

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

Band: 8 (1968)

Rubrik: IV. New practices in concrete structures

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 04.04.2026

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

IV

Neue Entwicklungen im Stahlbetonbau

IV a

Neue Tendenzen in Berechnung und Konstruktion von weitgespannten Brücken und Viadukten (schiefe Brücken, Plattenbrücken, Kastenträger)

F. LEONHARDT

Prof. Dr., Technische Hochschule Stuttgart

1. Einleitung

Dieser Bericht soll einen Überblick über den Stand der Kunst des Entwurfs, Berechnens und Konstruierens von Massivbrücken geben und aufzeigen, wo Probleme für internationale Behandlung offen sind und wo weitere Forschungen für die Entwicklung erforderlich sein werden. Bei der lebhaften Entwicklung und den beachtlichen Leistungen in vielen Ländern auf diesem Gebiet wird es dem Berichter nicht möglich sein, alle wichtigen Neuerungen zu kennen; er bittet um Nachsicht und um Ergänzung durch Diskussionsbeiträge.

Der im Thema benützte Begriff «weitgespannt» soll *relativ* aufgefaßt werden, das heißt für eine schiefe Plattenbrücke wird eine rechtwinklig zu den Auflagern gemessene Spannweite von 20 m, für vorgefertigte Balkenträger eine Spannweite von 40 m schon als weit anzusehen sein. Die schiefen Brücken sind besonders hervorgehoben, weil sie in dicht besiedelten Gebieten immer häufiger vorkommen und in der Berechnung und baulichen Durchbildung schwierig sind.

Die großen Vorteile des Spannbetons führten dazu, daß solche weitgespannten Massivbrücken heute nicht mehr aus Stahlbeton, sondern aus Spannbeton hergestellt werden, weil diese Bauart wirtschaftliche und konstruktive Vorteile aufweist und wesentlich größere Spannweiten erlaubt. Dabei ist vor allem auch das günstige Verhalten des Spannbetons gegen dynamische Beanspruchungen (vgl. Kap. 14 in [1]) und die Freiheit von schädlichen Rissen hervorzuheben. Beide Eigenschaften lassen eine lange Haltbarkeit erwarten, wenn der Beton sorgfältig in guter Qualität hergestellt wurde. Der folgende Bericht beschränkt sich daher auf Spannbetonbrücken.

2. Der zweckmäßige Vorspanngrad abhängig von Verkehrslastvorschriften

In der Anfangszeit des Spannbetons hat man die Brücken durchweg voll vorgespannt, das heißt man erlaubte in den Randfasern keine Zugspannungen infolge der Biegemomente, wie dies der Lehre von E. FREYSSINET entsprach. Diese «volle Vorspannung» bedingte für hohe Verkehrslasten, insbesondere bei T-Profilen sehr hohe anfängliche Druckspannungen im Zuggurt, die ständig wirkten und dadurch starke Kriechverformungen zur Folge hatten. Die volle Vorspannung war ohne Rücksicht auf die Höhe der vorgeschriebenen Verkehrslasten und Sicherheitsfaktoren in vielen Ländern gefordert worden. Diese Vorschriften sind aber recht unterschiedlich, in vielen Ländern denkt man dabei an schwerste Sondertransporte oder Militärfahrzeuge mit 60 bis 100 t Fahrzeuggewicht auf verhältnismäßig kleiner Fläche, während im normalen Verkehr, schwere Lastwagen eingerechnet, nur ein Drittel bis ein Viertel dieser Lasten vorkommen. Nun sind aber gerade Spannbetonträger gegen selten vorkommende Überbelastungen sehr unempfindlich; selbst wenn dabei der Beton im Zuggurt reißt, werden die Risse unmittelbar nach der kurzzeitigen Belastung durch den Druck der Vorspannkraft wieder vollständig geschlossen. Versuche haben stets diese hohe Fähigkeit der Erholung von Spannbetonträgern nach kurzen Überbelastungen gezeigt. Es ist daher nicht sinnvoll, die Träger unter der dauernden ständigen Last im Zuggurt sehr hoch auf Druck zu beanspruchen, um für extreme seltene Lastfälle Zugspannungen im Beton zu vermeiden, zudem man dabei die erwähnten Kriechverformungen in Kauf nehmen muß, welche die Gradienten verändern.

Dem Einfluß von U. FINSTERWALDER ist es zu verdanken, daß in Deutschland frühzeitig die sogenannte «beschränkte Vorspannung» eingeführt und im Brückenbau angewandt wurde, bei der begrenzte Zugspannungen unter Volllast zugelassen werden. Auch in den zum FIP-Kongreß Paris 1966 herausgegebenen «Empfehlungen» des Comité Mixte FIP-CEB werden drei verschiedene Klassen mit verschiedenen Vorspanngraden eingeführt, wobei in Klasse II für Brücken eine begrenzte Zugdehnung zugelassen wird. Mit einer Begrenzung der Zugspannung oder Zugdehnung treten jedoch für Rechteck- oder I-Profile Zugspannungen erst bei viel höheren Prozentsätzen der vollen Verkehrslast auf als zum Beispiel für T-Profile. Dies ist nicht sinnvoll.

Der Bericht hält es für richtiger, den Grad der Vorspannung von der Höhe der millionenfach zu erwartenden Nutzlast abhängig zu machen. Bei Brücken sollte die Vorspannung so gewählt werden, daß bei diesem Nutzlastanteil keine Zugspannungen in der Randfaser auftreten, während bei den selten vorkommenden Sonderlasten mancher Vorschriften die Größe der Zugspannung oder Zugdehnung nicht begrenzt werden muß. Dabei ist vorausgesetzt, daß die schlaffe Bewehrung so gewählt wird, daß auch bei diesen extremen Lastfällen nur unsichtbare, fein verteilte Haarrisse auftreten. Dies ist leicht zu erreichen, weil unter Gebrauchslast die Zugdehnung der Randfasern bei Spann-

