

# Generalbericht

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

Objektyp: **Article**

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

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

PDF erstellt am: **12.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-7869>

## **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**

Im Stahlbrückenbau setzt sich namentlich in bebauten Gebieten immer mehr die Flachdeckbrücke durch, bei der die Tragkonstruktion zur Gänze unter der Fahrbahn liegt. Dieses als freiaufhängender Balken oder Durchlaufträger vielfach angewandte Brückensystem besteht aus zwei oder mehreren Stegblechen, die durch die mitwirkende Fahrbahnplatte (Obergurtscheibe), die Untergurtbleche und die Querscheiben zu einem Tragsystem zusammengefügt sind, das in der Lage ist, die Lasten vorwiegend durch Biegung aufzu-

nehmen. Hierbei können die Untergurte entweder getrennt für jeden Hauptträger angeordnet sein oder es kann eine gemeinsame Untergurtscheibe über zwei oder mehrere Stege durchgehen. Im ersten Fall erhält man eine unten offene Brücke (Hutquerschnitt bzw. Trägerrost), während im zweiten Fall ein geschlossener Brückenquerschnitt (ein- oder mehrzelliger Hohlkasten) entsteht, der auch in der Lage ist, Torsionsmomente aufzunehmen. Die Fahrbahnplatte kann aus Stahlbeton oder einem ausgesteiften Stahlblech bestehen, wobei aber auch eine Kombination beider Systeme möglich ist.

Die Brückenachse muß sich bei den modernen Schnellverkehrsstraßen organisch in die Linienführung einfügen, und daher ist die Mehrzahl der in Planung oder in Bau befindlichen Brücken schief und vielfach sogar in der Kurve oder in Übergangsbogen gelegen. Auch bei den Hochstraßen, die das Verkehrsproblem der Großstädte lösen sollen, zwingt die Linienführung häufig zur Anordnung von Bauwerken in der Kurve, wobei so in vielen Fällen räumlich gekrümmte Tragwerke entstehen.

Die sehr hohe Streckgrenze und Festigkeit und die damit verbundene hohe zulässige Beanspruchung von Spanndrähten und Seilen macht diese Zug-elemente zur Vorspannung von einzelnen Konstruktionsgliedern oder ganzen Brückentragwerken besonders geeignet, so daß die Vorspanntechnik auch in steigendem Maße im Stahlbrückenbau Anwendung findet.

Bei Brücken großer Stützweite sowie bei sehr gedrückter Bauhöhe wird heute vielfach als Fahrbahnkonstruktion das orthogonal ausgesteifte Stahlblech (orthotrope Platte) angewendet. Da der Fahrbahnbelag aus einer maximal 5 cm dicken Asphalt-schicht besteht, spart man hierbei nicht nur an Kosten für den Fahrbahnbelag, sondern auch an Stahlgewicht infolge des niedrigen Eigengewichtes der Brücke.

Die mit den skizzierten Brückentypen im Zusammenhang stehenden theoretischen, konstruktiven und montagetechnischen Probleme bilden Gegenstand des Themas III des Kongresses, wobei vier Unterteilungen (IIIa bis III d) vorgenommen wurden.

### IIIa. Gekrümmte und schiefe Brücken

Solche Brücken werden in steigendem Maße als Trägerrost und Hohlkasten mit der Fahrbahnplatte als Obergurtscheibe ausgeführt. Die Berechnung schiefer Trägerrostbrücken ist weitgehend abgeklärt und kann sowohl nach der Theorie biege-fester Stabwerke als auch nach der Theorie der Flächentragwerke erfolgen. Hier trägt die Gurtscheibe infolge ihrer Schubsteifigkeit wesentlich zur Lastverteilung bei. Die Theorie der Hohlkastentragwerke wurde von STÜSSI [1]<sup>1)</sup>, WANSLEBEN [2], HEILIG [3] und RESINGER [4] für die Anwendungsgebiete des Stahlbrückenbaues entwickelt, wobei eine wesentliche Befruchtung

<sup>1)</sup> Literaturhinweise siehe Seite 606.

von seiten der Flugzeugstatik stattfand. Für schiefe und gekrümmte Brücken ist das Hohlkastensystem wegen seiner großen Torsionssteifigkeit besonders vorteilhaft.

Die zum Thema IIIa eingereichten Arbeiten beziehen sich mit einer Ausnahme alle auf solche torsionssteife Brückentragwerke. Bei schiefer Lagerung des Hohlkastenträgers auf den Widerlagern und Zwischenstützen tritt in den Lagerbereichen eine Einspannwirkung auf, die eine Reduktion der Feldmomente gegenüber jenen des rechtwinklig gelagerten Vergleichsträgers zur Folge hat. Wenngleich die Berechnung mit baustatischen Methoden keine Schwierigkeit bereitet, so fehlte doch bisher eine übersichtliche Darstellung dieser Einspannwirkung bei verschiedenen Neigungswinkeln der Brückenachse gegen die Widerlagerlinie unter Berücksichtigung der praktisch vorkommenden Steifigkeitsverhältnisse. In seiner Arbeit «*Zur Einspannwirkung der Lagerung bei schiefen Brücken*» ist es F. RESINGER gelungen, diese Wirkung für die im Brückenbau maßgebenden Belastungsfälle mit nur zwei dimensionslosen Kennwerten, welche den Neigungswinkel der Brückenachse am Auflager, das Verhältnis der Auflager- zur Feldspannweite und schließlich das Verhältnis von Biege- und Torsionssteifigkeit umfassen, darzustellen. Dadurch ist es nicht nur möglich, sofort einen Überblick über die Reduktion der Feldmomente zu erhalten, sondern man kann auch unmittelbar erkennen, wie sich die Auflagerdrücke am stumpfen und spitzen Brückenende verhalten und ob ein Auflagerzug eintritt. Die von RESINGER aufgestellten Kurvenscharen können mit besonderem Vorteil bei Vergleichsentwürfen verwendet werden.

Da die Berechnung von torsionssteifen schiefen Brücken in der Regel unter vereinfachenden Annahmen durchgeführt wird, ist es notwendig, sich mit Hilfe von Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen ein Bild von der Zulässigkeit der Rechnungsannahmen zu verschaffen. Zu diesem Gegenstand sind zwei Beiträge eingegangen. G. HUTTER gibt in seiner Arbeit «*Schiefe und gekrümmte Hohlkasten in Theorie und Versuch*» die hauptsächlichsten Meßergebnisse wieder, die an drei schiefen Brücken vom Hohlkastentyp durchgeführt wurden. Die Messungen haben gezeigt, daß im wesentlichen die unter der Annahme der Saint-Venantschen Schubflußverteilung errechnete Einspannwirkung der schiefen Brückenenden vorhanden ist, daß aber für die Krafteinleitung in den Hohlkasten entsprechend steife Querschotte unentbehrlich sind. Bei Durchlaufträgern zeigt die Messung in den Stützbereichen deutlich den erwarteten Spannungsabfall in der Gurtscheibe von den Stegkanten weg gegen die Mitte und die Ränder. Dehnungsmessungen an Gurtscheiben sollten stets auf beiden Blechseiten durchgeführt werden, um die örtlichen Biegespannungen, die sowohl aus der direkten Belastung als auch aus unvermeidlichen Imperfektionen des Bleches entstehen, von den Normalspannungen trennen zu können. Andernfalls ergibt sich ein unrichtiges Bild der Verteilung der Längsspannungen, was auch die von HUTTER mitgeteilten Meßergebnisse für die Obergurtscheibe deutlich erkennen lassen.

Über eine sehr schiefe Eisenbahnbrücke berichten W. SCHMID und P. KLEMENT in ihrer Arbeit «*Die Pillerseeachbrücke der Österreichischen Bundesbahnen*». Diese eingleisige Brücke ist als Hohlkasten ausgebildet, jedoch sind die schrägen Enden nicht durch eine durchgehende Endquerscheibe, sondern nur durch Rahmen abgeschlossen, um die Werkstattfertigung nicht unnötig zu komplizieren und die spätere Zugänglichkeit zu gewährleisten. Die statische Berechnung erfolgte unter Annahme eines Primärsystems für die Lastabtragung auf die Stützweite und eines Sekundärsystems für die örtliche Lasteinleitung. Bei den Meßergebnissen ist besonders bemerkenswert, daß auch die nur durch Rahmen abgeschlossenen schiefen Hohlkastenenden diesen sehr torsionssteif machen. Berücksichtigt man diese Tatsache in der Rechnung, so ergibt sich eine gute Übereinstimmung mit der Messung.

Aus diesen in Deutschland und Österreich durchgeführten Messungen geht hervor, daß für die Kraftereinleitung in Hohlkastentragwerke stets besondere konstruktive Maßnahmen zu treffen sind. Bei breiten Gurtscheiben von Biegeträgern ist der durch die Einschnürung der «mitwirkenden Breite» verursachte Spannungsabfall besonders bei Einleitung konzentrierter Einzellasten zu berücksichtigen. Es ist dort daher zweckmäßig, die Bereiche der Gurtscheiben über den Stegen zu verstärken.

In Ergänzung seiner früheren in den *Abhandlungen* veröffentlichten Arbeiten bringt W. WIERZBICKI in seinem Beitrag «*Gekrümmte Brücken als Balken mit geknickter Achse betrachtet*» die Berechnung des polygonal geknickten biege- und torsionssteifen Stabes, wobei die Annahme getroffen wird, daß die Knickpunkte unterstützt sind. Die von WIERZBICKI bereits früher abgeleitete geschlossene Lösung für die Differenzgleichung der fünf aufeinanderfolgenden Torsionsmomente wird — unter Beachtung der Randbedingungen — für die für Straßenbrücken charakteristischen Belastungsfälle ausgewertet. Wie erwartet vermindern sich die Biegemomente bei Vergrößerung der Torsionssteifigkeit und bei wachsendem Knickwinkel, während die Torsionsmomente entsprechend ansteigen. Die geschlossene Lösung der Differenzgleichung ist allerdings nur bei völliger Gleichartigkeit der aufeinanderfolgenden Felder möglich, sonst hat man ein fünfgliedriges Gleichungssystem aufzulösen.

