

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

**Band:** 1 (1932)

**Artikel:** Ponts à travées rectilignes en Allemagne

**Autor:** Spangenberg, H.

**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-459>

### **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>**

3600 kg/qcm eine grösste Zugspannung von 1600 kg/qcm zu Grunde gelegt, wobei für die Spannungsberechnung die Zahl  $n = 15$  angenommen ist.

Praktische Erfahrungen über so stark auf Biegung beanspruchte Eisenbetonquerschnitte liegen wohl nicht vor und es müsste noch geprüft werden, ob die unvermeidlichen Zugrisse im Beton dabei nicht etwa eine unzulässige Grösse erreichen. Einen gewissen Masstab für die Beurteilung dieser Frage erhält man ja, wenn man nach Stadium I (mit  $n = 15$ ) die Biegezugspannung  $\sigma_{bz}$  des Betons berechnet. Bei den 3 deutschen Ausführungen gehen die Werte  $\sigma_{bz}$  bis zu etwa 50 kg/qcm. Dagegen ergibt sich bei dem Basler Entwurf für den Stützenquerschnitt  $\sigma_{bz} = 63$  kg/qcm und für den Querschnitt in der Mitte der grossen Oeffnung  $\sigma_{bz} = 92$  kg/qcm. Am Stützenquerschnitt wird die Zugzone durch die oben liegende Fahrbahnplatte in vorteilhafter Weise vergrössert, während im Untergurt des durch positive Momente beanspruchten Plattenbalkenquerschnittes die Verhältnisse besonders ungünstig liegen. Eine Erhöhung erfahren die errechneten Werte  $\sigma_{bz}$  noch durch die primären Schwindspannungen, die bei den starken Bewehrungen erheblich sind. Bedenkt man, dass sich mit den heute am Bau herstellbaren besten Betonsorten plastischer Konsistenz wohl kaum höhere Biegezugfestigkeiten als etwa 50 kg/qcm erreichen lassen, so erscheint es fraglich, ob man so hohe Biegebeanspruchungen des bewehrten Betons zur Zeit für Brückenbauten zulassen soll. Da die Abmessungen der Betonquerschnitte und damit das Eigengewicht sehr stark von den zulässigen Betonbeanspruchungen beeinflusst werden, so wird von der Entscheidung über diese Frage auch die Grenze der Spannweite sehr abhängig sein, bis zu der man Eisenbetonbalkenbrücken zur Zeit konstruktiv einwandfrei und mit wirtschaftlichem Erfolg ausführen kann. Ausserdem zeigen diese Ueberlegungen, dass neben baulichen Massnahmen zur Erhöhung der Rissesicherheit vor allem die Steigerung der Qualität des Betons, insbesondere seiner Biegezugfestigkeit, für die künftige Entwicklung der weitgespannten Eisenbetonbalkenbrücken von erheblicher Bedeutung sein wird.

## TRADUCTION

Pendant les premières dizaines d'années du développement du béton armé en Allemagne, ce mode de construction n'a été utilisé que sous la forme de poutres en arc. Cela s'explique d'une part par l'existence de nombreux exemples heureux de ponts en arc, en maçonnerie et en béton. Mais d'autre part, étant donné que la question du danger des fissures n'était pas encore suffisamment éclaircie à cette époque, on a certainement hésité à admettre des efforts de flexion élevés pour les constructions de ponts de grande portée; on leur a préféré des dispositifs porteurs soumis presque exclusivement aux efforts de compression axiaux. Ce n'est qu'après avoir atteint un certain progrès dans l'étude et la construction des poutres en ciment armé et lorsque les qualités matérielles du béton armé furent améliorées, que l'on a pu franchir de grandes portées au moyen de ces poutres. Ce mode de construction présente,

par rapport aux ponts en arc, des avantages importants pour beaucoup de problèmes concernant la construction des ponts, comme par exemple une hauteur moindre de construction, une meilleure adaptation aux gabarits ordinaires, des fondations plus simples et moins coûteuses. Nous donnons ci-dessous un exposé du développement des ponts à poutres en béton armé de grande portée en Allemagne, ayant admis comme limite inférieure pour la portée la dimension de 30 m. Cette limite est justifiée, car des ponts à poutres en béton armé, avec des portées de 20 à 30 m., ont été exécutés en très grand nombre ; par contre, pour autant qu'on a pu l'établir, il n'a été construit en Allemagne que 18 de ces ponts pour une portée  $l \geq 30$  m. Ces ponts sont spécifiés dans les tableaux A à C.

Les dispositifs porteurs qui, sous une charge verticale, ne présentent que des réactions verticales, étant désignés sous le nom de poutres, les poutres en arc avec tirant devraient être aussi comprises dans cette catégorie. Cependant ces systèmes sont intimement apparentés aux ponts en arc en béton armé, tant pour leur calcul que pour les dispositions de la construction ; ils doivent par suite être exclus de cet exposé. Il est à noter cependant qu'il existe en Allemagne des réalisations intéressantes également, avec ce système. Le pont sur la Kinzig à Kehl, terminé en 1931, possède la plus grande portée, avec son ouverture centrale de 80 m., à laquelle s'adossent comme ouvertures latérales deux poutres en béton armé de 32,6 m. de portée (fig. 1).

Par contre, il semble logique d'y comprendre tous les systèmes travaillant principalement à la flexion, même dans le cas où des efforts axiaux de compression se produisent également, comme les portiques avec tirant, ainsi que les poutres renforcées par un arc. Cependant nous n'avons pas encore en Allemagne de réalisations de ce dernier système, quoiqu'il permette d'obtenir de bons ouvrages en béton armé, comme le prouvent certaines constructions nouvelles en Suisse et en Scandinavie.