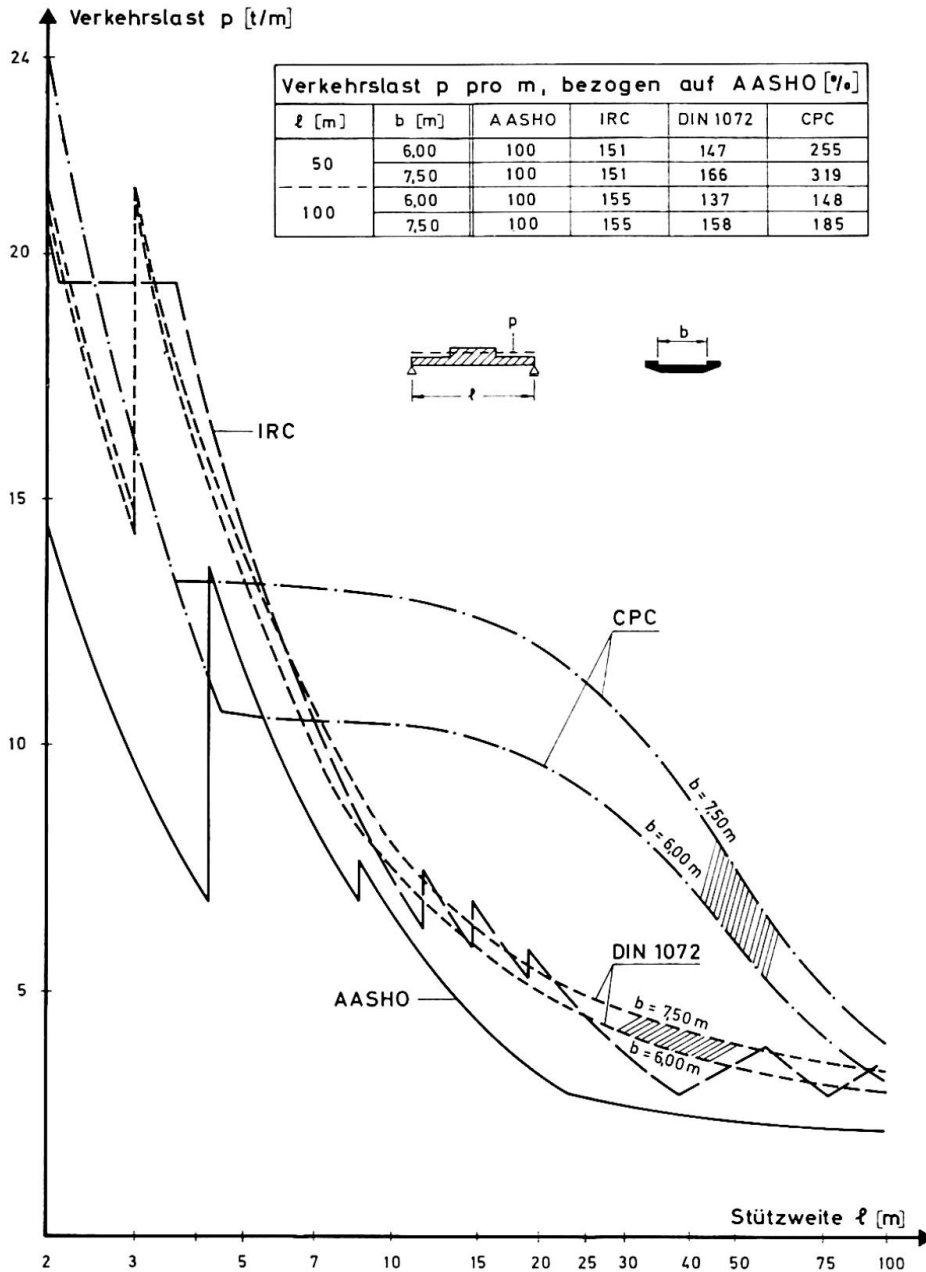


Fig. 1. Verkehrslasten pro Meter Brückenlänge (ohne Schwingbeiwert) für zweispurige Einfeldbrücken auf Grund der Bestimmungen:

- AASHO American Association of State Highway Officials (USA)
- IRC Indian Road Congress (Indien)
- CPC Cahier des Prescriptions Communes, Fascicule 61 (Frankreich)
- DIN 1072 Lastannahmen für Straßenbrücken (Deutschland)

betonträgern infolge der durch die Vorspannkraft tiefliegenden Nulllinie ohnehin viel kleiner ist als bei konventionellem Stahlbeton. Ferner ist vorausgesetzt, daß die Spannglieder und die in Längsrichtung vorgesehene schlaife Bewehrung so bemessen sind, daß die geforderte Bruchsicherheit für die volle Verkehrslast gewährleistet wird. Die Bemessung für die Bruchsicherheit kann auch dadurch

Verkehrslastmomente M_p , bezogen auf AASHO [%]					
l [m]	b [m]	AASHO	IRC	DIN 1072	CPC
50	6,00	100	138	169	232
	7,50	100	138	186	290
100	6,00	100	138	152	142
	7,50	100	138	173	177

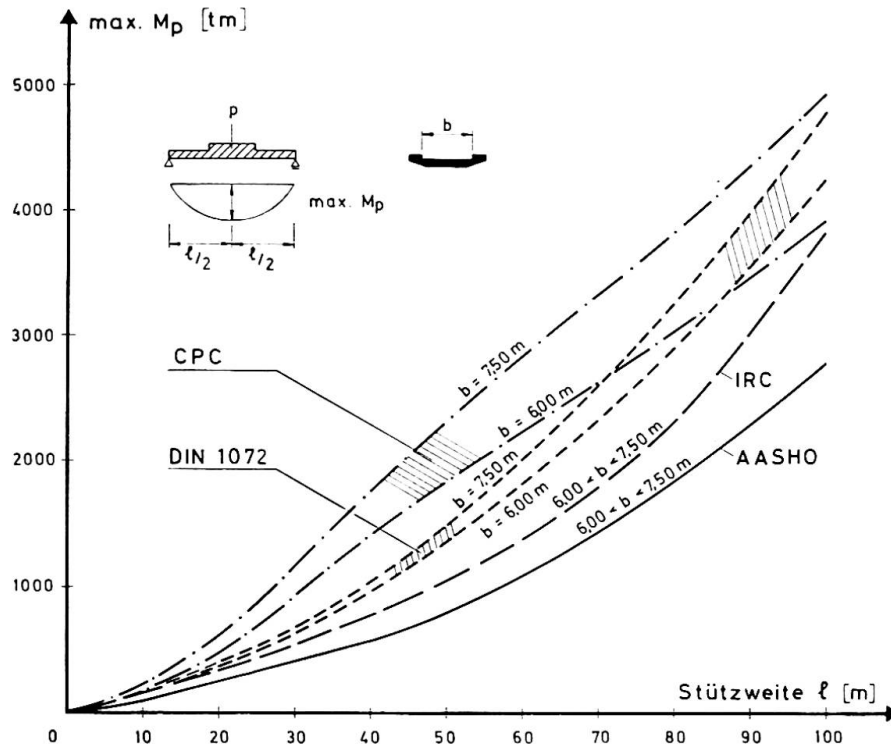


Fig. 2. Größte Verkehrslastmomente in Feldmitte für zweispurige Einfeldbrücken, ohne Schwingbeiwert und ohne Sicherheitsfaktoren, auf Grund der Bestimmungen verschiedener Länder. (Abkürzungen siehe Fig. 1.)

beeinflusst werden, daß die zulässige Spannung des Spannstahles für beschränkte Vorspannung etwas niedriger angesetzt wird als für volle Vorspannung.

Die Erfahrung lehrt weiter, daß die millionenfach vorkommenden Verkehrslastmomente bei kleinen Spannweiten einen höheren Prozentsatz der gerechneten Maximalmomente erreichen als bei großen Spannweiten. Setzt man nun Lastvorschriften mit 60 bis 100 t Fahrzeuggewicht voraus, dann dürfte der zweckmäßige Vorspanngrad etwa so liegen, daß für eine Brücke mit rund 30 m Spannweite 50 bis 60% des maximalen Verkehrslastmomentes noch ohne Biegezugspannung getragen werden müssen, während man bei 100 m Spannweite diesen Prozentsatz vielleicht mit 40% wählen kann. Bei einer 186 m weit gespannten Rheinbrücke mit starkem Verkehr (Straßenbahn und hoher Lastwagenanteil) wurde gemessen, daß die Spitzen der tatsächlichen normalen Verkehrslastmomente bei 14 bis 16% der nach DIN 1072 gerechneten $\max M_p$ lagen.

Die zweckmäßige Wahl des Vorspanngrades ist nicht nur für die Wirtschaftlichkeit der Spannbetonbrücken von großer Bedeutung, sondern auch

für das Verhalten unter ständiger Last. Zweifellos sind starke Kriechverformungen nach dem Errichten der Brücke unerwünscht, weil sie die Gradienten verändern und besonders bei kleinen Spannweiten die Befahreigenschaften dadurch verschlechtern. Mit der beschränkten Vorspannung erzielt man also Ersparnisse und ein besseres Verhalten unter Dauerlast ohne Einbuße an Sicherheit.

Die Bemessungslasten, Schwingbeiwerte und Sicherheitsfaktoren weisen in den verschiedenen Ländern noch große Unterschiede auf (Bild 1 bis 3). So verlangt der Indian Road Congress Züge von 75 t schweren Lastwagen und sehr hohe Schwingbeiwerte, während die AASHO der USA als größte Fahrzeuglast nur 32 t ansetzen. Auch die französischen und deutschen Vorschriften weisen durch gewisse Einflüsse nach dem Krieg sehr hohe Werte auf. Bei 40 m Spannweite gibt die französische Vorschrift dreifach so große Bemessungsmomente wie die AASHO. Solch große Unterschiede sind sachlich sicher nicht berechtigt. Vor allem in Entwicklungsländern, die mit großen finanziellen Opfern erschlossen werden, sollte man den Brückenbau nicht unnötig durch extrem hohe Lastvorschriften verteuern.

