché assez souvent jusqu'à maintenant.

Les essais effectués par le Professeur Mihailich, sur des poutres comportant des armatures constituées par des fers à haute résistance confirment mon point de vue, suivant lequel la contrainte calculée peut être poussée dans les armatures constituées avec de tels aciers, jusqu'à environ 1600 kg/cm², si, en même temps, on adopte un béton à haute résistance, admettant une résistance, sur le cube, d'environ 300 kg/cm², après 28 jours.

J'ai relevé avec le plus grand intérêt, dans les indications fournies par le Professeur Mautner, que dans le projet de construction en béton armé, d'ailleurs primé, pour le pont des Trois-Roses, à Bâle, cette question de la fissuration sous l'influence des contraintes de traction à la flexion avait eu toute l'attention qu'elle mérite et que des dispositions spéciales avaient été envisagées.

Ce qui a été publié au sujet de la mise au concours ne le laissait pas prévoir, pas plus qu'il n'était à penser, ainsi que l'indique M. le Professeur Mautner, que le prix du pont métallique correspondant au projet qui a obtenu le premier prix serait, d'après la solution adoptée, notablement plus voisin du prix du pont en béton armé, que ne le faisait prévoir la comparaison que j'avais faite moi-même entre les projets apportés à la mise au concours.

E. HINSTIN,

Ingénieur-Conseil, Paris.

Des ponts en bow-string du système Vierendeel (en poutres à échelles), ont été également établis en France.

Notre projet présenté au concours pour la reconstruction du pont suspendu de Quincy (Cher) a été exécuté en 1925-26. Il comprenait 3 travées indépendantes de 33 m. de portée, constituées par des poutres maîtresses à membrure supérieure parabolique (flèche 6 m.) et à membrure inférieure rectiligne réunies par des montants verticaux encastres dans les membrures et, dans ce but, épanouis et évidés en haut et en bas.

Les bases du calcul sont simples sous le bénéfice des hypothèses suivantes :

a) On admet que les moments secondaires d'encastrement se répartissent entre les deux membrures proportionnellement à leurs moments d'inertie propres, ce qui conduit à donner à l'arc une section octogonale inscrite dans un rectangle aplati et à employer du béton de haute résistance ou même du béton fretté pour la membrure supérieure.

b) On admet que la membrure inférieure étant tendue, les aciers seuls interviennent dans le calcul du moment d'inertie.

c) On admet que, le point de chaque montant où le moment fléchissant est nul étant déterminé comme indiqué ci-dessus, les moments fléchissants varient linéairement.

Ces hypothèses conduisent à un tablier extrêmement léger d'aspect et de poids réduit. Cependant ces tabliers présentent une grande rigidité.

A QUINCY (chaussée de 5.00 m., trottoirs garde-roues de 0,30 m. intérieurs et de 1,00 m. en encorbellement) on a procédé à des essais sur une travée coulée depuis 95 jours en chargeant les trottoirs et caniveaux à 560 kg/m² en plaçant sur la chaussée 2 rouleaux compresseurs de 20 T et des camions et piétons dans tout l'espace libre. La flèche mesurée fut de 2,4 mm. On a calculé que cette flèche correspondait à un ensemble de sollicitations représentant les 4/5 de celles produites par les charges totales réglementaires maxima d'après lesquelles le tablier avait été calculé. Ces charges maxima auraient donc donné une flèche de 3 mm., soit 1/11.000 de la portée du pont. Des essais de charges roulantes, par une file de 3 camions pesant chacun 10 T et lancés à 60 km/h n'ont rien donné, les appareils enregistreurs présentant des oscillations non mesurables (de l'ordre de l'épaisseur du trait de la plume enregistreuse).

Un pont du même type a été construit en 1926-27 à BRUERE (Cher) avec trois travées de 28,00 m. Les piles avaient été établies avant la guerre pour recevoir un tablier à poutres droites à une seule voie charretière. Elles avaient été mal implantées (écarts de 0,50 m. entre les portées des travées). Elles ont été

suffisantes pour recevoir des travées à poutres Vierendeel pour deux voies charretières (chaussée 5,00 m.) et larges trottoirs en encorbellement en raison du faible poids des tabliers projetés par nous.