Bei schiefen Brücken ist das räumliche Zusammenwirken von Hauptträger, Windverbänden und Querverbänden (Querträger) von entscheidendem Einfluß auf das Kräftespiel. In der Arbeit von M. SHAFIK AGGOUR «*Räumliche Tragwirkung und Lastverteilung in schiefen Brücken*» wird diese bereits seit langer Zeit feststehende Tatsache an zwei charakteristischen Beispielen von Eisenbahnbrücken demonstriert. Die Berechnung als räumliches Tragwerk ergibt die erwartete Entlastung der Hauptträger gegenüber ihrer Berechnung als ebene Fachwerke, während die Wind- und Querverbände stärker belastet werden. Diese Kräfteumlagerung tritt hier allerdings infolge der gewählten relativ großen Brückenbreite besonders stark hervor. Sie wird noch verstärkt bei

Brücken mit zwei Horizontalverbänden und nimmt weiter mit der Brückenschiefe zu. Bei schiefen Brücken mit vier Hauptträgern und Querverbänden kann der innere Hauptträger um mehr als 50% von den Biegemomenten entlastet werden. Besondere Beachtung verdient auch die sehr ungleiche Verteilung der Auflagerdrücke der Hauptträger an einem Widerlager, wobei am stumpfen Brückenende eine starke Erhöhung erfolgt. Die Berechnung schiefer Brücken als räumliches System kann mit den elementaren Methoden der Baustatik erfolgen, wobei aber — namentlich bei Brücken mit sehr vielen Querverbänden — eine Näherungsberechnung zu empfehlen ist.

Der Berichterstatter ist der Meinung, daß die zum Thema IIIa eingereichten Beiträge eine Reihe von Fragen nicht behandelt haben. Neben dem schiefen einzelligen Hohlkasten findet der mehrzellige Hohlkasten namentlich im Straßenbrückenbau sehr häufig Anwendung. Hier ist die Frage des Einflusses der Nachgiebigkeit der Querverbände auf die Schubflußverteilung infolge Torsion noch nicht gelöst. Ferner beeinflussen die Längs- und Querbiegesteifigkeit der orthogonal ausgesteiften Hohlkastenbleche das Kräftefeld und müssen daher berücksichtigt werden und schließlich fehlt es noch an einer Berechnungsmethode für die Querverbände, für deren Beanspruchung auch ihre elastisch nachgiebige Lagerung im Gesamtsystem von Bedeutung ist. Die Berechnung solcher Tragwerke muß daher auf der Theorie der Faltwerke mit biege- und torsionssteifen Einzelscheiben aufbauen. In besonderen Fällen dürfen auch die Längsbiegemomente der einzelnen Faltwerksscheiben nicht mehr vernachlässigt werden und schließlich ist die Beanspruchung der schrägen Brückendenen, die bei breiten Brücken und starker Brückenschiefe erhebliche Abmessungen erlangen können, noch nicht ausreichend erforscht. Man muß hierbei auf die Theorie der Keilstumpfzellen, die EBNER [5] für den Flugzeugbau entwickelt hat, zurückgreifen.

Neben dem Bredtschen Schubfluß im Hohlkasten können fallweise auch die Spannungen aus der Wölbkrafttorsion bei beliebigen Querschnitten dort von Bedeutung werden, wo eine Wölbbehinderung vorliegt. Diese kann im Brückenbau schon an den Enden oder Zwischenstützen mit zwei oder mehrere feste Lager, aber auch an den Krafteinleitungsstellen, vorhanden sein. Bezüglich der theoretischen Grundlagen sei z. B. auf die einschlägigen Arbeiten von BORNSCHEUER [6] und HEILIG [7] hingewiesen.

Der Verteilung der Auflagerdrücke ist bei schiefen Brücken im Hinblick auf die Beanspruchung der Widerlager größtes Augenmerk zu widmen. Der Berichterstatter [8] hat gezeigt, wie bei einer sehr schiefen und breiten Brücke durch zweckmäßige Systemwahl und teilweises Anheben der Lager nach erfolgter Montage die Auflagerdruckverteilung längs der Widerlager günstig gesteuert werden kann, aber auch darauf hingewiesen, daß es notwendig ist, bei breiten und schiefen Brücken eine korrekte Lagerung so durchzuführen, daß alle elastischen und Temperatur-Bewegungen zwängungsfrei erfolgen können. Für die Zugverankerung der spitzen Brückendenen ist die konstruktive

Entwicklung noch nicht abgeschlossen und daher sind diesbezügliche Anregungen erwünscht.

Schließlich sei noch hervorgehoben, daß die Durchführung und Veröffentlichung weiterer Messungen an ausgeführten Brücken von größtem Wert sind. In den Meßbereich wären auch die schrägen Brückenenden einzubeziehen. Die Messungen sollten, wenn irgend möglich, an beiden Seiten der Bleche durchgeführt werden, um lokale Biegespannungen aus der Normalspannungsverteilung ausschalten zu können.

Möge die vorbereitete Diskussion zur Lösung der betrachteten Probleme beitragen.

### IIIb. Hochstraßen

Zum Thema Hochstraßen ist nur eine einzige Arbeit eingegangen, obwohl in der Fachwelt großes Interesse besteht, über den neuesten Stand der Entwicklung auf diesem so wichtigen Sektor des Brückenbaues unterrichtet zu werden. In seiner Arbeit «*Betrachtungen zu verschiedenen Problemen der Verbundbauweise*» gibt K. SATTLER die Ergebnisse von zwei interessanten Versuchen über die Verbindung der Betonplatte mit dem Stahlträgergurt durch Kopfbolzendübel unter Verwendung von Sinmastkleber bekannt. Damit ist es möglich, nicht nur eine äußerst wirksame Scherverbindung von Platte und Stahlgurt zu erhalten, sondern die Verbindung ist auch in der Lage, relativ große Zugkräfte aufzunehmen. Eine besondere Anwendungsmöglichkeit liegt hier bei Verbundträgern dann vor, wenn die Betonplatte aus vorgefertigten Elementen besteht. Diese werden mit Aussparungen auf die Dübel gelegt, mit Sinmastmörtel ausgegossen und schließlich die Querstöße mit Sinmastkleber verfugt. An der Technischen Hochschule Graz mit dieser Klebeverbindung ausgeführte Versuche ergaben, daß stets die Überwindung der Scherfestigkeit des Betons und nicht der Klebefuge für den Bruch maßgebend war. Die Anwendung dieses neuartigen Verbundsystems bei Hochstraßen liegt auf der Hand, da hier der Bauweise mit vorgefertigten Plattenelementen im Hinblick auf die rasche Montage größte Bedeutung zukommt. Die erwähnte zugfeste Verbindung der Betonplatte mit dem Stahltragwerk ist bei räumlich gekrümmten Brücken unerlässlich.

Beim Bau von Hochstraßen treten im Vergleich zum klassischen Brückenbau neuartige statische und konstruktive Probleme auf. Hierbei handelt es sich in der Regel um die Ermittlung des Spannungs- und Formänderungszustandes des einfach oder doppelt gekrümmten, biege- und torsionssteifen Stabes auf Einzelstützen, der als ein- oder mehrzelliger Hohlkasten ausgebildet sein kann. Neben der Lastabtragung auf die Brückenstützweite ist auch hier der Krafteinleitung größtes Augenmerk zu widmen. Das Bestreben, Hochstraßen mit Hilfe von vorgefertigten Bauelementen möglichst großer Abmessungen zu montieren, macht eine umfangreiche konstruktive Entwicklung

erforderlich. Für diesen neuen Brückentyp kommen sowohl Betonfahrbahnen als auch Stahlleichtfahrbahnen in Frage.

Es wäre sehr zu begrüßen, wenn zu den erwähnten Problemen in der vorbereiteten Diskussion entsprechende Beiträge geleistet würden. Neben statischen Untersuchungen und konstruktiven Vorschlägen wären auch die Behandlung von Entwurfsgrundsätzen und die Beschreibung ausgeführter Hochstraßen von Interesse.

### IIIc. Vorgespannte Stahlbrücken

Die Vorspannung der Brücken spielt sowohl bei der Verstärkung bestehender Bauwerke als auch bei ihrer Neuerrichtung eine bedeutende Rolle. Es ist das Ziel dieser Vorspannung, eine Kräfteumlagerung im Bauwerk zu erzwingen, um das Kräftespiel günstig zu steuern. Zur Durchführung der Vorspannung werden entweder eigene Konstruktionselemente, die sodann einen Bestandteil der endgültigen Tragkonstruktion bilden, verwendet oder es wird die montierte bzw. zu verstärkende Tragkonstruktion durch hydraulische Pressen oder Schraubenspindeln vorgespannt. Ein Beispiel für die erstgenannte Methode ist das Vorspannen mit Spannkabeln und für die zweitgenannte Methode das Anheben oder Absenken von Lagern.

Durch Hinzufügen von eigenen Konstruktionselementen und Vorspannung wurden in Frankreich alte Eisenbahnbrücken verstärkt. In seiner Arbeit *«Die Vorspannung als Mittel zur Verstärkung von Stahlbrücken der S.N.C.F.»* beschreibt J. CHOLOUS die Verstärkung mehrerer solcher Eisenbahnbrücken, die teils wegen der Erhöhung der Verkehrslasten und teils wegen der verminderten Tragfähigkeit notwendig wurde und ohne Verkehrsbeschränkung durchgeführt werden mußte. Bei Fachwerkbalken hat sich die Aufsetzung eines Stab Bogens (Langer-Balken) als zweckmäßig erwiesen, wobei durch Anspannen der Hänger der alte Brückenbalken vom Eigengewicht entlastet wird. In den dreißiger Jahren erbaute Blechträgerbrücken, deren geschweißte Zuggurte Risse aufwiesen, wurden durch Spannkabel verstärkt, welche nach dem Anspannen in Beton eingebettet wurden.