Durch CEB und FIP werden Empfehlungen für einheitliche internationale Bemessungsgrundlagen bearbeitet, die auch den Vorspanngrad betreffen. Es ist einleuchtend, daß für den Brückenbau als Voraussetzung für die Anwendung solcher Empfehlungen die Lastvorschriften einander angeglichen werden müssen.

Es wäre erwünscht, daß auf dem Kongreß eine Kommission zur Behandlung dieser Fragen gebildet wird.

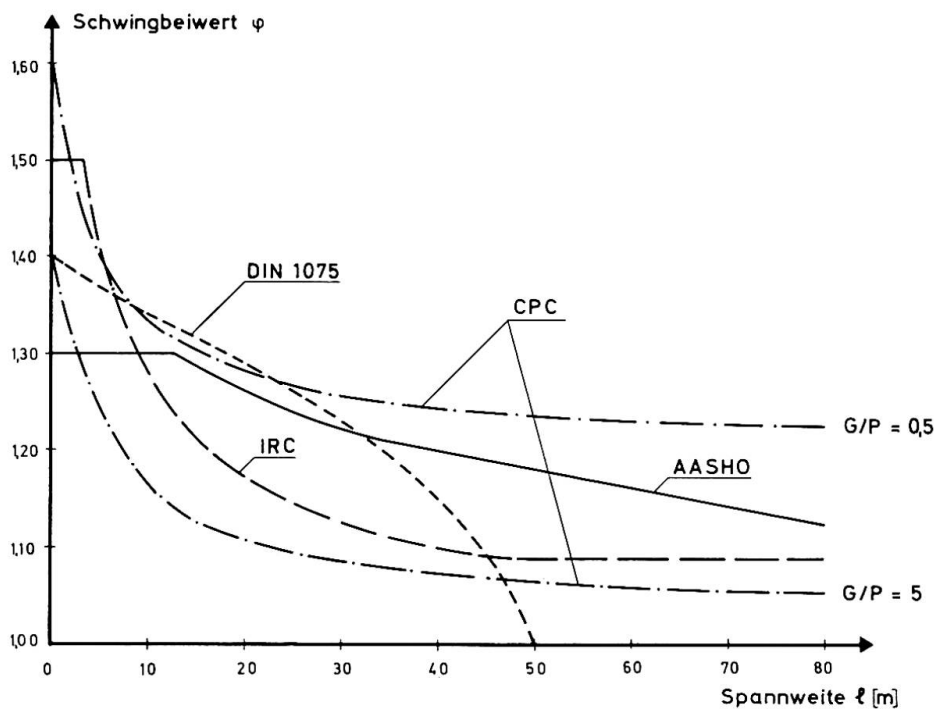


Fig. 3. Schwingbeiwerte für Lasten auf Straßenbrücken aus Spannbeton auf Grund der Bestimmungen verschiedener Länder (Abkürzungen siehe Fig. 1).

3. Berechnungsgrundlagen

In manchen Ländern wird angestrebt, die Tragwerke nur nach den Traglastverfahren (nach Grenzzuständen, ultimate load design) zu berechnen. Die Erfahrung lehrt aber, daß bei Spannbetonbrücken die Spannungen im Gebrauchslastzustand und die Verformungen bei Eigengewicht + Vorspannung unbedingt beachtet und daher auch berechnet werden müssen. Auch bei Schub, Torsion, Kraftereinleitung, Momentenumlagerung durch Kriechen und Rissebeschränkung wird man noch lange auf die Berechnung des Zustandes I für homogenen Baustoff nach der Elastizitätstheorie angewiesen sein, zudem diese klassischen Berechnungsgrundlagen gerade für Spannbeton wirklichkeitsnahe Ergebnisse liefern. Bisher ist nur der Nachweis der Biegetragfähigkeit mit Beachtung der tatsächlichen Arbeitslinien der Baustoffe befriedigend gelöst. Die damit zusammenhängenden Traglastverfahren zur Berücksichtigung der Momentenumlagerung bei statisch unbestimmten Systemen sind manchmal zum Sicherheitsnachweis vorteilhaft anwendbar. Für Schub und Torsion gibt es noch keine anerkannten Bruchlastnachweise, obwohl die Bemessung für die inneren Kräfte bei der erforderlichen Bruchlast zu erfolgen hat. Die Praxis handelt daher richtig, wenn sie auf diesem Gebiet bevorzugt die Elastizitätstheorie anwendet, und die Forscher werden noch viel zu arbeiten haben, bis die Traglastverfahren wenigstens auf die ganze Bemessung ausgedehnt werden können.

4. Schiefe Brücken

4.1. Schiefe Plattenbrücken

Bei schiefwinkligen Plattenbrücken beeinflussen viele Parameter die Hauptschnittkräfte und damit die Bemessung. Es kommt sehr darauf an, sich auf die wichtigsten Parameter zu beschränken. Die Hauptmomente werden nach Größe und Richtung vom Kreuzungswinkel φ , vom Verhältnis der rechtwinklig gemessenen Spannweite l zur Breite b , von der Lagerungsart und von der Art und Stellung der Belastungen beeinflusst. Die theoretische Behandlung mit der Plattentheorie gelingt mit elektronischen Rechenmaschinen in zunehmendem Maß, sie wurde beispielhaft an der Universität Bratislava 1964 durch J. BALAŠ und A. HANUŠKA durchgeführt [2, 3, 4]. Auch die frühen Arbeiten des Dänen N. NIELSEN (1944 Kopenhagen) verdienen Erwähnung [5]. Im englischen Sprachbereich sei auf die Arbeit von K. E. ROBINSON [6] hingewiesen.

BALAŠ und HANUŠKA untersuchten unter anderem den Einfluß der Querdehnungszahl μ und fanden, daß die maximalen Momente und Durchbiegungen mit zunehmender Querdehnungszahl ($\mu = 0$ bis 0,33) besonders an den freien Rändern zunehmen. Bei modellstatischen Untersuchungen mit Modellen aus Werkstoff mit höherem μ (zum Beispiel 0,33) als bei Beton liegen die Ergebnisse daher auf der sicheren Seite.

