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

**Band:** 7 (1964)

**Rubrik:** III: Special constructions for steel bridges

**Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

**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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

**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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

**Download PDF:** 09.07.2025

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

# Construction métallique - Stahlbau - Metal Structures

## III
## Ponts métalliques de caractère exceptionnel
## Sonderkonstruktionen im Stahlbrückenbau
## Special Constructions for Steel Bridges

### IIIa
**Ponts courbes et ponts biais**
**Gekrümmte Brücken und schiefe Brücken**
**Curved-Bridges and Skew-Bridges**

### IIIb
**Ouvrages pour routes surélevées**
**Hochstraßen**
**Elevated Roadways**

### IIIc
**Ponts métalliques précontraints**
**Vorgespannte Stahlbrücken**
**Prestressed Steel Bridges**

### IIId
**Platelages légers**
**Leichtfahrbahnen**
**Light Weight Decks**

## Generalbericht

H. BEER
o. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn., Technische Hochschule, Graz

### Vorbemerkungen

Die vorbereitete Diskussion hat eine Reihe von wertvollen Beiträgen zum Thema III gebracht, die durch einige in der freien Diskussion gemachten Bemerkungen noch ergänzt und erweitert wurden. So wurden besonders die Themen Hochstraßen, vorgespannte Stahlbrücken und Leichtfahrbahnen sowohl von der Seite der Theorie und des Versuchswesens als auch von der Seite des Entwurfes und der Ausführung behandelt. Im Gegensatz zu zahlreichen Beiträgen im Vorbericht ist jedoch zur vorbereiteten Diskussion kein

Beitrag über gekrümmte und schiefe Brücken angemeldet worden. Der Berichterstatter hat daher in seinem am Kongreß vorgetragenen Generalbericht versucht, einige Gesichtspunkte für den Entwurf und die Berechnung dieser für die Praxis so wichtigen Brückensysteme aufzuzeigen und durch Diagramme zu ergänzen. Nachstehend sollen nun die eingereichten Beiträge kurz besprochen und die Schlußfolgerungen gezogen werden.

## IIIa. Gekrümmte und schiefe Brücken

Schiefe und gekrümmte Brücken werden heutzutage vorwiegend als Rostträger oder Kastenträger ausgebildet, wobei namentlich bei breiten Brücken auch eine Verbindung beider Systeme zweckmäßig sein kann. Die Berechnung von schiefen Rostträgern mit mitwirkender Fahrbahnplatte aus Stahlbeton oder aus orthogonal ausgesteiftem Stahlblech hat als Faltwerk zu erfolgen, wobei die Schubsteifigkeit der Obergurtscheibe die Lastaufteilung auf die Hauptträgerstege wesentlich beeinflußt. Wie Untersuchungen gezeigt haben, ist namentlich bei schiefen und breiten Brücken die korrekte Lagerung unerläßlich, da sonst große Zwängungskräfte auftreten können. Solche Zwängungskräfte entstehen schon bei Brücken mit nur zwei Hauptträgern und der Fahrbahnplatte als Obergurtscheibe bei einseitiger Belastung im Brückenquerschnitt, wenn an einem Brückenende zwei feste Lager angeordnet sind.

Die Berechnung von Kastenträgern mit schiefen Endabschlüssen als biege- und torsionssteife Stäbe auf der Basis der Saint-Venantschen Schubflußverteilung reicht in der Regel nicht aus, um ein richtiges Bild des Spannungszustandes im Träger zu erhalten. Von wesentlichem Einfluß kann die Einleitung konzentrierter Belastungen oder von Stützdrücken in breite Gurtscheiben sein, die Spannungsspitzen an den Stegrändern hervorruft. Aber auch die Wölbspannungen können namentlich an den Stützen von Durchlaufträgern infolge der Wölbbehinderung an den Krafteinleitungszonen nicht mehr vernachlässigbare Werte annehmen. Die Einspannwirkung der schiefen Brückenenden, die sich aus der Berechnung des biege- und torsionssteifen Trägers ergibt, erfährt eine wesentliche Verminderung durch die Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Endquerverbände. Diese Nachgiebigkeit wirkt sich auch auf die Querverbände an den Krafteinleitungsstellen aus, so daß die Torsionsmomente verringert, dafür aber die Biegemomente im Kastenträger erhöht werden. Die Abstände und die Elastizität der Querverbände muß daher sorgfältig in den Auswirkungen auf den Spannungszustand untersucht werden. Schließlich hat bei gekrümmten und schiefen Brücken für die Ermittlung der Biege- und Torsionsanteile im Kastenträger auch die Schubsteifigkeit der Kastenwände namentlich dann einen nicht mehr vernachlässigbaren Einfluß, wenn z. B. anstelle von Blechscheiben Fachwerkverbände angeordnet sind. Die Einspannwirkung solcher Brücken mit unterem Verband nimmt daher

beträchtlich ab. Ein besonderes Augenmerk ist dem Spannungszustand in den schrägen Endabschlüssen von Hohlkasten zuzuwenden, die als Keilzellen nach der Faltwerkstheorie zu untersuchen sind.

Die relativ komplexen Spannungsverhältnisse, die in den schiefen und gekrümmten, ein- oder mehrzelligen Kastenträgerbrücken herrschen, lassen weitere Messungen an ausgeführten Bauwerken wünschenswert erscheinen. Besonderes Augenmerk soll hierbei auf der Erfassung der Krafteinleitungsstellen und der Endabschlüsse gelegt werden. Hierbei ist es unerläßlich, die Dehnungsmessungen an beiden Seiten der Gurte und Stege durchzuführen, um die örtlichen Biegespannungen von den Spannungen aus den Längs- und Schubkräften trennen zu können. Sonst erhält man ein verfälschtes Bild der Spannungsverteilung. Solche Messungen sollen mit einer möglichst wirklichkeitstreuen Berechnung nach der Scheiben- und Faltwerkstheorie verglichen werden.

## IIIb. Hochstraßen

Der Diskussionsbeitrag von G. Winter läßt den Unterschied zwischen der Bauweise von Hochstraßen in den USA und Europa deutlich in Erscheinung treten. Die sieben- bis zehnspurigen Hochstraßen werden in Verbundbauweise ausgeführt, wobei die Hauptträger für kleinere Stützweiten als Walzträger, also mit symmetrischem Querschnitt ausgebildet werden. Hier herrscht die Tendenz vor, die Entwurfs- und Bearbeitungskosten möglichst klein zu halten, was natürlich zu Lasten des Stahlgewichtes geht. Erst für große Stützweiten kommen geschweißte Hauptträger und seltener Kastenträger in Frage. Bei in der Kurve liegenden Hochstraßen werden die Hauptträger polygonal geknickt. Die Torsion spielt bei diesen Verhältnissen eine untergeordnete Rolle, kann aber bei den schmäleren und stärker gekrümmten Zufahrtsrampen von Bedeutung sein. Im Gegensatz hierzu ist man z. B. in Europa bestrebt, für Hochstraßen die Kastenträgerbrücke anzuwenden, um deren Torsionssteifigkeit zur Entlastung der Biegemomente ausnützen zu können. Wie K. Sattler im Vorbericht ausgeführt hat, ist die Entwicklung der Klebetechnik soweit fortgeschritten, daß man vorfabrizierte Betonplatten auf den Stahlobergurt kleben kann, wobei zur Sicherheit noch in Aussparungen der Platte eingreifende Kopfbolzendübel, die mit Klebemörtel vergossen sind, angeordnet werden. Als Klebemörtel hat sich der Sinmastkleber besonders bewährt. Die Laborversuche zeigten so günstige Ergebnisse, daß man nunmehr schon an Ausführungen geschritten ist. Für den Hochstraßenbau in bebautem Gebiet kommt dieser Bauweise wegen der raschen Montage große Bedeutung zu.

Ein am Kongreß diskutiertes Problem war der Verbund des Stahlträgers mit der Fahrbahnplatte im negativen Momentenbereich von Durchlaufträgern. Während man in den USA keine Schubdübel anordnet und als Grund hierfür die Kerbwirkung und ihren ungünstigen Einfluß auf die Ermüdungsfestigkeit ins

Treffen führt, ist O. A. KERENSKY der Ansicht, daß man die Platte mit dem Stahlgurt verbinden und eine entsprechende Armierung anordnen solle. Bei einigen vom Berichterstatter geplanten Verbundbrücken wurden durch die Reihenfolge der Betonierung und durch Stützenhebungen die von der Platte aufzunehmenden Zugkräfte soweit reduziert, daß nur bei ungünstigster Verkehrslast die zulässigen Zugspannungen im Beton überschritten werden und für diesen Fall eine risseverteilende Armierung angeordnet. Der Stahlträgergurt wird soweit verstärkt, daß er die Biegemomente allein aufnimmt. Es haben sich bisher keine nachteiligen Auswirkungen ergeben. Man vermeidet dadurch die Fahrbahnunterbrechungen und die gleitende Lagerung der Platte auf dem Obergurt und erhöht gleichzeitig die Tragsicherheit, wie dies auch die Versuche von J. TACHIBANA, K. KONDO und K. ITO gezeigt haben.

### IIIc. Vorgespannte Stahlbrücken

Der Bericht von F. H. NEEDHAM über Versuche mit vorgespannten Fachwerk- und Vollwandträgern bringt sehr interessante Aufschlüsse über das Last-Verformungsdiagramm, wobei bei 1,5-facher Gebrauchslast noch 80% der Verformungen nach der Entlastung rückgängig gemacht werden können. Die Steigerung der Kraft im Vorspannglied bei Belastung der vorgespannten Konstruktion hängt natürlich von den Querschnittsverhältnissen und der konstruktiven Anordnung ab, kann aber beträchtliche Werte erreichen, worauf bei der Bemessung der Vorspannkraft Rücksicht zu nehmen ist. Der Idealfall der Vorspannung wäre dann erreicht, wenn für die maximal zulässige Belastung (Gebrauchslast) Vorspannstahl und Baustahl gleichzeitig ausgenützt werden und außerdem die Traglast in beiden Konstruktionsteilen gleichzeitig erreicht wird. Dies wird meist nicht möglich sein, so daß man diese Übereinstimmung entweder unter Gebrauchslast oder unter der Traglast erzwingen kann. Hier taucht die Frage auf, ob man die für die Gebrauchslast zulässigen Spannungen des Baustahls überschreiten darf, um die Traglastreserve besser ausnützen zu können. Im allgemeinen wird diese Frage nur im Zusammenhang mit den Formänderungen und der Ermüdungsfestigkeit zu beantworten sein. Besonderes Augenmerk verdient — wie auch von SHU-TIEN-LI im Vorbericht ausgeführt wurde — die Tatsache, daß die gleiche Bauwerkssicherheit von vorgespannten und nicht vorgespannten Konstruktionen nicht dadurch gegeben ist, daß man Baustahl und Spannstahl auf ihre zulässigen Beanspruchungen ausnützt. Zu beachten ist nicht nur die Veränderung der Spannstahlkraft während der Belastung und bis zum Bruch, sondern auch die Größe des Spannungsintervalles, das der Baustahl zu durchlaufen hat, bis die Grenztraglast erreicht ist. Schließlich müssen hierbei auch die Vorspannverluste an den Verankerungsstellen und infolge bleibender Verformungen der Konstruktion bei erstmaliger Belastung in Rechnung gestellt werden. In diesem Zusam-

menhang verdienen die Angaben von S. A. ILJASEWITSCH und F. H. NEEDHAM über die Vorspannverluste Beachtung. Bei Eisenbahnbrücken wird man besonderes Augenmerk auf die Vermeidung von Kerben an den Verankerungsstellen richten, damit die Ermüdungsfestigkeit nicht zu sehr absinkt. Die Krafteinleitung an der Verankerungsstelle des Vorspannstahles in die Konstruktion ist eingehend zu verfolgen, wobei gegebenenfalls die Scheibentheorie anzuwenden ist.

P. K. MUKHERJEE behandelt ein spezielles Problem der Vorspannung von Fachwerkbrücken zur Verminderung der Querschnittsabmessungen und zur Reduktion der Nebenspannungen. Neben der Vorspannung durch Spannglieder kommt hierfür auch die Vorspannung durch Montagemaßnahmen in Frage, indem man die Längen und Anschlüsse der Fachwerkstäbe auf den verformten Zustand abstimmt und den Einbau unter Zwang durchführt. Man erzeugt so in den Fachwerken Biegemomente, die den unter Last auftretenden Werten entgegenwirken und kann so 30—40% der Nebenspannungen beseitigen.

Vorgespannte Hängesysteme kommen sowohl im Brückenbau als auch beim Bau weitgespannter Hallen zur Anwendung. Beispiele hierfür hat vor allem S. A. ILJASEWITSCH gebracht, und der Berichter hat gezeigt, daß man die Versteifungsträger sehr weitgespannter Hängebrücken für leichte Lasten durch Spannseile ersetzen kann, die mit den Tragseilen in Brückenmitte fest verbunden sind.

### III d. Leichtfahrbahnen

Die Gesichtspunkte für den Entwurf und die Konstruktion von Brücken mit Leichtfahrbahnen (orthotrope Platte) hat H. GRASSL klar herausgestellt. Besonders wertvoll sind hierbei die zahlreichen Vergleichsuntersuchungen, die sowohl den Abstand als auch die Form der Längs- und Querträger umfassen. Als wichtiges Ergebnis wäre hervorzuheben, daß auf die Querträger aufgesetzte Hohlrippen von Dreieckquerschnitt wegen der einfacheren Werkstattarbeit und Montage am wirtschaftlichsten sind, obwohl sie im Gewicht höher liegen als die Ausführungen mit hochgezogenem Querträgersteg und durchgebundenen Längsträgern. Die Querträgerabstände hängen von der Querschnittsform der Längsträger ab und liegen bei neueren Ausführungen mit Hohlrippen etwa bei 3,6 m, während der Längsträgerabstand mit Rücksicht auf die Verformung des Fahrbahnbleches mit etwa 300 mm angenommen wird. Die günstige Membranwirkung kann daher hier nicht voll ausgenützt werden. In Deutschland wurde die Frage der Ermüdungsfestigkeit von orthotropen Stahlblechfahrbahnen eingehend untersucht mit dem Ergebnis, daß bei richtiger Konstruktion keine Ermüdungsbrüche zu befürchten sind. Besonderes Augenmerk verlangt die Anordnung der Stoßverbindungen für die Längs- und Querträger und das Blech. Auch hierfür bringt H. GRASSL zahl-

reiche Vorschläge, wovon vor allem die Schweißung des Bleches und die HV-Verschraubung des Steges und der Untergurtlamellen Beachtung verdient. Die Durchdringung der Längsträger mit den Querträgern beeinflußt erheblich die Herstellungskosten der orthotropen Platte. Man kann entweder den Querträgersteg ausschneiden und den Längsträgersteg durchführen oder den Längsträger durch eine K-Naht an den Querträgersteg anschließen. Auch bei letzterer Ausführung haben sich keine Ermüdungsbrüche gezeigt, doch reichen die Erfahrungen noch nicht aus, um ein endgültiges Urteil über die Ermüdungsfestigkeit der orthotropen Platte zu fällen.

Schließlich verdient noch die von H. GRASSL aufgezeigte Möglichkeit der Anordnung einer Platte mit querlaufenden Hohlsteifen unter Fortfall der Querträger Erwähnung, wobei als Montageeinheit nur ca. 3 m breite Plattenstreifen, die über die ganze Querschnittsbreite durchgehen, verwendet werden. Der Vorteil dieser Anordnung besteht darin, daß man nur die Bleche auf der Baustelle zu stoßen braucht, was durch Schweißung von oben gegen eine Lasche oder eine mit Schweißpulver gefüllte Kupferhohlschiene erfolgt.

Die Berechnung der orthotropen Platte erfolgt elektronisch, wie P. KLEMENT ausführt, wobei die vollständige Programmierung für verschiedene gebräuchliche Tragwerkstypen zweckmäßig ist, so daß nur Systemabmessungen, Belastung und geschätzte Querschnittswerte eingegeben werden. P. KLEMENT bezeichnet es als nicht zweckmäßig, Einflußflächen zu berechnen, sondern hält es für richtig, die vollständige Berechnung einschließlich Spannungsnachweis für verschiedene Steifigkeitsannahmen zu programmieren, damit die Möglichkeit einer Interpolation besteht.

Bereits im Vorbericht hat J. G. JAMES und D. S. WILSON über Versuche mit Fahrbahnbelägen aus Bitumen und Epoxyharzen berichtet und besonders auf die Vorteile einer Aufbringung des Belages in der Werkstatt hingewiesen. Im Zusammenhang mit der von H. GRASSL vorgeschlagenen querorientierten Platte dürfte diese Methode mehr an Bedeutung gewinnen. Im Diskussionsbeitrag von H. GRASSL wird auf die geringe Standfestigkeit des Asphaltbelages bei höheren Temperaturen und die nicht ausreichende Haftung zwischen Blech und Isolierung hingewiesen. Es wird die Aufschweißung von Flachstahlrippen zur Verhinderung des Wanderns des Asphaltbelages empfohlen, die sich — wie auch aus anderen Ausführungsbeispielen hervorgeht — bestens bewährt hat. Die bisher gemachten Erfahrungen und an der Technischen Hochschule Stuttgart durchgeführte Versuche lassen Ermüdungsbrüche nicht befürchten. Besondere Beachtung verdienen auch die von H. GRASSL gezeigten Versuche mit Vabitbelag, einen Asphaltbeton mit Füller aus Feinstteilen, Bitumen und Fluxmittel bei sehr festem Korngerüst. Der Verbund mit dem Stahlblech wird durch einen Epoxyharzüberzug hergestellt. Es wurde festgestellt, daß der Belag namentlich bei Kurzzeitbelastung mit dem Blech im Verbund zusammenwirkt und daher beachtliche Schubkräfte zwischen Stahlblech und Belag übertragen werden müssen. Sehr dünne Fahrbahnbeläge wie Semtex

oder aufgespritzte Kunstharzbeläge mit Korundeinstreuung kommen nur in Ausnahmefällen (bewegliche Brücken) in Frage, da sie große Anforderungen an die Ebenheit der Bleche stellen.

W. KLINGENBERG und F. REINITZHUBER bringen eine interessante Neuentwicklung stählerner Leichtfahrbahnen mit extrem dünnen Fahrbahnbelägen und Blechstärken, die sich vor allem für eine rasche Verlegung am Boden bei Reparaturen von Autobahnen eignen.

## Schlußfolgerungen und Empfehlungen

Schiefe und gekrümmte Brücken werden heutzutage vorwiegend als Rostträger oder Kastenträger ausgebildet, wobei letztere infolge ihrer großen Torsionssteifigkeit hierfür besonders geeignet sind. Die Berechnung solcher Systeme als biege- und torsionssteife Träger reicht in der Regel nicht aus, um den Spannungszustand im System richtig wiederzugeben, sondern man muß die Faltwerkstheorie anwenden und der Krafteinleitung in breite Scheiben besonderes Augenmerk zuwenden. Die Lagerung schiefer und gekrümmter Brücken muß so erfolgen, daß Zwängungskräfte, die große horizontale Auflagerreaktionen verursachen können, vermieden werden. Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen an ausgeführten Bauwerken sollten systematisch durchgeführt werden.

Für Hochstraßen empfiehlt sich bei größeren Stützweiten die Anordnung von Kastenträgern auf Einzelstützen mit durch Klebung und zusätzliche Verdübelung in Verbund wirkenden vorfabrizierten Fahrbahnplatten aus Stahlbeton. Bei durchlaufenden Verbundbrücken soll zur Vermeidung von Fugen und zur Erhöhung der Tragsicherheit die Platte auch in den negativen Momentenbereichen mit den Hauptträgern verbunden sein, wobei der Stahlträger so zu bemessen ist, daß er die negativen Momente aufnimmt. Für große Spannweiten kommen auch Kastenträgerbrücken mit stählernen Leichtfahrbahnen in Frage. Eine möglichst kurze Montagezeit mit Einzelelementen großer Abmessungen ist anzustreben.

Die Vorspannung von Stahlkonstruktionen ist solange wirtschaftlich als ein höchstfester gut schweißbarer Stahl nicht entsprechend billig zur Verfügung steht. Sie ist notwendig, um die Spannungen unter Gebrauchslast zu begrenzen und um dem höchstfesten Stahl die gewünschte Lastaufnahme zu ermöglichen. Die Berechnung hat sowohl den Spannungszustand unter Gebrauchslast als auch die Traglast zu umfassen. Der Frage der kohärenten Bauwerkssicherheit in vorgespannten Systemen ist größtes Augenmerk zu widmen, wobei Vorspannstahl und Baustahl möglichst gleichzeitig die Traglast erreichen sollen. Weiters können Fragen der Ermüdungsfestigkeit und der Veränderung der Vorspannkraft während des Betriebes von Bedeutung sein. Vorgespannte Seiltragwerke stellen außerordentliche wirtschaftliche

Lösungen bei Beherrschung großer freier Spannweiten dar. Bei durchlaufenden Verbundtragwerken ist die Vorspannung vor dem Verbund vorzuziehen, wodurch die Spannungsverhältnisse im Stahlträger verbessert werden.

Die elektronische Berechnung von Brücken mit orthotroper Stahlblechfahrbahn soll das vollständige Programm einschließlich des Spannungsnachweises umfassen und für verschiedene Steifigkeitsannahmen durchgeführt werden. Besonders wirtschaftlich sind auf Querträger aufgesetzte Stahlbleche mit Längssteifen aus Kastenprofilen und Bleche mit querorientierten Hohlsteifen. Die hohe Tragfestigkeit der orthotropen Platte durch Ausbildung einer Membranwirkung kann nicht voll ausgenützt werden, da mit Rücksicht auf ein einwandfreies Befahren und im Hinblick auf die Beanspruchung des Belages die Formänderungen begrenzt werden müssen. Außerdem ist die Ermüdungsfestigkeit zu beachten. Versuche mit neuen Fahrbahnbelägen auf der Asphalt-, der Epoxyharz- und der Semtexbasis haben gute Ergebnisse gezeitigt, jedoch steigen mit abnehmender Belagdicke die Anforderungen an die Ebenheit und Steifigkeit der Bleche.

## General Report

### Introduction

The prepared discussion brought a valuable series of contributions on Theme III which were further supplemented and extended by some of the comments made during the free discussion. Elevated roadways, prestressed steel bridges and light-weight decks were the subjects mainly treated, from the theoretical and experimental aspects as well as from the point of view of design and construction. Contrary to what occurred with the Preliminary Publication for which a large number of contributions were received, none were notified for the prepared discussion in regard to curved bridges and skew bridges. In the general report that he presented to the Congress, the reporter therefore endeavoured to draw attention to certain aspects regarding the design and calculation of these particular types of bridges, which are so important in practice, and to supplement them with diagrams. The papers presented to the Congress will now be briefly discussed and the principal conclusions will be drawn.

### III a. Curved Bridges and Skew Bridges

Skew bridges and curved bridges are mainly designed nowadays in the form of grid-structures or box-girders, but a combination of both systems may

also be used, particularly in the case of bridges of considerable width. Grid-structures of skew bridges, with a deck slab acting as the top chord of the main-structure and consisting of reinforced concrete or steel sheet stiffened orthogonally, should be calculated according to the theory of prismatic shells, the rigidity towards shear of the slab or of the steel sheet forming the top chord, constituting an essential factor in the distribution of the stresses on the webs of the main girders. As researches have shown, it is indispensable to have a system of supports which permit horizontal elastic displacements, particularly in the case of skew bridges and wide bridges, because otherwise marked parasitic stresses appear. Even in bridges which only comprise two main girders and the deck slab as the top chord, these stresses can arise considerably owing to unilateral loading, if two fixed bearings are arranged at one end of the bridge.