Der theoretischen und experimentellen Ermittlung der Traglast vorgespannter Brücken kommt große Bedeutung zu. In der Arbeit von Y. TACHIBANA, K. KONDO und K. ITO *«Experimentelle Untersuchungen von durch Drahtseile vorgespannten Verbundträgern»* wurde mit zwei Versuchsbrücken von 4 m und  $2 \times 4$  m Spannweite die Wirkung der Vorspannung bis zur Traglast verfolgt. Die Versuche zeigen, daß mit den üblichen Rechenannahmen eine niedrigere Traglast erhalten wird als durch den Versuch, was durch die teilweise Mitwirkung der im Stützbereich gerissenen Betonplatte erklärt wird. Besonders stark wirkt sich diese Traglasterhöhung bei jenen Laststufen aus, in denen sich Fließgelenke bilden. Wenn auch diese Versuche noch keine allgemein gültigen Schlüsse über das Tragverhalten von durchlaufenden Ver-



bundbrücken zulassen, so ist doch daraus die weitere Mitwirkung der gerissenen Betonplatte in den Stützbereichen erkennbar, wodurch die Ausbildung von plastischen Gelenken verzögert wird. Auch diese Versuche bestätigen die bekannte Tatsache, daß der Stahlträger nach dem Verbund nur soweit vorgespannt werden soll, als dies für die Betonplatte notwendig ist. Weitere Traglastversuche, besonders mit vorgespannten statisch unbestimmten Systemen, wären sehr wünschenswert. Vielleicht bildet diese Arbeit eine Anregung für die vorbereitete Diskussion. Das Verhalten des vorgespannten Tragwerkes bei wiederholter Belastung und der Einfluß von Eigenspannungen auf die Bildung von Fließgelenken sind noch nicht genügend geklärt. Neben dem Spannungszustand muß auch der Formänderungszustand bis zum Erreichen der Traglast beachtet werden, um ein Unbrauchbarwerden des Tragwerkes vor dem Zusammenbruch zu erkennen.

Interessante Beispiele für kombinierte Vorspannung durch Spannseilbündel und Montagemaßnahmen bringt S. A. ILJASEWITSCH in seiner Arbeit «*Vorgespannte Stahlkonstruktionen und Stahlbrücken*». Hierbei ist hervorzuheben, daß die Berechnung nach der Plastizitätstheorie die erwartete Gewichtersparnis (hier 10—15%) ergibt. Auch dieser Verfasser geht jedoch nicht auf die Formänderungen und den Einfluß der wiederholten Be- und Entlastung ein. In der Sowjetunion erbaute Hängebrücken mit Seildiagonalen wurden durch das Eigengewicht und durch zusätzliche Seilvorspannung soweit gespannt, daß auch bei ungünstigster Stellung der Nutzlast kein Schlaffwerden der Diagonalseile eintritt. Für den Entwurf von Seiltragwerken ist besonders zu beachten, daß die Vorspannbündel zwar Druckkräfte bis zur Höhe ihrer Vorspannung aufnehmen können, daß jedoch bei Schlaffwerden eines Seiles das statische System wechselt. Die systematische Untersuchung solcher Wechselsysteme wäre von großem Interesse.

Ein wichtiges Problem bei vorgespannten Systemen ist die Ermittlung der Sicherheit gegen Bruch oder Unbrauchbarwerden der Konstruktion. Es ist klar, daß die Größe der Vorspannung von Einfluß auf die Sicherheit ist und daher entsprechend dosiert werden muß. In seiner Arbeit «*Berechnung von vorgespannten Stahlkonstruktionen*» bringt SHU-T' IEN LI eine elementare Ermittlung des Sicherheitskoeffizienten von vorgespannten Stahlkonstruktionen mit dem Ergebnis, daß der gleiche Sicherheitsfaktor wie von nichtvorgespannten Konstruktionen nicht dadurch erhalten werden kann, daß man sowohl die Tragkonstruktion als auch die Vorspannelemente mit ihrer zulässigen Spannung ausnützt. Sicherheit, Wirtschaftlichkeit und Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruches müssen gegeneinander abgewogen werden, wobei auch die Verformungen zu beachten sind. In der Regel wird das Optimum bei nicht voller Ausnützung der zulässigen Vorspannkraft, die nur eine geringe Sicherheit gegen Fließen zu haben braucht, erreicht. Besonders wichtig ist, daß man beim Vorspannen sowohl für den Kostenvergleich als auch für Fragen der Sicherheit immer die Gesamtkonstruktion im Auge behalten muß.

Sowohl die Frage der Traglast als auch der Wahrscheinlichkeit des Zusammenbruches von vorgespannten Stahlkonstruktionen bedarf noch weiterer Forschungen, und es wäre wünschenswert, wenn in der vorbereiteten Diskussion darüber gesprochen würde.

### III d. Leichtfahrbahnen

Das Bestreben, das Eigengewicht der Fahrbahnen stählerner Brücken zu verringern, ist sehr alt, da sein Einfluß auf den Spannungszustand namentlich bei großen Stützweiten oder sehr beschränkter Bauhöhe beträchtlich ist. Bei wirtschaftlich geplanten Brücken wird die Fahrbahnplatte stets auch als Gurt-scheibe für die Abtragung der Lasten in Längs- und Querrichtung planmäßig ausgenützt. Nach diesem Grundsatz wurde z. B. in Deutschland die orthotrope Platte entwickelt, während man in Frankreich leicht gewölbte Stahlbleche mit Betonaufgabe anwendet. Für die Berechnung orthotroper Platten werden sowohl baustatische Methoden als auch solche der Kontinuumsstatik angewendet. Bereits durch die grundlegenden Versuche von KLÖPPEL [9] wurde aber nachgewiesen, daß sich der Plattenwirkung bei höheren Laststufen die Membranwirkung überlagert, so daß die tatsächliche Traglast das Vielfache der aus der reinen Plattenwirkung ermittelten Traglast beträgt. Die rechnerische Erfassung dieser Membranwirkung nach der Theorie zweiter Ordnung erfolgte u. a. durch GEROLD [10] sowie STEINHARDT und ADBEL SAYED [11].

P. KLEMENT entwickelt in seinem «*Beitrag zur Berechnung von orthotropen Platten*» mit Hilfe der Methode PELIKAN-ESSLINGER [12] ein Näherungsverfahren für die stark auskragende Platte mit elastischem Saumträger und behandelt damit einen in der Praxis häufig auftretenden Fall.

Die Arbeit «*Studien über das Tragverhalten von Stahlblechfahrbahnen für Brücken*» von I. KONISHI bringt bemerkenswerte Versuchsergebnisse mit orthotropen Platten von etwa  $5 \times 2$  m Grundrißfläche. Im Versuch konnten deutlich drei verschiedene Stadien unterschieden werden: die elastische Wirkung, die plastische Wirkung und die Membranwirkung, wobei im dritten Stadium die weitaus größte Laststeigerung möglich war. Die von KONISHI durchgeführte Berechnung nach der Streifenmethode zeigte für alle drei Stadien eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Neben dem Spannungszustand ist auch der Formänderungszustand in der Stahlfahrbahn von großer Bedeutung, einmal um eine Zerstörung des Belages zu vermeiden und zum anderen, um ein reibungsloses Befahren zu ermöglichen. Weiters ist auch die Ermüdungsfestigkeit besonders der Aussteifungsrippen zu beachten und schließlich bedürfen noch die Fragen der zulässigen Spannungen und der Sicherheiten für die verschiedenen Lasteinflüsse einer Klärung.

Die Tatsache, daß in Deutschland von 350 000 m<sup>2</sup> auf orthotropen Platten aufgetragenen Asphaltbelägen nur etwa 500 m<sup>2</sup> Beschädigungen aufweisen,

die aber nur auf unsachgemäße Herstellung zurückzuführen sind, ist ein Beweis für die Bewährung dieser Fahrbahn. Es ist jedoch wünschenswert, auch andere Fahrbahnbeläge zu untersuchen und auszuprobieren, einmal um das Eigengewicht noch mehr zu verringern und zum andern, damit der Belag bereits im Werk unabhängig von der Witterung am Blech aufgebracht werden kann. In ihrer Arbeit «*Fahrbahnbeläge auf Brückentafeln aus Stahl und Aluminium*» beschreiben J. G. JAMES und D. S. WILSON Erfahrungen mit Asphaltfahrbahnen und mit neuartigen Belägen, die auf der Latex- und Epoxyharzbasis entwickelt wurden. Die Frage der Aufbringung des Fahrbahnbelages direkt auf glattem Blech oder die Aufschweißung von Flachstahlrippen zur Sicherung des Rutschens bzw. Wanderns dieses Belages hängt namentlich bei Klappbrücken oder Brücken im Gefälle nicht nur von der Haftfestigkeit, sondern auch von der Viskosität des Belages bei maximaler Temperatur ab. Auch hierüber wäre die Wiedergabe weiterer Erfahrungen erwünscht.

In Frankreich wurde eine Fahrbahnplatte entwickelt, die eine Kombination der Stahlfahrbahn und der Betonfahrbahn darstellt. In seiner Arbeit «*Leichtfahrbahnen für Straßenbrücken*» beschreibt A. SCHMID diese häufig zur Ausführung gelangende Fahrbahn, bei der auf ein bombiertes Stahlblech eine relativ dünne Betonschicht aufgebracht wird. Die Aussteifung des Bleches gegen Beulen vor dem Verbund erfolgt durch die aufgeschweißten Schubeisen (Flachstähle) zwischen Stahlblech und Beton, die mit einem oberen Verbindungseisen eine Art Vierendeelträger bilden.