Le développement de la construction des ponts à poutres en béton armé, en Allemagne, est caractérisé par le fait que les plus grands ponts de ce système ont été exécutés comme poutres à *âme pleine*. On s'est montré en Allemagne opposé à la construction de tels ponts en treillis. Cette solution est considérée comme peu satisfaisante, non seulement au point de vue esthétique, mais on a craint également l'action des tensions secondaires aux nœuds rigides du treillis, tensions dues au caractère cassant du béton. D'autre part, il est fort peu probable qu'en Allemagne des ponts de ce système puissent soutenir économiquement la concurrence avec les ponts à treillis en acier.

De plus on n'a construit jusqu'à présent en Allemagne de ponts à poutres en béton armé avec  $l \geq 30$  m., que comme *ponts-routes*. En ce qui concerne les voies ferrées des grandes lignes, l'expérience a montré qu'il est indispensable de prévoir une couche de ballast continue par suite des chocs de la charge roulante ; par suite, de tels ponts à poutres en béton armé seraient trop lourds et leur construction non économique, lorsque la portée dépasse 12 m., avec les charges par essieux actuelles. Cette limite est plus élevée pour les voies industrielles et les embranchements ; cependant, ici également, il n'a été exécuté que des portées inférieures à 30 m.

C'est pourquoi les considérations ci-dessous se limiteront aux ponts-routes

avec poutres à âme pleine de 30 m. de portée minimum. Dans la grande majorité des cas, il s'agira de ponts avec tablier supérieur; les ponts à tablier inférieur, dont le tablier est abaissé entre les deux poutres principales, ne se rencontrent que dans des cas isolés, principalement pour de faibles largeurs de pont (tableau A, nos 1 et 2; tableau B, n° 1, et tableau C, n° 3).

Le développement de la construction des ponts à poutres en béton armé de grande portée a été entravé par le fait que, jusqu'à ces tout derniers temps, il n'existait pas d'instructions spéciales pour le calcul des ponts massifs; on devait utiliser pour ces constructions les instructions générales pour le béton armé, qui justement étaient très défavorables pour les ponts à poutres. En particulier on subissait le désavantage d'être obligé de tenir compte de l'action des chocs dus à la charge roulante en réduisant les efforts de sécurité par rapport aux constructions civiles ordinaires. En général, on admettait pour les ponts pour routes un effort maximum de compression pour le béton de 45 kg/cm<sup>2</sup> seulement et comme effort maximum de traction pour le fer 10 kg/mm<sup>2</sup> seulement.

Ce n'est qu'en 1930, avec la publication des « Bases pour le calcul des ponts massifs », que furent établies les données pratiques, utilisables également pour le calcul des ponts à poutres en béton armé. Ces instructions donnent des règles générales pour la détermination des forces extérieures; elles déterminent entre autres les actions supplémentaires de choc, s'ajoutant à la charge roulante, et contiennent des règles pour la répartition de la charge de la chaussée. L'influence des entretoises pour la répartition des charges sur plus de deux poutres principales est prise en considération dans ce calcul, ce qui facilite l'étude constructive des ponts à poutres, et correspond aux résultats favorables des mesures de fléchissement pendant les charges d'épreuve. Les instructions donnent comme coefficients de choc pour les ponts-routes à poutres et à portiques :

- a) pour les dalles de tablier et les poutres principales les reliant, jusqu'à 10 m. de portée..... 1,4
- b) pour les poutres principales comme en a), mais au-dessus de 10 m. de portée..... 1,3
- c) pour toutes les autres poutres principales (par exemple des ponts à tablier inférieur), qui sont réunies à l'intérieur avec le tablier par des entretoises..... 1,2

Mais avant tout, ces instructions prennent en considération les progrès importants réalisés ces dernières années dans l'amélioration de la résistance du béton. Ces progrès ont été atteints non seulement par suite de l'amélioration même des ciments, mais aussi parce que l'on a reconnu qu'une composition convenable du grain des éléments du béton, ainsi qu'un mélange judicieux des éléments et de l'addition d'eau, étaient de la plus grande importance pour la solidité du béton. Les instructions, se basant sur les résultats des études les plus récentes, déterminent les conditions spéciales que doit remplir une composition convenable de béton pour une résistance donnée d'un cube à la compression, fixent des méthodes de calcul exactes ainsi que des dispositifs de construction et d'exécution convenables. Lorsque ces conditions sont effectivement remplies, les limites des efforts de compression du béton peuvent être prises

plus élevées que les valeurs imposées d'une manière générale et qui correspondent à une résistance d'un cube à la compression de  $150 \text{ kg/cm}^2$  seulement, après 28 jours. Les valeurs suivantes sont valables pour les ponts-routes : 1) pour les ponts à poutres proprement dits, en général  $45 \text{ kg/cm}^2$ , tout en satisfaisant aux conditions spéciales d'une sécurité de 3,5 par rapport à la rupture d'un cube à la compression après 28 jours, et au maximum  $60 \text{ kg/cm}^2$ . Dans les deux cas, ces valeurs peuvent encore être augmentées de  $10 \text{ kg/cm}^2$  dans la région des moments à sens négatif pour les poutres à hourdis. 2) Pour les charpentes et les dispositifs porteurs semblables, en général  $55 \text{ kg/cm}^2$ , tout en satisfaisant aux conditions spéciales d'une sécurité de 3 après 28 jours, et au maximum  $75 \text{ kg/cm}^2$ . C'est pour tenir compte de l'influence des contractions et des changements de température que l'on a fixé des valeurs un peu plus favorables pour les charpentes.