In order to obtain a correct picture of the state of stresses in skewed box-girders, it is generally not sufficient to regard them as rigid beams resistant to bending and torsion, by assuming the Saint-Venant distribution of shear flux. Owing to the resulting elevated stresses in the chord slab at the edges of the web, the introduction of concentrated loads, or of reactions at the supports, in the wide sheets is capable of exerting a decisive influence. Furthermore, as there exists a considerable warping restraint in the zones of introduction of the forces, the warping stresses can assume values that are no longer negligible, particularly at the supports of continuous beams. The effect of the end restraint of the skewed ends of the bridge, such as results from the calculation of the rigid beam resistant to bending and torsion, undergoes a definite reduction, if the deformation of the terminal transverse bracings is taken into account. This elastic deformation is also exerted by the transverse bracings situated in the zones of introduction of the forces, so that the torsional moments are diminished when the bending moments are increased in the box-girder. Consequently the distance apart and the elasticity of the transverse bracings must be carefully investigated as far as the resulting effects on the state of stresses are concerned. Finally, and more especially when, for example, a wind-bracing replaces the chord sheet, the reduced shear-rigidity of this latticed wall of the box-girder assumes an importance which cannot be neglected. It follows that in curved and skew bridges of the box-girder type, there is an increase in the bending moments and a reduction in the torsional moments. The effect of fixed-end restraint consequently decreases considerably in these bridges with a bottom wind-bracing. Special attention should be devoted to the skewed ends of the box-girders which must be studied as forming wedge cells, in accordance with the theory of prismatic shells with a polygonal axis.

Owing to the relative complexity of the stress conditions which prevail in skew and curved bridges with mono-multicellular box-girders, it appears advisable that strain gages measurements should be continue to be made on

structures in service. In this connection, particular importance should be attached to the zones of introduction of the forces and to the skewed ends. For this purpose, it is necessary to measure the strains on both sides of the flanges and the webs in order to be able to separate the local bending stresses from the stresses due to the tangential forces and the normal forces, since otherwise a false picture of the stress-distribution is obtained. These measurements should be compared with a calculation, as close as possible to the actual conditions, carried out in accordance with the theory of thin slabs and prismatic shells.

### IIIb. Elevated Roadways

The contribution to the discussion presented by G. WINTER brings clearly into view the differences between the methods of construction employed in the United States and in Europe for elevated road ways. Elevated roadways with six or seven traffic lanes are composite beam-constructions in which the main girders are rolled steel girders for small spans, and hence have a symmetrical section. The prevailing tendency is to reduce the design and construction costs as much as possible, at the expense, of course, of the weight of steel. It is only for wide spans that the question of welded main girders, and less often of box-girders, arises. In those parts of structures situated on a flat curve, the main girders follow a polygonal contour. Under these conditions, torsion is only a secondary factor, but it can assume a certain importance in narrow approach ramps of marked curvature. In Europe, for example, the tendency is, on the contrary, to design elevated roadways in the form of box-girders, so as to be able to take advantage of their rigidity towards torsion in order to reduce the bending moments. As K. SATTLER pointed out in the Preliminary Publication, the technique of bonding has made such progress that it is possible to bond slabs of prefabricated concrete on to the metallic upper flange, while, in addition, for the sake of safety, providing studs which penetrate into holes of the slab and which are sealed with bonding mortar. As mortar, Sinmast cement has given particularly satisfactory results. The laboratory tests were so favourable, that actual constructions have already been carried out. On account of the rapidity of assembling, this mode of procedure assumes great importance for the construction of elevated roadways in built-up areas.

One of the problems discussed at the Congress was that of the connection of steel girders to the deck slab in the zone of negative moments of continuous beams. Whereas in the United States no shear-connectors are provided, on account of the notch effect and of its unfavourable influence on the fatigue strength, O. A. KERENSKY is of the opinion that it is advisable to fasten the slab to the steel flange and to provide suitable reinforcements. In some of the composite bridges designed by the reporter, it was found possible, by a care-

fully designed sequence in the concreting operations and by variations in the levels of supports, to reduce the tensile stresses which have to be absorbed by the slab; the permissible tensile stresses are thus only exceeded in the most unfavourable cases of overload and to cope with this eventuality, reinforcements are arranged to ensure the distribution of the cracks. The flange is reinforced to such an extent that the steel girder alone absorbs the bending moments. Up to the present, no unfavourable effect has been observed. By this means, extension-joints in the carriageway and the devices to permit sliding of the slab over the upper flange are avoided, while increasing the carrying capacity, as the tests by J. TACHINABA, K. KONDO and K. ITO have shown.

### IIIc. Prestressed Steel Bridges

The report by F. H. NEEDHAM regarding tests on prestressed web-girders and lattice girders, provides most interesting information on the load-deformation diagram. For an overload equal to 1.5 times the service load, 80% of the deformations are reduced to zero after the load is removed. The increase of the forces in the prestress element, during the application of the loads, obviously depends upon the ratios of the cross-sections and the constructional arrangements; it may reach high values which must be taken into account in determining the prestressing force. The ideal case of prestressing would be obtained if the prestressing steel and the ordinary steel were simultaneously utilised to the maximum extent to support the permissible load (service load) and if, in addition, the ultimate loads were attained simultaneously in both structural members. This is not possible, as a general rule, and a choice has to be made between the service load and the ultimate load in order to establish a convenient approach to this coincidence. It may be questioned whether, in order to take fuller advantage of the reserve constituted by the ultimate load, the permissible stresses for ordinary steel may be exceeded for the service load. In order to answer this question, the deformations and the fatigue strength must be taken into consideration. One point deserving particular attention — as was pointed out by SHU-TIEN-LI in the Preliminary Publication — is the fact that by using ordinary steels and prestress steels at their permissible stresses, the same safety factor is not thereby obtained in prestressed and non-prestressed structures. It is necessary to consider, not only the variation of the forces in the prestressing steel during the application of the loads, to destruction, but also the corresponding variation of the stresses (stress-interval) in ordinary steel. Lastly, it is also necessary to take into account the losses of prestressing in the anchoring zones and those due to permanent deformations during the initial application of the load. In this connection, the indications given by S. A. ILJASEWITCH and F. H. NEEDHAM on the losses of prestress, are deserving of attention. In railway bridges, particular care

should be taken to avoid notches, especially in the anchoring zones, in order not to reduce the fatigue strength unduly. The introduction of the forces at the anchoring point of the prestress steel to the structure must be followed in detail by making use, if necessary, of the theory of plane elasticity.

P. K. MUKHERJEE deals with a special problem of prestressing in lattice girder bridges for the purpose of diminishing the dimension of the cross-sections of the bars and reducing the secondary bending stresses. In addition to the prestressing by means of members of very high tensile steel, there is also the question of the prestressing, achieved during assembling, which consists of determining, for the fabrication in the workshop, the length and the connections of the lattice bars in relation to the deformed state and of carrying out the assembly under stress. Bending moments are thereby produced in the lattice bars which oppose those occurring under load, and this entails a reduction of the secondary bending stresses of 30 to 40%.

Prestressed suspended systems may find application both in bridge building and in the construction of wide-span halls. S. A. ILJASEWITSCH has given some examples of such applications and the reporter has shown that in the case of suspension bridges of very wide span, designed for light loads, the stiffening girder can be replaced by prestressed wire-ropes connected with the suspension cables in the centre of the bridge.

### IIId. Light Weight Decks

The various points of view regarding the design and construction of bridges comprising light weight decks (orthotropic plates) were clearly set out by H. GRASSL. Particular interest attaches to the large number of comparative studies dealing with the distance apart and the shape of the stringers and the cross-girders. Among the important results, attention should be drawn to the fact that, on account of the simplicity of the fabrication in the workshop and of the assembling, it is found that box-shaped stringers of triangular section, passing above the cross-girders, are the most economical, although the weight is greater than for constructions comprising cross-girders, in which the web is welded to the deck sheet, and stringers passing through that web. The distance apart of the cross-girders depends on the shape of the stringers and amounts to about 3.6 m in the box-type. Owing to the limited deformation of the deck plate, the distance apart of the longitudinal ribs only amounts to about 300 mm, which does not enable the favourable membrane effect to be fully utilised. In Germany, a detailed study has been made of the problem of the fatigue strength of orthotropic sheet-steel decks, and the conclusion was reached that no fatigue failures need be apprehended provided the construction was correctly designed and fabricated. The arrangement of the joints must be carefully studied for the longitudinal ribs, the cross-girders and the

steel sheet. On this subject also, H. GRASSL suggests a large number of solutions, among which there will be observed, in the first place, the welding of the deck plate and the connection, by means of high-strength bolts, of the web and the bottom flange of the stringers.

The intersection of the longitudinal ribs and the cross-girders exerts a considerable influence on the costs of fabrication of the orthotropic plate. The web of the cross-girders can be cut out in order to pass the longitudinal ribs through it, or the ribs can be fastened to the web of the cross-girder by a fillet, *K*-shaped weld. For this last-mentioned arrangement also, no failure due to fatigue has been observed, but the experience gained is not sufficient to permit of a final judgement being pronounced.

Finally, attention should be drawn to the possibility, indicated by H. GRASSL, of an arrangement in which the cross-girders are eliminated and a steel sheet is provided which is stiffened solely by transverse box-girder ribs; the assembly unit then consists of strips approximately 3 m wide, which pass across the entire width of the bridge. The advantage of this arrangement is that only the steel sheets have site welded joints which are executed by butt welding from above against a cover-joint or a hollow rail made of copper filled with welding powder.

The calculation of the orthotropic plates is carried out by means of electronic computers as described by P. KLEMENT, with a complete programming for the various usual types of girder, so that it is only necessary to introduce the dimensions of the system, the loads and the estimated values of the cross-sections. P. KLEMENT considers that it is unnecessary to calculate the influence surfaces, but regards it as advisable to programme the complete calculation, including the verification of the stresses, for various rigidity assumptions, so as to provide the possibility of an interpolation.

In the Preliminary Publication, J. G. JAMES and D. S. WILSON had already reported tests relating to surfacings for carriageways made of bitumen and epoxy resins, and indicated, in particular, the advantages to be gained from the application of the surfacing in the workshop. For the transversely orientated plate suggested by H. GRASSL, this method should assume increased importance. In his contribution to the discussion, H. GRASSL emphasised the poor yield-resistance of asphalt surfacings at high temperatures and the inadequate adherence between the steel sheet and the insulation. To prevent slow creeping of the asphalt surfacing, it is recommended that ribs made of flat steel bars should be welded to the plate, since this procedure — as is evident from other examples of such construction — has proved to be the best. In the light of the experience gained so far and of the tests that were carried out at the Technische Hochschule, Stuttgart, failures due to fatigue need not be apprehended. Special notice should be taken of the tests described by H. GRASSL with surfacings made of Vabit, a rolled asphalt with a filler consisting of very fine particles, bitumen and flux, and having marked compactness. Bonding

with the steel sheet is effected by means of a coating of epoxy resin. It was observed, especially with loads of short duration, that the surfacing acted integrally with the steel sheet, and that consequently considerable shearing forces must be transmitted between the steel sheet and the surfacing. It is only in exceptional circumstances (bascule bridges) that recourse is had to very thin carriagway surfacings, such as Semtex, or to surfacings obtained by spreading a synthetic resin, with a corundum filler, applied by percolation, because this process entails stringent requirements, as regards the evenness of the steel sheets.

W. Klingenberg and F. Reinitzhuber introduce an interesting and novel development which consists of light-weight steel decks, of the box-girder type, with extremely thin surfacings and steel sheets, particularly suitable for rapid laying on the ground during repairs to motorways.

## Conclusions and Recommendations

Skew bridges and curved bridges are mainly constructed nowadays in the form of girder-grillages or box-girders; box-girders are particularly suitable on account of their high torsional rigidity. By assimilating these systems, for purposes of calculation, to a beam with bending and torsional rigidity an accurate picture of the state of stress is not generally obtained; recourse must be had to the theory of prismatic shells and a particularly careful study must be made of the introduction of the forces into the slabs and wide steel sheets. For these skew or curved bridges, the system and arrangement of the supports should make it possible to avoid stresses liable to cause considerable horizontal reactions at the supports. The measurement of deflections and strains should be undertaken in a systematic manner on structures in service.

As far as wide-span structures for elevated roadways are concerned, it is recommended that use should be made of box-girders resting on individual supports, with prefabricated deck slabs of reinforced concrete, connected with the girders by bonding and arranging supplementary shear connectors. In bridges with continuous beams, in order to obviate extension-joints and increase the strength, it is advisable to connect the slab to the girders in the zone of negative moments as well; but the steel girder is, however, so dimensioned that it is capable of absorbing the negative moments. For wide spans, recourse may also be had to box-girders with light-weight steel decks. Attempts should be made to reduce the time spent in assembling by utilising elements of large size.

The prestressing of steel structures is an economic process, as long as a satisfactorily weldable, very high-tensile steel is not available at an advantageous price. The prestressing is necessary in order to reduce the stresses due to service load in the ordinary steel and to enable the very high-tensile steel

to absorb the forces to the desired extent. The calculation must be carried out both with respect to the state of stresses under service load and with respect to destruction. The greatest possible attention must be directed to the problem of the consistent safety of the prestressed construction as a whole; the ordinary steel and the prestressed steel should, as far as possible, attain their limiting strength simultaneously. Other problems, such as the fatigue strength and the variation of the prestressing force during the service life may also be of significance. Prestressed constructions with catenary suspension constitute an extremely economical solution in the case of very wide spans. In continuous composite structures, preference should be given to the prior tensioning of the steels, before connecting with the concrete, because the state of stresses is thus more favourable in the steel girder.

For the calculation of bridges with orthotropic plates by means of electronic computers, it is essential that the programming should be complete, and should include the verification of the stresses, and that the computation should be carried out for various rigidity ratios. A particularly economical solution is obtained by using steel sheets provided with longitudinal ribs, of box-girder type, passing over the cross-girders or decks stiffened solely by transverse box-girders. It is not possible to derive the full benefit of the high load-carrying capacity of orthotropic plates due to the membrane effect because, owing to the requirements of good riding quality and to the stresses in the surfacing, the deformations must be restricted. Furthermore, attention must be paid to the fatigue strength. Favourable results were observed in the tests to which new types of surfacing, based on asphalt, epoxy-resins and Semtex, were subjected, but as the thickness of the surface is reduced, the requirements as far as the evenness and rigidity of the steel sheet are concerned, become increasingly stringent.

## Rapport général

### Avant-propos

La discussion préparée a apporté au Thème III une série de contributions précieuses qui ont encore été complétées et élargies par quelques-unes des remarques faites lors de la discussion libre. C'est principalement les ouvrages pour routes surélevées, les ponts métalliques précontraints et les platelages légers qui ont été traités, et ce dans l'approche théorique et expérimentale aussi bien que du point de vue de la conception et de l'exécution. Contrairement à ce qui s'est passé avec la Publication Préliminaire, où les contribu-

tions étaient nombreuses, il n'y en a eu aucune d'annoncée pour la discussion préparée en matière de ponts courbes et de ponts biais. Dans le rapport général qu'il a présenté au Congrès, le rapporteur a donc essayé de faire ressortir, en les complétant par des diagrammes, quelques points de vue relatifs à l'étude et au calcul de ces ponts particuliers si importants dans la pratique. Les contributions présentées vont maintenant être brièvement discutées et les principales conclusions tirées.

### IIIa. Ponts courbes et ponts biais

C'est principalement sous forme de réseaux de poutres ou de poutres-caissons que l'on conçoit aujourd'hui les ponts biais et courbes, la combinaison des deux systèmes pouvant aussi se présenter, notamment dans le cas des ponts de grande largeur. Les réseaux de poutres biais avec dalle de couverture collaborant à la résistance de l'ensemble, en béton armé ou en tôle raidie orthogonalement, doivent être calculés comme des voiles prismatiques, la rigidité au cisaillement de la dalle ou de la tôle constituant la membrure supérieure représentant un facteur essentiel dans la distribution des efforts sur les âmes des poutres-maîtresses. Commes les recherches l'ont montré, il est indispensable d'avoir un système d'appuis qui permette des déplacements élastiques horizontaux, notamment dans le cas des ponts biais et larges, car autrement de fortes contraintes parasites peuvent apparaître. Même dans les ponts ne comportant que deux poutres-maîtresses et la dalle de couverture comme membrure supérieure, ces contraintes peuvent se développer à cause d'un chargement unilatéral, si l'on dispose deux appuis fixes à une extrémité du pont.

Pour obtenir une image exacte de l'état de contrainte dans les poutres-caissons biaises, il ne suffit généralement pas de les considérer comme des barres rigides à la flexion et la torsion, en admettant la distribution du flux de cisaillement de Saint-Venant. Du fait des tensions élevées qui en résultent aux bords de l'âme, l'introduction de charges concentrées ou des réactions aux appuis dans les tôles larges formant membrure peut exercer une influence déterminante. De plus, comme les sections ne peuvent se gauchir librement dans les zones d'introduction des forces, les tensions de gauchissement peuvent prendre des valeurs qui ne sont plus négligeables, notamment aux appuis des poutres continues. Si l'on tient compte de la déformation des entretoisements d'extrémité, c'est une nette diminution que subit l'effet d'encastrement des extrémités biaises tel qu'il résulte du calcul de la poutre rigide à la flexion et à la torsion. Cette déformation s'exerce également sur les entretoisements situés dans les zones d'introduction des forces, de sorte que les moments de torsion se trouvent diminués alors que les moments de flexion se trouvent augmentés dans la poutre-caisson. C'est pourquoi il faut étudier de près l'es-

pacement et l'élasticité des entretoisements en ce qui concerne les effets qui en résultent sur l'état de contrainte. Enfin, tout particulièrement lorsque par exemple un contreventement en treillis remplace la tôle pleine, la déformation au cisaillement de cette paroi du caisson prend une importance qu'on ne peut plus négliger; il en résulte, dans les ponts courbes et biais à caisson, une augmentation des moments fléchissants et une réduction des moments de torsion. L'effet d'encastrement diminue donc considérablement dans ces ponts à contreventement inférieur. Il convient d'accorder une attention spéciale aux extrémités biaises des poutres à caisson que l'on doit étudier comme constituant des cellules en coin d'après la théorie des voiles à axe polygonal.

Du fait de la relative complexité des conditions de contrainte qui règnent dans les ponts biais et courbes à poutres-caissons mono- ou multicellulaires, il apparaît souhaitable que l'on continue à effectuer des mesures sur des ouvrages en service. Il conviendra à cet égard d'attacher une importance particulière aux zones d'introduction des efforts et aux extrémités biaises. En ceci il est nécessaire de mesurer les allongements des deux côtés des semelles et des âmes de façon à pouvoir séparer les flexions locales des tensions dues aux efforts tangentiels et aux efforts longitudinaux. Sinon l'image qu'on obtient de la répartition des tensions est fausse. Il convient de comparer ces mesures avec un calcul, le plus proche possible de la réalité, effectué conformément à la théorie de l'élasticité plane et celle des voiles prismatiques.

### III b. Ouvrages pour routes surélevées

La contribution de G. Winter à la discussion met clairement en évidence les différences qui existent entre les modes de construction des ouvrages pour routes surélevées aux Etats-Unis et en Europe. Les ouvrages de sept à dix voies sont des constructions mixtes dans lesquelles les poutres-maîtresses sont des poutres laminées pour les faibles portées donc avec une section symétrique. On s'attache en effet à réduire autant que possible les frais d'études et de réalisation, aux dépens naturellement du poids d'acier. Ce n'est que pour les grandes portées qu'interviennent les poutres maîtresses soudées et, plus rarement, les poutres-caissons. Dans les parties d'ouvrages situées en courbe, les poutres maîtresses suivent un contour polygonal. Dans ces conditions, la torsion ne joue qu'un rôle secondaire, mais elle peut prendre une certaine importance dans les rampes d'accès étroites et de forte courbure. En Europe, par exemple, on s'est au contraire efforcé de réaliser les ouvrages pour routes surélevées sous la forme de poutres-caissons, de façon à pouvoir tirer parti de leur rigidité à la torsion pour diminuer les moment fléchissants. Comme K. Sattler l'a fait ressortir dans la Publication Préliminaire, la technique du collage a fait de tels progrès qu'on peut coller des plaques de béton préfabriquées sur la semelle supérieure métallique en prévoyant de

plus, pour la sécurité, des goujons qui pénètrent dans les évidements de la plaque et que l'on scelle avec du mortier collant. Comme mortier, c'est la colle Sinmast qui a donné des résultats particulièrement bons. Les essais au laboratoire ont été si favorables qu'on en est déjà venu à l'exécution. En raison de la rapidité du montage, ce procédé revêt une grande importance dans la construction des ouvrages pour routes surélevées dans les zones urbanisées.

L'un des problèmes discutés lors du congrès a été celui de la liaison des poutres métalliques à la dalle de couverture dans la région des moments négatifs des poutres continues. Tandis qu'aux Etats-Unis on ne prévoit pas de chevilles d'adhérence, à cause de l'effet d'entaille et de son influence défavorable sur la résistance à la fatigue, O. A. Kerensky est d'avis qu'il convient de lier la dalle à la semelle métallique et de disposer les armatures correspondantes. Dans quelques-uns des ponts mixtes conçus par le rapporteur, on a pu, par un programme de bétonnage bien étudié et par des dénivellations d'appui, réduire les efforts de tension à absorber par la dalle; les tractions admissibles ne se trouvent ainsi dépassées que dans le cas des surcharges les plus défavorables et, pour parer à cette éventualité, on met en place des armatures assurant la répartition de la fissuration. La semelle est renforcée de telle sorte que la poutre métallique absorbe seule les moments fléchissants. Jusqu'à présent, il n'a été constaté aucun effet défavorable. On évite ainsi les joints de chaussée et les dispositifs devant permettre un glissement de la dalle sur la membrure supérieure, tout en élevant la résistance comme l'ont montré les essais de J. Tachinaba, K. Kondo et K. Ito.

### IIIc. Ponts métalliques précontraints

Le rapport de F. H. Needham, concernant des essais sur des poutres précontraintes à âme pleine et en treillis, fournit des renseignements très intéressants sur le diagramme charge-déformation: pour une surcharge égale à 1,5 fois la charge de service, 80% des déformations s'annulent encore après la décharge. L'augmentation des efforts dans l'élément de précontrainte, lors de l'application des charges, dépend évidemment des rapports des sections et des dispositions constructives; elle peut atteindre des valeurs élevées dont il faut tenir compte en fixant l'effort de précontrainte. La précontrainte idéale serait obtenue si l'on arrivait à utiliser au maximum simultanément l'acier de précontrainte et l'acier ordinaire pour supporter la charge max. admissible (en service) et si, de plus, la charge de ruine était atteinte en même temps dans les deux élements de l'ouvrage. Ceci n'est généralement pas possible, et on doit choisir entre la charge de service et celle de ruine pour établir cette coïncidence. On peut se demander si, pour tirer un meilleur parti de la réserve que constitue la charge de ruine, on peut dépasser en service les

contraintes admissibles de l'acier ordinaire. Pour répondre à cette question, il faut considérer les déformations et la résistance à la fatigue. Un point mérite une attention particulière, comme l'a relevé SHU-TIEN-LI dans la Publication Préliminaire: en utilisant les aciers ordinaires et les aciers de précontrainte à leurs sollicitations admissibles, on n'obtient pas pour autant la même sécurité dans les ouvrages précontraints et non précontraints. Il faut considérer non seulement la variation des efforts dans l'acier de précontrainte pendant l'application des charges, jusqu'à la ruine, mais aussi la variation correspondante des sollicitations de l'acier ordinaire. Enfin, il faut tenir compte également des pertes de précontrainte dans les zones d'ancrage et celles dues aux déformations permanentes lors de la première mise en charge. A ce sujet les indications de S. A. ILJASEWITSCH et F. H. NEEDHAM sur les pertes de précontrainte méritent l'attention. Dans les ponts-rails, on veillera avec un soin particulier à éviter les entailles, spécialement dans les zones d'ancrage, afin de ne pas trop réduire la résistance à la fatigue. Il faut suivre dans le détail l'introduction des efforts au point d'ancrage de l'acier de précontrainte, en utilisant éventuellement la théorie de l'élasticité plane.