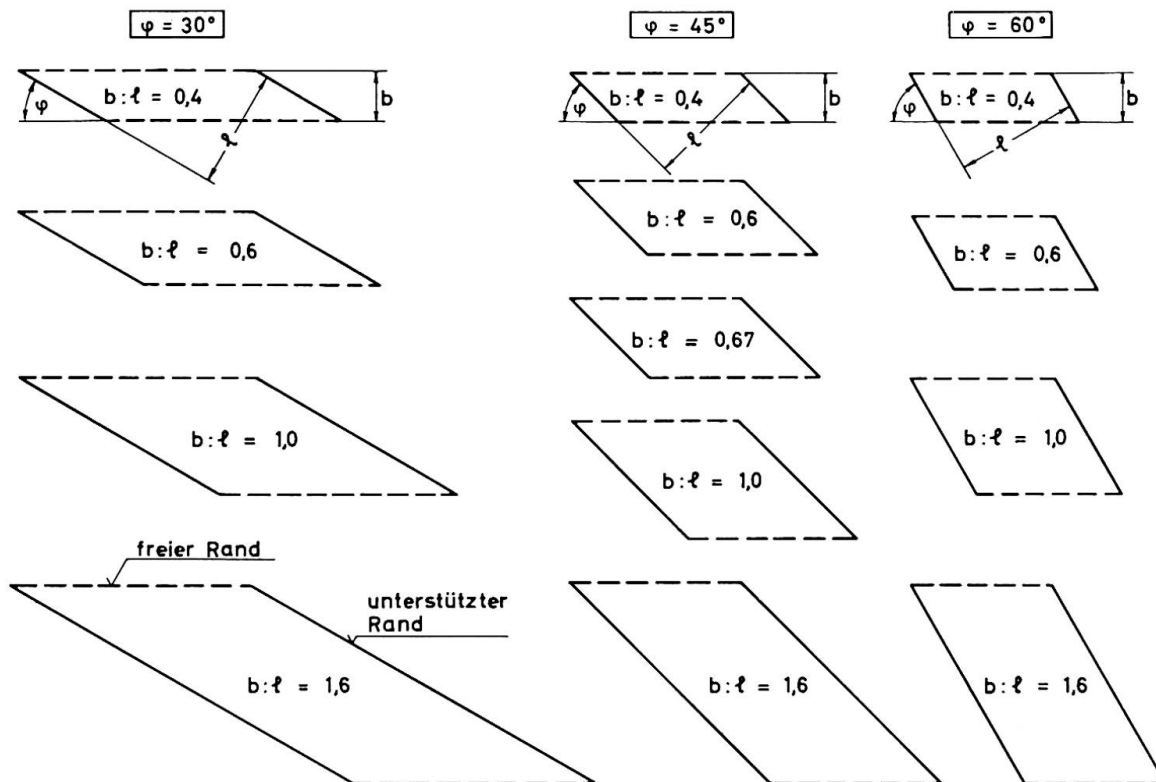


Fig. 4. Formen schiefer, einfeldriger Plattenbrücken, für die bei RÜSCH-HERGENRÖDER [10] Einflußflächen angegeben sind.

Im Hinblick auf die theoretischen Schwierigkeiten wurde frühzeitig die Modellstatik zur Lösung dieser Aufgabe herangezogen. Da die Stellung der Schwerfahrzeuge von großem Einfluß auf die Hüllkurve der für die Bemessung maßgebenden Maximalmomente ist, geht man bei der Berechnung schiefwinkliger Platten fast durchweg von Einflußflächen aus. W. ANDRÄ und F. LEONHARDT haben dazu ein Verfahren entwickelt, mit dem man die Einflußlinien der Momente und der Auflagerdrücke unter Berücksichtigung der Querdehnung direkt aufzeichnen kann [7 und 8]. Die Weiterentwicklung zur Verwendung eines elektronischen Zeichners macht dabei keine Schwierigkeiten. Damit können die erforderlichen Einflußflächen für eine schiefwinkliger Brücke heute in wenigen Tagen gezeichnet und für die vorgeschriebenen Lasten ausgewertet werden. Man braucht allerdings für jeden betrachteten Punkt drei Momenten-Einflußflächen, um aus m_x , m_y und m_{xy} die Hauptmomente m_1 und m_2 ermitteln zu können.

Auf modellstatischem Weg sind wertvolle Hilfstafeln erarbeitet und veröffentlicht worden. Es sei hier verwiesen auf das Buch von H. HOMBERG und W. R. MARX: «Schiefe Stäbe und Platten» [9] (Platten mit $b = l$ und $\varphi = 20^\circ$ bis 90°) und besonders auf das Tafelwerk von H. RÜSCH und A. HERGENRÖDER: «Einflußfelder der Momente schiefwinkliger Platten» [10], das schiefwinkliger Platten mit verschiedenen $b : l$ und Kreuzungswinkeln bis zu $\varphi = 30^\circ$ behandelt (Bild 4).

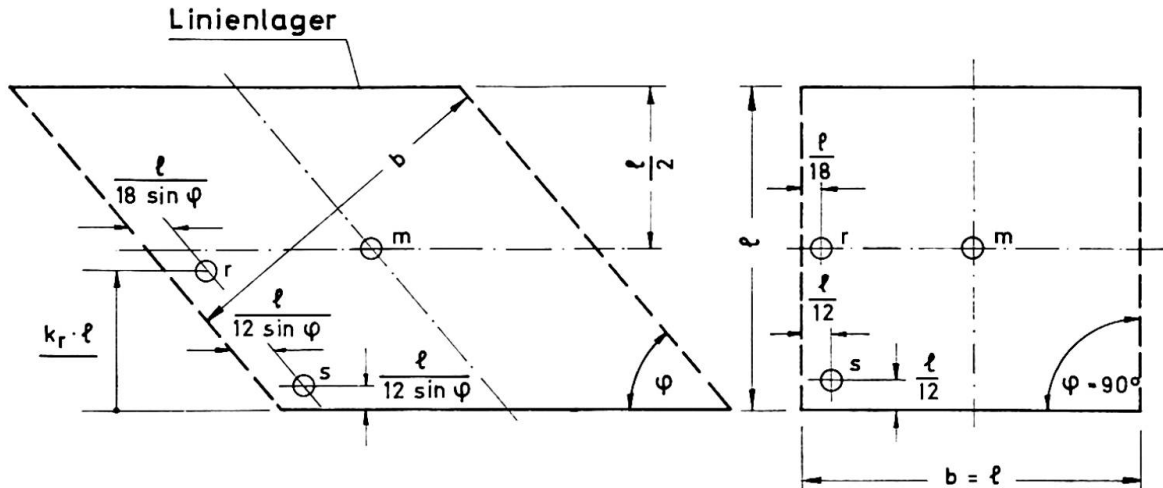


Fig. 5. Lage der für die Bemessung maßgebenden Punkte in schiefwinkligen Plattenbrücken (nach [9]).

Die bisherigen Arbeiten haben gezeigt, daß man sich für die Bemessung meist auf drei maßgebende Punkte beschränken kann, nämlich auf den Mittelpunkt m der Platte, auf den Punkt r am freien Rand und auf die stumpfe Ecke s (Bild 5). Im Bild 6 ist die Abhängigkeit der Hauptmomente und ihrer Richtungen vom Kreuzungswinkel φ bei $b = l$ für gleichförmig verteilte Flächenlast auf der ganzen Brückenfläche (zum Beispiel Eigengewicht) dargestellt. Wir ersehen daraus, daß das Hauptmoment in Punkt m in Spannrichtung, also m_1 , etwa vom Kreuzungswinkel $\varphi = 60^\circ$ ab mit spitzer werdendem Winkel merklich zunimmt, während das quergerichtete Moment m_2 abnimmt und bei sehr spitzem Kreuzungswinkel sogar negativ wird. Das Moment am freien Rand in Punkt r nimmt im gleichen Maße zu, wird aber nicht wesentlich größer