### Schlußbetrachtung

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß der neuzeitliche Brückenbau in wachsendem Maße das Flächentragwerk anwendet. Während im klassischen Brückenbau jeder Bauteil (Fahrbahnplatte, Längs- und Querträger, Hauptträger, Verbände) nur eine bestimmte tragende Funktion zu erfüllen hat, geht man immer mehr dazu über, ein monolithisches Tragwerk zu schaffen, in dem jeder Bauteil ein Maximum an statischen und funktionellen Aufgaben übernimmt. Die Berechnung einer Brücke als räumliches Flächentragwerk wirft eine Fülle von neuartigen Problemen auf, die nur zum Teil gelöst sind. Die klassische Theorie der Fachwerke und biegefesten Stabwerke genügt hier nicht mehr zur Erfassung des Spannungs- und Formänderungszustandes und des Stabilitätsnachweises, sondern man muß die Berechnung nach der Theorie der meist orthogonal ausgesteiften dünnen Platten und Scheiben, sowie der aus diesen Elementen zusammengesetzten Faltwerke, durchführen. Hierbei überlagert sich bei höheren Laststufen der Platten-Scheibenwirkung nach der Theorie erster Ordnung die Membranwirkung, für welche die Theorie zweiter Ordnung angewandt werden muß. Ihre Berücksichtigung kann zu einer oft sehr wesentlichen Erhöhung der rechnerischen Traglast führen. Neben der

Weiterentwicklung der Theorie ist aber auch die Durchführung von Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen am Bauwerk von besonderem Wert, um Annahmen und Ergebnisse einer langwierigen Berechnung zu kontrollieren. Aber auch der elasto-plastostatische Modellversuch kann wertvolle Hilfsdienste leisten. Der Entwicklung von Näherungsberechnungen ist weiterhin größtes Augenmerk zu widmen.

## General Report

### Preliminary Remarks

In steel bridgework, particularly in built-up areas, flat-decked bridges, in which the supporting structure is situated completely beneath the roadway, are coming more and more to the fore. This bridge system, widely used as a freely supported beam or continuous girder, consists of two or more web plates, which are connected by the deck plate which participates in the girder action; of bottom flange plates and of transverse webs forming a supporting system capable of absorbing the loads, predominantly by bending. In this structure, either the lower flanges can be provided separately for each main girder, or a common lower-flange plate can extend over two or more webs. In the former case, we have a bridge open at the bottom (hat-type cross section, or girder grillage), while in the latter case we have a closed cross section (unicellular or multicellular hollow box), which is also capable of absorbing torsional moments. The roadway floor slab can consist of reinforced concrete or of stiffened steel sheets, although the two systems can be combined.

With modern roads for fast-moving traffic, the axis of the bridge must be arranged to suit the general road plan, and for this reason most of the bridges planned, or being built, are skew and in many cases even situated on a curve or on a transition. The elevated roadways intended to solve the traffic problems of the large cities are a further field in which the general design often makes it necessary for structures to be built on a curve, and this in many cases leads to spatial curved structures.

The very high yield point and strength and the resultingly high permissible stress on wires and cables makes these tension elements particularly suitable for the prestressing of individual structural components or entire bridges, so that the prestressing technique is being applied to steel bridges to an increasing extent.

With large-span bridges and also where the construction depth is limited, the orthotropic plate is now frequently used as a roadway structure. As the

roadway surfacing consists of a layer of asphalt not more than 5 cm in thickness, this results not only in a saving in the cost of the roadway surfacing but also in a saving in the weight of steel, owing to the low dead weight of the bridge.

The problems relating to the theory, design and erection of the types of bridge outlined form the basis of Theme III for our Congress, and this is subdivided into four parts (IIIa to IIId).

### IIIa. Curved-Bridges and Skew-Bridges

Such bridges are being constructed to an increasing extent either as girder grillages or as hollow boxes with the roadway plate as the upper chord. There is now a fair measure of clarity for the calculations for oblique girder grillage bridges, and they can be carried out either in accordance with the theory of flexurally resistant members or according to that of carrying surfaces. In this connection the top flange plate contributes considerably to the distribution of the load, by its shear-rigidity. The theory of hollow box structures was developed by STÜSSI [1]<sup>1)</sup>, WANSLEBEN [2], HEILIG [3] and RESINGER [4], for the spheres of application connected with steel bridge construction, and it owed a great deal to aircraft statics. For skew and curved bridges, the hollow box system offers special advantages, owing to its great torsional stiffness.

With one exception, the papers submitted for Subject IIIa all relate to such torsionally rigid bridge structures. When the box girder rests obliquely on the abutments and intermediate supports, a restraint effect occurs at the bearings and causes a reduction of the field-moments in relation to those applying to the reference girder situated at right angles. Even if calculation using the methods established in normal statics causes no difficulty, we have not so far been provided with a clear and complete representation of this restraint effect with various angles of skews to the abutment line, taking into consideration the rigidity conditions occurring in practice. In his paper entitled "*The Fixed-end Restraint Due to Skew Bridge Supports*", F. RESINGER succeeded, for the load conditions which play a decisive part in bridge design, in explaining this effect, with only two dimensionless characteristics, which cover the angle of inclination of the bridge axis to the support, the ratio of the skew span to the square span, and, finally, the ratio between bending resistance and torsional resistance. This not only provides an immediate view of the reduction of the field moments, but also enables one to see immediately how the reactions act at the blunt and at the sharp end of the bridge and whether an uplift occurs at the support. The families of curves

---

<sup>1)</sup> Bibliography see p. 606.

compiled by RESINGER can be used with particular advantage in comparative designs.

As the calculation of torsionally rigid oblique bridges is usually based on simplified assumptions, recourse is necessary to deflection and strain measurements in order to obtain a conception of the reliability of these assumptions. On this subject two contributions have been received. G. HUTTER, in his paper "*Skew and Curved Box-girders, Theory and Research*", reproduces the main measured results obtained in three skew bridges of the hollow box type. The measurements showed that the restraint effect of the skew bridge-ends, as calculated by the Saint-Venant shear flow distribution, prevails on the whole, but that for the introduction of forces into the hollow box, correspondingly rigid transverse bracings are essential. With continuous girders the measurement clearly shows, at the supports, the expected stress reduction in the flange plate proceeding from the edges of the web towards the centre and towards the outer edges. Strain measurements on flange plates should in all cases be carried out on both sides of the plate, so that the local bending stresses, which arise both from direct loading and from unavoidable imperfections in the plate, can be separated from the normal stresses. Otherwise a false picture is obtained of the distribution of the longitudinal stresses, as is also clearly shown by the measured results reported by HUTTER for the upper flange plate.

A report on a very oblique railway bridge is given by W. SCHMID and P. KLEMENT in their paper "*Railway Bridge Over the Pillerseeache*". This single-track bridge takes the form of a hollow box, but the oblique ends are closed, not by a continuous terminal transverse plate, but simply by frames, in order to avoid excessive complications during fabrication and to ensure later accessibility. The static calculation was based on the assumption of a primary system for the load transfer to the span and of a secondary system for the local load introduction. A particularly remarkable feature of the measured results is the fact that even those oblique hollow-box ends which merely terminate in frames, give the structure considerable torsional rigidity. If this is considered in the calculation, the results agree fairly satisfactorily with those obtained by measurement.

These measurements carried out in Germany and Austria show that special constructional measures always have to be taken for the introduction of loads into hollow box supporting structures. With wide flanges of flexural girders the stress reduction caused by the reduction of the effective width has to be considered particularly in the case of the introduction of concentrated loads. It is therefore desirable for the flange plates at this point to be reinforced over the webs.

To supplement the papers which he formerly published in the "Publications", W. WIERZBICKI — in his contribution "*Curved Bridge Considered as a Beam with Broken Axis*" — provides the calculation of the polygonally bent flexurally and torsionally rigid bar, the assumption being made that the

bending points are supported. The closed solution, which WIERZBICKI has already derived before for the equation of finite differences of the five successive torsional moments, is evaluated (taking the edge conditions into account) for the load conditions characteristic of road bridges. As expected, they reduce the bending moments by increasing the torsional rigidity and with an increasing angle of bend in plan, while the torsional moments increase correspondingly. The closed solution of the equation of finite differences, however, is only possible if the successive panels are the same — otherwise an equation system of five terms has to be solved.

With skew bridges, the spatial interaction of main girder, wind bracing and transverse girders has a decisive influence on the stress-distribution. In H. SHAFIK AGGOUR's paper entitled "*Space Frame Action and Load Distribution in Skew Bridges*" this fact, already known for some time, is demonstrated by means of two characteristic examples of railway bridges. The calculation of the system as a space structure shows, as expected, that the main girders bear less load than when calculated as a plane framework, while the wind bracing and transverse bracings are subjected to a greater load. In this case, however, this redistribution of the forces takes particular effect, owing to the relatively considerable bridge width selected. It is intensified still further in the case of bridges with two horizontal bracings and increases with the degree of skew of the bridge. In skew bridges with four main girders and transverse bracings the inner main girder can be relieved of the bending moments to the extent of over 50%. Particular importance also attaches to the very unequal distribution of the reactions of the main girders on the abutment, a considerable increase taking place at the blunt end of the bridge. The calculation of skew bridges as a spatial system can be carried out with elementary statics, although a purely approximate calculation is to be recommended, particularly in the case of bridges with a large number of transverse bracings.

The reporter is of the opinion that the contributions submitted for Theme IIIa have not considered a number of questions. In addition to the skew unicellular hollow box, the multicellular box is used very frequently, especially for road-bridges. Here the question of the elastic deformation of the transverse bracings on the shear-flow distribution due to torsion has not been answered. Furthermore, the longitudinal and transversal flexural rigidity of the orthogonally stiffened hollow box plates exerts an influence on the state of stresses and must therefore be taken into consideration; finally, there is still no method of calculation provided for the transverse bracings, the stress in which is also decisively influenced by the way in which they are elastically supported in the system as a whole. The calculation of such structures must therefore be built up on the theory of "folded plate structures" with flexurally and torsionally rigid individual plates. In special cases, the longitudinal bending moment in the individual plates of the folded structure must also not be neglected; finally, the stresses imposed on the skew bridge-

ends, which, in the case of broad and very skew bridges, may reach considerable dimensions, have not yet been adequately investigated. Here we must have recourse to the "Theory of the Wedge-shaped Cells" developed by EBNER [5] for the building of aircraft.