P. K. MUKHERJEE traite un problème particulier de précontrainte des ponts en treillis: il s'agit de diminuer les dimensions des sections et de réduire les contraintes secondaires. En plus de la précontrainte par des éléments en acier à très haute résistance, il intervient ici la précontrainte, réalisée au montage, qui consiste à fixer, pour la fabrication en atelier, la longueur et les assemblages des barres de treillis par rapport à l'état déformé et à exécuter la mise en place sous contrainte. On produit ainsi dans le treillis des moments qui s'opposent à ceux apparaissant en charge, ce qui entraîne une réduction des contraintes secondaires de 30 à 40%.

Les systèmes suspendus précontraints peuvent intéresser aussi bien la construction des ponts que celle des halles de grande portée. S. A. ILJASEWITSCH en a donné quelques exemples et le rapporteur a montré que, dans le cas de ponts suspendus de très grande portée prévus pour des charges légères, on pouvait remplacer les poutres de rigidité par des câbles tendeurs solidarisés aux câbles porteurs au milieu du pont.

### III d. Platelages légers

Les différents points de vue relatifs à l'étude et à la construction des ponts comportant des platelages légers (dalles orthotropes) ont été clairement mis en lumière par H. GRASSL. Un intérêt particulier s'attache aux nombreuses études comparatives portant sur l'écartement et la forme des nervures longitudinales et des entretoises. Parmi les résultats importants, il convient de signaler le fait que, en raison de la simplicité du travail en atelier et du montage, ce sont les nervures en caisson de section triangulaire, passant au-dessus

des entretoises, qui sont les plus économiques, bien que le poids soit plus élevé que pour les exécutions comportant des entretoises dont l'âme est soudée à la tôle de platelage, et des nervures traversant cette âme. L'écartement des entretoises dépend de la forme des sections des nervures longitudinales et atteint environ 3,6 m dans les exécutions en caisson. Compte tenu de la déformation de la tôle de couverture, l'espacement des nervures longitudinales vaut environ 300 mm, ce qui ne permet pas d'utiliser complètement l'effet de membrane favorable. En Allemagne, on a étudié dans le détail le problème de la résistance à la fatigue des platelages métalliques orthotropes et l'on est arrivé à la conclusion qu'il n'y a pas de crainte à avoir si la conception est correcte. La disposition des joints doit être soigneusement étudiée, pour les nervures, les entretoises et la tôle. A ce sujet également, H. Grassl propose de nombreuses solutions, parmi lesquelles on remarquera en premier lieu le soudage de la tôle et l'assemblage par boulons HR de l'âme et de la semelle inférieure. L'intersection des nervures longitudinales et des entretoises influe de façon très sensible sur les frais de fabrication des dalles orthotropes. On peut soit découper l'âme des entretoises pour faire passer les nervures longitudinales, soit attacher les nervures à l'âme des entretoises par un cordon en K. Pour cette dernière disposition, on n'a pas constaté non plus de rupture due à la fatigue, mais l'expérience acquise n'est pas suffisante pour permettre de prononcer un jugement définitif.

Enfin, il convient de signaler la possibilité indiquée par H. Grassl: supprimer les entretoises et prévoir une dalle raidie uniquement par des nervures en caisson transversales; l'unité de montage est alors constituée par des bandes de 3 m de large approximativement, qui traversent toute la largeur du pont. L'avantage est que seules les tôles présentent des joints de montage, réalisés par des soudures bout-à-bout sur couvre-joint ou rail creux en cuivre rempli de poudre à souder.

Le calcul des dalles orthotropes s'effectue électroniquement comme le décrit P. Klement, avec une programmation complète pour divers types usuels; il suffit d'introduire les dimensions du système, les charges et les valeurs estimées des sections. P. Klement estime inutile de calculer des surfaces d'influence et indique qu'il convient de programmer le calcul complet, y compris la vérification des contraintes, pour divers rapports de rigidité, de façon à permettre une interpolation.

Dans la Publication Préliminaire déjà, J. G. James et D. S. Wilson ont rendu compte d'essais relatifs à des revêtements de chaussée en bitumes et en résines époxydes, et ils ont fait ressortir les avantages qui s'attachent à l'application du revêtement en atelier. Pour la dalle à orientation transversale proposée par H. Grassl, cette méthode devrait prendre une importance accrue. Dans sa contribution à la discussion, H. Grassl a souligné la faible résistance des revêtements en asphalte aux températures élevées ainsi que l'insuffisante adhérence entre la tôle et l'isolation. Pour empêcher le glisse-

ment du revêtement, on recommande de souder des nervures en fers plats sur la tôle, ce procédé — ainsi que cela ressort élgament d'autres exemples de réalisations — s'étant révélé le meilleur. A la lumière de l'expérience acquise jusqu'à présent ainsi que des essais qui ont été exécutés à la Technische Hochschule de Stuttgart, il n'y a pas lieu de craindre les ruptures par fatigue. On remarquera spécialement les essais décrits par H. Grassl avec des revêtements en Vabit, un béton asphaltique avec une charge constituée par de très fines particules, du bitume et un fondant avec une compacité très grande. La liaison avec la tôle est assurée par une couche en résine époxyde. On a constaté, notamment dans le cas de charges de brève durée, que le revêtement agissait solidairement avec la tôle, ce sont donc ces cisaillements considérables qui doivent être transmis entre la tôle et le revêtement. Ce n'est qu'exceptionnellement (ponts basculants) qu'on fait appel à des revêtements de chaussée très minces comme le Semtex ou à des revêtements obtenus en répandant une résine synthétique avec une charge de corindon appliquée par percolation, car ce procédé impose des exigences élevées quant à la planéité de la tôle.

W. Klingenberg et F. Reinitzhuber apportent une nouveauté intéressante qui consiste en des platelages légers en acier, type caisson, avec revêtement et tôle extraminces, particulièrement appropriés à la pose rapide au sol lors de la réfection des autoroutes.

## Conclusions et recommandations

C'est principalement sous forme de réseaux de poutres ou de poutres-caissons que l'on réalise aujourd'hui les ponts biais et les ponts courbes; les poutres-caissons sont spécialement indiquées en raison de leur rigidité élevée à la torsion. En assimilant pour le calcul ces systèmes à une barre rigide à la flexion et à la torsion, on n'obtient généralement pas une image exacte de l'état de contrainte; il faut avoir recours à la théorie des voiles prismatiques et étudier particulièrement l'introduction des efforts dans les dalles et tôles larges. Pour ces ponts biais ou courbes, le système et la disposition des appuis doit permettre d'éviter des contraintes pouvant provoquer d'importantes réactions horizontales aux appuis. Il faudrait que l'on procédât de manière systématique à la mesure des flèches et des allongements sur les ouvrages en service.

En ce qui concerne les ouvrages pour routes surélevées de grande portée, on recommande l'utilisation de poutres-caissons reposant sur des appuis individuels, avec dalles de couvertures préfabriquées en béton armé, solidarisées aux poutres par collage et chevillage complémentaire. Dans les ponts à poutres continues, pour éviter les joints et augmenter la résistance, il convient de solidariser la dalle aux poutres dans la région des moments négatifs également;

on dimensionne toutefois la poutre métallique de telle sorte qu'elle puisse reprendre les moments négatifs. Pour les grandes portées, on recourt aussi aux poutres-caissons avec platelage métallique léger. On s'efforcera de diminuer le temps de montage en utilisant des éléments de grandes dimensions.

La précontrainte des ouvrages métalliques est un procédé économique tant qu'on ne disposera pas, à un prix intéressant, d'un acier à très haute résistance bien soudable. Elle est nécessaire pour réduire les contraintes dues aux surcharges dans l'acier ordinaire et pour permettre à l'acier à très haute résistance de reprendre les efforts dans la mesure souhaitée. Le calcul doit être effectué aussi bien par rapport à l'état de contrainte relatif à la charge de service que par rapport à la ruine. Il faut prêter toute l'attention désirable au problème d'une sécurité cohérente de l'ensemble de la construction précontrainte: l'acier ordinaire et l'acier de précontrainte devront atteindre autant que possible simultanément leur résistance limite. D'autres problèmes jouent également un rôle, comme celui de la résistance à la fatigue et de la variation de l'effort de précontrainte pendant le service. Les constructions précontraintes à suspension caténaire représentent une solution extrêmement économique dans le cas de portées libres très importantes. Dans les ouvrages mixtes continus, on doit préférer la mise en tension préalable des aciers, avant la solidarisation du béton, car l'état de contrainte est ainsi plus favorable dans la poutre métallique.

Pour calculer les ponts à dalle orthotrope à l'aide d'ordinateurs, il faut que la programmation soit complète, comprenne la vérification des contraintes et que le calcul se fasse pour divers rapports de rigidité. On obtient une solution particulièrement économique en utilisant soit des tôles pourvues de nervures longitudinales en caisson passant sur les entretoises, soit des platelages raidis uniquement par des caissons transversaux. On ne peut tirer pleinement parti de la résistance élevée des dalles orthotropes due à l'effet de membrane car, eu égard aux exigences de viabilité et aux sollicitations du revêtement, les déformations doivent rester limitées. En outre, il convient de veiller à la résistance à la fatigue. Des résultats favorables ont été constatés lors des essais dont ont été l'objet de nouveaux revêtements à base d'asphalte, de résines époxydes et de Semtex mais, à mesure que diminue l'épaisseur du revêtement, les exigences deviennent de plus en plus élevées en ce qui concerne la planéité et la rigidité de la tôle.

# III a 1

## Beitrag zur Spannungsermittlung in schiefen und gekrümmten Brücken[1])

*Contribution to the Determination of Stresses in Skew and Curved Bridges*

*Contribution à l'étude des contraintes dans les ponts biais et les ponts courbes*

H. BEER

o. Prof. Dipl. Ing. Dr. techn., Technische Hochschule Graz

Bereits im Vorbericht habe ich darauf hingewiesen, daß die Flachdeckbrücken, sei es in den Ausführungen mit U-Querschnitt und als Rostträger oder auch mit ein- und mehrzelligen Hohlkasten, im allgemeinen nicht mehr nach der Theorie der biegefesten Stäbe berechnet werden dürfen, sondern daß hier die Theorie der Faltwerke anzuwenden ist, wobei auch die Frage der Krafteinleitung untersucht werden muß. Ich habe angeregt, daß man sich in der vorbereiteten Diskussion mit diesen aus Scheiben zusammengesetzten räumlichen Tragwerken beschäftigen möge. Da jedoch hierfür keine Diskussionsanmeldungen vorliegen, möchte ich nun einige für den Entwurf und die Dimensionierung schiefer und gekrümmter Brücken wichtige statische Probleme behandeln.

Vorerst sei eine kurze Übersicht über die wichtigsten statischen Systeme der Flachdeckbrücken, wie sie heute vorwiegend für schiefe und gekrümmte Bauwerke zur Anwendung kommen, gegeben. Fig. 1 a zeigt die einfachste Form der Überführung eines Verkehrsweges (hier Straße) in der Kurve, die bei geraden Hauptträgern durch Krümmung der Fahrbahnplatte in der Weise erfolgt, daß die gekrümmte Plattenlängsachse gegenüber jener der geraden Brückenachse in eine gemittelte Lage gelegt ist. In Fig. 1 b sind die beiden Hauptträger polygonal geknickt, wobei auch hier diese Träger ungleich belastet werden. Für polygonal geknickte Rostträgerbrücken (Fig. 1 c) wirkt sich der Einfluß der Krümmung ebenfalls in einer verstärkten Belastung der bogenäußeren Träger aus. Beim einzelligen Hohlkasten (Fig. 1 d) mit polygonal geknickten Trägern ist hingegen der Biegeanteil beider Hauptträgerstege annähernd gleich groß, während im Hohlkasten Torsionsmomente entstehen. Ein ähnliches Verhalten zeigt auch der dreizellige Hohlkasten (Fig. 1 e), dessen Torsionssteifigkeit nur um etwa 5—8% höher angenommen werden kann als jene des durch die Außenstege und Gurtscheiben allein gebildeten Kastenquerschnittes. In den Fällen (b) und (e) müssen in den Knickpunkten Querverbände angeordnet sein.

---

[1]) Teil des am Kongreß vorgetragenen Generalberichtes.

Bei Überführungen, deren Breite vergleichbar oder sogar größer als die Stützweite ist (Fig. 2f), stellt die Hohlplatte ein sehr torsionssteifes Tragsystem dar. Exzentrisch zur Brückenlängsachse wirkende Lasten werden nun aber nicht mehr annähernd gleichmäßig auf die Hauptträgerstege verteilt, da die Nachgiebigkeit der Querverbände einen wachsenden Einfluß auf die Lastaufteilung ausübt. Der Nachteil der schiefen Hohlplatte ist die sehr ungünstige Verteilung der Auflagerdrücke innerhalb eines Widerlagers mit starker Druckkonzentration am stumpfen Brückenende und erheblichem Auflagerzug am spitzen Ende. Die Biegemomente werden hier allerdings außerordentlich stark reduziert, während die Torsionsmomente anwachsen, so daß die in den Blechen entstehenden Schubspannungen nun für die Dimensionierung maßgebend werden können.

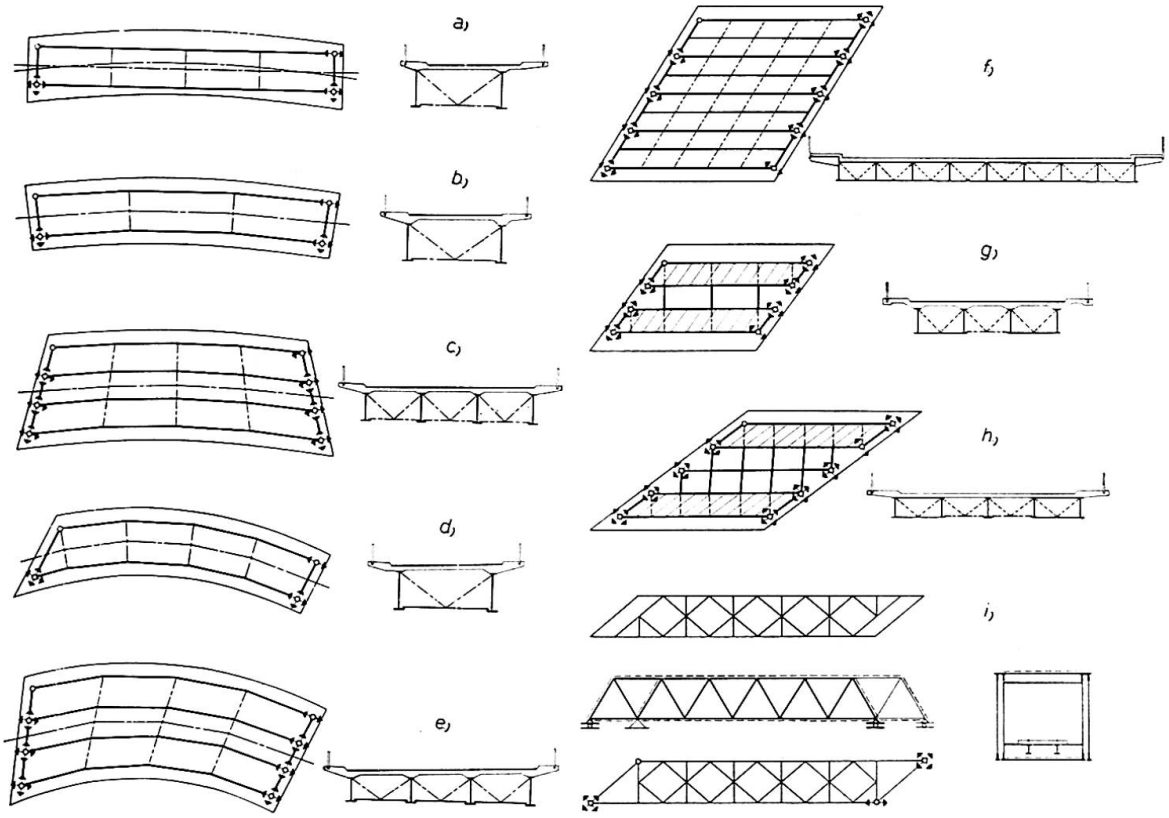


Fig. 1. Fig. 2.

Man kann diese nachteiligen Wirkungen der aus Zellen bestehenden Hohlplatte durch Anordnung von zwei oder mehreren getrennten Hohlkasten verringern (Fig. 2g), wobei hier die Biege- und Torsionsmomente wiederum ansteigen. Die Verteilung der Auflagerreaktionen längs eines Widerlagers ist jedoch in diesem Falle günstiger, da Drücke und Züge alternierend auftreten, so daß die Ungleichmäßigkeiten an den Einleitungsstellen bis zur Bodenfuge weitgehend abgeklungen sind. Eine Kombination von Hohlkasten- und Rostträgersystem sehen Sie in Fig. 2h, wobei zwei Randhohlkasten einen (oder mehrere) Mittelträger tragen [1].

Die Ausbildung einer schiefen Fachwerkbrücke mit untenliegender Fahrbahn zeigt Fig. 2i. Hier hat die Nachgiebigkeit der End- und Zwischenquerscheiben, die als Rahmen ausgebildet werden müssen, erheblichen Einfluß auf die Einleitung und Verteilung der Torsions- und Biegemomente im Gesamtsystem.

Zur statischen Wirkungsweise der gezeigten Systeme seien hier kurz einige bemerkenswerte Tatsachen aufgezeichnet:

Die Lastanteile für ständige Last für die unten offene Brücke mit geraden Hauptträgern und gekrümmter Fahrbahnplatte sind in Fig. 3a unter der Annahme der Aufteilung nach dem Hebelgesetz wiedergegeben, während Fig. 3b die entsprechenden Anteile für den geraden Hohlkasten mit gekrümmter Fahrbahnplatte darstellt. Man erkennt hier deutlich den Vorteil des zweiten gegenüber dem ersten System. Berücksichtigt man die elastische Nachgiebigkeit der Querverbände, so nähert sich die Lastaufteilung etwas jener des U-Querschnittes, bleibt aber selbst bei sehr elastischen Querverbänden noch weit hinter dieser sehr ungleichen Lastaufteilung zurück.

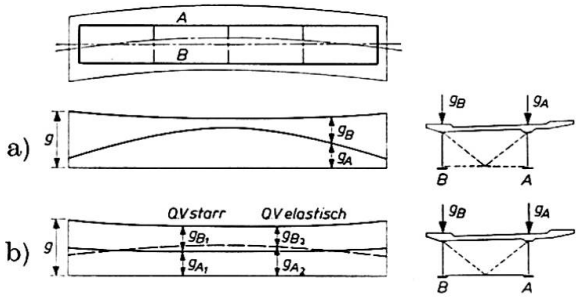


Fig. 3.

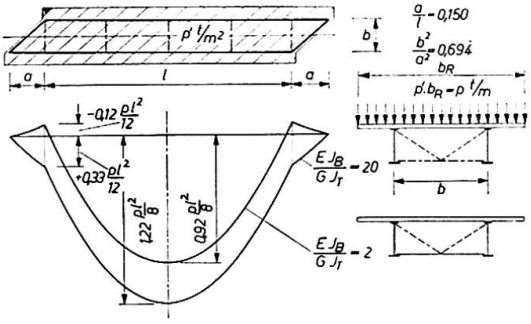


Fig. 4.

Zur Beurteilung der Einspannwirkung schiefer Brücken hat F. RESINGER im Vorbericht eine übersichtliche Darstellungsweise des Einflusses der Brückenschiefe und des Verhältnisses von Biegesteifigkeit zur Drillsteifigkeit gegeben (Fig. 4). Um Ihnen diese Einflüsse in ihrer Tendenz nahezubringen, habe ich für zwei charakteristische Fälle, und zwar

$$\nu = \frac{E\,J_B}{G\,J_T} = 20 \qquad \text{und} \qquad \nu = \frac{E\,J_B}{G\,J_T} = 2\,,$$

die Biegemomentenverteilung für ständige Last aufgetragen. Man erkennt, daß für den Hohlkasten mit unterem vollen Gurtblech (entspricht $\nu = 2$) eine sehr starke Einspannwirkung erzwungen wird, während für den Fall eines unteren Fachwerkverbandes (entspricht $\nu = 20$) diese Einspannung der schiefen Enden sehr stark zurückgeht.

Auch die Brückenschiefe, d. i. der Neigungswinkel der Brückenachse gegen die Widerlagerlinie beeinflußt das Einspannmoment entscheidend, wie man dies aus Fig. 5 deutlich entnehmen kann.

Die bisher gezeigten Momentenverteilungen wurden nach der Theorie des biege- und torsionsfesten Stabes ermittelt. In Fig. 6 ist der Vergleich mit der Faltwerktheorie für elastisch nachgiebige Querscheiben an den stumpfen Brückenenden dargestellt, wobei nun jedoch nicht die Biegemomente, sondern die Normalspannungen an der Außenkante des Untergurtes aufgetragen sind. Während die Kurve (a) der Annahme starrer Querverbände entspricht, zeigt Kurve (b) den entsprechenden Normalspannungsverlauf, wenn die elastische Nachgiebigkeit der Fachwerkquerverbände berücksichtigt wird. Die Einspannwirkung wird demnach erheblich von der elastischen Nachgiebigkeit der Querverbände beeinflußt. Fehlen die Querverbände an den stumpfen Ecken (Kurve (c)), so geht die Einspannwirkung verloren.

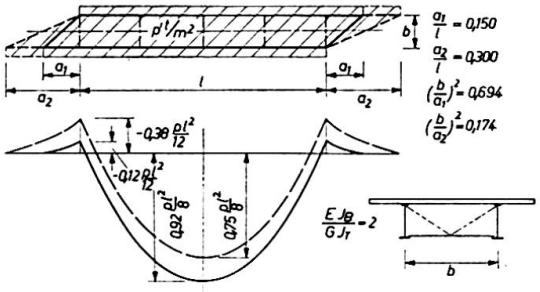


Fig. 5.

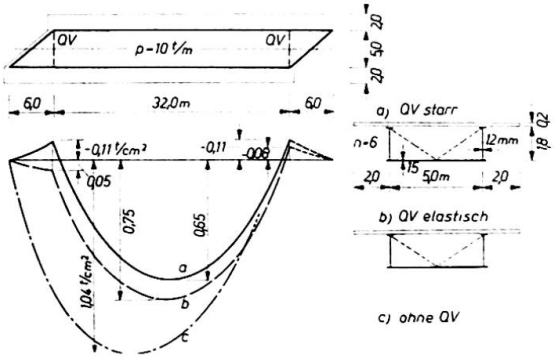


Fig. 6.

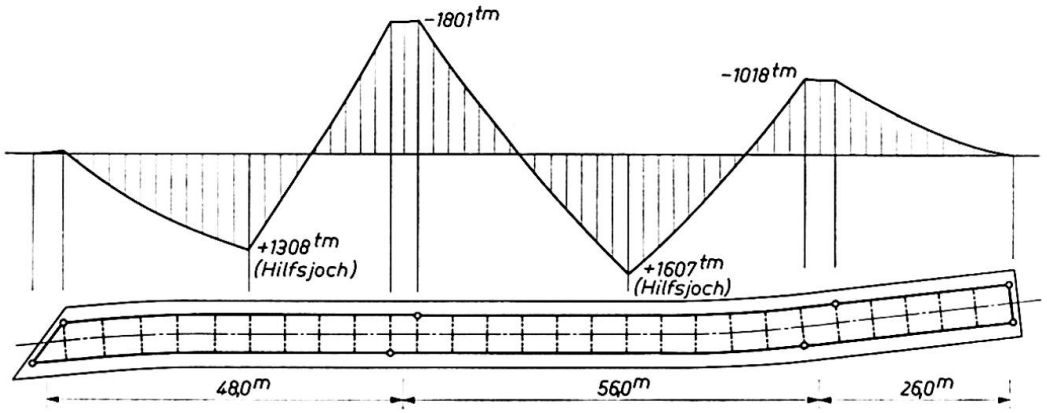


Fig. 7.