L'augmentation des limites des efforts de rupture pour le béton conduit à une diminution des sections ; elle exerce encore d'autre part, au point de vue du prix de revient, une influence particulièrement importante pour les poutres de béton armé de grande portée des ponts-routes, car pour ces ponts le poids propre représente une part très importante de la charge totale. Par exemple pour le pont sur le Danube à Grossmehring (fig. 8), qui est le pont allemand à poutre en béton armé ayant la plus grande portée, le poids propre forme les  $86,2 \%$  et la charge roulante les  $13,8 \%$  seulement de la charge totale de 3.157 tonnes. De même l'influence des tensions supplémentaires de choc est relativement beaucoup plus faible pour ces grandes portées, car ces tensions ne se rapportent qu'à la partie relativement faible constituée par la charge roulante.

L'effort de sécurité pour les armatures en fer est fixé en général à  $12 \text{ kg/mm}^2$ . En utilisant de l'acier de haute qualité pour les ponts pour routes, on peut prendre l'effort de traction jusqu'à  $15 \text{ kg/mm}^2$ . Cette limite ne peut être cependant admise pour les poutres à hourdis que lorsque l'effort de compression du béton n'est pas dépassé, même sans tenir compte des hourdis. Il faut espérer que ces instructions seront prochainement complétées dans le sens d'un emploi plus général des aciers à haute résistance pour les ponts-routes, avec des efforts de rupture plus élevés, en utilisant en même temps un béton à grande résistance. Les avantages économiques et constructifs qui en résulteront sont importants et exerceront une influence heureuse sur le développement ultérieur des ponts à poutres en béton armé.

Si l'on veut étudier le développement actuel de ce type de construction en se basant sur les projets réalisés, il faut examiner en premier lieu quelles formes statiques fondamentales ont été appliquées pour les poutres principales des ponts à poutres en béton armé de grande portée. Un fait exerce une grande influence sur ces formes fondamentales : c'est qu'il est beaucoup plus facile de résoudre les problèmes de construction dans le cas de grands moments à sens négatif aux appuis, que dans le cas de grands moments à sens positif au milieu. Dans la plupart des cas, on dispose aux appuis non seulement d'une grande hauteur de construction, mais encore le poids propre élevé de la poutre agit alors moins défavorablement que pour les moments à sens positif au milieu. On doit donc chercher à maintenir les moments au milieu aussi faibles

que possible et s'arranger pour avoir une faible hauteur de poutre au milieu de l'ouverture, ce qui d'ailleurs est souvent exigé par le profil même de l'ouverture. C'est pourquoi les ponts à *une* ouverture conviennent beaucoup moins bien pour la construction en poutres en béton armé que les ponts à plusieurs ouvertures. Pour ces derniers, le nombre et le rapport de grandeur des ouvertures joue un rôle considérable pour les possibilités d'utilisation de ces poutres. Le cas le plus favorable est celui de 3 ouvertures, avec ouverture centrale plus grande que les deux ouvertures latérales. Les plus importantes réalisations de ponts à poutres en béton armé à âme pleine sont de ce type.

Pour les *ponts à une ouverture* (tableau A) on remarque le fait caractéristique que la poutre simple n'est plus du tout utilisée pour les portées  $l \geq 30$  m. Sans doute elle est alors trop lourde et la hauteur nécessaire est trop grande pour convenir aux données pratiques du problème de construction. On est obligé dans ce cas d'appliquer des mesures artificielles pour diminuer sensiblement le moment au milieu au moyen de grands moments à sens négatif. Les figures 2 à 5 montrent le moyen d'y parvenir. Dans le cas du pont de Mangfall à Weyarn (fig. 2), les parties extérieures des poutres principales sont encastées dans les culées et se présentent ainsi comme des consoles en porte à faux de 6,8 m., tandis que la partie centrale de 18,4 m. de longueur est supportée entre leurs extrémités comme une simple poutre. En ce qui concerne la distribution des moments, ce système peut être assimilé à une poutre encastée aux deux extrémités; cependant il est statiquement déterminé par suite de la disposition de la poutre soutenue, ce qui élimine les tensions dues à la température et aux contractions et empêche de plus la naissance des tensions supplémentaires provoquées par de faibles fléchissements des culées. Un autre moyen, très utilisé pour les ponts à faible portée, pour diminuer la hauteur des poutres dans l'ouverture, consiste à disposer des consoles ou contrepoids, comme le montre le pont de la Eschholzstrasse sur la Dreisam, à Fribourg, dont la portée est de 40 m. (fig. 3). On recommande dans ce cas de réserver dans la construction des espaces vides sous les contrepoids, pour que ceux-ci puissent librement osciller ainsi qu'il soit admis dans le calcul. Le pont de Wolterdingen (tableau A, n° 2) constitue un exemple d'une telle poutre à contrepoids.

Pour le pont de 44 m. de portée au-dessus du canal de l'Ems-Weser (fig. 4) on a même dû prendre encore d'autres dispositions auxiliaires pour réduire la hauteur des poutres au milieu de l'ouverture. Il y a deux ouvertures latérales recouvertes de 15 m. de portée chacune, dont les extrémités disposées en bras de 14,5 m., dans la direction de l'ouverture centrale, portent une poutre suspendue de 15 m. de portée et de seulement 0,88 m. de hauteur. On a réussi à réduire la hauteur de la poutre au milieu de l'ouverture à  $1/50$  de la portée totale, en utilisant la grande hauteur de construction des piles et en alourdissant artificiellement les ouvertures latérales. L'aspect extérieur de cette construction ressemble à un pont à arc bombé. C'est du reste ce dernier type qui avait été prévu tout d'abord, mais son exécution s'est montrée impossible par suite de l'insuffisance de la sécurité de glissement des culées, due au terrain défavorable. Ce pont, élevé en 1913, représente une pièce de construction très intéressante; elle indique déjà, quoique sous une forme un peu masquée.

la disposition qui est préférée aujourd'hui en Allemagne pour les ponts à poutres en béton armé à 3 ouvertures.