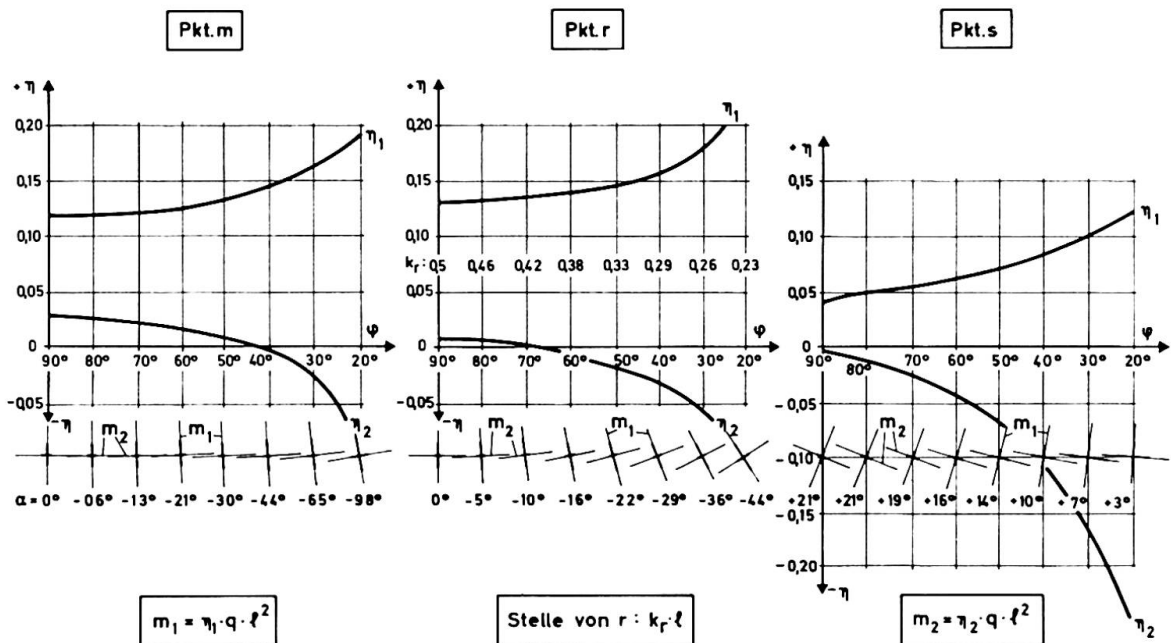


Fig. 6. Beiwerte $\eta = m/q l^2$ und Richtung der Hauptmomente m_1, m_2 in Abhängigkeit von Kreuzungswinkel φ für die Punkte m, r, s nach Bild 5 für eine Platte mit $b = l$, nach [9].

als m_1 in Plattenmitte, was sich auf die erforderliche Bauhöhe günstig auswirkt. Man muß dabei beachten, daß das größte positive Moment am Rand sich bei kleiner werdendem φ aus der Mitte heraus in Richtung auf die stumpfe Ecke bis etwa nach dem Punkt $0,25l$ verschiebt. Angaben hierzu finden sich in [3], [9] und [10].

Besonders zu beachten sind die an der stumpfen Ecke auftretenden Einspannmomente des freien Randes, wobei etwa in Auflagerrichtung ein großes negatives Moment entsteht, das je nach der Lagerungsart rasch abklingt, während rechtwinklig dazu ein positives Hauptmoment auftritt, das gewissermaßen von dem Drillwiderstand der Platte herrührt. Die Einspannung des freien Randes an der stumpfen Ecke bewirkt natürlich auch eine erhebliche Zunahme der Auflagerkräfte an der stumpfen Ecke, die wiederum von der Lagerungsart der Platte abhängig sind.

Wie sich die Größe der Hauptmomente bei einer Brücke mit $\varphi = 30^\circ$ und $b = l$ gegenüber der einfachen rechtwinkligen Brücke entwickelt, sei als Beispiel in Bild 7 gezeigt. Dabei wurde die Spannweite $l = 20$ m, die gleichmäßig verteilte Flächenlast $q = 3$ t/m² und eine wandernde Einzellast von $P = 30$ t angesetzt.

Die angeführten Tafelwerke gehen von einer linienförmigen drehbaren Lagerung aus. W. ANDRÄ und F. LEONHARDT haben schon 1960 in [8] festgestellt, daß die größte Auflagerkraft an der stumpfen Ecke und damit auch die Momente günstig beeinflusst werden können, wenn man nicht eine Linienlagerung, sondern eine Lagerung auf Punkten in größeren Abständen anwendet.

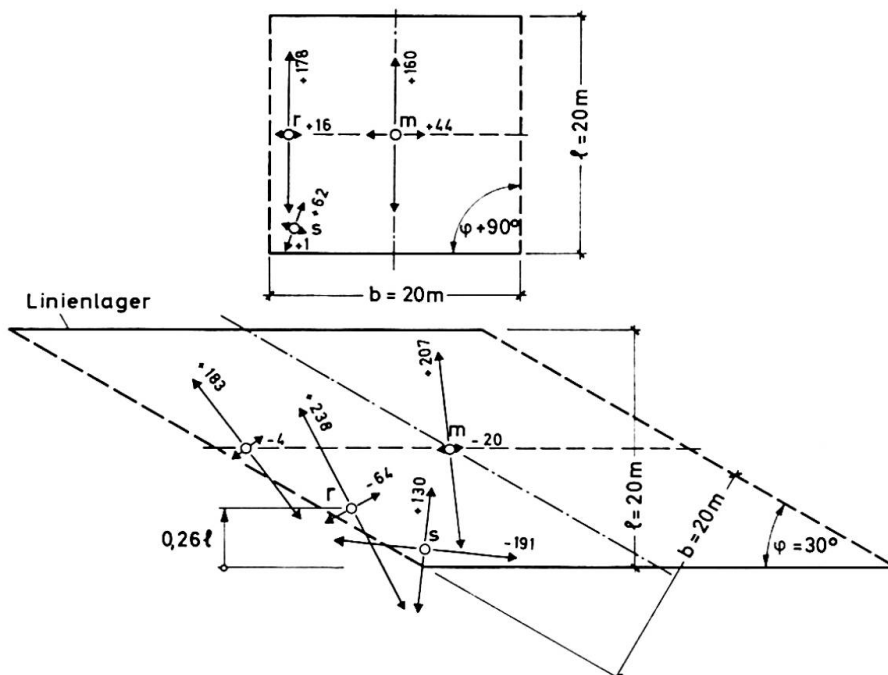


Fig. 7. Vergleich der Hauptmomente von Platten gemäß Bild 5 mit $\varphi = 90^\circ$ und $\varphi = 30^\circ$, $b = l = 20$ m, unter gleichmäßig verteilter Flächenlast $q = 3$ t/m² und einer wandernden Einzellast von $P = 30$ t, nach [9].

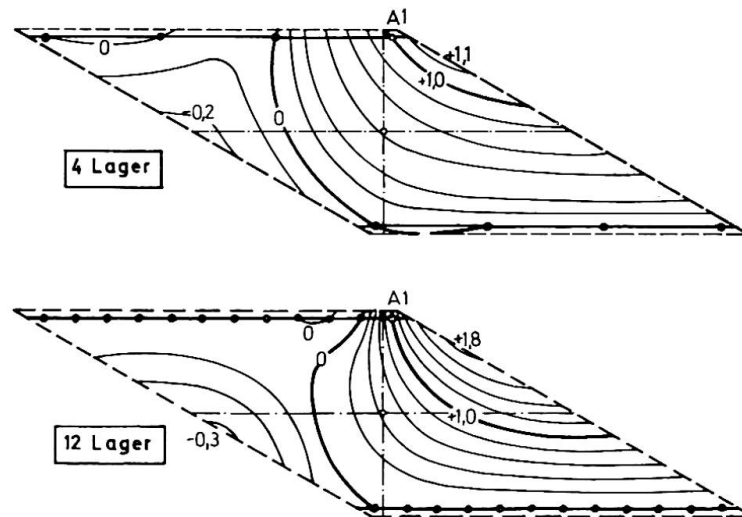


Fig. 8. Einflußlinien der Auflagerkraft A_1 in der stumpfen Ecke einer Platte mit $\varphi = 30^\circ$ und mit $b = l$ bei 4 Lagern (oben) und 12 Lagern (unten), nach [8].

Das dieser Arbeit entnommene Bild 8 zeigt, daß die größte Einflußordinate der Auflagerkraft A_1 damit zum Beispiel von 1,8 auf 1,1 vermindert werden kann. Entsprechend geht auch das konstruktiv schwer zu bewältigende negative Moment an der stumpfen Ecke zurück.

Auch A. MEHMEL [11] und HOMBERG und andere [12] haben in umfangreichen Untersuchungen den Einfluß des Lagerabstandes und den Einfluß der Nachgiebigkeit von Lagern behandelt. Es ist verständlich, daß das Momentenbild solcher schiefwinkliger Platten schon durch geringe unterschiedliche Nachgiebigkeiten der Lagerpunkte erheblich verändert wird.