Bei durchlaufenden schiefen Brücken in der Kurve kann die Abstützung auf den Mittelpfeilern entweder durch ein oder durch zwei Auflager erfolgen. Bei einer Brücke in der Kurve, deren Pfeilerflucht erheblich schief zur Brückenachse liegt, wurde die Rechnung als fünffach statisch unbestimmtes System (Fig. 7) unter Zugrundelegung der Saint-Venantschen Schubflußverteilung durchgeführt und zeigt den erwarteten Abbau der Momentenspitzen in den Stützbereichen und die etwas schwächere Einspannwirkung des gekrümmten Hohlkastens an den schiefen Brückenenden [2].

Die im Vorbericht veröffentlichten Meßergebnisse von G. HUTTER haben deutlich den Abfall der Biegenormalspannungen von Trägern mit breiten Gurtscheiben bei Einleitung konzentrierter Lasten gezeigt. Man wird diesem Problem künftig erhöhte Aufmerksamkeit schenken müssen, da besonders bei Eisenbahnbrücken neben der Forderung einer ausreichenden Fließ- und Bruchsicherheit auch noch die Einhaltung der zulässigen Ermüdungsbeanspruchung unerläßlich ist. Die Krafteinleitung in die obere Gurtscheibe an der Mittelstütze eines Durchlaufträgers wurde an meinem Institut rechnerisch untersucht und die erhaltenen Resultate durch Belastungsversuche an einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke von 45 + 54 + 45 m Spannweiten kontrolliert. In der Rechnung wurden auch die verschiedenen Blechstärken der Obergurtscheibe und ihre Längsaussteifungen berücksichtigt. Fig. 8 zeigt den Spannungshügel für eine Gurthälfte, wie er durch die Rechnung nach dem vom

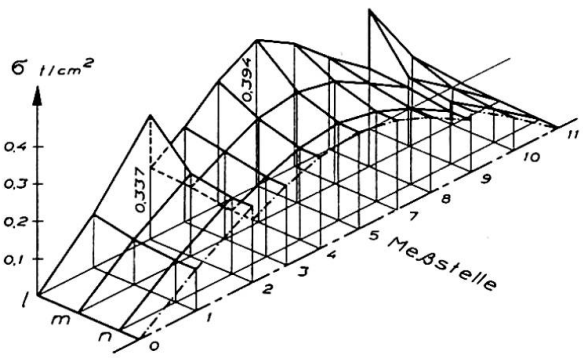


Fig. 8.

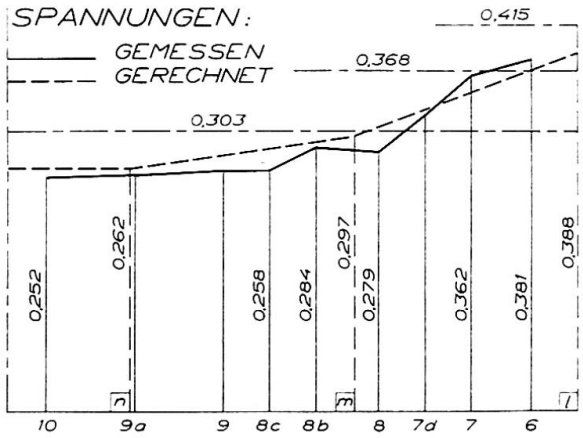


Fig. 9.

Verfasser gemeinsam mit F. RESINGER [3] ausgearbeiteten Verfahren erhalten wurde, während Fig. 9 die Meßergebnisse in Vergleich zur Berechnung setzt. Man erkennt die gute Übereinstimmung, die allerdings nur unter Berücksichtigung der orthogonal ausgesteiften Scheibe veränderlicher Dicke erzielt werden konnte.

Fig. 10 soll zeigen, daß die korrekte Lagerung von Brücken sowohl bei Hohlkasten als auch bei U-Querschnitten wichtig ist, da sonst erhebliche Zusatzspannungen auftreten können [4]. In der Figur sind die bezogenen horizontalen Lagerkräfte $X_1 b/M_E$ in Brückenlängsrichtung aufgetragen, welche bei einer Brücke mit U-Querschnitt und zwei festen Lagern an einem Widerlager, infolge Wölbbehinderung durch die Fahrbahnplatte, auftreten. $M_E$ bedeutet hierbei das Einspannmoment eines Trägers für den antimetrischen Lastfall $p$ nach Fig. 10, $h$ den Abstand der Lagerkippfläche vom Schubmittelpunkt $M$ des Brückenquerschnittes, $J_m$ das Trägheitsmoment des Querschnittes um die Horizontalachse durch den Schubmittelpunkt und $J_y$ das Trägheitsmoment um die $Y$-Achse. Während für symmetrische Belastung

beider Hauptträger keine Querschnittsverwölbung und daher auch keine entsprechenden horizontalen Reaktionen an den festen Lagern auftreten, ist bei antimetrischer Belastung und besonders bei Lage des Schubmittelpunktes $M$ oberhalb der Gurtscheibe mit einer erheblichen Wölbbehinderung und daher relativ hohen horizontalen Auflagerreaktionen $X_1$ in Brückenlängsrichtung zu rechnen, die nur durch die Anordnung eines festen und eines längsbeweglichen Lagers ausgeschaltet werden können. Angenähert ist für die gebräuchlichen Brückenquerschnitte $X_1 \doteq M_E/1{,}1\,h$.

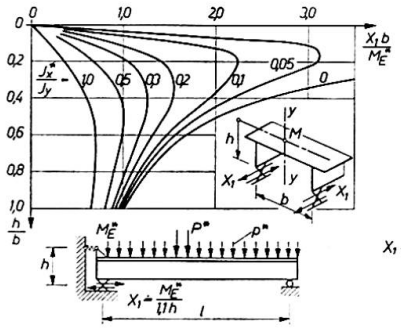

Fig. 10.

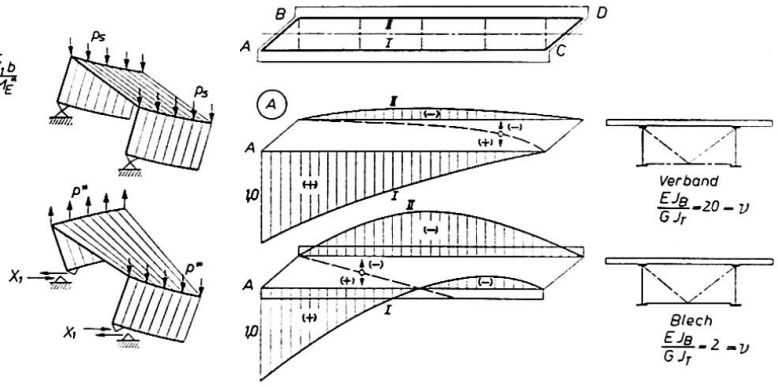


Fig. 11.

Die Ermittlung von Einflußlinien für schiefe Kastenträger muß unter Berücksichtigung ihrer Biege- und Torsionssteifigkeit erfolgen. Die diesbezüglichen durch F. Resinger an meinem Institut ausgeführten Untersuchungen haben ergeben, daß die Lastscheide abhängig ist vom Verhältnis der Biege- und Torsionssteifigkeit. In Fig. 11 ist die Auflagerdruckeinflußlinie für $\nu = 20$ und $\nu = 2$ mit der zugehörigen Lastscheide angegeben. Man erkennt, daß in beiden Fällen für den maximalen Auflagerdruck am spitzen Brückenende nicht die Vollbelastung auf ganzer Brückenbreite maßgebend ist, sondern nur eine Teilbelastung. Diese Erscheinung tritt bei torsionssteifen Tragwerk ganz besonders hervor. Sie wurde auch durch einen durchgeführten Belastungsversuch an einer vom Verfasser projektierten sehr schiefen und breiten Brücke in Wien voll und ganz bestätigt [1].

Schließlich sei noch zum Thema der Wölbspannungen in Kastenquerschnitten Stellung genommen. Im allgemeinen wird bei Brücken keine direkte Wölbeinspannung vorhanden sein, vielmehr ergibt sich die Wölbbehinderung aus der Anordnung der Lager und bei Einleitung konzentrierter Lasten. Für eine zweigleisige schiefe Eisenbahnbrücke sind in Fig. 12 die Biegespannungen und zusätzlich die Wölbnormalspannungen für Vollbelastung eingetragen, die aus der Einleitung der Auflagerdrücke $C$ und $D$ entstehen. Die Abstände der Querverbände betragen hierbei einmal 2 m und das andere Mal 9 m. Man erhält das bemerkenswerte, aber physikalisch einleuchtende Ergebnis, daß die Verkleinerung des Abstandes der Querverbände zwar eine geringe Ver-

größerung der Wölbnormalspannungen bringt, die jedoch dafür stärker abklingen.

Nun sei noch kurz auf das unter (2h) beschriebene System eingegangen, das für eine Brücke in Wien zur Ausführung gelangte [1]. Die Brücke besitzt ein festes und ein längsbewegliches Lager und sonst lauter Druck- bzw. Zugpendel. Die Lastaufteilung in Biege- und Torsionsmomente zeigt, daß der Mittelträger praktisch von den beiden Randhohlkasten getragen wird. Als allseitig bewegliche Lager werden zweckmäßig Pendel mit Kalotteneinsatz-

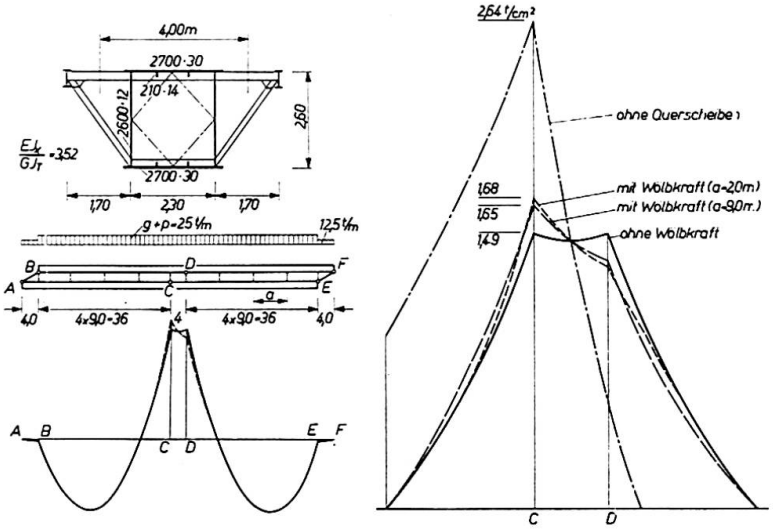


Fig. 12.

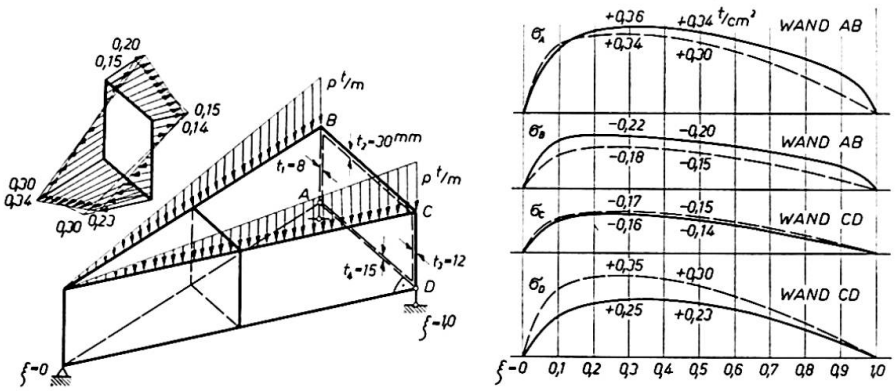


Fig. 13.

stücken aus sehr hochfestem Stahl verwendet, so daß die zulässige Hertzsche Pressung außerordentlich hoch angenommen und der Radius der Stelze klein gehalten werden kann.

Wie Homberg [5] für den Fall der Rostträgerbrücke nachgewiesen hat, trägt die Schubsteifigkeit der Platte zur Lastverteilung auf die Hauptträger bei. Der Verfasser hat über die Lastaufteilung durch Querträger und Platte auf der Deutschen Stahlbautagung 1962 berichtet [6]. Die Lastanteile in schiefen

Rost- und Hohlkastensystemen werden durch die schubsteife Platte gegenüber der Berechnung nach der Theorie der biege- und torsionsfesten Stäbe wesentlich verändert.

Aber auch die schiefen Brückenenden (Fig. 13) müssen nach der Faltwerkstheorie berechnet werden. An meinem Institut wurden von K. HOTTER [7] diesbezügliche Untersuchungen angestellt mit dem Ergebnis, daß die Berechnung der schiefen Brückenenden als Keilfaltwerk zu erheblich anderen Verteilungen der Normalspannungen führt als wenn man das schiefe Brückenende nach der Trägertheorie untersucht. Im letzteren Fall liegen die Spannungen teilweise auf der sicheren und teilweise auf der unsicheren Seite.

Vorstehende Untersuchungen haben gezeigt, daß die Berechnung schiefer und gekrümmter Brücken, deren Haupttragsystem aus Gurt- und Stegscheiben zusammengesetzt ist, als Faltwerke zu erfolgen hat, wobei vor allem auch dem Problem der Krafteinleitung größtes Augenmerk zu widmen ist. Außerdem muß berücksichtigt werden, daß die orthogonal ausgesteifte Einzelscheibe — besonders bei Anwendung von Hohlsteifen — meist nicht mehr als dünnes Blech aufgefaßt werden kann, sondern in der Lage ist, auch Biegemomente quer zur Blechebene und Torsionsmomente um die Trägerlängsachse zu übertragen. In diesem Fall beeinflußt die Biege- und Torsionssteifigkeit der Einzelscheibe sowohl in Brückenlängsrichtung als auch in Brückenquerrichtung die Spannungsverteilung. An meinem Institut werden derzeit von Frau H. STOISER Untersuchungen durchgeführt, die diesen Einfluß systematisch erfassen.

## Literaturverzeichnis

1. H. BEER: Der Bauingenieur 1963, H. 5.
2. F. RESINGER und H. EGGER: Der Bauingenieur 1960, H. 6.
3. H. BEER und F. RESINGER: Der Stahlbau 1957, H. 4, und IVBH V. Kongreß 1956, Schlußbericht.
4. F. RESINGER: Noch unveröffentlichte Arbeit.
5. H. HOMBERG: Der Stahlbau 1952, S. 64.
6. Stahlbautagung Kassel 1962: Veröffentl. d. Deutschen Stahlbau-Verbandes, H. 7.
7. K. HOTTER: Dissertation T.H. Graz 1964.

## Zusammenfassung

Die Berechnung von schiefen und gekrümmten Brücken muß nach der Faltwerkstheorie erfolgen, da die Berechnungsmethoden für biege- und torsionssteife Träger bzw. Trägerroste im allgemeinen nicht ausreichen, um das Kräftespiel richtig zu erfassen. Hierzu werden Beispiele gebracht.

**Summary**

The calculation of skew bridges and curved bridges has to be carried out according to the theory of folded structures, since the methods of analysis used for beams and grids with flexional and torsional rigidity are not sufficient to provide a clear idea of the stresses in the structure. Some relevant examples are presented.

**Résumé**

Le calcul des ponts biais et des ponts courbes doit s'effectuer selon la théorie des voiles prismatiques; les méthodes courantes pour le calcul des poutres ou des réseaux de poutres rigides à la flexion et à la torsion ne suffisent en effet pas pour obtenir une idée correcte des contraintes dans la structure. On présente quelques exemples respectifs.

Leere Seite
Blank page
Page vide

# IIIa

## Discussion - Discussion - Diskussion

### Curved-Bridges and Skew-Bridges[1])

*Ponts ocurbes et ponts biais*

*Gekrümmte Brücken und schiefe Brücken*

S. O. ASPLUND
Gothenburg

F. RESINGER: The Fixed-end Restraint Due to Skew Bridge Supports.

The paper treats skew one- and two-span bridges under vertical loads. Geometric and elastic properties permit that the bridge can be replaced by a beam. The ratio of width to length of the bridge is such that the bridge can be calculated as a tube supported on skew parallel lines by special devices. The cross-section of the bridge is assumed to be symmetric in the span and varies "simply" in the "support triangles". Warping is neglected.

Moments in characteristic sections of such bridges are calculated by an elegant and easy method. By substitution of variables, moments in bridges with still simpler stiffness variations can be linearly expressed in certain parameters.

The diagrams obtained in the paper are valid only for such a variation of the cross sections in the support triangles that their bending and twisting stiffnesses can be treated as being constant and equal to two thirds of the bending stiffness and one half of the twisting stiffness of the span, respectively. The limitations and approximations made are probably justified and should mostly give good results, especially if the length of the skew ends is small in comparison with the whole span.

G. HUTTER: Schiefe und gekrümmte Hohlkasten in Theorie und Versuch.

Strains are carefully measured in two cross sections of each observed bridge. Large deviations between calculated and observed strains (50 to 100 per cent) might perhaps be explained by the decrease in the effective plate width for concentrated loads and the local bending of the plate.

W. SCHMID and P. KLEMENT: Die Pillerseeachbrücke der Österreichischen Bundesbahnen.

The authors present a calculation where the effect of torsional deformations is included in the influence lines. The results are in good agreement with observed strains and deflections.

---

[1]) See "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht», IIIa 1, p. 607.

W. WIERZBICKI: Pont courbe considéré comme une construction continue à l'axe brisée.

Only centric, vertical loads are treated but no wind, braking, or temperature loads, or excentric vertical loads.

A beam without torsionally fixed supports and subjected to distributed loading does not function as a straight continuous beam but rather as a series of simple beams with considerably larger field moments than in a straight continuous beam.

An important general conclusion is the following: A designer who desires to utilize effectively the continuity of a beam with curved or polygonal axis should fix both ends torsionally and increase as much as feasible the ratio between the torsional and bending stiffnesses of the beam.

M. S. AGGOUR: Space Frame Action and Load Distribution in Skew Bridges.

Four skew bridges with two main girders and two skew bridges with four main girders were investigated. The "space" theory support forces, girder moments and forces in the wind bracing and cross frames were compared with ordinary theory results. It is seen that the action of wind- and cross-bracing unloads the main girders but loads the wind bracing and cross girders. The redistribution is further accentuated when the number of main girders is increased or the bridge is made more skew. That agrees with findings in the design of the Göteborg suspension bridge now in construction where the torsional stiffness of the roadway *doubles* the member forces in the wind diagonals.

All five papers commented on are relevant and useful in the design of skew or curved bridges.

## Summary

The five papers about curved-bridges and skew-bridges presented in the "Preliminary Publication" are briefly discussed and proved useful in corresponding bridge design.

## Résumé

L'auteur discute brièvement les cinq contributions contenues dans la «Publication Préliminaire» et relatives aux ponts courbes et aux ponts biais. Elles s'avèrent utiles pour l'étude des ponts de ce type.

## Zusammenfassung

Die fünf Arbeiten des «Vorberichtes» über gekrümmte Brücken und schiefe Brücken werden kurz besprochen und für den Entwurf dieser Brücken als nützlich angesehen.

# IIIb1

## Elevated Freeway Structures in the U.S.A.

*Routes surélevées aux Etats-Unis*

*Hochstraßen in den Vereinigten Staaten*

GEORGE WINTER
Prof., Cornell University, Ithaca, N. Y.

(The writer was asked by the chairman of Working Commission II to report on elevated urban freeway construction in the United States. Correspondingly, he presented at the congress a comprehensive review, largely based on more than thirty photographs of such structures. Most of these were 35 mm color slides not suitable for reproduction in the Final Report. For this reason, only the very general conclusions are briefly presented below.)

The only paper on Theme IIIb in the Preliminary Publication is that by Prof. K. Sattler. It concerns the possibilities of utilizing precast roadway slabs for composite construction of urban freeways. From the viewpoint of American practice this paper seems most appropriate; indeed, composite construction has proved to be very economical for such structures, although relatively little use is made of prefabrication.

The vast amount of urban freeway construction in the United States, some of it dating back twenty years and more, permits the following observations to be made:

1. For adequate service, urban freeways must be of considerable width, generally from six to ten lanes wide.

2. In order to maintain safe, uninterrupted traffic of great density at high speeds (generally 50 to 65 mph, or 80 to 110 km/h), curves must be smooth and of very large radius.

3. In consequence of 1. and 2., problems of torsion in curves are very minor. In fact, in the majority of the illustrated structures, the curves were formed by polygonal arrangement of straight beams and girders. This permits the use of rolled wide-flange sections for moderate spans or of straight plate-girders for longer spans, without the complications inherent in the fabrication of curved members.

4. Comparative designs show that under American conditions the most economical type of freeway structures is normally represented by composite construction, the reinforced concrete road slabs being shear-connected to the longitudinal steel girders by welded studs, channels, or other shear connectors. In general, continuous rolled wide-flange beams in composite construction

appear to be most economical for spans up to about 70 to 80 ft. and continuous welded plate girders in composite construction for larger spans, although conditions vary from one locality to another. Costs begin to increase very sizeably for spans exceeding about 120 to 130 ft. This information refers to total cost per square foot, including piers and normal foundations.

5. Access ramps are of smaller widths, two or four lanes wide, and much more sharply curved; this is possible because of the much slower vehicle speeds. In such structures the longitudinal girders are mostly curved rather than straight, and torsion becomes a major design factor. Even here composite construction with considerable transverse stiffening is more frequent than closed box-girders, the slab being shear-keyed both transversely and longitudinally for better torsional performance. Piers may consist of single tubular columns, each carrying a double-cantilever transverse box girder which supports the longitudinal girders.

6. To date, orthotropic construction has not become popular, probably because of the large amount of fabrication which is required, and because of doubts in regard to the type of wearing surface which would best resist extremely heavy traffic. However, research and pilot construction in this field are now under way.

## Summary

American experience with elevated freeway structures is briefly described. Composite construction, utilizing rolled wide-flange sections for shorter spans and welded plate girders for longer spans is found to be the preferred construction. The paper represents a sharply abbreviated abstract of a profusely illustrated report which was presented at the congress.

## Résumé

L'auteur décrit brièvement les expériences faites en matière de viaducs urbains en Amérique. La préférence est donnée à la construction mixte, avec profilés à larges ailes dans le cas de faibles portées et poutres composées soudées pour les portées plus grandes. Il s'agit ici d'un résumé très succinct de la communication qui, avec d'abondantes illustrations, a été présentée au Congrès.

## Zusammenfassung

Es werden amerikanische Erfahrungen mit städtischen Hochstraßen kurz beschrieben. Die Verbundbauweise unter Verwendung von gewalzten Breitflanschträgern für mittlere Spannweiten und von geschweißten Vollwandträgern für größere Spannweiten wird bevorzugt. Der Beitrag gibt nur die Schlußfolgerungen des ausgiebig illustrierten, am Kongreß gehaltenen Vortrags wieder.

## Discussion - Discussion - Diskussion

O. A. KERENSKY
C.B.E., B. Sc., M.I.C.E., M.I. Struct. E., London

It would be instructive to consider why U.S.A. practice is so different from the European one as far as design of bridges and viaducts is conerned. It was a real pleasure to see the simple unsophisticated designs of almost pre-war era used today by the engineers of the most industrialised country in the world — the U.S.A.