In addition to the Bredt shear-flow in the hollow box there are cases in which, where there is a warping restraint, the stresses due to the warping moment assume importance. In bridge building this can be present at the ends or intermediate supports, through two or more fixed bearings and also at the force introduction points as well. As regards the theoretical bases, we would draw attention, for example, to the relevant papers by BORNSCHEUER [6] and HEILIG [7].

In the case of oblique bridges, the greatest attention must be paid to the distribution of the reactions from the point of view of the stresses imposed on the supports. The reporter [8] has shown how, with a very skew and wide bridge, the reaction distribution along the abutments can be favourably controlled, by the choice of a suitable system and to some extent by lifting the bearings after assembling the bridge but he also draws attention to the necessity, in these cases, of ensuring a correct bearing-system, so that all elastic and temperature movements can take place without constraint. For the tension anchoring of the sharp bridge-ends, constructional development is not yet complete, and suggestions in this connection are therefore desired.

Finally, we would also emphasize that the execution and publication of further strain measurements on complete bridges are of the greatest value. The measurements should also cover the skew bridge-ends. If at all possible, the measurements should be carried out on both sides of the plates, in order to eliminate local bending stresses in the distribution of normal stresses. Let us hope that the Prepared Discussion will contribute to a solution of the problems considered.

### IIIb. Elevated Roadways

Only one paper has been received concerning elevated roadways, although considerable interest is felt in the professional world regarding the latest stage of development in this very important sphere of bridge building. In his paper entitled "*Some Remarks on Problems Relating to Composite Structures (Elevated Roadways)*" K. SATTLER gives the results of two interesting experiments in connecting the concrete slab to the steel girder chord by studs with the use of Sinmast adhesive. Tests carried out with this adhesive at the Graz Technische Hochschule showed that rupture is always governed by the shear strength of the concrete and not by the adhesive joint. The use of this novel composite system in the case of elevated roadways is an obvious step, since the greatest importance attaches here to a system with prefabricated elements,



owing to the rapidity of erection. Adequate tensile strength of the connection between the concrete slab and the steel supporting structure is essential in the case of bridges curved in plan.

In the building of elevated roadways, by comparison with the traditional method of bridge-building, new kinds of static and constructional problems arise. What is usually required here is to determine the stress and deformation conditions prevailing in a singly or doubly curved flexurally and torsionally rigid bar on individual supports, the bar taking the form of either a unicellular or a multicellular hollow box. In addition to the load transfer to the bridge span, great attention must be paid here again to the introduction of forces. The efforts to erect elevated roadways with the aid of prefabricated elements of the maximum possible dimensions necessitate extensive development from the point of view of design. For this new type of bridge, both concrete roadways and light steel roadways require consideration.

It would be very welcome if the Prepared Discussion could include suitable contributions on the problems mentioned.

In addition to static investigations and proposals regarding design, the discussion of fundamental principles of design and a description of completed elevated roadways would be of interest.

### IIIc. Prestressed Steel Bridges

Both in the reinforcement of existing structures and in the erection of new ones, prestressing of bridges plays an important part. The purpose of this prestressing is to bring about a redistribution of forces in the structure, in order to control the play of forces advantageously. For prestressing, either components of the structure itself are used, which then form an integral part of the final supporting structure, or else the bridge structure erected and to be reinforced, is prestressed by the use of hydraulic or screw jacks. The former method is exemplified by prestressing with bracing cables and the latter by the raising or lowering of bearings.

In France, old railway bridges have been reinforced by the addition of components of the structure itself and by the prestressing process. In his paper entitled "*Strengthening of Steel Railway Bridges by Prestressing*", J. CHOLOUS described the strengthening of several such railway bridges, necessitated partly by increase in traffic loads and partly by reduced load carrying capacity, and carried out without interfering with the flow of traffic. In the case of latticed truss girders the addition of a tied arch (bow-string) has been found suitable, the old bridge trusses being relieved of their own weight by stressing the suspenders. Plate girder bridges built in the thirties and showing cracks in their welded tension chords were reinforced with bracing cables which were covered in concrete after they had been stressed.

Methods of determining the carrying capacity of prestressed bridges by theory and by experiment are of great importance. The paper by Y. TACHIBANA, K. KONDO and K. ITO, entitled "*Experimental Study on Composite Beams Prestressed with Wire Cables*" follows up the effect of prestressing to the calculated load, with two test-bridges with a span of 4 m and  $2 \times 4$  m. The tests show that with the assumptions on which the calculations are usually based, a lower load capacity is obtained than by test, and this is explained by the partial co-operation of the cracked concrete slab in the support zone. This increase in carrying capacity takes particular effect in those load stages in which plastic hinges form. Even if these tests do not as yet enable any generally valid conclusions to be drawn concerning the load capacity of continuous composite bridges, they nevertheless show how the cracked concrete slab in the support zones continues to play a part, so that the formation of plastic hinges is retarded. These tests also confirm the known fact that the composite steel girder, should only be prestressed to the extent required for the concrete slab. Further loading tests, particularly with prestressed statically indeterminate systems, would be most desirable. Perhaps this paper will provide ideas for the discussion in course of preparation. The behaviour of the prestressed supporting structure under repeated loads and the influence of residual stresses on the formation of plastic hinges have not yet been adequately elucidated. In addition to the stress conditions prevailing, we must also take account of the deformation conditions prevailing before the ultimate load is reached, in order to recognize, before collapse occurs, that the supporting structure has become unusable.

Interesting examples of combined prestressing by bundles of wire ropes and by appropriate erection measures are provided by S. A. ILJASEWITCH in his paper entitled "*Prestressed Steel Structures and Steel Bridges*". It should be emphasized here that the calculation according to the plastic theory results in the expected saving of weight (in this case 10—15%). This author also, however, does not enter into any discussion of the deformations and the influence of repeated application and removal of load. Suspension bridges built in the Soviet Union with cable diagonals were stressed, by their own weight and by additional cable prestressing, to the extent required to prevent any slackening of the diagonal cables, even with the effective load in the most unfavourable position. In the design of cable supporting structures it must be noted, in particular, that although the bundles of bracing cables are able to absorb compression forces up to the level of their prestressing, the slackening of a cable is nevertheless accompanied by a change in the static system. The systematic investigation of such changes would be of great interest.

An important problem in prestressed systems is that of determining the safety against failure or becoming unusable. It is clear that the magnitude of the prestressing influences the safety factor and must therefore be appropriately controlled. In his paper entitled "*Control of Prestress in Steel Struc-*

tures" SHU-T' IEN LI provides an elementary method of determining the safety factor of prestressed steel structures, showing that the same safety factor as in non-prestressed structures cannot be obtained by subjecting both the supporting structure and the prestressing elements to the whole of their permissible stress. Safety, economy and collapse probability must be weighed one against the other, attention being given also to deformation. As a rule, the optimum will be reached with only partial utilisation of the permissible prestressing force, which need only provide moderate safety against yielding. It is particularly important, in prestressing, to keep the structure as a whole constantly in view, both for comparison of cost and from the point of view of safety.

Both the question of the ultimate load and that of the probability of collapse of prestressed steel structures require further research, and it would be desirable for these matters to be dealt with in the Prepared Discussion.

#### III d. Light Weight Decks

Efforts to reduce the dead weight of roadways of steel bridges go back a long way, as its influence on the stress conditions is considerable, particularly with large spans or with limited construction depth. With economically planned bridges the roadway plate will always be methodically utilized as top chord slab in the longitudinal and transverse directions. An example of the application of this principle was the development in Germany, of the orthotropic plate, while in France slightly cambered steel plates with a concrete topping were used. For the calculation of orthotropic plates, both simple statics and continuum statics are employed. The fundamental tests carried out by KLÖPPEL [9], however, have already shown that the action of the plate, in higher load stages, is superimposed on that of the membrane, so that the effective load capacity is many times that calculated from the action of the plate alone. Among the authorities who have calculated this membrane effect by the "Theory of the Second Order" were GEROLD [10], STEINHARDT and ABDEL SAYED [11].

P. KLEMENT, in his "*Some Remarks to the Computation of Orthotropic Plates*", with the aid of the PELIKAN-ESSLINGER Method [12], develops an approximation process for the wide cantilevered plate with elastic edge support, thus dealing with a case which frequently occurs in practice.

The work by I. KONISHI entitled "*Studies on the Resistant Behaviour of Steel Deck Plates for Bridges*" contains remarkable test results with orthotropic plates with a ground-plan area of about  $5 \times 2$  m. The test enabled three different stages to be clearly distinguished: the elastic effect, the plastic effect and the membrane effect, the third stage being that in which by far the

greatest load increase was obtainable. The calculations carried out by KONISHI according to the strip method were found to agree fairly satisfactorily with the test results where all three stages were concerned. In addition to the stress conditions in the steel roadway the deformation conditions must also receive thorough attention firstly in order to avoid destruction of the surfacing and secondly in order to ensure the easy movement of traffic over it. The fatigue strength, particularly of the stiffening ribs, must also be considered; finally, the question of the permissible stresses and that of the safety factors for the various loading conditions require elucidation.

The fact that in Germany, out of 350,000 m<sup>2</sup> of asphalt surfaces placed on orthotropic plates, only about 500 m<sup>2</sup> show damage, and that even this is only due to faulty construction, is a proof that this type of roadway has been found satisfactory. It would be desirable, however, for other similar roadway surfaces to be examined and tested, firstly in order to reduce the dead weight still further and secondly to arrange for the surface to be applied to the deck plate in the workshop independently of weather conditions. In their paper entitled "*Roadway Surfacing on Steel and Aluminium Bridge Decks: Research and Progress in Great Britain*" J. G. JAMES and D. S. WILSON describe experience obtained with asphalt roadways and with new types of surface developed on a latex and epoxy-resin basis. The direct application of the roadway surface to the steel sheet or the welding-on of steel bars to prevent slip or creep in this surface depends (particularly in the case of drawbridges or bridges on a gradient) not only on the adhesive strength, but also on the viscosity of the surface at maximum temperature. Here again, details of further experience gathered would be desirable.