Une passerelle pour piétons du même type a également été exécutée sur nos plans au-dessus du canal de navigation à CALAIS. Elle a 28 m. de portée. Sa légèreté a permis de la faire reposer sur des culées constituées simplement par 4 poteaux prolongeant des pieux et formant un pylone carré qui supporte les escaliers d'accès. L'économie a été de plus de 30 % par rapport au projet primitif (tablier encastré avec massifs d'escalier formant contrepoids).

D'après de nombreuses études faites par nous pour des tabliers de 20 à 80 mètres de portée, nous estimons que les bow-string type Vierendeel, avec trottoirs en encorbellement, constituent la solution de beaucoup la plus économique pour les portées moyennes comprises entre 25 mètres et 42 mètres environ ou peut-être 50 mètres.

Les poutres droites sont intéressantes pour les faibles portées, les arcs soutendus reprennent l'avantage pour les très grandes portées.

Dr. Ing. e. h. H. SCHMUCKLER,
Beratender Ingenieur, Berlin.

Die von Prof. Spangenberg gezeigten weitgespannten Eisenbeton-Balkenbrücken sind zum grössten Teil gut und wohl auch wirtschaftlich. Dagegen erscheinen diejenigen Balkenbrücken grösserer Spannweite, bei denen zur Verringerung der positiven Momente, besondere, als Gegengewicht wirkende Oeffnungen zur Ausführung kommen, ungeeignet und dürften wohl konstruktiv und wirtschaftlich nicht zweckmässig sein.

Auch Köpeke hat, wenn auch zu einem anderen Zweck und in einer anderen Lösung beim « Blauen Wunder » in Dresden Gegengewichte angewendet, ohne dass sein Beispiel Nachahmung gefunden hätte.

Noch weniger geeignet ist aber die Konstruktion gegliederter Balkenbrücken in Eisenbeton, wie sie Herr Lossier gezeigt hat.

Derartige Gitterkonstruktionen sind dem Sinn des Eisenbetons geradezu entgegengesetzt. Jedenfalls ist es reichlich kühn, Zugglieder in Gitterbrücken aus Eisenbeton herzustellen und das von Lossier gezeigte Beispiel der Brücke Lafayette in Paris lässt mit aller Deutlichkeit das fehlerhafte dieser Art Eisenbetongitter-Konstruktionen erkennen. Sämtliche Zugdiagonalen sind in Abständen von ca. 50 cm durch Querrisse zerstört, wie es ja nicht anders erwartet werden konnte. Aehnlich ist es auch, wenn nicht gleich stark, bei den Untergurten; und dies nach nur 4-jährigem Betrieb der Brücke! Der deutsche Eisenbetonbau ist auf diesem Gebiete den französischen Kollegen nicht gefolgt und auch die Franzosen werden wohl bald diese abwegige Konstruktionsart verlassen.

Traduction.

Pour la majorité, les ponts à poutres en béton armé à grande portée dont fait mention le Professeur Spangenberg sont intéressants, tant du point de vue

béton que du point de vue économique. Cependant, ceux qui présentent les plus grandes portées et dans lesquels, pour obtenir la réduction des moments positifs, on a en particulier fait appel à l'action des contrepoids, constituent des solutions moins heureuses et moins intéressantes.

Köpcke a lui-même employé la solution du contrepoids, à Dresde, dans le « *Blaues Wunder* », à vrai dire dans un autre but et sous une forme un peu différente, mais son exemple n'a pas été suivi.

Il semble enfin que la solution des ponts à poutres en béton armé à treillis divers, telle que la mentionne M. Lossier, paraît encore moins heureuse.

Ces dispositions réticulées diverses sont complètement opposées aux conditions normales d'application du béton armé. D'ailleurs, il est franchement téméraire de prévoir des éléments tendeurs dans les ponts en treillis en béton armé et l'exemple cité par Lossier, le pont Lafayette à Paris, met très nettement en évidence l'erreur que constitue cette conception du treillis en béton armé. Toutes les diagonales de tension présentent en effet des fissures à des intervalles d'environ 50 cm, ainsi d'ailleurs qu'il fallait s'y attendre. Il en est de même, quoiqu'à un degré moindre, en ce qui concerne les membrures inférieures, et cela moins de 4 années après la mise en service du pont. Les constructeurs français ne suivent pas, dans ce domaine, les méthodes adoptées par les constructeurs allemands de béton armé, mais ils abandonneront certainement bientôt cette fausse route.