Just compare the slides shown by Professor WINTER with those shown by several European contributors. Rolled beams and riveted plate girders v welded box girders with orthotropic decks.

In particular, I would refer to Professor WINTER's slide showing least weights of girders for different spans. This cannot be correct, because in composite construction welded plate girders with unequal flanges are always lighter (but not necessarily cheaper) than ordinary rolled beams. The slide favoured rolled beams for medium and even long spans. In Great Britain, at any rate, for long spans box girders with concrete and eventually with steel decks are lighter and cheaper than ordinary I-girders. Bracing and intermediate diaphragms between main girders should not be necessary if the R. C. deck slab is properly designed to distribute the vertical loads and to resist lateral forces. This calls for somewhat elaborate calculations, but the saving in cost should be assured.

It would appear that in U.S.A. composite action is not normally ensured in the region of negative moment, as shear connectors are omitted beyond the point of inflection. It would be interesting to learn the reasons for this. Is it the fear of fatigue or of excessive cracking of the concrete? The slab, however, will initially adhere to the steel flange (unless the flange is greased) and therefore cracking is almost unavoidable. So why not provide shear connectors and add a significant area of reinforcing bars to the top flange sections of the main girders? There is also the problem of the effective moment of inertia of the girder that should be assumed when calculating the various live load effects. Cracking should be controlled and the deck waterproofed with asphalt which, incidentally, also provides an excellent and renewable wearing surface.

Undoubtedly there are good reasons for this studied simplicity by expert engineers. It is suggested that these are:

1. High cost of office and manual and field labour.
2. Demand for speed in design and construction.
3. Standardisation to permit mass production of hundreds of bridges, although complex structures can also be mass produced.

It is interesting to speculate which approach (European or American) will eventually prevail, or perhaps, with the advent of the computor and automation they will be blended into one "Optimum Design", i. e. the best for any given set of circumstances.

**Summary**

The author draws attention to the considerable differences between the United States and Europe as far as the design of bridges and urban viaducts is concerned.

**Résumé**

L'auteur attire l'attention sur les différences notables existant entre les Etats-Unis et l'Europe quant à la conception des ponts et des viaducs urbains.

**Zusammenfassung**

Es wird auf die bemerkenswerten Unterschiede aufmerksam gemacht, die in bezug auf die Gestaltung von Brücken und Hochstraßen zwischen den Vereinigten Staaten und Europa bestehen.

## Reply - Réponse - Antwort

I. M. VIEST
Structural Engineer, Bethlehem Steel Corp., Bethlehem, Pa., U.S.A.

Dr. KERENSKY raised two points concerning the bridge design practices in the United States:

1. omission of shear connectors in the negative moment region of continuous bridges of composite construction; and
2. general simplicity of elevated structures.

The omission of shear connectors in the negative moment regions is by no means a general American practice. The AASHO specification[1]) states:

---

[1]) "The American Association of State Highway Officials: Standard Specifications for Highway Bridges", 8th edition, Washington, D.C., 1961, Section 1.9.4.

"The negative moment portions shall be designed on the assumption that concrete on the tension side of the neutral axis is not effective except as a device to develop the reinforcement steel embedded in it. In case reinforcement steel embedded in the concrete is not used in computing the section, shear connectors need not be provided in these portions of the spans."

Thus, the utilization of the slab reinforcement to develop composite action over the supports is clearly permitted.

The principal reason for omitting the shear connectors in the negative moment region was the lack of information concerning the fatigue strength of the steel beams over supports. Studies of the effect of stud shear connectors, the most popular connector in the United States, on fatigue strength of the flange of a steel beam were completed recently at the University of Illinois[2]). The results showed significant reduction of the fatigue strength resulting from the attachment of the studs and, at the same time, furnished the designer with factual basis for consideration of fatigue in the negative moment regions. This writer agrees with Dr. KERENSKY that the principal reasons for the simplicity of American designs are the high cost of office, shop, and field labor, and the demand for speed in the design and construction. The latter reason has been particularly important in recent years because of the tremendous increase in the volume of bridge building associated with the construction of the interstate network of freeways. On the other hand, standardization to permit mass production of steel elevated freeways cannot be considered at present as among the principal influences in this trend toward simplicity.

A recent development that will lead to further simplification of the field work may be of interest in this discussion: the use of unpainted steel. Certain high-strength low-alloy structural steels, such as the Mayari-R steel produced by Bethlehem Steel Corporation, develop a closely-grained and tightly-adherent oxide coating when subjected to ordinary atmospheric exposure. The coating acts as a barrier to moisture and oxygen, and effectively prevents further corrosion of the steel. This "weathering" unpainted steel has been used recently in a number of architectural applications on the exterior of buildings, and it is now being introduced into the bridge field. The Michigan State Highway Department has under construction three bridges that will rely on the oxide coating for protection against deterioration.

## Summary

The author answers questions put by Dr. KERENSKY regarding shear connectors in the negative moment region and simplicity of elevated structures.

---

[2]) K. A. SELBY, J. E. STALLMEYER, W. H. MUNSE: "Fatigue Tests of Plates and Beams with Stud Shear Connectors". Civil Engineering Studies, University of Illinois, 1963.

**Résumé**

L'auteur répond aux questions de M. KERENSKY concernant les goujons de liaison dans les régions à dalle tendue et la simplicité de la construction des viaducs urbains.

**Zusammenfassung**

Der Verfasser beantwortet Fragen von O. A. KERENSKY, die sich auf die Bolzenverdübelung in Zonen mit gezogener Betonplatte und auf die Einfachheit in der Konstruktion von Hochstraßen beziehen.

# IIIc1

## Einige Gesichtspunkte der Vorspannung von Stahlbrücken[1])

*Some Aspects of Prestressing in Steel Bridges*

*Quelques aspects de la précontrainte des ports métalliques*

H. BEER

o. Prof. Dipl. Ing. Dr. techn., Technische Hochschule, Graz

Die Vorspannung von Stahlbrücken hat vier verschiedene Aufgaben zu erfüllen:

1. Verstärkung bestehender Brücken.
2. Anordnung von hochfesten Vorspanngliedern bei Neubauten zur Erzielung einer günstigen Spannungsverteilung im Bauwerk.
3. Einleitung eines Eigenspannungszustandes in die statisch unbestimmte Konstruktion durch Stützenverschiebungen mit hydraulischen Pressen.
4. Vorspannung von Seilkonstruktionen (Hängesystemen) zur Stabilisierung und Verhinderung des Schlaffwerdens von Seilen.

Zu den einzelnen Punkten ist folgendes zu bemerken:

### *1. Verstärkung bestehender Brücken*

Sie wird in der Regel mit einer Vorspannung so kombiniert, daß ein Teil oder das gesamte Eigengewicht der Brücke durch Verstärkungsglieder — die auch aus gewöhnlichem Baustahl sein können — übernommen wird. Für die Verkehrslast tritt sodann das neue Gesamtsystem in Aktion. In diesem Zusammenhang müssen sowohl der Spannungs- und Formänderungszustand unter Gebrauchslast als auch die Tragsicherheit untersucht werden, wobei bei häufigem Lastwechsel auch noch Fragen der Materialermüdung zu behandeln sind. Schließlich ist noch die Sicherheit gegen Instabilwerden des Gesamtsystems und einzelner Bauglieder zu ermitteln, wobei auch die baupraktisch unvermeidlichen Imperfektionen zu berücksichtigen sind.

### *2. Anordnung von hochfesten Spanngliedern bei Neubauten*

Diese Methode gestattet die Aufbringung eines Eigenspannungszustandes im Bauwerk vom entgegengesetzten Vorzeichen des Lastspannungszustandes. Man wird vor allem gezogenen Konstruktionsgliedern eine Druckvorspannung erteilen (Fig. 1), deren Höhe in der Regel durch die Knick- beziehungsweise

---

[1]) Teil des am Kongreß vorgetragenen Generalberichtes.

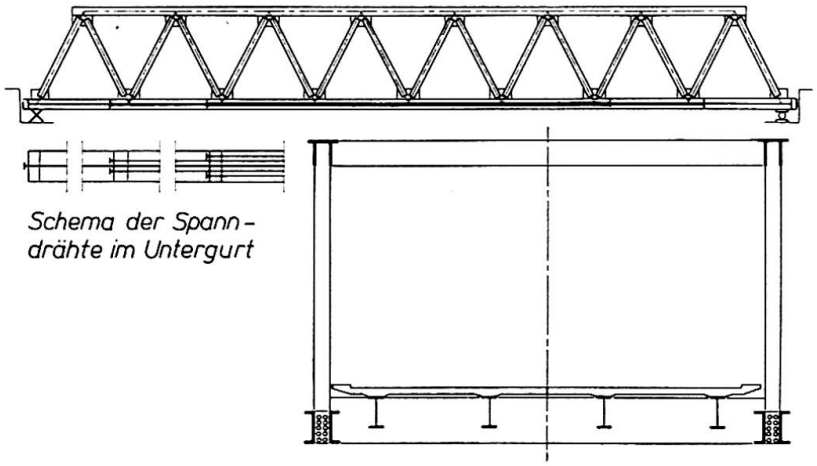


Fig. 1.

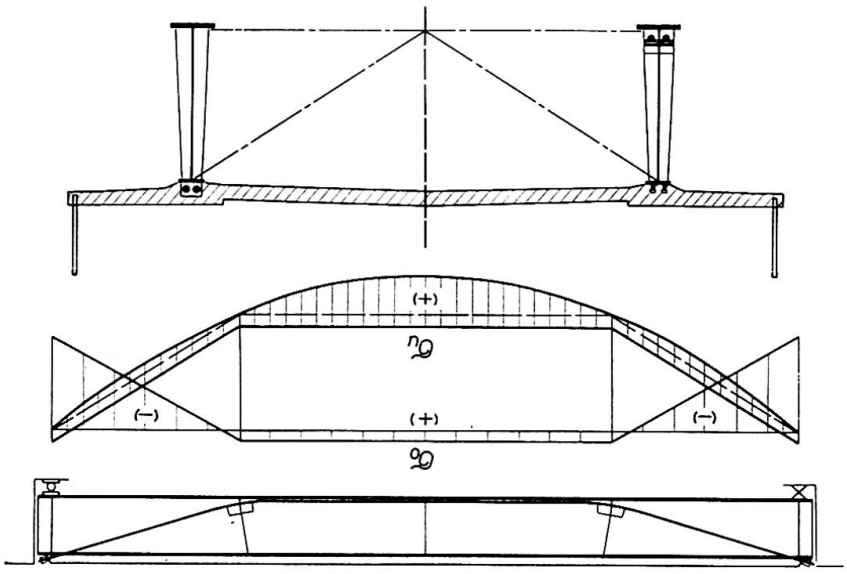


Fig. 2.

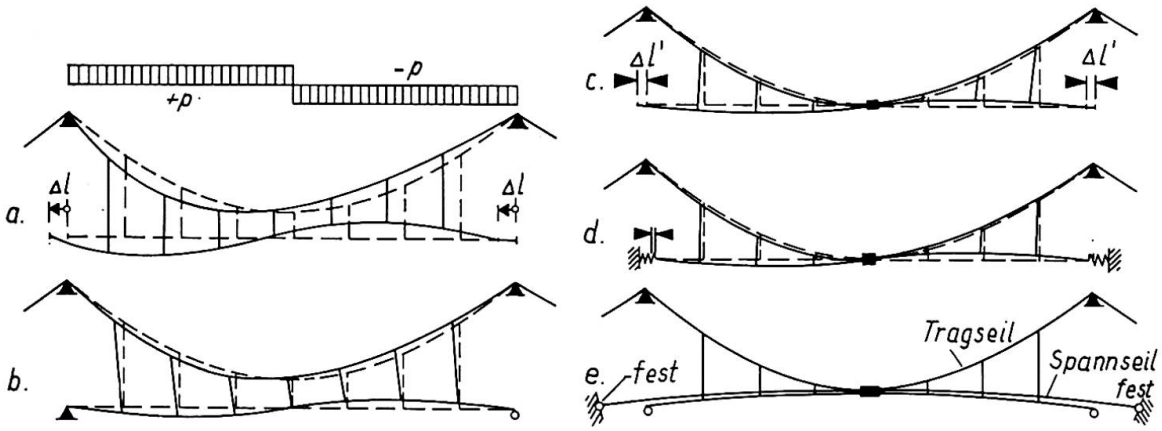


Fig. 3.

Kippsicherheit des Baugliedes begrenzt ist. Diese Sicherheit braucht unter Berücksichtigung aller Imperfektionen nur wenig größer als 1 zu sein, da dieser Spannungszustand schon durch das Eigengewicht abgebaut wird.

Während bei der Vorspannung von Fachwerkstäben in statisch bestimm-

ten Systemen in erster Linie der betreffende Stabzug (zum Beispiel Untergurt) die Vorspannung erhält und im übrigen System nur Spannungen sekundärer Natur infolge der Biegesteifigkeit der Knotenverbindungen und der Stäbe auftreten, ist bei der in Fig. 2 gezeigten Vorspannung mit polygonal geknickter Kabelführung das ganze System in einen Eigenspannungszustand versetzt, der sich dem Lastspannungszustand überlagert. Die Größe der Vorspannung kann so gewählt werden, daß der größte Teil der ständigen Last vom Vorspannkabel allein aufgenommen und die Nutzlast sodann durch das kombinierte System getragen wird. Auf diese Weise können sowohl einfache Balken als auch Durchlaufträger und Rahmensysteme wirtschaftlich vorgespannt werden.

Neben dem Spannungsnachweis im Vorspannzustand und unter maximaler Gebrauchslast ist bei vorgespannten Systemen auch ein Tragsicherheitsnachweis zu führen. Eine Dimensionierung nur unter Berücksichtigung der Tragsicherheit halte ich nicht für ausreichend, da die Kenntnis des Spannungs- und Formänderungszustandes unter Gebrauchslast unbedingt notwendig ist, um zu einer abschließenden Beurteilung der Brauchbarkeit des Bauwerkes zu kommen. Es ist besonders bei vorgespannten Systemen fraglich, ob die plastische Reserve im Tragwerk ausgenützt werden kann. Auch dem Stabilitätsnachweis kommt hier große Bedeutung zu. Die Wirksamkeit einer Vorspannung steht daher, trotzdem diese auf den Grenzzustand keinen unmittelbaren Einfluß hat, weil sich die Eigenspannungszustände infolge Plastizierung vor dem Zusammenbruch im allgemeinen ausgleichen, einwandfrei fest. Außerdem kann sich fallweise bei Plastizierung der Stahlkonstruktion noch ein nur aus Vorspannkabeln bestehendes tragfähiges System (Hängesystem) ausbilden, welches in der Lage ist, den Zusammenbruch zu verzögern, eine Tatsache, die bei der Festsetzung des Sicherheitskoeffizienten zu berücksichtigen ist.

### 3. *Einleitung eines Eigenspannungszustandes durch Auflagerverschiebungen*

Dieser Art der Vorspannung kommt bei schiefen Brücken eine besondere Bedeutung zu, um entweder negative Auflagerdrücke ganz auszuschalten oder auf ein gewünschtes Maß zu reduzieren. Zur Verkleinerung von unerwünscht hohen Zugspannungen in der Stahlbetonfahrbahnplatte sowie zum Momentenausgleich im elastischen Bereich kann das Anheben beziehungsweise Absenken der Lager ebenfalls mit Vorteil angewandt werden. Ähnliche Betrachtungen lassen sich auch für Rahmen- und Bogentragwerke anstellen.

### 4. *Vorspannung von Seilkonstruktionen*

Für die Vorspannung von aus Seilen aufgebauten Systemen hat Iljasevitsch interessante Beispiele gebracht. Sie dient dazu, um die Wirksamkeit der Seilkonstruktionen unter maximaler Belastung zu gewährleisten (Verhin-

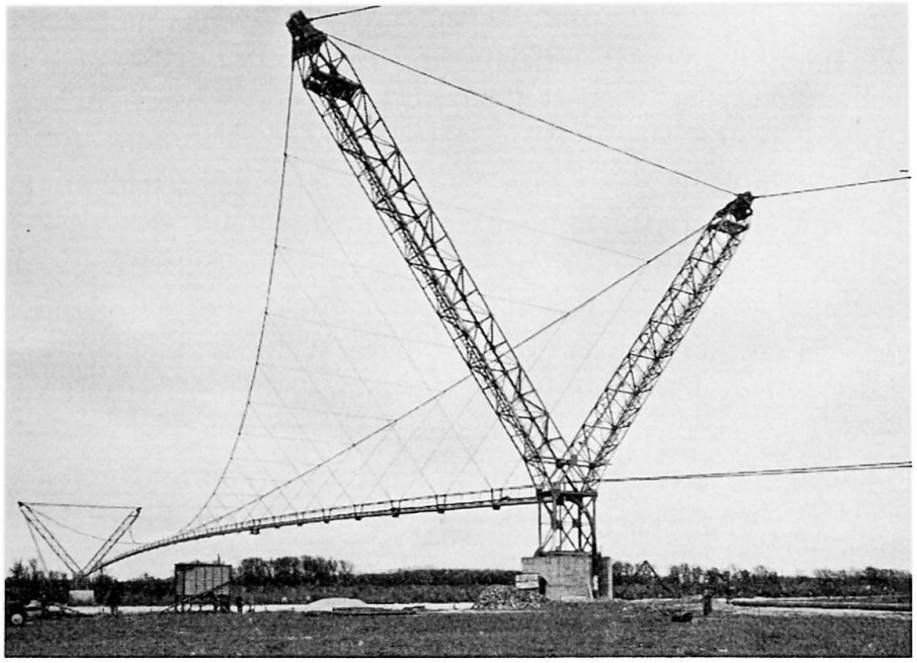

Fig. 4.

derung des Schlaffwerdens von Seilen) und um eine ausreichende Stabilität des Systems gegen aerodynamisch erregte Schwingungen zu erzielen. Fig. 3 zeigt die Stabilisierung eines Hängesystems durch Anordnung eines zusätzlichen Spannseiles, das mit dem Tragseil durch einen Mittelknoten fest verbunden ist. In Fig. 4 ist ein vom Verfasser gemeinsam mit der Firma Waagner-Biró AG entwickeltes System für eine Rohrbrücke dargestellt, das auch eine hohe aerodynamische Stabilität aufweist.

Besondere Beachtung verdient die *Tragsicherheit* von vorgespannten Systemen. SHU TIEN LI hat in seiner Arbeit gezeigt, daß die Ausnützung der zulässigen Spannungen für den Baustahl und den Vorspannstahl zu einer Herabsetzung der Sicherheit gegenüber den für nicht vorgespannte Konstruktionen gültigen Werten führen kann. Allerdings ist hier auch die Wahrscheinlichkeit der Abweichung der Spannungen von den Rechnungswerten maßgebend, die eng mit der Ursache ihres Auftretens in Zusammenhang steht. Man kommt dem Ziel einer kohärenten Bauwerkssicherheit näher, wenn man die spannungserzeugenden Faktoren mit Unsicherheitskoeffizienten versieht. Hierbei hat der Unsicherheitskoeffizient der Vorspannung sowohl die Ungenauigkeit ihrer Aufbringung als auch den Vorspannverlust infolge bleibender Verschiebungen der Anker- und Stützpunkte sowie Kriechen des Vorspannstahles zu berücksichtigen. Wie ILJASEVITSCH gezeigt hat, ist mit einem 5 bis 10%igen Vorspannverlust infolge Nachgiebigkeit der Verankerung und Kriechen des Vorspannstahls zu rechnen.

Die mit diesem Verfahren erhaltenen Spannungswerte werden dann jenen gegenübergestellt, die ein Unbrauchbarwerden des Bauwerkes bedingen, wobei auch die festigkeitsvermindernden Faktoren durch Unsicherheitskoeffizienten berücksichtigt werden müssen. Man wird zur erschöpfenden Beant-

wortung der Frage der Bauwerkssicherheit zwei Berechnungen durchzuführen haben. Die eine beschäftigt sich mit dem Spannungszustand an der Grenze des elastischen Bereiches, während die zweite jenen Grenzzustand untersucht, bei dem im Baustahl und gegebenenfalls auch im Spannstahl die Fließgrenze an so vielen Stellen erreicht wird, daß ein Mechanismus entsteht. Hat der Vorspannstahl keine ausgeprägte Fließgrenze, was meist der Fall ist, so wird man je nach der Form des Spannungs-Dehnungs-Diagrammes jene Spannung als maßgebend ansehen, die eine bestimmte bleibende Verformung hervorruft. Hierbei ist noch offen, ob man die 0,2-Dehngrenze nimmt oder eine andere Festlegung trifft. Je nach der Art der Vorspannung und der Wahl der Querschnittsverhältnisse sowie nach der Art der Belastung wird man die Spannung im Vorspannstahl mehr oder weniger ausnützen können. Eine allgemein gültige Regel läßt sich hier nicht geben.

Die Wirtschaftlichkeit einer vorgespannten Stahlkonstruktion kann nicht allein aus dem Vergleich der Gewichte, unter Berücksichtigung der Materialpreise, mit jenen einer nicht vorgespannten Konstruktion beurteilt werden. Man wird hierbei auch den konstruktiven Aufwand für die Einleitung der Vorspannung in die Stahlkonstruktion ebenso berücksichtigen wie die Kosten der Aufbringung der Vorspannkraft im Werk beziehungsweise an der Baustelle.

## Zusammenfassung

Der Diskussionsbeitrag geht kurz auf die Aufgaben der Vorspannung und die Wege zu deren Lösung ein. Die Vorspannung einzelner Konstruktionsglieder und ganzer Systeme sowie von Seilkonstruktionen wird kurz besprochen. Schließlich behandelt der Verfasser noch Probleme der Tragsicherheit von vorgespannten Konstruktionen.

## Summary

The paper presents a short review of the problems of prestressing and of possible means for their solution. The prestressing of single members and of structural systems, as well as of wire rope structures, are briefly discussed. Finally, the author deals with questions of safety and the limit design of prestressed structures.

## Résumé

L'auteur décrit brièvement divers modes d'utilisation de la précontrainte. Il discute la mise en précontrainte d'éléments d'ouvrages, d'ouvrages entiers et de systèmes formés de câbles. Pour terminer, il examine certains aspects de la sécurité et de la résistance à la ruine des constructions précontraintes.

Leere Seite
Blank page
Page vide

# IIIc2

## Prestressed Steel Girders

*Poutres métalliques précontraintes*

*Vorgespannte Stahlträger*

F. H. NEEDHAM
London

It is gratifying to learn that interest in prestressing of steel structures has been aroused in countries as diverse as U.S.A., U.S.S.R., Japan and France.

In Great Britain work on the subject, by Professor MAGNEL of Belgium, was published first in 1950. Subsequently, publications by R. A. SEFTON JENKINS in 1954 and FELIX J. SAMUELY in 1955, described the use of prestressed steel in lattice roof structures. These structures are at present in use.

Fig. 1. 1st Full Scale Test. View of Girders at Failure.

Photograph by courtesy of Appleby-Frodingham Steel Co. (Branch of the United Steel Companies Ltd.)

However, until recently, little interest in this form of construction has been apparent. Apart from remedial work on existing structures, notably the strengthening of railway bridges by British Railways, the prestressing of steel by the pre-tensioning of high tensile steel tendons has not been used as a viable alternative to more conventional structural forms.

Two years ago, my sponsoring organisation, The British Iron and Steel Research Association, which is the central co-operative research body of the British Iron and Steelmaking Industry, decided to investigate again the economical potential of prestressed steelwork. The aim was to make steel construction more economic, and with other current investigations on high strength steels and corrosion techniques, to combat the competition from other structural materials such as prestressed concrete, which has made such great progress in Britain in recent years.

It was first confirmed analytically that savings in weight of steel girders were possible, and since the cost of the mild steel saved would exceed the cost of the prestressing system, savings of cost should result.