Enfin l'exécution en portique offre encore un moyen auxiliaire pour diminuer la hauteur de construction de la poutre. La fig. 5 montre le pont Hindenburg sur la Saale à Hof; c'est un portique à deux articulations de 34 m. de portée. Un pont en portique tout à fait semblable, de 36 m. de portée, a déjà été construit en 1912 dans la ville de Bromberg, qui appartient depuis 1918 à la Pologne. Il est évident que pour de tels ponts à charpente, il faut que la nature du terrain puisse permettre de supporter avec sûreté le glissement horizontal. Si les côtés et les nœuds du portique sont exécutés en sections pleines et les entretoises en poutres à hourdis, on peut, par le jeu de la différence des moments d'inertie, diminuer le moment de flexion au milieu de la poutre, presque jusqu'à la valeur correspondant à l'encastrement total. Les dispositions artificielles nécessaires pour les grands ponts à poutres à une ouverture exercent évidemment une influence sur le prix de revient de ces constructions. C'est pourquoi il n'est guère probable qu'on puisse arriver à augmenter d'une façon sensible la portée des poutres à âme pleine à une ouverture; ce sera plutôt sous forme de charpente, dans le cas d'un terrain d'une résistance suffisante contre le glissement horizontal; ainsi se prépare déjà la transition vers les ponts en arc.

*Les ponts à plusieurs ouvertures* constituent le véritable champ d'application des ponts à poutres en béton armé. Lorsque le terrain est sûr, la solution la plus naturelle est donnée en premier lieu par les poutres continues (tableau B). On recommande de tenir compte dans le calcul de la variation du moment d'inertie, car il en résulte une diminution des moments au milieu et une augmentation des moments aux appuis, par rapport à l'hypothèse d'un moment d'inertie constant, ce qui est avantageux au point de vue constructif. Pour tous les ponts du tableau B, les poutres continues sont montées sur appuis libres; elles ne travaillent donc pas en liaison rigide à la flexion avec les appuis centraux, comme c'est souvent le cas pour les ponts de faible portée. La liaison rigide aux appuis diminue il est vrai les moments au milieu et évite la construction d'appuis spéciaux, mais il se produit dans ce cas, pour les grandes portées, des tensions supplémentaires importantes dans les appuis, dues à la température et aux contractions, en particulier lorsque ces appuis présentent une rigidité considérable. Pour les poutres continues des ponts à poutres en béton armé, il est préférable de prévoir au moins 3 ouvertures avec ouverture centrale plus grande. Un seul exemple du tableau 2 n'a que 2 ouvertures: le pont de l'Alz à Hirten; c'est un pont à tablier inférieur pour lequel il a été possible de prévoir une hauteur de poutre relativement grande. On remarquera que le pont de ce type ayant la plus grande portée, le pont de la Nagold à Pforzheim (fig. 6) n'a que 2 ouvertures utiles, mais que l'on a disposé cependant une troisième petite ouverture supplémentaire, lourdement chargée, pour produire aux deux extrémités de la grande ouverture de 44,4 m. de portée des moments à sens négatif importants. Aussi, là aussi, il a été nécessaire de recourir à une mesure artificielle; il est vrai que ce pont présente une hauteur de construction très faible, son profil est constitué en section cloisonnée.

Le tableau C et la fig. 7 montrent qu'en Allemagne, ce sont les *poutres en*

*porte-à-faux* qui ont trouvé le plus d'applications pour les ponts à poutres de grande portée. Leurs avantages par rapport aux poutres continues sont les suivants :

1) Comme poutres statiquement déterminées, elles ne subissent pas l'influence des fléchissements des appuis. Cet avantage est important, si l'on considère que les ponts à poutres sont précisément souvent utilisés à la place des ponts en arc, là où l'état du terrain est moins satisfaisant.

2) La disposition d'une poutre en porte-à-faux donne la possibilité d'obtenir au milieu de l'ouverture centrale une hauteur de poutre très faible, ce qui est souvent exigé.

3) La disposition des poutres en porte-à-faux permet d'exécuter les ponts en plusieurs parties. On peut ainsi utiliser plusieurs fois l'échafaudage du cintre; pour les ponts de rivières, cette disposition présente de plus l'avantage que les échafaudages n'encombrent jamais la totalité du profil transversal du fleuve.

4) Les articulations facilitent le bétonnage, car elles partagent naturellement en plusieurs secteurs de travail les grandes poutres de béton armé, qui autrement ne présentent pas une disposition facile pour le bétonnage. D'où également un raccourcissement avantageux des grandes longueurs des fers.

