

# Generalbericht

Autor(en): **Beer, H.**

Objektyp: **Article**

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

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

PDF erstellt am: **08.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-7962>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

# **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**

#### **III d**

##### **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 Hohlkästen 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 schmälere 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 vorgefabrizierte 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 Berichtersteller 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 Spannlieder 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 Bericht 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 Fahrbleches 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 vorgefabrizierten 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 ausgenutzt 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 Sementbasis 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.

### III c. 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.

### III d. 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 (basculé bridges) that recourse is had to very thin carriageway 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 Sementex, 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. Comme 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 biaisés, 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 biaisées 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-

placement 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 biaisées 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 biaisées. 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 fautive. 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.

### IIIb. 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 moments 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.

### III c. 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 éléments 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 élargement 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. REINITZHÜBER 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, solidarités 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.