We were planning a series of model tests when it was learnt that a leading firm of consulting engineers, Messrs. FREDK. S. SNOW and Partners, were considering recommending prestressed steel construction for the girders of a major highway flyover. The reasons which prompted this proposal were firstly that the structure had to be erected over a heavily trafficked road, which could not be obstructed for long periods, secondly that the dead load

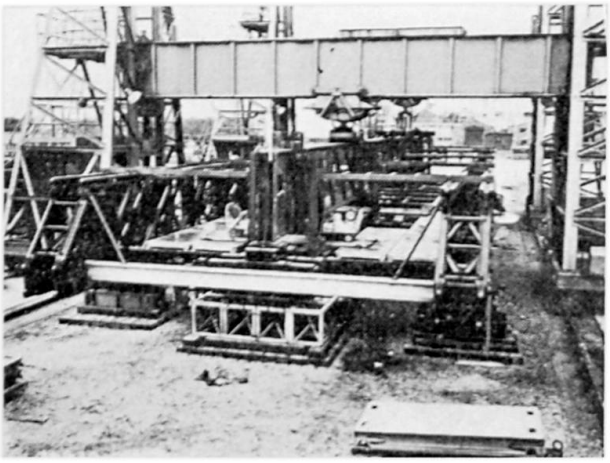

Fig. 2. 2nd Full Scale Test. View of test rig and test girder.

Photograph by courtesy of M.E.X.E.

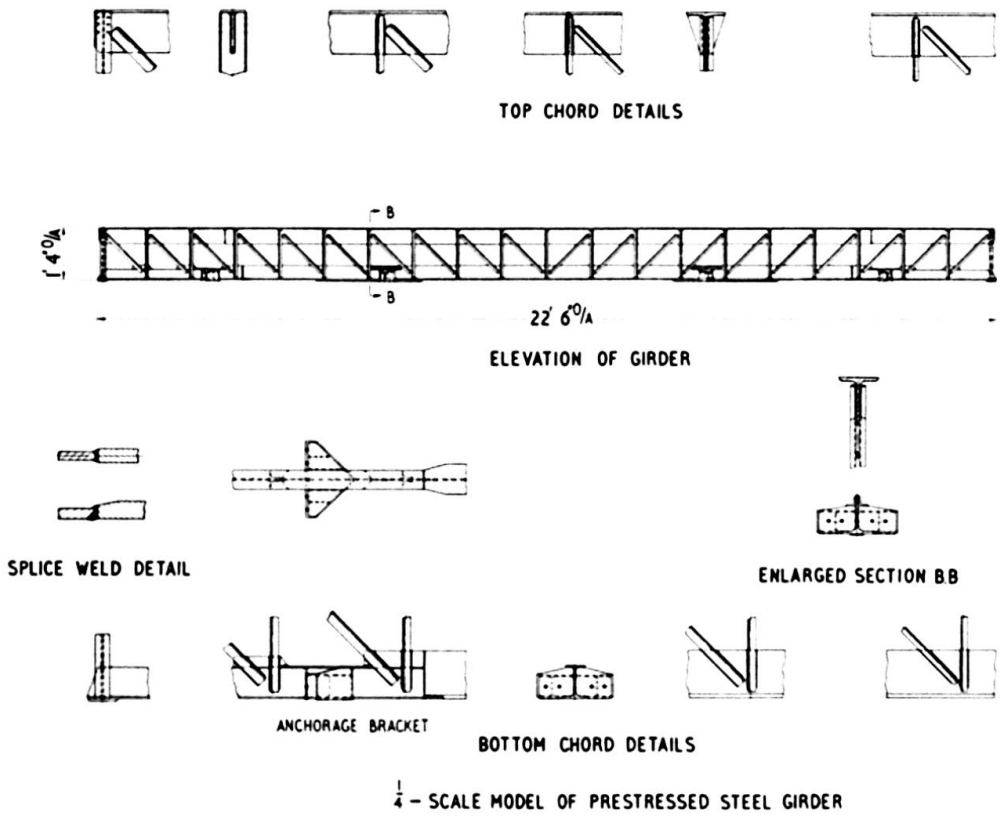


Fig. 3. ¼-scale model lattice girder.

of the steel structure would be only a quarter of that for a prestressed concrete structure, thus saving on foundation work, and thirdly the estimated cost of this form of construction was no greater than the equivalent prestressed concrete flyover. However, they were inhibited from recommending this design by the lack of any precedant in Great Britain, and desired to have

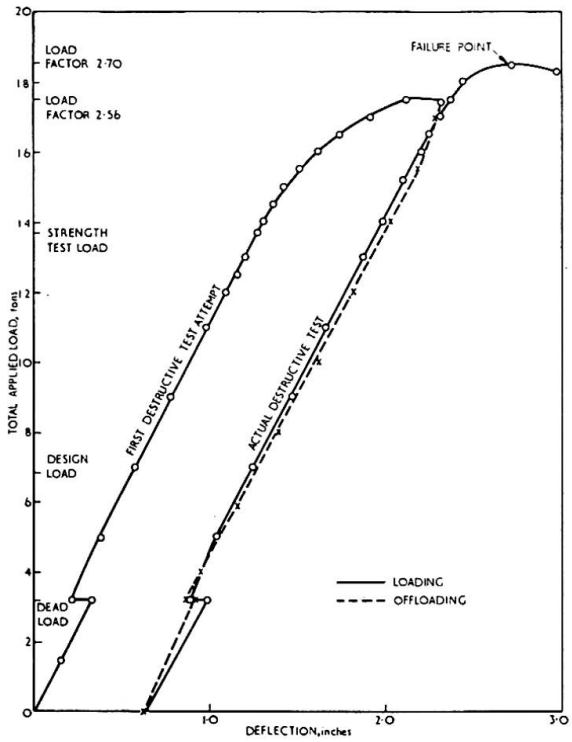


Fig. 4. Load/Deflection relationship of model lattice girder.

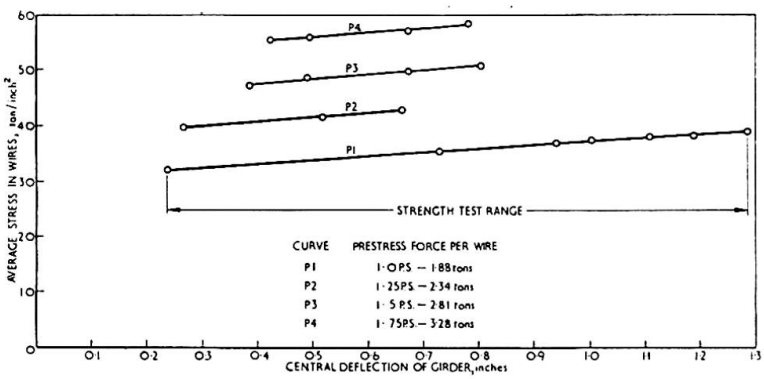


Fig. 5. Prestressing bar forces of model lattice girder.

proving tests carried out. After joint consultation with the client, B.I.S.R.A. undertook to finance and organise a full scale test of the girders in question. These were mild steel welded lattice girders of 90 feet span, 5′—3″ deep (27 m × 1.5 m) each prestressed at bottom chord level by 4 no. $1^1/_8$″ (2.86 cm) dia. Macalloy bars.

The test was conducted in accordance with the loading requirements, for structures of unusual design, specified in Appendix A of British Standard 449, the Use of Structural Steel in Buildings. The girders were required to

pass two loading tests in which static loads were applied for a period of 24 hours. The first, a Stiffness Test, required that the structure should not deflect excessively under the application of dead load + 1.5 times live load and that the recovery on release of the sustained load should exceed 80% of the maximum deflection. The second, a Strength Test, required the structure to withstand twice dead load + twice live load with no part completely failing and with a recovery on release of not less than 20% of the maximum deflection. In simpler terms, an ultimate load factor of at least 2.0 was required.

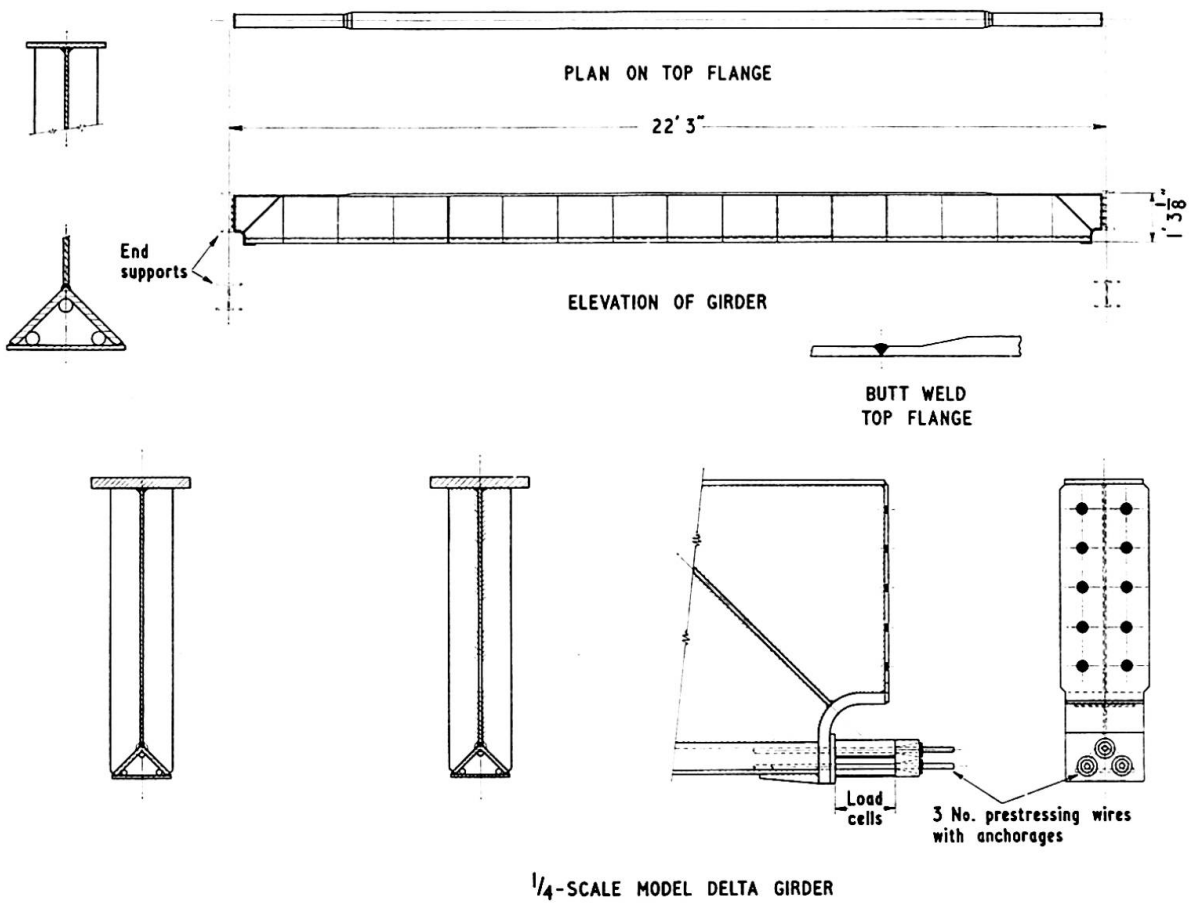


Fig. 6. ¼-Scale model delta girder.

The B. S. 449 test was adopted in default of any corresponding test being specified in the British Standard 153, Steel Girder Bridges. The girders had been designed in accordance with the provisions, where appropriate, of this latter standard which implies, by virtue of the magnitude of the working stresses laid down, a load factor of about 1.7. In the first instance the stiffness test of the Appendix A test was successfully passed but in the strength test failure took place at a load factor of 1.92, the bottom mild steel chord failing in tension. A second full scale test was authorised and was carried out at the Military Engineering Experimental Establishment. The girder tested was

of a modified design, in the light of previous experience. In this case only one girder was tested, instead of a braced pair as previously, and lateral restraints, incorporating rollers to permit vertical deflection, were provided at 5 points along the 90 ft. span. In this second test, again the stiffness test was successfully passed but in the ultimate condition the spacing of the lateral restraints proved too large and failure took place by lateral buckling of the top chord at a load factor of 1.97. In practice, full lateral restraint to the top chord would be provided by the concrete deck slab, which the girders will support. After due consideration the governing authority accepted the results of these two tests as demonstrating the structural soundness of the design.

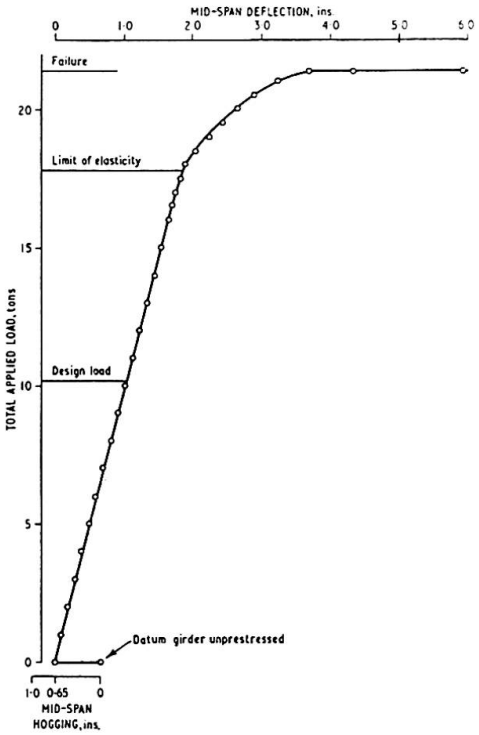


Fig. 7. Load/Deflection relationship of model delta girder.

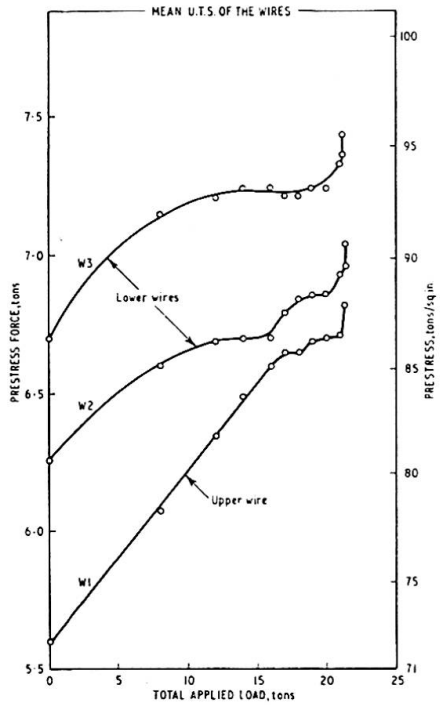


Fig. 8. Prestressing bar forces of model delta girder.

Whilst therefore having achieved the desired end, it was decided that this particular design had more information to yield and hence we constructed a quarter scale model which could be laboratory tested, under conditions of greater control than were possible in the open. The strain gauge system used on the second full scale test proved unreliable due to foul weather throughout the tests. The laboratory test however enabled a full range of strain gauge readings to be taken. In the event the model proved wholly satisfactory and ultimate failure did not take place until a load factor of 2.7 had been reached. This high figure is partly due, of course, to the higher yield stress usually shown by very thin sections, coupled with a degree of work hardening during

testing, but the margin is sufficiently wide to assert that the girder complied fully with the design requirements.

We have subsequently fabricated and tested a novel design of prestressed welded plate girder. This is a B.I.S.R.A. design and incorporates a hollow bottom flange built up of a rolled steel angle and plate, which contains three prestressing wires. The wires are thus protected from accidental damage and corrosion. The top flange is a normal plate of cross sectional area some 2.3 times that of the compound bottom flange. Subsequently we propose to test a further girder, acting compositely with a concrete deck. The particular advantage of studying plate girders, vis a vis lattice girders, lies in the fact that when treating the girder as a whole, prestressing of the lower flange, in addition to creating initial compressive stress in that flange, also induces a tensile stress in the upper flange, albeit much smaller. This is not apparent in a lattice girder design if, as is usual, the average stresses across the individual chords are calculated, for design purposes.

Appended are photographs and figures depicting our early full scale tests and the model lattice and plate girders, together with comparisons of properties and behaviour.

| Property | Model lattice girder | Model plate girder |
|---|---|---|
| Span | 22′ 3″ | 22′ 3″ |
| Depth | 1′ 3¾″ | 1′ 3⅛″ |
| Weight | 398 lbs. | 393 lbs. |
| Area of prestressing steel | 0.239 sq. ins. | 0.234 sq. ins. |
| Initial prestressing force | 7.52 tons | 17.6 tons |
| Moment of inertia | 208 ins.$^4$ | 184 ins.$^4$ |
| Design bending moment | 234 tons-ins. | 353 tons-ins. |
| Corresponding ¼ pt. loads | 3.5 tons | 5.1 tons |
| Ultimate moment of resistance | 630 tons-ins. (load factor 2.7) | 720 tons-ins. (load factor 2.04) |
| Corresponding ¼ pt. loads | 9.45 tons | 10.7 tons |

Fig. 9. Comparisons of model girder properties.

In the course of the work described, much of the philosophy of steelwork design and prestressing has had to be re-examined. Fundamentally, what is being attempted is the replacement of a certain quantity of low strength/cost steel by a significantly smaller quantity of high strength/cost steel, thus affecting overall economy. It is clear that as and when really high strength steels, of weldable quality, manufactured in plate form, become available at a reasonable cost, prestressing may not have a great part to play. However, in the meantime, the technique is worth pursuing.

Regarding design, it has been argued that prestressing does not increase the ultimate moment of resistance of a girder. This is true when one compares

girders embodying a certain proportion of high strength steel, in one case prestressed and in the other not so. If tested to destruction, the mild steel in the latter girder would reach yield stress at an early stage and the girder would deform, thereby increasing the stress in the high tensile element. Not until both elements depart from elasticity will ultimate failure take place. In the former case, by prestressing, the onset of yielding in the mild steel is postponed, and deformation up to full plasticity is reduced. In short, prestressing is necessary to limit stresses under working load and to enable the high strength steel to carry its due proportion of load under working conditions.

It is worth noting that loss of prestress in steel structures is much less than in prestressed concrete, the losses being wholly confined to creep in the high tensile steel, and perhaps slip in the anchorages.

It has also been argued that prestressing, by increasing the range of stress through which the mild steel tension flange will pass under the application of load, achieves increase in strength at the expense of the factor of safety. As has been pointed out in the paper of SHU-TIEN LI for a comparable factor of safety to be achieved, mild steel tensile stresses under working loads have to be limited to less than the permissible tensile stress laid down by codes of practice for the design of normal girders. This calls in question whether the principle of limiting working stresses is approriate for prestressed girders, and whether one ought not to design against ultimate conditions. It can be postulated that in elastic design maximum stresses are limited to some arbitrary figure and that the load at which failure takes place is of less importance. In ultimate load methods, a load factor is applied to the collapse load and stresses under working conditions are regarded as of academic interest only. The choice of design philosophy in prestressed steelwork is complicated by the fact that the prestressing force cannot be regarded as constant in the way that it is in prestressed concrete. For instance, in the case of our model lattice girder an increase in prestressing force of some 25% was recorded at ultimate load.

It would appear logical that in an elastic design both the top and bottom mild steel flanges, as well as the prestressing element, should reach working stresses at the same applied bending moment, and the relative increase in effective prestress should be allowed for, being calculated on the basis of anticipated deflections. Similarly, in ultimate load methods it would seem logical for both mild steel flanges and the prestressing tendons to reach ultimate load at the same applied bending moment. Two complications however arise; firstly the initial prestressing force required for the ultimate load case is higher than that required in elastic design. Secondly, in the ultimate load case, the stresses present in the prestressing tendons under *working load* would be higher than normally allowed in prestressed concrete. Is this acceptable? I do not know the answer, I merely put the question.

It follows therefore that upon the design philosophy adopted depends the choice of the ratio of the compression and tension flange areas and the initial prestressing force. In making comparisons with conventional girders, it is essential to compare similar girders designed on the same basis, and thus to compare like with like. If this is not done, for instance comparing a plastically designed conventional girder with an elastically designed prestressed girder, misleading conclusions will be drawn.

Referring again to the matter of the increase in effective prestressing force, depending upon the proportions of the particular girder considered, it should be noted that this increase tends further to strengthen a girder during the application of load. Hence one can anticipate higher ultimate load figures than an analysis assuming a constant prestressing force would indicate. However, this brings in its train a further difficulty. In structures carrying dynamic loading, particularly where dead load is low, the prestressing elements will be subjected to stress cycles, which will be larger than those experienced in tendons in prestressed concrete, but not as large as those experienced by the mild steel, since the tendons are not bonded to it. Consequently, fatigue in the tendons must be considered, and it does appear that a cable or rod anchorage which is not fatigue sensitive has yet to be developed.

These, therefore, are some of the difficulties that we face. None of these problems is insoluble but it will take time before satisfactory solutions can be found to all of them.

## Summary

A series of two full scale tests on 90 ft span lattice girders is described and also two tests on $\frac{1}{4}$ scale lattice and plate girders. The girders were all prestressed at bottom chord level. The philosophy of prestressing steel is examined and differences between elastic and ultimate load methods on design properties highlighted. Future work and remaining problems are outlined.

## Résumé

L'auteur décrit deux essais échelle grandeur effectués sur des poutres à treillis de 27 m (90 ft) de portée ainsi que deux essais sur des poutres à treillis et à âme pleine à l'échelle 1 : 4. Toutes les poutres étaient précontraintes au niveau de la membrure inférieure. On examine toutes les implications que comporte le principe de la précontrainte de l'acier et l'on fait ressortir les différences des méthodes élastiques et du calcul en plasticité en ce qui concerne les caractéristiques de l'étude. On esquisse enfin les travaux futurs et les problèmes qui subsistent.

**Zusammenfassung**

Es werden zwei Großversuche mit Fachwerkbalken von 27 m (90 ft) Spannweite in natürlicher Größe beschrieben sowie zwei Versuche mit Fachwerk- und Vollwandträgern im Maßstab 1 : 4. Alle Träger wurden am Untergurt mit dünnen Stahldrähten vorgespannt. Die Probleme im Zusammenhang mit der Vorspannung von Stahlkonstruktionen werden dabei untersucht und die Unterschiede zwischen der klassischen und der Traglastmethode in bezug auf Entwurf und Berechnung erwähnt. Zukünftige Arbeiten und noch nicht abgeklärte Probleme werden angedeutet.

Leere Seite
Blank page
Page vide

# IIIc3

## Prestressing Steel Girder Bridges

*La précontrainte des ponts à poutres métalliques*

*Vorspannung von Stahlfachwerkbrücken*

P. K. MUKHERJEE
India

The technique of prestressing steel girder bridges and structures is of recent origin and has attracted the attention of many structural engineers. There are two purposes for which this technique is utilised in steel girder bridges, viz., 1. for strengthening existing bridges to enable them to carry loads that are havier than the design loads, and 2. for the design of new bridges by prestressing the members and thereby effecting economy. Both these aspects have been covered in the papers presented to the Association. The strengthening of existing railway bridges is, in my opinion deserving of serious consideration in many countries on account of the increase in present-day loads and speeds as compared with the design loads. Unfortunately, not much experimental evidence of the results of prestressing, especially on the durability of prestressing in the case of riveted structures, is yet available. For instance, it would be interesting to know whether:

1. The actual stresses developed in the structure agree with the calculated stresses.
2. Any records have been kept which would make it possible to determine the effect of vibrations and the loss of prestress due to slip at rivets, creep etc., in course of time.
3. Any records have been kept of the increase in camber due to prestressing and the loss of camber in course of time, especially in railway bridges which are subjected to heavy vibrations.