Comme désavantage il faut citer le prix des articulations et leur exécution qui n'est pas toujours simple. Cependant on est arrivé à construire ces articulations de manière à ce que leur installation ne cause plus de difficultés et avec un prix de revient pas trop élevé (voir fig. 9). Au point de vue de la statique, il n'existe pas de différence sensible pour les moments de flexion vis-à-vis des poutres continues; c'est pourquoi le pont à 3 ouvertures avec ouverture centrale plus grande que les ouvertures latérales est également la disposition typique des ponts allemands en porte-à-faux pour  $l \geq 30$  m., comme le montre clairement le tableau de la fig. 7. Le pont sur le Danube à Grossmehring a une grande ouverture centrale de 61,5 m. et deux ouvertures latérales de 42,0 m. (fig. 8). Les deux ponts à 5 ouvertures montrent les deux dispositions possibles pour les articulations dans les ouvertures paires ou impaires. Il est intéressant d'examiner le rapport entre la portée  $l_1$  de la poutre suspendue et la portée totale  $l$  de l'ouverture considérée. Comme le montre le tableau C, ce rapport est de 0,5 environ; on se maintiendra à ce chiffre tant que la portée de la poutre suspendue ne dépassera pas 25 m., car cette poutre peut être alors encore convenablement exécutée comme poutre simple. Pour des portées totales plus grandes, il sera préférable de diminuer ce rapport d'autant plus que pour de plus grandes valeurs de  $l$ , une diminution de  $l_1$  ne produit pas d'augmentation sensible des moments aux appuis. Bien entendu, il faut dans tous les cas prendre soin de conserver une sécurité suffisante contre le soulèvement des extrémités des poutres aux appuis extérieurs; on l'obtiendra s'il le faut par une charge artificielle des ouvertures latérales (voir le pont n° 4 de la fig. 7).

La fig. 7 montre d'autre part les dispositions ordinaires des *sections* des ponts à poutres en béton armé. Les poutres principales sont en général des poutres à hourdis placées sous le tablier, et dont la membrure supérieure forme la dalle du tablier. Ce n'est que pour les ponts à tablier inférieur, que les poutres principales sont formées par deux poutres rectangulaires. Dans le cas

de la section des poutres à hourdis, on dispose de plusieurs artifices pour neutraliser les grands moments à sens négatif : augmentation des hauteurs des poutres au moyen d'arcs verticaux, élargissement des membrures (arcs horizontaux) et disposition d'une dalle de béton inférieure. Ces trois moyens peuvent être utilisés séparément ou simultanément. La disposition avec dalle de béton inférieure conduit à une section en caisson.

Pour déterminer d'une manière économique la section d'un pont à poutre en béton armé, il est nécessaire de faire un choix judicieux du nombre des poutres principales. On a reconnu ces dernières années qu'il faut diminuer le nombre des poutres principales avec l'augmentation de la portée ; par suite leur écartement ainsi que la portée des dalles doivent être augmentés pour arriver au minimum du prix de revient total du dispositif porteur du pont. L'augmentation de l'écartement entre les poutres fait croître il est vrai l'épaisseur et l'armature des dalles, mais par contre la largeur totale des membrures diminue avec la diminution du nombre des poutres principales ; par suite le poids propre total de l'appareil porteur reste sensiblement sans changement. Mais pour les ponts, le moment dû à la charge roulante rapporté à 1 m. de largeur de charge d'une poutre principale, n'augmente également que peu avec l'augmentation de l'écartement entre les poutres, la section totale nécessaire du fer pour toute la largeur du pont reste sensiblement invariable. Par contre la diminution du nombre des poutres permet d'économiser sensiblement sur le coffrage ; la largeur plus grande des membrures facilite le travail de bétonnage et l'introduction des fers dans les poutres élevées. Plus la portée sera grande, plus grande sera l'économie par rapport au supplément de prix de la dalle, ainsi que l'explique la règle citée ci-dessus. Bien entendu, en déterminant la section, on devra également tenir compte des nécessités de la construction ; la diminution des poutres pourra éventuellement être limitée par l'augmentation de l'effort de traction du béton qui en résulterait. En général, pour les ponts-routes de grande portée et de largeur normale de 6 à 15 m., la solution la plus avantageuse sera donnée par la disposition comportant 2 et au plus 4 poutres principales.

Dans le cas des grands écartements entre les poutres, on aura souvent avantage à construire la dalle du tablier comme dalle armée en croix, en disposant comme entretoises les renforcements transversaux, qui sont nécessaires dans tous les cas. Pour diminuer le poids propre, on remplacera les revêtements trop lourds que l'on a utilisés auparavant par un goudronnage ou un asphalte léger. Cependant c'est une erreur de considérer un tel recouvrement du tablier comme devant assurer en même temps une étanchéité suffisante pour l'appareil porteur, ainsi qu'il a été admis quelquefois ces dernières années pour économiser en poids. Il est au contraire absolument indispensable, pour assurer le bon état durable des ponts à poutres en béton armé, de prévoir au-dessus de l'appareil porteur une isolation spéciale étanche à l'eau, par exemple en plaques de feutre asphalté ou autre matériel semblable ; ces plaques doivent être de plus protégées contre toute détérioration par une couche protectrice de béton, placée sous le tablier. Une attention particulière doit être apportée à la construction des appuis et des ponts à poutres en béton armé de grande portée. Pour les appuis et articulations fixes on peut, dans la plupart des cas,

placer simplement des bandes de plomb, et prévoir une armature convenable pour les parties des poutres et des appuis soumises à la charge linéaire; les appuis oscillants en acier ne seront utilisés que pour les très grandes portées. Pour les appuis mobiles à rotule des poutres suspendues, on emploiera en général des appuis à rouleaux en acier, car on ne dispose en ces endroits que d'une faible hauteur pour la construction des appuis (voir fig. 9). On peut également prévoir de tels appuis à rouleaux pour les appuis mobiles des piles et des culées; cependant on les remplace souvent par des supports articulés. Lorsque les pressions sur les appuis sont grandes, la hauteur de ces supports articulés peut être très importante, car il faut tenir compte de la limite de pression admissible sur les surfaces de contact. On prévoit le plus souvent dans ce cas, des petites pièces spéciales en fonte d'acier ou au moins des plaques de plomb aux surfaces de contact.