In France a roadway surface has been developed which represents a combination of the steel roadway and the concrete roadway. In his paper entitled "*Lightweight Decks for Road Bridges*" A. SCHMID describes this roadway, which is frequently used and in which a relatively thin layer of concrete is placed on a curved steel plate. The stiffening of the plate to prevent buckling, before it is stiffened by the concrete, is provided by the welded on shear bars between steel sheet and concrete, which, with upper connecting bars, form a kind of Vierendeel girder.

### Concluding Remarks

To sum up, it may be stated that in present-day bridge building increasing use is being made of the carrying surfaces. While in traditional bridge building every structural element (roadway surface, longitudinal and transversal girders, main girders, bracings) only has a certain definite carrying function to perform, the creation of a monolithic supporting structure in which maximum static and functional demands are made on every structural element

is being adopted more and more widely. The calculation of a bridge as a spatial carrying surfaces raises numerous new problems which have only been partly solved. The classical theory of lattice structures and flexurally rigid beam structures no longer suffices in this sphere, to enable us to determine the stress and deformation conditions prevailing or to show the degree of stability provided; the calculation must be carried out in accordance with the theory of thin plates and slabs, which, as a rule, are orthogonally stiffened, and of folded structures composed of these elements. At higher load-stages the membrane-effect, for which the theory of the second order must be applied, is superimposed here on the plate and slab effect according to the theory of the first order. If the membrane-effect is taken into account, this often enables the calculated load to be increased considerably. In addition to the further development of the theory, however, deflection and strain measurements on the structure are of great value, in order to check the assumptions and results of an extended calculation. The "elasto-plastostatic" test on a model, however, can also render valuable service. Great attention should continue to be devoted to the task of preparing approximate calculations.

## **Rapport général**

### **Remarques préliminaires**

Parmi les différents types de ponts métalliques, le pont à poutres sous chaussée jouit d'une faveur toujours croissante, notamment dans les zones urbaines. Ce type de pont, fréquent sous forme de poutres simplement appuyées ou de poutres continues, comporte deux ou plusieurs âmes métalliques qui, solidarisées avec la dalle de couverture travaillant comme membrure supérieure, les membrures inférieures et les entretoisements, forment un système porteur capable de reprendre les efforts, principalement par flexion. On peut prévoir des membrures inférieures distinctes pour chaque poutre-maîtresse ou bien une tôle unique servant de membrure inférieure à deux ou plusieurs âmes consécutives. Dans le premier cas on a un pont ouvert à la partie inférieure (section en U renversé, réseaux de poutres), tandis que dans le second il s'agit d'un caisson (mono- ou multicellulaire) qui peut aussi absorber les moments de torsion. La dalle peut être en béton armé ou en tôle d'acier raidie; on peut aussi combiner ces deux systèmes.

Pour les routes modernes à circulation rapide, il faut que l'axe du pont

correspondre au tracé de la route; c'est pourquoi la plupart des ponts actuellement en cours d'étude ou de construction sont implantés en biais et même souvent en courbe ou dans une clothoïde de raccordement. Les viaducs urbains également, qui sont appelés à résoudre le problème de la circulation dans les grandes villes, comportent fréquemment des ouvrages que le tracé de la chaussée impose d'implanter en courbe, et même, dans de nombreux cas, des ouvrages à axe hélicoïdal.

En raison de leur résistance à la traction et de leur limite élastique très élevées, donc des contraintes admissibles elles-mêmes élevées, les fils et les câbles sont particulièrement propres à assurer la précontrainte de certaines parties d'ouvrages ou d'ouvrages tout entiers, de sorte que l'on recourt aussi de plus en plus à la précontrainte dans la construction des ponts métalliques.

Lorsqu'il s'agit de ponts très minces ou de grande portée, on utilise maintenant souvent, comme couverture, une tôle d'acier raidie selon deux directions orthogonales (dalle orthotrope). Comme le revêtement consiste en un tapis bitumineux d'au plus 5 cm d'épaisseur, on réalise ainsi une double économie: revêtement moins cher et poids d'acier moindre du fait de l'abaissement du poids mort.

Les problèmes relatifs au calcul, aux procédés de montage et aux formes constructives en rapport avec ces types de ponts font l'objet du Thème III du Congrès, qui comprend quatre parties (III a à III d).

### IIIa. Ponts courbes et ponts biais

C'est sous forme de réseaux de poutres et de poutres caissons que de plus en plus on réalise les ponts de ce type, la dalle de couverture servant de membrure supérieure. Le calcul des ponts biais comportant des réseaux de poutres croisées ne présente plus guère de difficulté, et on peut l'effectuer soit d'après la théorie des systèmes de poutres, soit d'après celle des structures bidimensionnelles (dalles raidies). Du fait de sa résistance au cisaillement, la tôle ou la dalle supérieure concourt activement à une répartition plus efficace des charges appliquées. STÜSSI [1]<sup>1)</sup>, WANSLEBEN [2], HEILIG [3] et RESINGER [4] ont contribué au développement de la théorie des ossatures en caissons dans le domaine des ponts métalliques, avec un apport fécond de la statique aéronautique. En raison de leur rigidité torsionnelle élevée, les poutres caissons sont particulièrement intéressantes dans les ponts biais et les ponts courbes.

A une exception près, les mémoires relatifs au Thème IIIa se rapportent tous à de tels ouvrages rigides à la torsion. Si le caisson est biais par rapport aux culées et aux appuis intermédiaires, un effet d'encastrement s'exerce dans la région des appuis, qui a pour conséquence de réduire les moments en travée

---

<sup>1)</sup> Pour la bibliographie, voir page 606.

par rapport à ceux de poutres semblables mais dont les lignes d'appui seraient perpendiculaires à l'axe. Bien que la statique permette de calculer ces ouvrages sans difficulté, on ne possédait pas encore une représentation claire de cet effet d'encastrement, valable pour différents biais de l'axe du pont par rapport à la ligne des appuis et tenant compte des rapports de rigidité qui interviennent réellement. Dans son mémoire «*Sur l'encastrement dû aux appuis de ponts biais*», F. RESINGER a réussi à décrire cet effet dans le cas de charges présentant un intérêt particulier pour les ponts, et ce en n'utilisant que deux paramètres sans dimension relatifs à l'angle du biais aux appuis, au rapport de la distance des appuis à la portée des travées et, finalement, au rapport des rigidités flexionnelle et torsionnelle. Il devient ainsi possible non seulement d'avoir tout de suite un aperçu de la diminution des moments en travée, mais aussi de connaître immédiatement, d'une part, le rapport des réactions d'appui aux abouts aigu et obtus du pont et de voir, d'autre part, si un effort de traction s'exerce aux appuis. On peut avantageusement utiliser les familles de courbes établies par RESINGER dans la comparaison des projets.

Comme le calcul des ponts biais rigides à la torsion procède généralement d'hypothèses simplificatrices, il est nécessaire d'étudier la légitimité de ces hypothèses en mesurant les flèches et les allongements. Deux communications ont été présentées qui traitent de cette question. Dans son mémoire «*Poutres-caissons biaisés et courbes selon la théorie et dans les essais*», G. HUTTER communique les résultats les plus importants de mesures qui ont été effectuées sur trois ponts biais du type à caisson. Ces mesures confirment, pour l'essentiel, l'existence de l'effet d'encastrement des abouts de ponts biais tel qu'il est calculé en partant de la distribution du flux de cisaillement donnée par la théorie de Saint-Venant, mais il en ressort aussi qu'il est indispensable de prévoir des entretoisements transversaux suffisamment rigides pour introduire les efforts dans le caisson. Les mesures effectuées sur des poutres continues dans la région des appuis mettent clairement en évidence, telle qu'attendue, la diminution des contraintes qui intervient dans la tôle de membrure, de la jonction aux âmes vers le milieu et les bords. Il est indispensable de mesurer toujours les allongements des membrures des deux côtés de la tôle, de façon à pouvoir séparer les contraintes de flexion locales, dues aussi bien aux charges directes qu'aux imperfections inévitables de la tôle, des contraintes longitudinales. Si l'on s'abstient de le faire, on obtient un tableau inexact de la distribution des contraintes longitudinales, ainsi que le mettent clairement en évidence pour la tôle de membrure supérieure les mesures communiquées par HUTTER.

Dans leur mémoire «*Pont-rails sur le Pillerseeache*», W. SCHMID et P. KLEMENT décrivent un pont-rail fortement biais. Ce pont à une voie est du type à caisson; ses abouts, biais, ne comportent pas des entretoisements à âme pleine mais seulement des cadres, de façon à ne pas trop compliquer le travail en atelier et à permettre un accès facile. Pour le calcul statique, on a considéré

deux systèmes: le premier pour la flexion générale, le second pour l'introduction locale des charges. Un des points intéressants mis en évidence par les mesures est que les caissons qui ne comportent que des entretoisements en cadre à leurs extrémités biaises possèdent néanmoins une grande rigidité torsionnelle. Si l'on tient compte de ce fait en exécutant les calculs, on constate une bonne concordance avec les mesures.

De ces mesures effectuées en Allemagne et en Autriche il ressort que l'introduction des efforts dans les ouvrages du type à caisson impose toujours de prendre des mesures constructives particulières. Dans les poutres fléchies comportant des tôles de membrure larges, il faut tenir compte de la diminution des contraintes due au rétrécissement de la «largeur utile», surtout en cas de charges concentrées. Il est donc indiqué, dans ces régions, de renforcer la tôle de membrure à l'aplomb des âmes.

En complément de travaux antérieurs publiés dans les *«Mémoires»*, W. WIERZBICKI, dans sa contribution *«Pont courbe considéré comme une poutre à axe brisé»*, présente le calcul d'une poutre rigide à la flexion et à la torsion, brisée selon un contour polygonal dont les sommets sont supposés appuyés. WIERZBICKI avait déjà donné la solution explicite de l'équation aux différences finies reliant cinq moments de torsion successifs; elle est ici appliquée, compte tenu des conditions aux limites particulières, aux états de charges caractéristiques des ponts-routes. Comme prévu, les moments fléchissants diminuent avec l'accroissement de la rigidité torsionnelle et l'augmentation des angles du contour polygonal, tandis que les moments de torsion augmentent. Mais une solution explicite de l'équation aux différences finies n'est possible que si les travées consécutives sont identiques, autrement on doit résoudre un système comportant cinq inconnues dans chaque équation.