Just as a loaded bridge girder develops secondary stresses due to restraining action at the joints, an important consequence of prestressing would be that the initial prestressing would develop secondary stresses in the chord and web members, having an opposite sign to that which would occur under normal loads. Therefore, an important advantage of prestressing would be the elimination, or reduction, of secondary stresses. According to the British and American codes of practice the secondary stresses need not be considered if the ratio of depth to length of members is kept within certain limits. In the B.S. Specification it is 1/12 for chord members and 1/24 for web members, and in the AREA

Specification it is 1/10. In the case of heavily loaded girders, for instance, the girders in bridges carrying double or multiple tracks, the members are sufficiently rigid and the limiting ratio of depth/length cannot always be maintained, with the result that the secondary stresses are bound to the appreciable. For instance, in the open-web girders of the deck type supported at the top chord level, as used in the double track, 150 ft. spans, for the new Yamuna Bridge at Delhi (India), the length/depth ratio is as much as about 7,5. If in such cases the limits mentioned above had to be maintained, the depth would have to be reduced. The value of $l/r$ for compression members would increase even more, thereby reducing the permissible axial stress. Unter such conditions, according to the British Code, the girders have to be designed taking into consideration the secondary stresses. Here, prestressing will have a distinct advantage in reducing the secondary stresses and reducing the areas of members, required for direct stresses under service loads, so that the effect of secondary stresses can be ignored and higher axial stress permitted in compression. It would be interesting to know whether this effect of structural prestressing on the secondary stresses has been studied.

While dealing with secondary stresses, it may interest the members to know that on the Indian Railways, a method to eliminate secondary stresses by pre-deforming the girders was developed and is now a standard practice. Briefly, the method is as follows:

1. The change in length of each member under full service load is calculated, and to ensure that the length of the floor system of a span shall be constructed to its nominal dimensions, i. e., to avoid changes in lengths of floor and the bracing system between the chords which carry the floor system, a further change in length is applied in the length of all members equal to

$$\frac{\text{change in length of loaded chord}}{\text{length of loaded chord}} \times \text{length of member}$$

   In through spans, this change will be an increase while in the case of deck spans a decrease in the lengths of all members.
2. The actual manufactured lengths of members are the nominal lengths altered as above.
3. The positions and directions of gauge lines of all connection holes in the main gussets and also those in chord joints and the machining of ends are according to the nominal dimensions.
4. The bottom chord is first laid on camber jacks and the required camber is given.
5. The web members are then fitted to the bottom chord and the top chord is also placed in position. The holes at the top end of web members and the top chord joints will obviously not correspond.

6. The members are strained into position and riveted up with the permanent gussets.

This method of pre-deforming the girders was developed during the design of the Wellingdon Bridge near Calcutta (span 350 ft.) in 1930. The method although apparently elaborate, is not difficult to apply in practice and does not entail any appreciable cost. Subsequently, tests were conducted by Dr. NICOLS, on the girders of the Nerbudda Bridge (span 282 ft.) to determine the efficiency of the method. A full report of the tests appears in the Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London (1937), in Paper No. 507 "Prestressing Bridge Girders". Tests were also conducted on the girders of a small span (150 ft.) Wunna Bridge for the same purpose. In the new girders for the combined rail-road bridges across the Ganga and the Brahmaputra, spans 400 ft., designed by Messrs. FREEMAN, FOX and Partners of the U.K., the effect of pre-deformation was taken into consideration. These girders were erected by the cantilever method and as the method of pre-deforming, given above, could not be followed, it was a matter of doubt as to whether the required pre-deformation could be achieved. Elaborate tests were recently conducted on the Brahmaputra Bridge also to determine the secondary stresses during erection. It was found that pre-deformation could be achieved only to the extent of about 30% in the case of the girders of the Brahmaputra bridge erected by the cantilever method and of 40% in the other two girders erected on camber jacks. The full theoretical pre-deformation obviously could not be achieved which could be attributed to tolerances in manufacture and fabrication. In the girders of the Brahmaputra bridge the members were of high-tensile steel and consequently were sufficiently slender, so that secondary stresses were not of much consequence. The Nerbudda and Wunna bridge girders were of mild steel and deformation stresses in some members were as high as 50% of the primary stresses, and at one or two points they were even higher.

Hence, the elimination of secondary stresses may be necessary and desirable under certain circumstances and this can be done either by pre-deforming the girder by the method given in the Indian Railway Code of Practice for Steel Bridges or by prestressing the girders by the methods recently developed.

## Summary

The report points out an important advantage of the prestressing of open web girders in eliminating secondary stress and thereby, in some cases, permitting higher axial stresses in compression. An alternative method of reducing secondary stresses by pre-deforming the girders, as adopted in Indian Railways, is mentioned, and the respective tests are described.

**Résumé**

Cette communication met en évidence le considérable intérêt qui s'attache à la précontrainte des poutres à treillis du fait de l'élimination des contraintes secondaires et, par voie de conséquence, de l'accroissement parfois possible des contraintes axiales de compression. On se réfère également à un autre moyen permettant de réduire les contraintes secondaires et qui consiste à réaliser une déformation préalable des poutres, solution que les Chemins de fer de l'Inde ont adoptée. Les essais correspondants sont décrits.

**Zusammenfassung**

Der Bericht behandelt einen wichtigen Vorteil der Vorspannung von Stahlfachwerkträgern: Die Möglichkeit der Ausschaltung von Nebenspannungen, womit in einigen Fällen eine bessere Materialausnützung erreicht werden kann. Eine Methode zur Verringerung der Nebenspannungen durch Vorkrümmung der Träger, wie sie bei den Indischen Staatsbahnen im Gebrauch ist, wird zusammen mit zugehörigen Versuchen beschrieben.

# IIId1

## Elektronische Berechnung von Brücken mit orthotroper Fahrbahnplatte

*Design of Bridges with Orthotropic Decks by Means of Computers*

*Le calcul par ordinateur des ponts a platelage orthotrope*

PETER KLEMENT
Dr. techn., Wien

Aus den Beiträgen über Programmierung im Vorbericht ist zu erkennen, daß die meisten Rechenzentren ihr Hauptaugenmerk auf die Erfassung allgemeiner statischer Systeme (z. B. Stockwerkrahmen, hochgradig statisch unbestimmte Systeme, Fachwerke) richten. Für die Erstellung von Programmen im Rahmen eines Rechenzentrums eines Stahlbauunternehmens erscheinen mir jedoch zusätzlich andere Programme wichtig. Bei der Bearbeitung von Entwürfen soll es möglich sein, in kürzester Zeit verschiedene Varianten vollständig durchzurechnen. Es sind daher spezielle Programme für verschiedene gebräuchliche Tragwerkstypen zu erstellen, die auf Grund der Systemabmessungen und der Belastungen sowie der geschätzten Querschnittsabmessungen die gesamte Durchrechnung des Tragsystems von den Schnittkräften bis zu den Spannungen durchführen. Die Berechnung der Schnittkräfte in den einzelnen statischen Systemen sind Teile einer solchen Kette von Programmen. Wesentliche Bestandteile sind jedoch auch Programme zur Berechnung der Querschnittswerte, der Spannungen und der ungünstigsten Überlagerung der Einzelwirkungen. Im Rechenzentrum der Waagner-Biro AG sind solche Programmreihen z. B. für Seilbahnstützen, Freileitungsmaste, Verbundträger und für Brücken mit orthotroper Platte entwickelt worden. Solche Programmketten haben den Vorteil, daß es weit einfacher ist die Ausgangsdaten zu kontrollieren als die Daten, die als Angabe für die statisch unbestimmte Rechnung dienen, da diese ja meist selbst schon das Ergebnis einer Vorberechnung sind. Durch die vollständige Ausschaltung manueller Zwischenrechnungen wird eine wesentlich vergrößerte Rechensicherheit erzielt, wobei natürlich sorgfältig getestete Programme vorausgesetzt werden.

### Aufbau der Programmkette

In Fig. 1 ist eine vereinfachte Darstellung des Ablaufschemas der Programmkette gegeben.

Der erste Programmteil dient der Berechnung der orthotropen Platte. Als Verfahren wurde die von PELIKAN und ESSLINGER veröffentlichte Methode

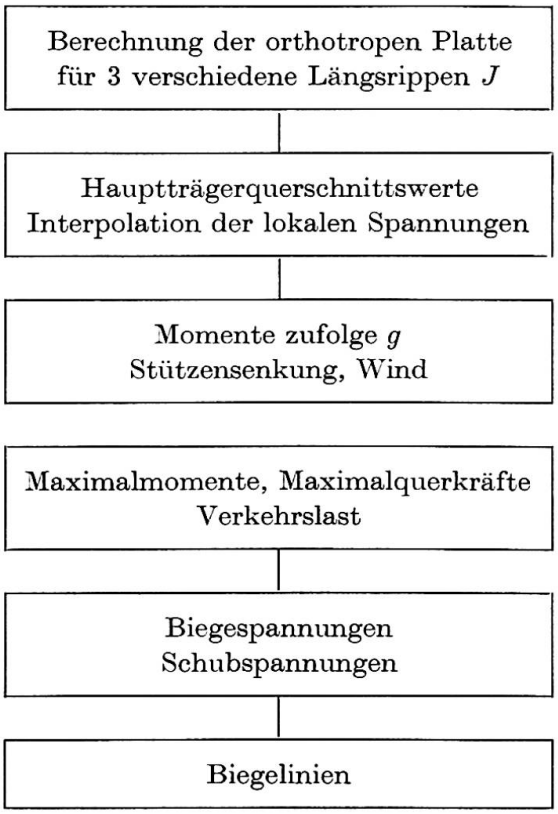


Fig. 1. Ablaufschema für das Gesamtprogramm.

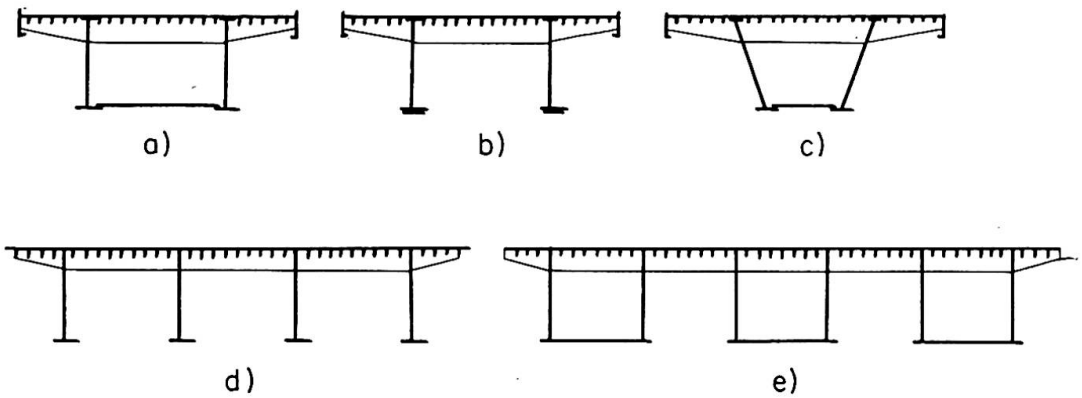


Fig. 2. Beispiele für Querschnitte von Brücken mit orthotroper Fahrbahnplatte.

gewählt, wobei die Biegelinie und die Schnittkräfte durch Eigenfunktionen ausgedrückt werden. Es wurde je ein Programm für Querträger als einfache Balken mit Kragarmen (Fig. 2a, b, c) und für Querträger als Durchlaufträger mit 3 Feldern (Fig. 2d) entwickelt.

Das Dreifeldbalkenprogramm kann mit ausreichender Genauigkeit auch für Fälle nach Fig. 2e verwendet werden.

Da die ungünstigsten Laststellungen sowohl für die Längsrippenmomente als auch für die Querträgermomente bekannt sind, erschien es nicht zweckmäßig, Einflußflächen aufzustellen.

Die Programme wurden so aufgebaut, daß als Ergebnis die maximalen und minimalen Längsrippenmomente und die maximalen und minimalen Querträgermomente erhalten werden.

Da die Dimensionierung der Längsrippen von den Hauptträgerspannungen stark beeinflußt werden und daher oft auf Grund der Hauptträgerspannungen umdisponiert werden muß, wurde folgender Weg beschritten:

Der Berechnung werden die festgelegten Querträgerträgheitsmomente zugrunde gelegt, während für die Längsrippen mit 3 verschiedenen Trägheitsmomenten gerechnet wird. Es konnte durch Vergleichsrechnungen festgestellt werden, daß es genügt, zwischen den Ergebnissen für die 3 angenommenen Längsrippenträgheitsmomente parabolisch zu interpolieren, um ausreichend genaue Ergebnisse für andere Trägheitsmomente zu erhalten. Im Programm wird der gleiche Weg gegangen, wir er bei der Handrechnung üblich ist. Es wurde auch keine größere Genauigkeit angestrebt und deshalb auch nur die zu den beiden niedrigsten Eigenwerten gehörigen Eigenfunktionen berücksichtigt. Dies vor allem deshalb, damit Behörden und Prüfingenieuren die Möglichkeit der Nachrechnung offenbleibt, ohne daß sie vom elektronischen Rechnen Gebrauch machen müssen. Aus dem gleichen Grund werden auch bei der ganzen Programmkette Zwischenergebnisse in dem Maße ausgedruckt, das es erlaubt, stichprobenweise die Ergebnisse von Hand zu überprüfen.

Ebenso wird, soweit es die Speicherkapazität der Maschine (IBM 1620, 20 K) erlaubt, großer Wert auf saubere, mit Überschriften und erklärendem Text versehene Ausschrift gelegt.

Der zweite Programmteil dient der Ermittlung der Querschnittswerte für die Berechnung der Hauptträger, die in der Regel als Durchlaufträger ausgebildet sind. Es kann nicht erwartet werden, daß der Entwerfer eine optimale Dimensionierung auf Grund von Schätzungen durchführen, wohl aber, daß er mit Hilfe von Faustformeln die Grenzen abschätzen kann, zwischen welchen die zu erwartenden Widerstandsmomente liegen werden. Es wird eine beliebige Anzahl solcher Querschnitte berechnet, aus denen dann zuerst jene ausgewählt werden, mit denen die statisch unbestimmte Rechnung des Durchlaufträgers durchgeführt werden soll. Jeder Querschnitt wird dabei durch eine Nummer gekennzeichnet, die sich in der gleichen Rechnung nicht wiederholen darf. Die Zuordnung der Trägheitsmomente zu den Punkten des Durchlaufträgers erfolgt dann entsprechend der angegebenen Querschnittsnummern durch das Programm. Es genügt dabei den allgemeinen Trägheitsmomentenverlauf richtig wiederzugeben, da sich kleine Fehler nur geringfügig auf die Endergebnisse auswirken. Das Querschnittswerteprogramm gibt nicht nur die Trägheitsmomente und Widerstandsmomente, sondern auch durch Interpolation zwischen den Ergebnissen des 1. Programmteiles die einzusetzenden lokalen Spannungen für die Längsrippen.

Der nächste Programmteil berechnet die statisch unbestimmten Stützmomente des Durchlaufträgers für ständige Last, Stützensenkung und Wind.

Der folgende Programmteil errechnet für den Hauptträger die maximalen und minimalen Verkehrslastmomente und Querkräfte. Es zeigt sich hier, daß es nicht zweckmäßig ist, die Berechnung mit Hilfe von Einflußlinien durchzuführen. Der in Österreich übliche Lastenzug, vierrädrige Lastkraftwagen an ungünstigster Stelle, umgeben von Gleichlast, wurde für die Berechnung zu einer Einzellast und entsprechender Gleichlast vereinfacht. Die Genauigkeit dieser Näherung reicht schon ab Stützweiten von 15 m vollkommen aus. Wie in dem in Fig. 3 gezeigten Flußdiagramm gezeigt ist, werden nun hintereinander für eine Einzellast «1», die von Zehntelpunkt zu Zehntelpunkt über den ganzen Träger wandert, die Momentenlinien errechnet. Die Maximalmomentenlinie zufolge einer wandernden Einzellast ergibt sich dann aus der Bedingung, daß für jeden Punkt des Trägers nur die maximalen und die minimalen Werte

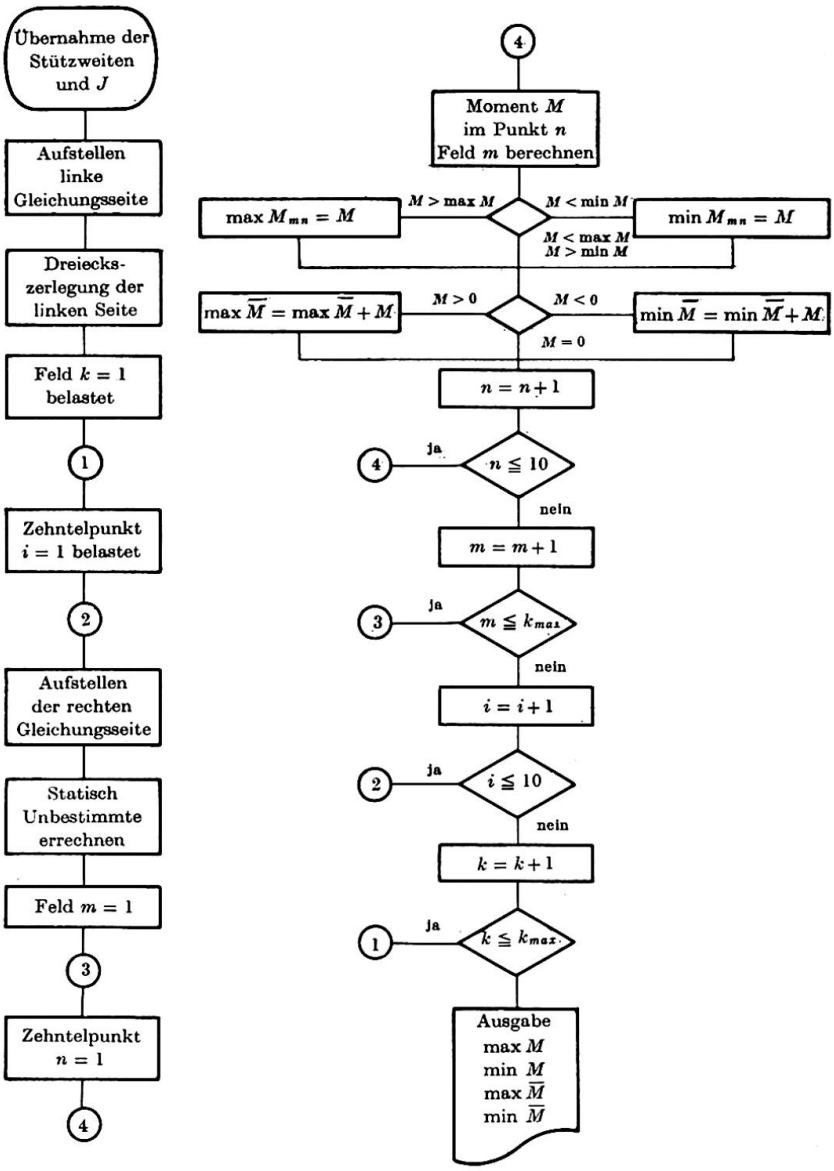


Fig. 3. Ablaufschema für die Berechnung der Maximalmomentenlinie.

gespeichert werden, die beim Wandern der Einzellast auftreten. Die Maximalmomentenlinie aus Gleichlast wird im gleichen Durchlauf dadurch erhalten, daß alle positiven Momente in einem Punkt zum Wert $M_{max}$ und alle negativen zum Wert $M_{min}$ summiert werden. Das Ergebnis entspricht in bezug auf die Genauigkeit der Auswertung der Einflußlinien nach der Trapezformel. In gleicher Weise wird parallel hierzu die Maximal-Querkraftlinie berechnet. (Im Flußdiagramm der Übersichtlichkeit halber weggelassen.)

Der nächste Programmteil behandelt die Biegespannungen. Vom Entwerfer werden als Angabe für jeden Punkt die Feldnummer, der Abstand des Punktes vom linken Feldrand und die Querschnittsnummer des Querschnittes mit dem die Spannung gerechnet werden soll, gegeben. Dabei ist keine Koppelung zwischen dem Querschnitt, der der Durchlaufträgerrechnung zugrunde liegt, und dem für die Spannungsrechnung gewählten Querschnitt vorgesehen. Dadurch ist es beim Entwurf möglich, durch Spannungsrechnung mit mehreren Querschnittstypen die Grundlage für eine graphische Interpolation zu schaffen. Das Spannungsprogramm gibt als Ergebnis die vertikalen Maximalmomente und die Windmomente an der gewünschten Trägerstelle sowie die ungünstigsten Summenspannungen, die bei Berücksichtigung von Vertikallast, Wind und lokaler Belastung entstehen.

In ähnlicher Weise erlaubt das Programm die Berechnung der Schubspannungen. Schließlich wird diese Programmreihe noch durch die Berechnung der Biegelinien und der Biegemomenteneinflußlinien ergänzt.

## Bezeichnungen

| | |
|---|---|
| $J$ | Trägheitsmoment. |
| $g$ | Ständige Last. |
| $k$ | Nummer des belasteten Feldes. |
| $k_{max}$ | Felderzahl des Durchlaufträgers. |
| $m$ | Nummer des Feldes, wo das Moment errechnet wird. |
| $n$ | Nummer des Punktes, wo das Moment errechnet wird. |
| $M$ | Moment. |
| ${}_{max}M, {}_{min}M$ | Maximales, bzw. minimales Moment zufolge der wandernden Einzellast. |
| ${}_{max}\overline{M}, {}_{min}\overline{M}$ | Maximales, bzw. minimales Moment zufolge der wandernden Gleichlast. |

## Zusammenfassung

Es ist zweckmäßig, nicht nur Programme für die Berechnung der Schnittkräfte von statischen Systemen, sondern für die Durchrechnung von ganzen Bauwerken zu entwickeln. Ein solches Programm für die Berechnung von

Brücken mit orthotroper Fahrbahnplatte berechnet nach der Ermittlung der lokalen Längsträgerspannungen die Hauptträgermomente aus ständiger und Verkehrsbelastung und bildet die ungünstigsten Spannungssummen für jeden Querschnitt.

## Summary

It appears useful to establish programmes covering not only the calculation of the stresses in the static systems, but also the complete design of entire structures. For the design of bridges with orthotropic decks such a programme, after the determination of the local stresses in the longitudinal flanges, calculates the moments of the main girders due to the permanent loads and to the live loads and then finds, for each section, the sum of the least favourable stresses.

## Résumé

Il apparaît utile d'établir des programmes couvrant non seulement le calcul des efforts dans les systèmes statiques mais aussi le calcul complet d'ouvrages entiers. Pour le calcul des ponts à platelage orthotrope, un tel programme, après détermination des contraintes locales dans les nervures longitudinales, calcule les moments des poutres-maîtresses dus aux charges permanentes et aux surcharges puis somme, pour chaque section, les contraintes les plus défavorables.