*L'exécution* des ponts à poutres en béton armé, de grande portée, doit être très soignée. L'introduction de nombreux fers de gros diamètre dans les coffrages n'est pas facile; on est souvent obligé de laisser ouverte une des parois du coffrage pendant le montage des fers. Il faut prendre des mesures spéciales pour conserver aux fers ronds leurs emplacements exacts et maintenir les écartements voulus. Lorsque l'on a un grand nombre de fers à la partie supérieure des sections qui sont soumises à l'action des moments à sens négatif, il est utile de prévoir dans le coffrage de la poutre de petits supports auxiliaires en fers profilés, qui seront placés sur de petits socles en béton et cimentés. Dès l'étude du projet, il faudra tenir compte des difficultés de montage des fers, dues principalement à la grande longueur des barres, au poids élevé de l'armature et à l'enchevêtrement des nombreux fers aux endroits soumis aux plus forts moments. De même il faut porter une grande attention à l'assemblage des barres, qui peut se faire soit par manchons de serrage soit par soudure. Les fig. 10 et 11 montrent la constitution de l'armature du pont sur le Danube à Grossmehring. On a utilisé dans ce cas des ronds ayant jusqu'à 32 m. de longueur et on a pu ainsi éviter des assemblages de barres.

Le bétonnage des grandes poutres en béton armé est aussi un problème difficile. Il est utile de déterminer à l'avance la marche de l'opération, comme on le fait pour les ponts en arc massifs. On doit considérer avant tout qu'il se produit pendant le bétonnage des fléchissements et des affaissements des échafaudages, tandis que la position en hauteur des appuis et des culées reste à peu près invariable. Si donc on procédait au bétonnage des poutres en une seule fois sur toute la longueur, il risquerait fort de se produire au-dessus des appuis des fissures dans le béton lorsqu'il se durcirait. Il est donc à conseiller de réserver au moyen de coffrages auxiliaires spéciaux des espaces vides dans les coffrages des poutres au-dessus des appuis; ces espaces seront remplis ensuite, lorsque les affaissements de l'échafaudage se seront produits. Dans tous les cas, l'échafaudage doit être construit très solidement et doit reposer sur des fondations sûres. Dans certains cas, on pourra procéder à un chargement artificiel préalable de l'échafaudage. Pour que l'affaissement de l'échafaudage puisse se faire sans chocs, il ne faut pas employer de cales en bois, mais utiliser les dispositifs de décintrage qui ont fait leurs preuves pour les ponts en arc. En se conformant à toutes ces mesures de sécurité, on pourra être assuré d'obtenir

une exécution convenable de la construction des ponts à poutres en béton armé de grande portée.

A l'heure actuelle et sur la base de l'expérience acquise, ainsi que d'après l'état actuel de la technique du béton, il est difficile de fixer quelles sont les portées maxima qui peuvent être atteintes, avec garantie de succès, tant au point de vue constructif qu'économique, pour les ponts à poutres en béton armé à âme pleine. Ce domaine d'application du béton armé est en effet trop récent et il n'existe encore que trop peu de réalisations pratiques de tels ouvrages pour de grandes portées. Il est certain qu'actuellement, en Allemagne, le développement de la construction des ponts à poutres en béton armé de grande portée est fortement entravé par la crise économique ; cependant l'augmentation du trafic automobile pose de nombreux problèmes, pour les ponts-routes, dont la meilleure solution serait donnée par l'application de poutres en béton armé de grande portée. Les résultats du concours organisé en 1930, pour le pont Dreirosenbrücke, à Bâle, permettent de dégager certaines indications sur le développement ultérieur de ce mode de construction ; ce concours a donné une forte impulsion au problème du pont à poutres en béton armé de grande portée. Le rapport des ouvertures minima imposées de  $45 + 100 + 45$  m. pour les trois ouvertures au-dessus du fleuve, n'était certainement pas défavorable aux ponts à poutres en béton armé ; par contre, la grandeur de l'ouverture centrale était si importante que l'écart par rapport aux réalisations effectuées à ce jour semblait vraiment considérable. Malgré cela, dix projets pour ponts à poutres en béton armé ont été présentés, et parmi eux le projet de la maison *Wayss et Freytag A. G.*, étudié avec le concours du professeur *Mörsch*, qui a obtenu le 3<sup>e</sup> prix. En général les ponts à poutres en béton armé se trouvent en concurrence avec les ponts à poutre en tôle d'acier, qui eux ont déjà été exécutés pour des portées allant jusqu'à 115 m. C'est pourquoi il est intéressant de noter que parmi les projets retenus au concours de Bâle après une double élimination, le prix moyen des ponts à poutres en béton armé (2,72 millions frs.) était presque le même que celui des ponts à poutres en tôle d'acier (2,75 millions frs.). Le projet ayant obtenu le premier prix, et devant être exécuté, est celui d'un pont à poutres en tôle d'acier à âme pleine ; son prix n'atteignait que 2,35 millions frs. ; il était donc sensiblement inférieur à celui du projet couronné du pont à poutres en béton armé ; ce dernier était offert pour 3,04 millions frs. Si ce projet n'a pas encore pu soutenir la concurrence pour ces grandes portées, il n'en présente pas moins une œuvre remarquable de l'art de l'ingénieur et il a préparé la voie à de nouveaux progrès. Les cinq poutres principales de ce pont, large de 18 m., ont été prévues dans ce projet comme poutres continues à quatre ouvertures de  $56 + 106 + 57,3 + 26$  m. de portée. La colonne 4 du tableau D donne les dimensions principales de ces poutres au milieu et aux appuis de la grande ouverture de 106 m. A l'exception d'un espace de 45 m. de longueur au milieu de cette ouverture, une dalle de tablier inférieure est disposée sur toute la longueur du pont ; elle présente une épaisseur de 1,5 m. aux appuis de cette ouverture. Le rapport du plus petit moment d'inertie de la poutre principale au plus grand est de 1 : 30,7, ce qui donne une réduction importante du moment à sens positif au milieu. Le calcul statique est présenté très

complètement ; il a été tenu compte de toutes les influences secondaires. Il est particulièrement intéressant de noter qu'on est arrivé à ce résultat que des affaissements des appuis atteignant jusqu'à 5 cm. n'exercent qu'une influence très minime sur les efforts. Le projet étudie très soigneusement l'armature compliquée des fers, la construction des appuis, ainsi que la méthode d'exécution, de sorte que la possibilité matérielle de la construction est prouvée avec évidence.