Man kann daher empfehlen, schiefwinkliger Platten auf Einzellagern im Abstand von 0,15 bis 0,25 l aufzulegen, wobei man durch genügend steife zusammenhängende Widerlager dafür sorgen muß, daß unterschiedliche Nachgiebigkeiten dieser Lager vermieden werden. Die letztere Voraussetzung muß natürlich auch bei modellstatischen Ermittlungen streng beachtet werden.

An der spitzwinkligen Ecke können negative Auflagerkräfte auftreten, die man gerne vermeidet, weil dort andererseits eine bewegliche Lagerung notwendig ist, die eine Verankerung erschwert. Man kann durch geeignete Wahl des Lagerabstandes und der Vorspannung erreichen, daß nur positive Auflagerkräfte entstehen.

Die Berechnung der Momente und Querkräfte infolge Vorspannung kann bisher nur mit Hilfe von Einflußflächen durchgeführt werden, wobei die Umlenkkräfte der Spannglieder auf die Einflußlinien entlang den Spanngliedern angesetzt werden, und die Horizontalkomponente der Spannkraft als zentrische oder exzentrische Längskraft hinzukommt. T. Y. LIN nennt diese in Europa seit langem angewandte Methode die «Load-Balancing Method» [13].

Die günstigste Art der Vorspannung der schiefwinkliger Platten ist noch nicht genügend abgeklärt. Es steht fest, daß man die gewünschte Wirkung nur

mit gekrümmten Spanngliedern erzeugen kann, deren Umlenkräfte den Lasten entgegenwirken. Dabei wird man die mittlere Zone der Platte vorzugsweise mit einfach, zum Beispiel parabelförmig gekrümmten Spanngliedern ① vorspannen, während die Randzone Spannglieder ② mit wechselnder Krümmung erhalten muß, um den Einspannmomenten an der stumpfen Ecke gerecht zu werden (Bild 9). Diese Einspannmomente infolge Eigengewicht werden andererseits durch die Umlenkräfte der Vorspannung vermindert.

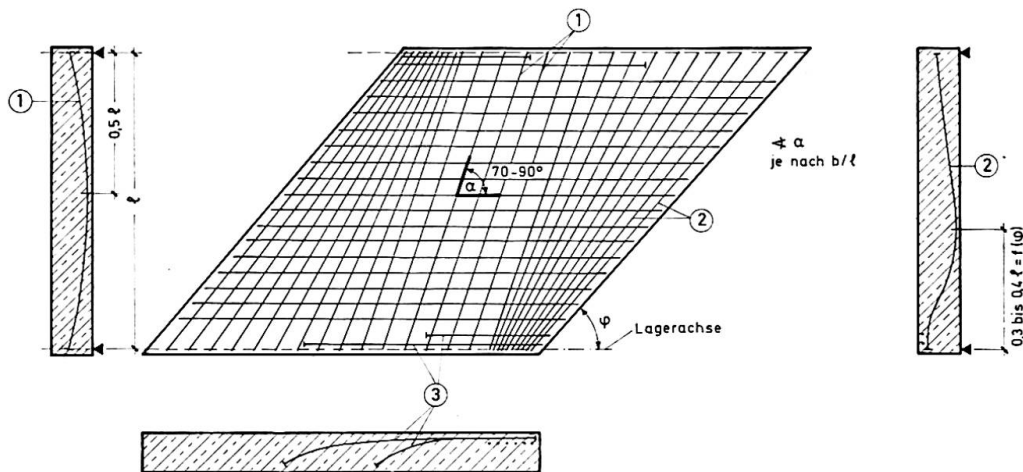


Fig. 9. Günstige Anordnung gekrümmter Spannglieder in einer schiefwinkligen Platte mit $b > 0,8l$. Der Winkel α , mit dem die Spannglieder im mittleren Plattenteil verlegt werden, hängt vom Verhältnis $b : l$ ab.

Man wird die Spannglieder im allgemeinen von der stumpfwinkligen Ecke aus fächerartig verlaufen lassen und im mittleren Bereich einen Winkel von etwa 70 bis 80° einhalten. Für die Einspannmomente an der stumpfen Ecke sind einige kräftige kurze Spannglieder ③ parallel zum Auflager erforderlich. Bild 9 zeigt ein Beispiel einer derartigen Spanngliederführung.

Es ist jedoch erwünscht, daß Vereinfachungen der Vorspannung gesucht werden. Es sind zum Beispiel schiefwinklige Platten mehrfach mit gleichen parabolförmig gekrümmten Spanngliedern parallel zu den freien Rändern vorgespannt worden, wobei für Eigengewicht die Wirkung der Schiefwinkligkeit aufgehoben werden kann, wenn die Umlenkräfte der Spannglieder gleich groß sind wie das Eigengewicht. Eine solche Lösung kann jedoch nicht als optimal bezeichnet werden, weil sie den Verkehrslastmomenten nicht gerecht wird.

Wenn auch die Schubspannungen und schiefen Hauptzugspannungen massiver vorgespannter Platten sehr niedrig sind, so wird es doch für erforderlich gehalten an den Rändern und Auflagern, vor allem aber im Bereich der stumpfen Ecke Bügel, bevorzugt geschlossene Bügel, einzubauen, zudem gegen die freien Ränder zu Drillmomente zur Bewirkung der Richtungsänderung der Hauptmomente vorhanden sind.

Die Vorspannung kann natürlich nur zur Wirkung kommen, wenn die Verkürzung des Betons durch die Lagerung der Platte nicht behindert wird, das heißt man muß die Horizontalbeweglichkeit nicht nur für Längenänderungen durch Temperatur und Schwinden, sondern auch für die Verkürzung durch Vorspannung und Kriechen sicherstellen. Zweckmäßig wählt man das feste Lager an einer stumpfen Ecke. Als bewegliche Lager sind Rollenlager nicht geeignet, weil sie nicht rechtwinklig zur Tangente der Biegefläche verlegt werden können. Man wird daher bevorzugt Gummilager, insbesondere Gummipfahler mit Teflungleitschicht [14] oder allseits drehbare Pendel verwenden, wenn es sich um größere Abmessungen handelt.

Die rahmenartige Verbindung der Auflagerwände mit schiefwinkligen Platten führt zu einem noch komplizierteren Momentenverlauf und erschwert die bauliche Durchbildung. Solche Brücken sind in der Schweiz sorgfältig untersucht und ausgeführt worden [15]. Vorteile ergeben sich nur, wenn eine außergewöhnlich kleine Bauhöhe erzwungen werden muß.

Im allgemeinen wird man die schiefwinkligen Platten massiv machen, auch wenn es sich um Spannweiten bis etwa $l = 25$ m handelt. Das Einlegen von Rohren zur Gewichtsverminderung stößt im Hinblick auf den Kraftfluß und die dadurch bedingte Spanngliederführung auf Schwierigkeiten. Wenn man schiefwinklige Platten größerer Spannweite zu bauen hat, dann empfiehlt es sich, rechteckige Hohlräume mit verllorener Schalung herzustellen, wobei dann die Rippen fächerartig auf die stumpfe Ecke zugeführt werden können, damit die Spannglieder dem Kraftfluß entsprechend geführt werden können.

Eine derartige schiefwinklige Brücke wurde zum Beispiel von F. LEONHARDT 1955 mit $l_{\varphi} = 42,6$ m und $\varphi = 44^{\circ}$ bei einer Bauhöhe von nur 1,50 bis 1,15 m durchkonstruiert (Bild 10) [16].

Eine sehr große zweifeldrige schiefe Plattenbrücke wurde 1966 in Stockholm für die Verkehrsanlage Midsommarkransen mit 2×40 m Randspannweite bei $\varphi = 23^{\circ}$ und 99 m Auflagerlänge fugenlos gebaut [22].