# IIId2

## Die Stahlflachstraße

Eine Sonderkonstruktion an deutschen Autobahnstellen

*A temporary steel roadway*

A novel design developed for repair sites on German motorways

*Une chaussée métallique provisoire*

Une construction nouvelle utilisée pour les chantiers de réparation des autoroutes allemandes

W. KLINGENBERG
Ministerialdirigent a. D. Dr., Bonn

F. REINITZHUBER
Prof. Dr. techn., Rheinhausen

### 1. Allgemeines

In der Bundesrepublik Deutschland gibt es, wie die Fig. 1 zeigt, gegenwärtig etwas mehr als 3000 km mindestens vierspurig ausgebaute, kreuzungsfreie Autobahnen. Der Verkehr auf diesen Schnellstraßen hat in den letzten Jahren ganz erheblich sowohl an Zahl als auch an Gewicht der Fahrzeuge zugenommen. Den damit verbundenen erhöhten Belastungen waren die vor nunmehr nahezu 30 Jahren errichteten Fahrbahndecken nicht mehr gewachsen, und sie werden in immer stärkerem Maße schadhaft. Neben der Erweiterung des Autobahnnetzes durch Neubauten hat auch die Erneuerung der alten Strecken einen erheblichen Umfang angenommen. So werden gegenwärtig etwa 100 km Strecke pro Jahr repariert, wobei der heutige Schwerverkehr sowie die große Zahl der Überrollungen eine Reparatur von Grund auf notwendig machen. Es erfolgt in vielen Fällen ein sogenannter Tiefeinbau, bei dem Frost- und Tragschichten bis zu 1 m Tiefe eingebaut werden. Diese Bauweise ist nach Ansicht von Fachleuten aber nur dann technisch einwandfrei und rationell durchzuführen, wenn eine ganze Fahrbahn, also zwei Spuren auf einmal und zusammenhängend, erneuert wird. Für den Verkehr auf den Autobahnen hat das zur Folge, daß während der Bauarbeiten zwei Fahrspuren ausfallen und nach Möglichkeiten gesucht werden muß, um den Verkehr trotzdem sicher abwickeln zu können.

Bis zum Jahre 1963 geschah dies fast überall dadurch, daß auf den beiden neben der Baustelle liegenden zwei Fahrspuren der Verkehr für beide Richtungen je einspurig im Gegenverkehr abgewickelt wurde. Diese Einengung der Fahrwege an den Baustellen führte in Zeiten starken Verkehrs oder auch schon bei schwachem Verkehr, wenn die Strecke in einer Steigung lag und das langsamste Schwerlastfahrzeug das Tempo aller bestimmte, zu ganz erheblichen, auf Fig. 2 zu erkennenden Fahrzeugstauungen vor den Baustellen.

Neben Auffahrunfällen, Betriebsstörungen an den Fahrzeugen und Belästigungen der Fahrzeuginsassen durch Auspuffgase kam es dabei auch zu erheblichen Wartezeiten, die eine Fahrzeitplanung völlig unmöglich machten und den Wert der Autobahn als Schnellstraße ganz erheblich einschränkten.

Fig. 1. Vierspurig ausgebautes Autobahnnetz in der Bundesrepublik Deutschland.

——— } vorhandenes Autobahnnetz.
——— }
------ Geplant oder im Bau.
Stand: 1964.

Fig. 2. Fahrzeugstauung vor einer deutschen Autobahnreparaturbaustelle, wenn der vierspurige Fahrverkehr auf zwei Spuren eingeengt wird.

Im Sommer 1963 sind zu Beginn der Urlaubs- und Reisezeit im industriellen Ballungsgebiet an Rhein und Ruhr Fahrzeugschlangen bis zu 30 km Länge festgestellt worden, und die Wartezeiten der einzelnen Fahrzeuge haben viele Stunden betragen. Selbst wenn man derartig krasse Verkehrsbehinderungen als Ausnahmefälle betrachtet, so sind doch Fahrzeugschlangen von fünf bis zehn Kilometer Länge keine Seltenheit gewesen. Untersuchungen haben gezeigt, daß bei derartigen Fahrzeugstauungen innerhalb eines einzigen Tages Gesamtwartezeiten aller beteiligten Kraftfahrzeuge von 10 000 und mehr Stunden entstehen können. Ordnet man diesen Wartezeiten einen Geldwert, zum Beispiel DM 10.— pro Stunde und Fahrzeug zu, so betragen die Zeitkosten DM 100 000.— und mehr innerhalb weniger Stunden. Die Größenordnung derartiger Kosten läßt schon erkennen, daß sie unter Umständen erheblich über den Baukosten liegen können. Bei Verkehrsbauten sollten deshalb auch stets die neben den Baukosten noch zusätzlich entstehenden Zeit- und Betriebskosten in eine vergleichende Kostenbetrachtung mit einbezogen werden, wenn es gilt, den günstigsten Entwurf und die zweckmäßigste Baumethode auszuwählen.

Von der deutschen Stahlbauindustrie sind im Jahre 1963 Vorschläge ausgearbeitet worden, die die lästigen Verkehrsbehinderungen auf den Auto-

bahnen vermeiden sollten. Dabei war zunächst daran gedacht, den Verkehrsraum über der Bahn in Anspruch zu nehmen und brückenartige Hochstraßen in der zweiten Ebene zu errichten. Es zeigte sich dabei aber sehr bald, daß erhebliche Schwierigkeiten für die Konstruktion und die Montage entstehen, wenn Straßen-, Eisenbahnbrücken oder Stromleitungen die Autobahnen überspannen und Stützenhöhen bis zu 10 und mehr Metern erforderlich werden. Ein weiterer erheblicher Nachteil der Hochstraßenkonstruktion für den zeitweiligen Einsatz an den Autobahnbaustellen hätte darin bestanden, daß etwa 200 m lange Auf- beziehungsweise Abfahrrampen notwendig geworden wären, um auf die hochgelegene Fahrbahn zu kommen. Das Fachingenieur-Team der Firma Fried. Krupp, Maschinen- und Stahlbau, Rheinhausen, hatte deshalb seine Überlegungen sehr bald darauf konzentriert, die seitlich neben der eigentlichen befestigten Fahrbahn gelegenen Bereiche auszunutzen und die erforderlichen vier Spuren nebeneinander, etwa zur ebenen Erde, anzuordnen. Ein Ergebnis dieser Überlegungen ist die Stahlflachstraße — System Klingenberg/Krupp —, die in ihrer jetzigen konstruktiven Gestalt in Zusammenarbeit zwischen den zuständigen Fachabteilungen des Deutschen Bundesverkehrsministeriums und der Firma Fried. Krupp, Maschinen- und Stahlbau, Rheinhausen, entwickelt worden ist.

## 2. Die Stahlflachstraße

Eine Stahlflachstraße, wie sie Fig. 3 zeigt, wurde erstmalig neben einer Baustelle der Autobahn Frankfurt–Hannover auf der Europastraße E 4 südlich der Anschlußstelle Butzbach eingesetzt [1]. Sie hat eine Gesamtlänge von nahezu 1,2 km und besteht aus einer Folge von dicht an dicht verlegten Einzelplatten. An beiden Seiten und in der Mitte sind weiß gestrichene Leitschwellen aus abgekantetem Stahlblech angebracht, um ein Herunterfahren der Fahrzeuge zu verhindern und außerdem auszuschließen, daß sie auf die in gleicher Höhe gelegene Gegenfahrbahn abweichen können. Jede Fahrbahn ist 5,75 m breit und durch eine Strichmarkierung in jeweils zwei Spuren unterteilt. Für Lastkraftwagen und Omnibusse besteht auf der Stahlflachstraße Überholverbot, und die zulässige Höchstgeschwindigkeit wurde auf 50 km/Stunde begrenzt.

Um die direkt befahrenen Bleche der Stahlflachstraße rutschfest und korrosionssicher zu machen, sind sie mit etwa 2 mm dickem Kunststoff und eingestreutem Sand beschichtet. Bei der ersten Stahlflachstraße wurden verschiedene Produkte auf Polyester-, Epoxyd-, Polyuretan- und Bitumenbasis angewendet, um sie auf ihre Brauchbarkeit hin zu testen. Obwohl ein abschließendes Urteil bisher noch nicht vorliegt, hat es jedoch den Anschein, daß sich die Schichten aus Epoxydharz für diesen Zweck am besten eignen.

Die Auf- beziehungsweise Abfahrten der Stahlflachstraße sind verhältnis-

mäßig kurz. Wegen des nur 45 cm betragenden Höhenunterschieds zwischen behelfsmäßiger Stahlfahrbahn und eigentlicher Autobahn sind bei der gewählten Rampenneigung von 2% nur etwa 20 m Länge dafür erforderlich. Das Ende wird aus einem stahlblechverkleideten Holzkeil sowie Asphaltbeton, der zur Ausrundung dient, gebildet. Im Bereich der Rampen vollzieht sich auch die Überfahrt auf die andere Fahrbahn.

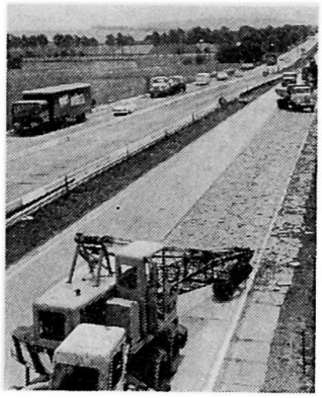

Fig. 3. Stahlflachstraße neben der Reparaturstrecke auf der Europastraße 4 Frankfurt-Hannover.

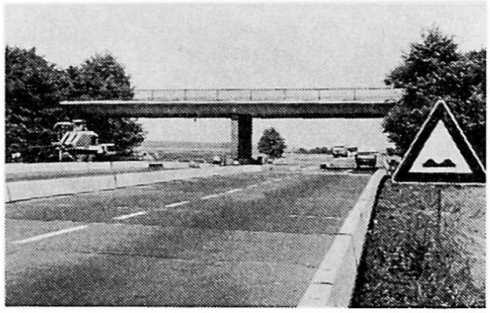

Fig. 4. Unter dem überwiegenden Teil der Brücken ist ein vierspuriger einseitiger Fahrverkehr möglich.

Um mit der Konstruktion den Kurven der Autobahn folgen zu können, werden die zwischen den Einzelplatten vorhandenen Fugen nach außen hin fächerartig geöffnet. Auf diese Weise können Radien von mehr als 1000 m erzeugt werden. Sollten in Ausnahmefällen kleinere Radien vorkommen, würden die Fugen am äußeren Fahrbahnrand zu groß, und es ist dann vorgesehen, trapezförmige Platten anzuwenden. Durch eine rhythmische Folge von Trapez- und Rechteckplatten lassen sich alle erforderlichen Radien erzeugen.

Ein besonderer Vorteil der Stahlflachstraße ist es, wie Fig. 4 zeigt, daß sie unter Brücken, die die Autobahn kreuzen, verlegt werden kann. Wie Nachprüfungen gezeigt haben, reicht in den meisten Fällen der lichte Abstand zwischen seitlichem Widerlager und Mittelpfeiler aus, um vier Fahrspuren anzuordnen. In den wenigen Fällen, in denen das nicht möglich sein sollte, könnte eine Variante der Stahlflachstraße angewendet werden, bei der in der Mitte zwei Pkw-Spuren (Pkw = Personenkraftwagen) gegenläufig übereinander angeordnet wären. Dies ist möglich, wenn man bedenkt, daß im allgemeinen Personenkraftwagen niedriger als 1,6 m sind und die lichte Höhe unter Brücken etwa 4,5 m beträgt. Für die Platten der oberen mittleren Fahrbahn wird nur eine Konstruktionshöhe von etwa 15 cm benötigt, so daß für jede Spur eine Höhe von 2,10 bis 2,20 m verbleibt. Kraftwagen mit höheren Aufbauten beziehungsweise Anhängern müßten in einem solchen Falle die Lkw-Spur (Lkw = Lastkraftwagen) benutzen.

### 3. Die Plattenkonstruktionen

Die Einzelplatten der Stahlflachstraße sind ausgesteifte Hohl-Flachplatten mit einer Breite von 12,25 m, einer Länge in Richtung der Fahrbahnachse gemessen von 2,4 m und einer Dicke von rund 30 cm [2]. Die Abmessung von 2,4 m wurde gewählt, um die Platten auf Lastkraftwagen und im normalen Straßenverkehr transportieren zu können. Wie man aus Fig. 5 erkennt,

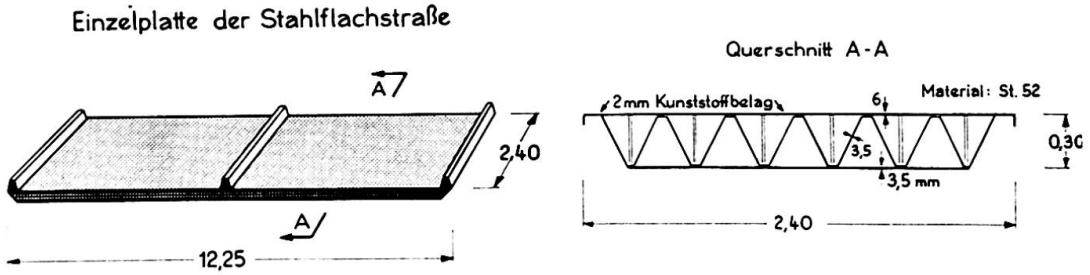


Fig. 5. Einzelplatte der Stahlflachstraße.

werden das obere direkt befahrene Deckblech und das untere ebene Bodenblech durch ein wellenförmig abgekantetes Innenblech miteinander verbunden und dadurch gleichzeitig ausgesteift. In der Längsrichtung wird die Plattensteifigkeit durch das fachwerkartige Konstruktionsprinzip bewirkt, während in der Querrichtung durch das abgekantete Innenblech vollwandige Träger mit schrägliegenden Stegblechen vorhanden sind, die ebenfalls eine große Steifigkeit gewährleisten.

Die allseitig dicht geschlossenen Platten sind schwimmfähig und können auch auf sumpfigem und weichem Baugrund sowie in ruhigen Gewässern verlegt werden und als Behelfsfahrbahnen dienen. Die schon erwähnte, durch das Konstruktionsprinzip erzeugte große Plattensteifigkeit und die über den Einsatz als Stahlflachstraße hinausgehenden weiteren Verwendungsmöglichkeiten haben wesentlich mit dazu beigetragen, für die erste Stahlflachstraße den hier beschriebenen Plattentyp auszuwählen.

Bemerkenswert erscheinen auch die hier verwendeten Blechdicken und Materialgüten. Das obere befahrene Deckblech hat eine Dicke von 6 mm und ist zwischen zwei Befestigungen des abgekanteten Innenblechs nochmals ausgesteift und abgestützt. Innen- und Bodenblech sind nur 3,5 mm dick. Die Verbindungen der Bleche untereinander erfolgen durch Kehlnähte beziehungsweise Loch- und Punktschweißungen an den Stellen, wo durchlaufende Schweißnähte nicht möglich sind. Für das statisch erforderliche Material ist St 52 gewählt worden, und die Bemessung erfolgte nach den Deutschen Normen DIN 1072 für die Brückenklasse 30. Diese Belastungsannahmen gewährleisten, daß die Platten von allen für den Straßenverkehr zugelassenen Fahrzeugen befahren werden können.

Die Platten liegen auf der Autobahn am Rande der befestigten Fahrbahn auf. Als Unterstützungselemente werden 30 cm breite, 12 cm hohe und 2,35 m lange Holzschwellen verwendet. Die Schwellen haben in Querrichtung einen Abstand von 7,80 m und sind an der Unterseite der Platten an kleinen Konsolen angeschraubt.

In der Stahlflachstraße werden die Einzelplatten in ihrer gegenseitigen Lage in jeder Fuge durch vier «Steckkupplungen» miteinander gekuppelt. Diese Kupplungen bestehen aus zwei Bolzen, die durch einen Steg miteinander verbunden sind. Durch verschieden große Stege wird der Bolzenabstand und somit auch die Fugenöffnung zwischen zwei Platten festgelegt. Von derartigen veränderlichen Fugen wird bei der Stahlflachstraße in Kurven Gebrauch gemacht. Die Steckkupplungen werden schräg eingebracht, weil sie dadurch nicht nur den Zusammenhalt der Einzelplatten in der Längs- und Querrichtung sichern, sondern auch die Übertragung von Querkräften ermöglichen. Bedingt durch ein geringes für den schnellen und einfachen Einbau erforderliches Spiel zwischen Bolzen und Führungsnut, wirken diese Verbindungen aber erst nach einer gewissen Durchbiegung und vermeiden deshalb nur große, fahrdynamisch ungünstige Höhenunterschiede der Plattenoberflächen.

Für die Berechnung der Einzelplatten wurden unter Berücksichtigung der in Längs- und Querrichtung vorhandenen Steifigkeiten die Verfahren und Tabellenwerke von SATTLER-GUYON-MASSONNET [3], OLSEN-REINITZHUBER [4] und KRUG-STEIN [5] herangezogen. Dies erfolgte deshalb, um einerseits die Ergebnisse nach den einzelnen Verfahren miteinander vergleichen und andererseits verschiedene Einflüsse genügend genau berücksichtigen zu können. Für die Bemessung wurde angenommen, daß die Einzelplatte im Abstand von 7,80 m an den Unterstützungsschwellen vertikal starr und frei drehbar aufgelagert und an den beiden 12,25 m langen Rändern sowohl hinsichtlich der Durchbiegung als auch der Verdrehung völlig frei ist. Die schon erwähnte Verbindung der Platten durch die Steckkupplungen wurde für die Bemessung der Einzelplatte unberücksichtigte gelassen. Die Radlasten aus den Schwerlastfahrzeugen wurden jeweils so aufgebracht, daß sich an den angezeichneten Stellen des Plattenrandes, der Feldmitte und der Unterstützungsstellen die extremalen Schnittlasten ergeben, unabhängig davon, ob die Laststellung nach den vorhandenen Fahrspuren möglich ist.

Zur Berechnung der Steckkupplungen und deren Anschlüsse an den Platten wurde ein System von jeweils drei miteinander gekuppelten Platten angenommen. Entsprechend der praktischen Ausführung wurde dabei berücksichtigt, daß Querkräfte in den Kupplungen erst dann auftreten können, wenn sich ein Plattenrand gegenüber dem benachbarten um 5 mm vertikal verschoben hat. Als statisch Unbestimmte wurden die Kupplungskräfte eingeführt; entsprechend dem Konstruktionsprinzip ist eine Übertragung von Biegemomenten an den Kupplungsstellen nicht möglich.

## 4. Montage der Stahlflachstraße

Die erste Montage der nahezu 1,2 km langen Stahlflachstraße erfolgte in 18 Stunden. Die insgesamt erforderlichen 500 Einzelplatten waren zuvor auf einem nahegelegenen Lagerplatz gestapelt worden und wurden zu jeweils 5 Stück mit Transportfahrzeugen zu den Verlegestellen auf der Autobahn gebracht. Zehn Lastkraftwagen waren eingesetzt. Zwei Montagekolonnen von je 12 Mann verlegten von der Mitte aus beginnend die Platten nach beiden Richtungen auf die Rampenenden zu. Die Fig. 6 zeigt das Verlegen einer

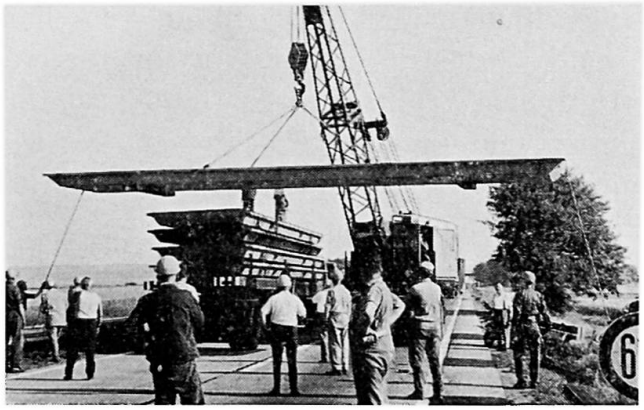

Fig. 6. Montage der Stahlflachstraße.

normalen, etwa 4,5 t schweren Einzelplatte. Dafür waren ca. 2 Minuten erforderlich. Ein erheblicher Teil der Gesamtmontagezeit wurden durch den Einbau der Rampen und die damit verbundene Umorganisation des Verkehrs benötigt.

Das Anbringen der mittleren und seitlichen Leitschwellen, die zuvor neben der Autobahn verteilt worden waren, erfolgte durch zwei weitere je 9 Mann starke Montagekolonnen. Die Erfahrungen beim ersten Verlegen haben gezeigt, daß sich die Montagezeiten sehr wahrscheinlich noch weiter verkürzen lassen.

Im Zuge des Fortschreitens der Reparaturarbeiten an der Autobahn ist die Stahlflachstraße inzwischen mehrfach umgesetzt worden. Sie hat sich dabei gut bewährt. Auf Grund von Erfahrungen, die dabei gewonnen werden konnten, sind für weitere Lieferungen einige konstruktive Änderungen vorgesehen.

## 5. Stahlbau bei Verkehrsbauten

Es ist anzunehmen, daß mit der hier beschriebenen Konstruktion dem Stahlbau ein Anwendungsgebiet erschlossen werden konnte, das sich nicht nur auf die Autobahnen und auf Deutschland beschränkt. Selbstverständlich läßt sich die Konstruktion auch bei Umbauten und Reparaturen an anderen Straßen und Verkehrswegen einsetzen. Die darüber hinausgehenden weiteren vielfältigen Verwendungsmöglichkeiten wurden schon erwähnt. Wie das Bei-

spiel der Stahlflachstraße zeigt, erlaubt der Stahlbau wegen der bei ihm seit jeher üblichen Vorfertigung der Bauteile in den Werkstätten in hervorragendem Maße außerordentlich kurze Bauzeiten an der Baustelle und verursacht dadurch auch die geringsten Verkehrsbehinderungen während der Bauarbeiten. Die Bearbeitungszeit in der Werkstatt kommt dem reibungslosen Verkehrsablauf zugute.

Hat sich aus den eingangs schon erwähnten Gründen die Stahlflachstraße an den Baustellen der deutschen Autobahnen vorteilhafter gegenüber Hochstraßen erwiesen, so soll die Bedeutung rasch und einfach zu montierender Stahl-Hochstraßenkonstruktionen für den Verkehr in den Städten, an den Knotenpunkten und überfüllten Verkehrsadern nicht übersehen werden. Die Stahlbauindustrie hat auch dafür ausgereifte und zweckentsprechende Konstruktionen bereit. Es ist zu hoffen, daß die verantwortlichen planenden Behörden und Ingenieure in dem Maße, wie die Verkehrsprobleme zunehmen, auch Möglichkeiten und Bauweisen fördern, die ohne oder mit nur geringen Verkehrsbehinderungen auskommen.

## Literaturhinweise

1. F. Reinitzhuber und H.-W. Semmroth: «Verkehrsprobleme und Stahlbau». Der Straßenbau, Heft 2, Februar 1964.
2. S. Krug: «Stahlflachstraße für die Autobahn — volle Leistungsfähigkeit der Bahn trotz Bauarbeiten». Der Bauingenieur, Heft 5, Mai 1964.
3. K. Sattler: «Betrachtungen zum Berechnungsverfahren von Guyon-Massonnet für frei aufliegende Trägerroste und Erweiterung dieses Verfahrens auf beliebige Systeme». Bauing. 30 (1955).
4. Olsen-Reinitzhuber: «Die zweiseitig gelagerte Platte» (2 Bd.). Berlin: W. Ernst & Sohn (1. Bd., 3. Auflage 1959 / 2. Bd., 2. Auflage 1962).
5. Krug-Stein: «Einflußfelder orthogonal anisotroper Platten» (deutsch/englisch). Berlin: Springer-Verlag (1961).

## Zusammenfassung

Es wird eine in Deutschland entwickelte Stahlflachstraße beschrieben. Die aus einzelnen Hohlplatten bestehende Stahlkonstruktion wird neben den Autobahnbaustellen ohne Fundamente und Gründungen auf die Fahrbahn verlegt und ermöglicht einen vierspurigen Fahrverkehr während der Reparaturarbeiten.

## Summary

The authors describe a steel roadway developed in Germany. This slab, constructed of members having a cellular section, is laid, without special

foundations, alongside the carriageway undergoing repair and enables four-lane traffic to be maintained on the motorway during the repair work.

**Résumé**

Les auteurs décrivent une chaussée métallique mise au point en Allemagne. Cette dalle, formée d'éléments à section cellulaire, est posée sans fondations sur la chaussée de l'autoroute, à côté du chantier, ce qui permet de maintenir quatre voies de circulation pendant la durée des réparations.

Leere Seite
Blank page
Page vide