Dans les ponts biais, l'interaction spatiale des poutres-maîtresses, des contreventements et des entretoisements exerce une influence décisive sur le jeu des efforts. Dans son mémoire *«Comportement tridimensionnel et distribution des charges dans les ponts biais»*, M. SHAFIK AGGOUR illustre ce fait connu de longue date sur deux exemples caractéristiques de ponts-rails. Si on considère l'ossature comme une structure tridimensionnelle, l'étude fait apparaître le soulagement prévu des poutres-maîtresses par rapport au calcul comme treillis plan, tandis que les contreventements et les entretoisements sont plus fortement sollicités. Dans l'exemple choisi, en raison de la largeur relativement grande du pont, la redistribution des contraintes est particulièrement considérable. Elle l'est davantage dans les ponts comportant deux contreventements horizontaux et le devient de plus en plus avec le biais du pont. Dans les ponts biais à quatre poutres-maîtresses et contreventements, le soulagement de la poutre intérieure peut représenter plus de 50% des moments fléchissants. On remarquera particulièrement la distribution très inégale des réactions d'appui des poutres-maîtresses aux culées, avec l'important accroissement qui en résulte aux abouts obtus. Le calcul tridimensionnel des ponts biais peut s'effectuer



selon les méthodes élémentaires de la statique mais il est indiqué, notamment si le pont comporte de très nombreux entretoisements, de recourir à un procédé approximatif.

De l'avis du Rapporteur, les contributions présentées au titre du Thème IIIa laissent de côté toute une série de questions. A côté des caissons biais monocellulaires, les poutres multicellulaires sont d'application très fréquente, notamment dans les ponts-routes. L'influence de la déformabilité des entretoisements sur la distribution du flux de cisaillement dû à la torsion est ici une question qui n'est pas encore résolue. De plus, la résistance à la flexion longitudinale et transversale de la tôle des caissons, raidie orthogonalement, influe sur le jeu des contraintes; il faut donc en tenir compte. Enfin, il n'existe pas encore de méthode de calcul des entretoisements transversaux, qui sont appuyés élastiquement à l'ensemble du système, ce qui exerce une influence sensible sur les sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le calcul de ce type d'ouvrage doit donc se faire selon la théorie des structures plissées formées de tôles raidies rigides à la flexion et à la torsion. En certains cas, il faudrait tenir également compte des moments fléchissants longitudinaux des diverses tôles raidies de la structure; enfin, il apparaît que l'on n'a pas encore suffisamment étudié les efforts se développant dans la zone des abouts biais qui, dans les ponts très larges ou fortement biais, peuvent avoir de grandes dimensions. Il faut ici se reporter à la théorie des cellules tronc-coniques, développée par EBNER [5] pour la construction aéronautique.

Outre le flux de cisaillement de Bredt dans les caissons, les contraintes longitudinales dues à la torsion non uniforme peuvent avoir parfois de l'importance, pour des sections quelconques, là où le gauchissement se trouve empêché. Dans les ponts, ceci peut se produire aux abouts ou dans la zone d'appuis intermédiaires sur deux ou plusieurs appuis fixes, mais également aux points d'application des charges concentrées. En ce qui concerne les bases théoriques, on pourra se reporter, par exemple, aux travaux que BORNSCHEUER [6] et HEILIG [7] ont consacrés à cette question.

Dans les ponts biais, il faut prêter la plus grande attention à la répartition des réactions d'appui eu égard aux sollicitations des culées. Le rapporteur [8] a montré comment, dans un pont large fortement biais, on peut, par le choix d'un système approprié et en dénivellant partiellement les appuis après le montage, obtenir une répartition favorable des réactions d'appui le long des culées, mais il a également souligné la nécessité, dans les ponts larges et biais, de réaliser des conditions d'appui telles que tous les déplacements élastiques et dus à la température puissent s'exercer librement. On n'a pas encore suffisamment étudié la construction des appuis travaillant en traction dans les abouts aigus, et c'est pourquoi on souhaite que des propositions viennent faire avancer cette question.

Pour finir, nous dirons le grand intérêt que présentent l'exécution et la publication de nouvelles mesures sur les ponts déjà construits. Il faudrait que

ces mesures portent également sur la zone des abouts biais et qu'on les prenne, partout où c'est possible, des deux côtés des tôles, de façon à pouvoir éliminer l'effet des flexions locales sur la répartition des contraintes longitudinales.

Puisse la discussion préparée contribuer à la solution de ces problèmes.

### IIIb. Ouvrages pour routes surélevées

En dépit du grand intérêt que témoignent les ingénieurs, désireux d'être informés de l'état de développement actuel de ce secteur si important de la construction des ponts, il n'a été présenté qu'une seule contribution concernant le thème des viaducs urbains. Dans son mémoire «*Considérations sur divers problèmes relatifs aux ouvrages mixtes*», K. SATTLER présente les résultats de deux essais intéressants relatifs à la liaison de dalles de béton et de semelles de poutres métalliques, réalisée à l'aide de goujons de cisaillement et de colle Sinmast. On obtient ainsi une liaison présentant non seulement une résistance au cisaillement extrêmement efficace, mais, en outre, capable de reprendre des efforts de traction relativement importants. Un domaine d'application particulier se trouve offert par les constructions mixtes lorsque la dalle en béton est constituée par des éléments préfabriqués. Des évidements permettent leur mise en place sur les goujons, on les remplit ensuite avec du mortier Sinmast et, pour finir, on procède au jointoiement transversal avec de la colle Sinmast. Dans les essais effectués à l'École Polytechnique de Graz sur ce type d'assemblage collé, la rupture au cisaillement s'est toujours produite dans le béton et non dans l'assemblage collé. Les possibilités d'application de ce nouveau système mixte dans les viaducs urbains sont manifestes quand on considère la préférence qui est donnée aux dalles en béton constituées d'éléments préfabriqués, en raison de la rapidité du montage permis par ce mode de construction. Dans les ponts à axe hélicoïdal, cette résistance à la traction de l'assemblage dalle en béton — ossature métallique est indispensable.

Comparée à celle des ponts classiques, la construction des viaducs urbains présente des problèmes constructifs et statiques d'un genre nouveau. Il s'agit généralement de déterminer les états de contrainte et de déformation de poutres courbes, planes ou gauches, rigides à la torsion et à la flexion, appuyées sur une seule file de poteaux et qui peuvent être constituées par des caissons mono- ou multicellulaires. L'introduction des charges doit être étudiée avec soin, en plus de la flexion générale. L'étude des formes constructives doit être approfondie si l'on veut utiliser des éléments préfabriqués de la plus grande dimension possible dans le montage des viaducs urbains. Pour ce type de pont, on peut envisager soit un platelage métallique léger, soit une couverture en béton.

Il serait très souhaitable que, dans la discussion préparée, des contributions fussent apportées à l'étude de ces problèmes.

Outre des propositions de formes constructives et l'étude des problèmes statiques, celle des bases de la conception générale et la description des réalisations en matière de viaducs urbains présenteraient également de l'intérêt.

### IIIc. Ponts métalliques précontraints

La précontrainte joue un rôle important, aussi bien dans le renforcement des ponts existants que pour des ouvrages nouveaux. Cette précontrainte a pour but de provoquer une redistribution des efforts de façon à obtenir un jeu de contraintes favorable. La précontrainte est réalisée soit par l'adjonction d'éléments nouveaux, qui font alors partie de l'ouvrage définitif, soit par l'application de vérins hydrauliques ou à vis à l'ossature à renforcer ou venant d'être montée. La précontrainte réalisée par câbles est un exemple de la première méthode, tandis que la dénivellation des appuis illustre la seconde.

Des ponts-rails anciens ont été renforcés en France par l'adjonction d'éléments nouveaux et par précontrainte. Dans son mémoire «*La précontrainte dans le renforcement des ponts métalliques de la S.N.C.F.*», J. CHOLOUS décrit le renforcement de ponts-rails, rendu nécessaire soit par la diminution de leur résistance, soit par l'accroissement des surcharges, et qui dut être effectué sans causer aucune gêne à l'exploitation de la ligne. L'adjonction d'arcs de faible inertie à des poutres en treillis (ce qui les transforme en poutres bow-string du type Langer) s'est avérée intéressante; par la mise en tension des suspentes, on annule les effets de la charge permanente. Au moyen de câbles mis en précontrainte, puis enrobés dans du béton, on a renforcé des ponts à âme pleine, construits dans les années 30, dont les membrures inférieures soudées présentaient des fissures.

La détermination de la charge limite des ponts précontraints, par le calcul ou au moyen d'essais, revêt une grande importance. Dans leur mémoire «*Essais sur des poutres mixtes précontraintes par câbles*», Y. TACHIBANA, K. KONDO et K. ITO étudient les effets de la précontrainte, jusqu'à la rupture, sur deux poutres d'essai à une et deux travées de 4 m respectivement. Il ressort des essais que la charge limite calculée selon les hypothèses habituelles est inférieure à celle mise en évidence par les essais, ce qui s'explique par la participation partielle de la dalle en béton fissurée dans la zone des appuis. Cette élévation de la résistance limite est particulièrement forte pour les états de charge faisant apparaître des rotules plastiques. Si ces essais ne permettent pas de tirer de conclusions de valeur générale quant au comportement à la ruine des ponts mixtes continus, ils n'en mettent pas moins en évidence que la dalle en béton fissurée dans les zones d'appui continue à intervenir dans la résistance des poutres principales, retardant ainsi l'apparition des rotules plastiques. Ces essais apportent en outre une confirmation au fait connu que la précontrainte des poutres métalliques, réalisée après leur liaison à la dalle, doit être limitée à la stricte mesure requise par la dalle en béton. Il serait très

souhaitable qu'on exécutât d'autres essais à la rupture, notamment sur des systèmes hyperstatiques précontraints. Peut-être cette contribution orientera-t-elle la discussion préparée. On n'a pas encore suffisamment mis en lumière le comportement des ouvrages précontraints soumis à des charges répétées ni l'influence des contraintes résiduelles sur la formation des rotules plastiques. Outre l'état de contrainte, il faut aussi considérer l'état de déformation pour des efforts croissant jusqu'à la charge limite, afin de garantir la «serviceabilité» jusqu'à la ruine.