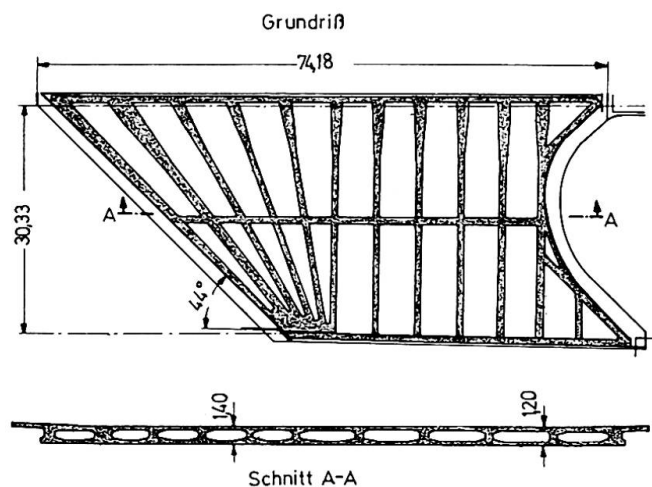


Fig. 10. Brücke über die Wupper an der Ohligsmühle in Wuppertal, Deutschland [16]

Hat man schiefwinklige Platten über mehrere Felder zu bauen, so empfiehlt es sich, die Momente und Auflagerkräfte modellstatisch zu ermitteln. Als Beispiel sei auf die Bleichinselbrücke in Heilbronn verwiesen, die nicht nur schiefwinklig, sondern auch gekrümmt und mit veränderlicher Brückenbreite zu entwerfen war (Bild 11) [7]. Eine dreifeldrige schiefe Unterführung mit nur 19° Kreuzungswinkel ist in [16] S. 81 beschrieben.

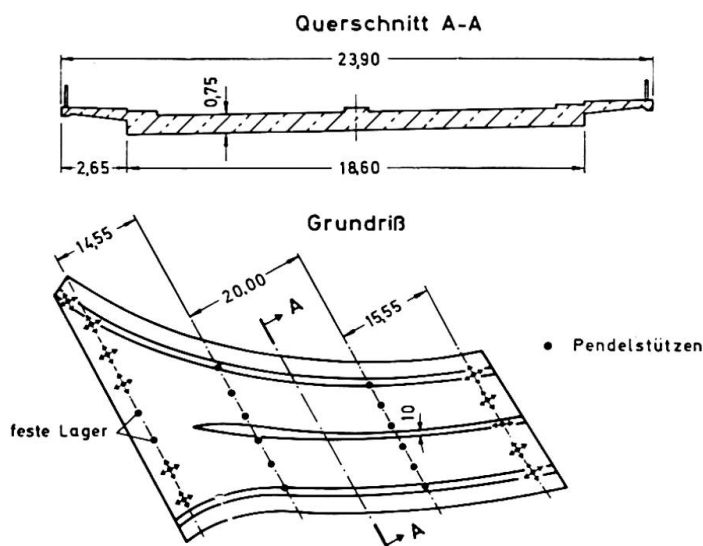


Fig. 11. Bleichinselbrücke in Heilbronn, Deutschland [7].

C. SCHLEICHER [17] hat neuerdings Rechenprogramme für mehrfeldrige schiefe Platten mit veränderlicher Dicke aufgestellt, die auch die rechnerische Behandlung für einfache Randbedingungen erlauben.

Es darf jedenfalls festgestellt werden, daß der Brückeningenieur heute in der Lage ist, allen Anforderungen des Verkehrs hinsichtlich schiefwinkliger Brücken mit Hilfe der Modellstatik oder mit Hilfstafeln gerecht zu werden, wobei die günstige Tragwirkung der Platten sehr kleine Bauhöhen erlaubt und gleichzeitig eine ansprechende einfache Gestaltung ermöglicht. Für die weitere Entwicklung ist es erwünscht, die Bruchsicherheit solcher schiefwinkliger vorgespannter Platten zu untersuchen mit dem Ziel, die Vorspannung zu vereinfachen und vermutlich auch zu reduzieren. Die Bruchlinientheorie ist hierfür nicht geeignet, weil die für Brücken nötige Sicherheit gegen grobe Risse keine zu großen Abweichungen von den Momenten nach der Elastizitätstheorie erlaubt.

4.2. Schiefwinklige Balkenbrücken

Bei schiefwinkligen Brücken mit größeren Spannweiten, die nicht mehr mit Platten oder Hohlplatten gebaut werden können, ist meist die Brückenbreite kleiner als die Spannweite, und damit wird der Einfluß der Schiefwinkligkeit auf den Momentenverlauf geringer. Die Erfahrung lehrt sogar, daß es dann

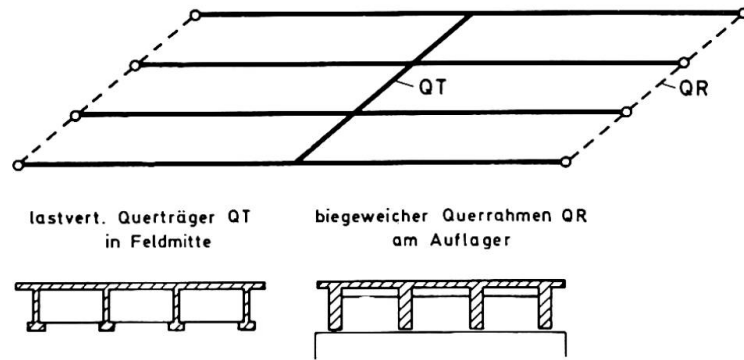


Fig. 12. Bei schiefwinkligen Balkenbrücken mit $b \ll l$ ist es zweckmäßig, am Auflager statt biegesteifer Querträger nur biegeweiche Querrahmen anzuordnen.

zweckmäßig sein kann, den Einfluß der Schiefwinkligkeit auf das System der Hauptträger auszuschalten, indem an den Auflagern keine biegesteifen Querträger, sondern nur biegeweiche Querrahmen angeordnet werden (Bild 12), die keine Endeinspannung der Hauptträger erzeugen. Damit erhält man in den parallel nebeneinanderliegenden Hauptträgern etwa gleiche Momente und

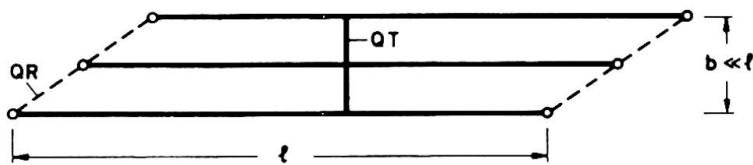


Fig. 13. Bei sehr schmalen, schiefwinkligen Trägerrosten empfiehlt es sich, die Feldquerträger rechtwinklig zu den Hauptträgern anzuordnen.

kann diese gleichartig bemessen. Dies ist erwünscht, wenn man die Balken vorfertigen will. Lastverteilende Querträger werden zweckmäßig parallel zu den Auflagern angeordnet, um Punkte gleicher Durchbiegung miteinander zu verbinden. Rechtwinklig zu den Hauptträgern angeordnete lastverteilende Querträger sind nur zweckmäßig, wenn der ganze Trägerrost im Vergleich zur Spannweite schmal ist (Bild 13).