Le tableau D montre la grandeur de l'écart entre cet intéressant projet et les plus grandes réalisations existant à l'heure actuelle dans ce domaine ; ce tableau présente une comparaison avec les trois plus grands ponts allemands à poutres en béton armé. On se rend compte par là de l'énorme augmentation des moments entrant en jeu. Il est très intéressant de constater que la part de la charge roulante dans le moment total ne diminue pas considérablement ; cette fraction est, pour le projet de Bâle, de 27 % pour le moment au milieu et de 20 % pour le moment aux appuis, contre 37 %, et respectivement 22 % pour le pont sur le Danube à Grossmehring. Le tableau D montre également que l'armature en fer et la section de béton augmentent dans une proportion plus faible que les moments. Ce fait est dû principalement à ce que les calculs du projet de Bâle sont basés sur des efforts de sécurité sensiblement plus élevés que les chiffres imposés par les instructions allemandes pour les ponts massifs. Les efforts admis furent adoptés dans l'hypothèse d'un béton ayant une résistance à la compression de 350 kg/cm<sup>2</sup>, après 28 jours et, pour l'armature, d'un acier à haute résistance avec une limite d'élasticité de 36 kg/mm<sup>2</sup> : pour le béton on a admis un effort de compression maximum de 85 kg/cm<sup>2</sup>, pour l'acier un effort de traction maximum de 16 kg/mm<sup>2</sup>, pour le calcul des efforts on a admis le chiffre  $m = 15$ .

Il n'existe pas encore de données pratiques expérimentales pour des sections de béton armé sollicitées aussi fortement à la flexion. Il faudrait en outre vérifier si les fissures inévitables dans le béton n'atteignent pas, dans ce cas, une ampleur inadmissible. On dispose, il est vrai, d'une certaine possibilité pour élucider cette question, c'est de comparer l'effort de flexion calculé d'après le Stadium I (prof. Mörsch) avec la résistance à la flexion admissible pour le béton. Dans le cas des trois ouvrages allemands, les valeurs de  $\sigma_{bz}$  atteignent environ 50 kg/cm<sup>2</sup>. Par contre, pour le projet de Bâle, on obtient pour la section aux appuis  $\sigma_{bz} = 63$  kg/cm<sup>2</sup>, et pour la section au milieu de la grande ouverture  $\sigma_{bz} = 92$  kg/cm<sup>2</sup>. Aux appuis, la section soumise aux efforts de traction est augmentée par suite de la présence, à sa partie supérieure, des dalles du tablier, ce qui est avantageux ; par contre, la situation est particulièrement désavantageuse dans la membrure inférieure de la section de la poutre à hourdis soumise à l'action des moments à sens positif. Les valeurs de  $\sigma_{bz}$  seront encore augmentées par les efforts primaires de contraction qui sont importants pour les fortes armatures. Si l'on pense que les meilleurs qualités de béton de consistance plastique que l'on utilise actuellement pour la construction, ne permettent guère d'atteindre que des résistances à la flexion d'environ 50 kg/cm<sup>2</sup>, on doit se demander s'il est possible d'admettre actuellement, pour la construction des ponts des efforts de flexion aussi élevés pour le béton. Étant donné que les dimensions des sections du béton et par suite de poids propre dépendent

beaucoup des taux de sécurité admis pour le béton, la décision prise à ce sujet exercera une influence prépondérante sur la limite de portée actuellement admissible pour la construction des ponts à poutres en béton armé, avec garantie de succès tant technique qu'économique. Ces considérations montrent que, outre les dispositions à adopter pour l'augmentation de la sécurité contre le danger des fissures, c'est avant tout l'augmentation de la résistance du béton à la traction, qui exercera une influence décisive sur le développement ultérieur de la construction des ponts à poutres en béton armé de grande portée.

### Zusammenfassung.

Für die Entwicklung der grösseren Eisenbetonbalkenbrücken (Spannweite  $l \geq 30$  m) in Deutschland ist charakteristisch, dass sie sämtlich Strassenbrücken sind und durchwegs vollwandige Hauptträger besitzen, die in der Regel unter der Fahrbahn liegen. Nur vereinzelt sind sogenannte Trogbrücken ausgeführt, bei denen die Fahrbahn versenkt zwischen den beiden Hauptträgern angeordnet ist. Die statischen Grundformen der Hauptträger sind durch die Tatsache beeinflusst, dass grosse negative Stützmomente viel leichter konstruktiv zu bewältigen sind als grosse positive Feldmomente. Deshalb sind Brücken mit mehreren Oeffnungen das eigentliche Anwendungsgebiet für grössere Eisenbetonbalkenbrücken, während Brücken mit einer Oeffnung bei  $l \geq 30$  m besondere künstliche Massnahmen (Einspannung, entlastende Kragarme, Rahmenwirkung) erfordern, um die positiven Feldmomente zu vermindern. Für die Brücken mit mehreren Oeffnungen haben in Deutschland neben den durchlaufenden Trägern vor allem die statisch bestimmten Auslegerträger Anwendung gefunden. Die bedeutendste Ausführung dieser Art ist die Donaubrücke Grossmehring, mit einer Mittelöffnung von 61,5 m und zwei Seitenöffnungen von 42 m.