Dans son mémoire «*Charpentes et ponts métalliques précontraints*», S. A. ILJASEWITSCH cite des exemples intéressants de précontrainte réalisée à la fois au moyen de faisceaux de câbles et par des opérations lors du montage. On y remarque que le calcul en plasticité conduit bien au gain de poids attendu (de 10—15% dans le cas considéré). Mais l'auteur ne considère pas les déformations ni l'influence de la répétition des chargements et déchargements. Dans les ponts suspendus russes comportant des suspentes inclinées formant triangulation, on a réalisé une pré-tension, obtenue par l'effet du poids mort et par une précontrainte supplémentaire des câbles, telle que, même pour la répartition la plus défavorable des surcharges, les suspentes ne prennent jamais de mou. Quand on étudie une structure composée uniquement de câbles, il est important de tenir compte du fait que les câbles peuvent absorber des efforts de compression jusqu'à concurrence de leur précontrainte mais que le système statique se trouve modifié lorsqu'un câble prend du mou. L'étude systématique de tels systèmes variables serait d'un grand intérêt.

Un des problèmes importants des systèmes précontraints est celui posé par la recherche de la sécurité à la rupture ou à la mise hors service de l'ouvrage. Il est évident que la valeur de la précontrainte influe sur la sécurité, et qu'il faut donc la régler de manière appropriée. Dans son mémoire «*Le calcul des charpentes métalliques précontraintes*», SHU-T'ÏEN LI montre comment déterminer de façon élémentaire le coefficient de sécurité dans les ouvrages métalliques précontraints, et conclut que, pour obtenir une sécurité égale à celle des ouvrages non-précontraints, il ne suffit pas que, tout à la fois, l'ossature et les éléments de précontrainte soient sollicités à concurrence de leurs contraintes admissibles. Il faut établir un équilibre entre sécurité, économie et probabilité de rupture, en tenant compte également des déformations. En général, l'optimum est atteint si l'on reste au-dessous de la sollicitation admissible de précontrainte, qui ne requiert qu'une faible sécurité par rapport à la limite élastique. Qu'il s'agisse de questions économiques ou de sécurité, il importe, en matière de précontrainte, de toujours considérer l'ensemble de l'ouvrage.

Le problème de la résistance limite et l'étude probabiliste de la rupture sont des questions qui, en construction métallique précontrainte, ont besoin d'être approfondies, et il serait souhaitable qu'on les abordât au cours de la discussion préparée.

### III d. Platelages légers

Il y a longtemps qu'on s'efforce de réduire le poids des platelages des ponts métalliques, car son influence sur l'état de contrainte est considérable, surtout dans le cas de ponts très minces ou de grande portée. Dans les ponts conçus selon des principes économiques, la dalle de couverture constitue en même temps la membrure supérieure des poutres principales et des pièces de pont. En Allemagne, on utilise à cet effet des dalles orthotropes et, en France, des tôles d'acier légèrement cintrées remplies de béton. On calcule les dalles orthotropes par les méthodes de la statique des éléments linéaires ou selon la théorie des plaques fléchies. Mais les essais fondamentaux de KLÖPPEL [9] ont déjà montré que, dans le cas de charges élevées, l'effet de membrane se superpose à l'effet de dalle, et, de ce fait, la résistance limite réelle représente plusieurs fois celle due au seul effet de dalle. GEROLD [10] ainsi que STEINHARDT et ABDEL SAYED [11], parmi d'autres, ont étudié mathématiquement cet effet de membrane à l'aide de la théorie du second ordre.

Dans son mémoire «*Contribution au calcul des dalles orthotropes*», P. KLEMENT utilise la méthode PELIKAN-ESSLINGER [12] pour établir un procédé de calcul approximatif pour les dalles comportant des encorbellements importants, raidis par une poutre de bordure; il traite ainsi un problème que l'on rencontre souvent dans la pratique.

Dans son mémoire «*Recherches sur le comportement à la ruine des platelages métalliques pour ponts*», I. KONISHI communique les résultats d'essais intéressants exécutés avec des dalles orthotropes de  $5 \times 2$  m. Au cours des essais, on a pu reconnaître trois phases tout-à-fait distinctes: comportement élastique, comportement plastique et effet de membrane, en remarquant que c'était dans la troisième phase que l'accroissement possible des efforts était de beaucoup le plus grand. KONISHI a effectué le calcul d'après la méthode des poutres entrecroisées et ses résultats s'accordent de façon satisfaisante avec ceux des essais, dans les trois phases. Comme l'état de contrainte, l'état de déformation du platelage métallique est de la plus haute importance si l'on veut, d'une part, éviter la destruction du revêtement et, d'autre part, obtenir une bonne qualité de roulement. La résistance à la fatigue doit aussi être étudiée, surtout celle des nervures de raidissage et, enfin, les contraintes admissibles et la sécurité pour les différents efforts sont des questions qui demandent à être éclaircies.

Le fait que sur 350 000 m<sup>2</sup> d'asphalte recouvrant des dalles orthotropes en Allemagne, 500 m<sup>2</sup> seulement aient présenté des désordres, d'ailleurs uniquement dus à une exécution défectueuse, est une preuve de la valeur de ce type de couverture. Il est cependant bon qu'on étudie et soumette à des essais d'autres revêtements, afin, d'une part, de diminuer encore le poids mort et, d'autre part, de pouvoir mettre en place le revêtement en atelier à l'abri des intempéries. Dans leur mémoire «*Revêtements routiers sur les tabliers de ponts*,

*en aluminium ou en acier*», J. G. JAMES et D. S. WILSON décrivent des expériences relatives aux tapis bitumineux et à des revêtements nouveaux à base de latex et de résine époxyde. C'est non seulement l'adhésivité mais aussi la viscosité du revêtement aux températures maximales qui, notamment dans les ponts basculants ou les ponts en pente, sont à considérer dans le problème de la pose du revêtement directement sur de la tôle lisse ou le soudage de nervures en plats destinés à s'opposer à son glissement ou à son entraînement. Ici aussi il serait intéressant de connaître d'autres expériences.

En France, il a été fait usage d'une dalle de couverture qui représente une combinaison des platelages métalliques et en béton. Dans son mémoire «*Platelages légers pour ponts-routes*», A. SCHMID décrit le type de platelage, d'emploi maintenant fréquent, qui consiste en une tôle d'acier galbée remplie d'une couche relativement mince de béton. La stabilité de la tôle au voilement avant le durcissement du béton est obtenue par des armatures de cisaillement (fers plats) soudées entre la tôle et le béton, qui forment une sorte de poutre Vierendeel avec les fers d'armature supérieurs.

### Conclusions

On peut dire pour conclure que les structures bidimensionnelles, composées de tôles raidies, sont d'un usage de plus en plus courant dans les ponts modernes. Tandis que dans la conception classique chaque élément (dalle, longerons, pièces de pont, poutres-maîtresses, contreventements) joue un rôle bien déterminé, on tend maintenant de plus en plus à créer un ouvrage monolithe où chaque élément assume le plus grand nombre possible de fonctions statiques et constructives. Le calcul d'un pont de ce type, considéré comme une structure spatiale, soulève toute une série de problèmes nouveaux qui ne sont résolus qu'en partie. La théorie classique des treillis et des systèmes de poutres ne suffit plus ici pour étudier les états de contrainte et de déformation ainsi que la stabilité: il faut utiliser pour le calcul la théorie des plaques et des parois minces, généralement raidies selon deux directions orthogonales, et celle des structures plissées que ces éléments composent. A l'effet de plaque ou de paroi, de premier ordre, se superpose ici, aux états de charge élevés, l'effet de membrane qui relève de la théorie du second ordre. Si l'on en tient compte dans le calcul, on peut obtenir une résistance souvent très sensiblement supérieure à la charge limite donnée par la théorie du premier ordre. Outre le développement de la théorie, la mesure des flèches et des allongements sur les ouvrages présente un intérêt particulier pour le contrôle des hypothèses et des résultats de calculs complexes. Les essais sur modèle en élasto-plasticité peuvent être d'une aide précieuse eux aussi. Le développement des méthodes de calcul approximatives vaut également qu'on lui consacre la plus grande attention.

**Literaturangaben - Bibliography - Bibliographie**

1. F. STÜSSI: IVBH-Abhandlungen Bd. XI, S. 375, und Bd. XII, S. 259.
2. F. WANSLEBEN: Der Stahlbau 1955, H. 10, und Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues 1956, H. 11.
3. R. HEILIG: Der Stahlbau 1961, H. 11.
4. F. RESINGER: Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues, H. 13, Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln 1959.
5. H. EBNER: Zeitschrift für Flugtechnik und Motorluftschiffahrt 1933, Nr. 23 und 24.
6. F. W. BORNSCHEUER: Der Stahlbau 1952, H. 1 und H. 12, sowie 1953, H. 2.
7. R. HEILIG: Der Stahlbau 1954, H. 2.
8. H. BEER: Der Bauingenieur 1963, H. 5.
9. K. KLÖPPEL: Die neue Köln-Mülheimer-Brücke (Festschrift), S. 78.
10. W. GEROLD: Dissertation T. H. Stuttgart 1961.
11. O. STEINHARDT und ABDEL SAYED: Berichte der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, T. H. Karlsruhe.
12. W. PELIKAN und M. ESSLINGER: MAN-Forschungsheft Nr. 7/1957, S. 521.