Sehr gefördert wurde die Entwicklung durch die im Jahre 1930 erschienenen « Berechnungsgrundlagen für massive Brücken »; besonders hat sich die Erhöhung der zulässigen Druckbeanspruchung des Betons und die dadurch bedingte Verminderung des Brücken-Eigengewichtes günstig ausgewirkt. Bei den bisherigen Ausführungen konnten wertvolle Erfahrungen gesammelt werden, namentlich über die rationelle Querschnittsausbildung, die Anordnung der Bewehrung, die Lagerkonstruktionen und über den Betonierungsvorgang. Weitere Entwicklungsmöglichkeiten für grössere Eisenbetonbalkenbrücken sind von deutscher Seite bei dem Wettbewerb für die Dreierisenbrücke in Basel gezeigt worden. Bis zu welcher grössten Spannweite vollwandige Eisenbetonbalkenbrücken ausführbar sein werden, hängt vor allem von der zulässigen Betonbeanspruchung ab, sodass die Gütesteigerung des Betons und besonders auch die Erhöhung seiner Biegezugfestigkeit von erheblicher Bedeutung für die künftige Entwicklung dieser Brücken sein wird.

### Résumé.

Si l'on étudie le développement des ponts à poutres en béton armé de grande portée en Allemagne (portées supérieures à 30 mètres), on constate ce

fait caractéristique qu'il ne porte que sur des ponts-routes, constitués uniquement par des poutres principales pleines situées, d'une manière générale, sous la chaussée. On ne signale que très peu de ponts du type dit à tablier inférieur, c'est-à-dire dont la chaussée est disposée à la hauteur des membrures inférieures des poutres principales.

Les formes des poutres principales, basées sur des considérations statiques, subissent l'influence de ce fait que les grands moments négatifs aux appuis donnent de bien plus grandes facilités de construction que des moments positifs importants dans la longueur de la portée. Par suite, les dispositifs à plusieurs travées constituent la réalisation qui convient le mieux pour les ponts à poutres en béton armé de grande portée. Les ponts ayant des ouvertures supérieures ou égales à 30 mètres nécessitent, par contre, des dispositions particulières et délicates (encastremements, encorbellements, portiques) qui sont destinés à compenser les moments positifs dans la longueur de la portée. Pour les ponts à plusieurs travées, on a employé en Allemagne, outre les poutres continues, principalement les dispositifs à encorbellements statiquement déterminés. L'exemple le plus saisissant de ce type de construction est le pont sur le Danube, à Grossmehring, pont qui comporte une travée centrale de 61,5 mètres et deux travées latérales de 42 mètres.

La publication, en 1930, des « Bases Fondamentales pour le calcul des Ponts à Structure Massive » a considérablement contribué à leur développement. Deux influences particulièrement favorables se sont exercées : l'augmentation du taux de contrainte admissible dans la compression du béton et la réduction, ainsi rendue possible, dans le poids propre des ponts. On a pu rassembler des données expérimentales précieuses dans les modèles qui ont été construits jusqu'à maintenant, particulièrement en ce qui concerne la disposition la plus rationnelle à adopter pour la section, pour la disposition des armatures, pour la construction des appuis et le processus du bétonnage. Les possibilités de développement ultérieur des ponts à poutres en béton armé, en ce qui concerne le point de vue allemand, ont été mises en évidence au moment du concours pour la construction du pont des Trois Roses (Dreirosenbrücke), à Bâle. Le nombre des ponts en béton armé à poutres pleines et à grande portée qui pourront être construits dans l'avenir dépend avant tout des efforts admissibles dans le béton, de sorte que l'amélioration des qualités du béton et plus particulièrement l'augmentation de sa résistance à la traction dans la zone tendue, sont de la plus haute importance pour le développement de ce type d'ouvrages.

### Summary.

It is characteristic of the development of large reinforced concrete girder bridges in Germany (with spans of 30 m or over), that they are all road bridges, and all have plate main girders, which as a rule lie below the roadway. Only in a few cases have so-called « trough » bridges (open bridges) been constructed, in which the roadway is sunk between the two main girders. The static basic shape of the main girders is influenced by the fact that large negative bending moments at the supports are constructively much

easier to deal with than large positive bending moments in the bays. The real field of application for large reinforced concrete girder bridges is for bridges with several openings, whilst bridges with an opening of 30 m or more require special measures to be adopted (Fixing of the ends, cantilever system, frame action), in order to reduce the positive bending moments in the bays. In Germany, for bridges with several openings, besides continuous girders, the statically determinate cantilever girders have been adopted. The most important example of this is the Danube bridge at Grossmehring with a central opening of 61,5 m and two side openings of 42 m.

Development was furthered particularly by the appearance in 1930 of « Principles for the calculation of large bridges ». Especially the increase in the permissible compression stress in the concrete, and the consequent reduction in the actual weight of the bridges, had a favourable influence. Valuable experience was obtained in the work hitherto carried out, for example with regard to the best form of cross-section, the arrangement of the reinforcement, the design of the bearers and the method of concreting. Further possibilities in the development of large reinforced concrete girder bridges in Germany are shown in the competitive designs submitted for the Dreirosen bridge at Basle. The maximum possible span for reinforced concrete girder bridges depends above all on the permissible stress in the concrete, so that improvement in quality of the concrete, and especially an increase in its resistance to bending in the tensile zone, is of great importance for the future development of these bridges.

---