Braucht man für die schiefwinklige Kreuzung mehrere Öffnungen, dann kann man die Schwierigkeiten einer schiefwinkligen Brücke dadurch vermeiden,

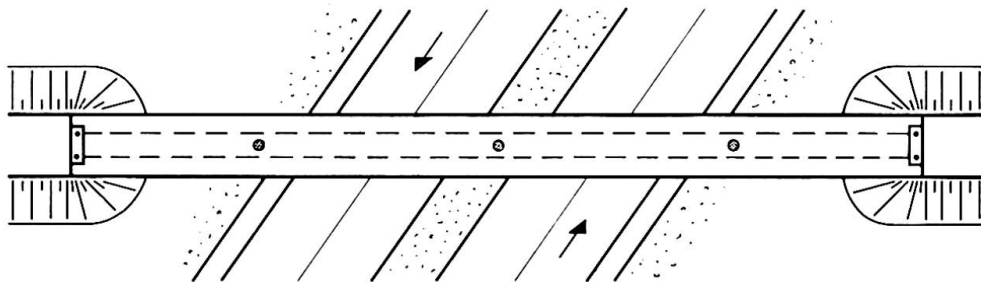


Fig. 14. Ausschaltung der Schwierigkeiten von schiefwinkligen, über mehrere Felder durchlaufenden Brücken durch Verwendung eines torsionssteifen Hohlkastens als Hauptträger, der in seiner Längsachse auf Einzelstützen gelagert wird.

daß ein torsionssteifer Hauptträger, zum Beispiel ein Hohlkasten, nur in der Mittelachse auf Einzelstützen gelagert wird und die rechtwinkligen Widerlager genügend weit zurückgesetzt werden (Bild 14). Diese Brückenart wird bei den Hochstraßen noch weiterbehandelt; sie wurde erstmalig etwa 1954 in Kalifornien für Überführungsbauwerke aus Stahlbeton angewandt (Garey Ave., Pomona, Cal., nicht veröffentlicht).

5. Hochstraßen

Für die Verkehrsanlagen der Städte und Ballungsgebiete müssen in zunehmendem Umfang längere Brückenzüge gebaut werden, sogenannte Hochstraßen, bei denen die Gestaltung, vor allem innerhalb der Städte, besonders wichtig ist. Durch häßliche Hochstraßen kann man den Nutzungswert der Umgebung stark beeinträchtigen, während eine schön gestaltete Hochstraßenbrücke das Leben der Stadt selbst unter der Brücke wenig beeinflusst. Ein positives Beispiel in diesem Sinne ist die Hochstraßenanlage am Jan-Wellem-Platz in Düsseldorf (Bild 15). Negative Beispiele sind leider in großer Anzahl in der Welt zu finden.



Fig. 15. Hochstraße am Jan-Wellem-Platz in Düsseldorf, Deutschland.

Wenn man die verschiedenen Lösungen für Hochstraßen kritisch betrachtet und ihre Wirkung auf die Umgebung studiert, dann kommt man zu der Einsicht, daß folgende Merkmale angestrebt werden müssen:

1. Schlanke Tragwerke mit ruhiger Untersicht;
2. Möglichst wenige und schlanke Stützen ohne schwerfällige Auflagerquerträger;

3. Durchsichtige Geländer.

Die in Bild 16 dargestellten Querschnitte ausgeführter Hochstraßenbrücken zeigen, welche große Unterschiede hier vorliegen können. Die eleganteste Lösung wurde zweifellos bei der Düsseldorfer Hochstraße erzielt, indem durch die geschwungene Form der Unterfläche die Bauhöhe des Tragwerkes gewissermaßen unsichtbar wird. Man erreicht damit den Eindruck extremer Schlankheit. Die Wirkung kann durch Farbgebung noch gesteigert werden, indem die

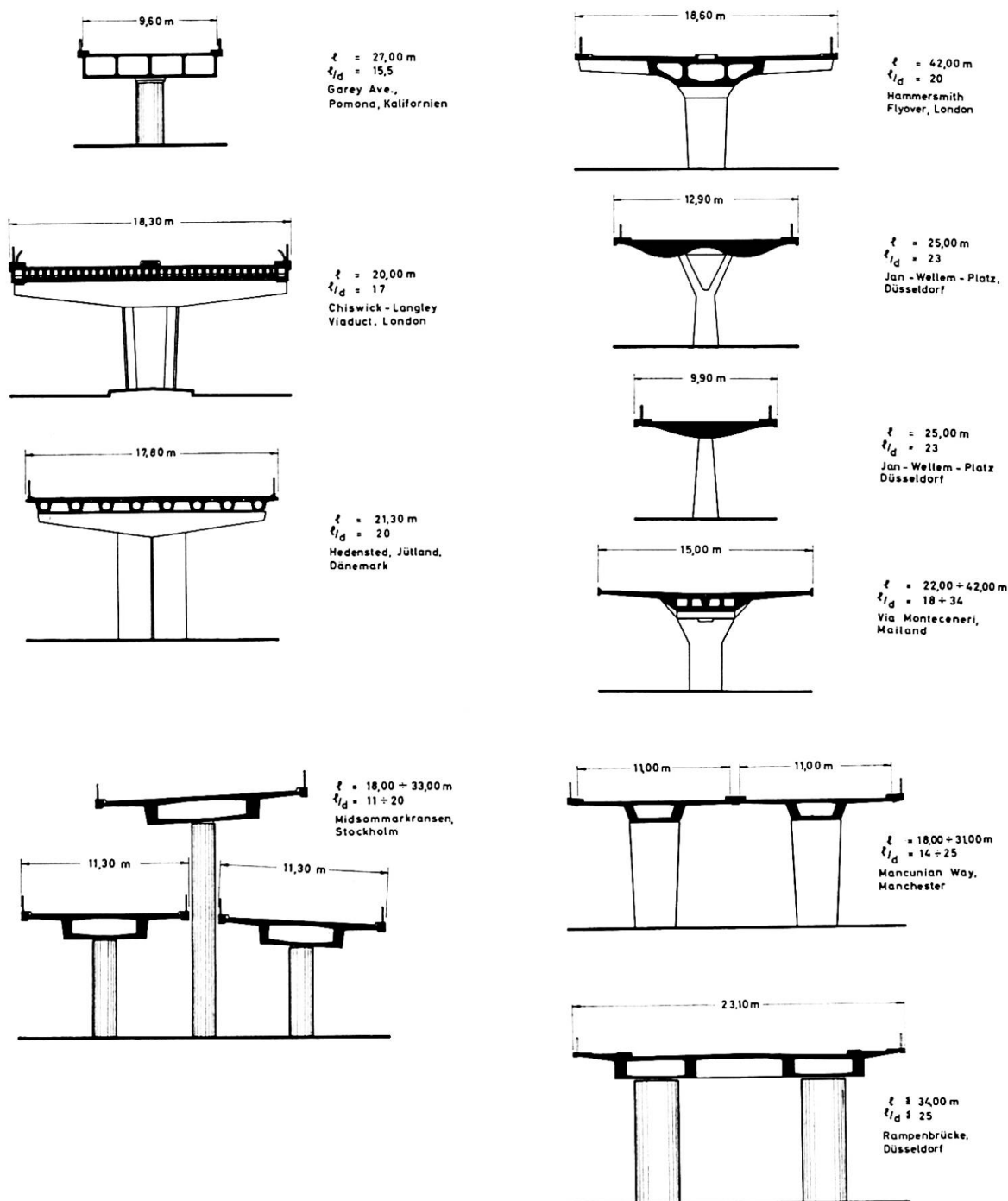


Fig. 16. Querschnitte typischer Hochstraßenbrücken.



Fig. 18. Hochstraßenbrücke Fischerstraße in Hannover, Deutschland.



Fig. 19. Rampe zur Nordbrücke in Düsseldorf, Deutschland.

Unterfläche dunkel und das äußere Gesimsband hell gehalten wird. Die geringen Abmessungen der gabelförmigen Stützen wurden durch Verwendung eines hochfesten Stahles erzielt.

Wie sehr es innerhalb des Stadtverkehrs auf die Schlankheit der Stützen ankommt, zeigt die im Querschnitt ähnliche Hochstraße in der Via Monteceneri in Milano (Bild 16, Bild 17 wurde nicht zur Verfügung gestellt), bei der etwa die kleinsten mit Beton möglichen Stützenabmessungen ausgearbeitet wurden. Die Bauart setzt Kontinuität des Tragwerkes über mehrere Öffnungen voraus.

Daß man jedoch für breitere Brücken auch mit zwei Stützen eine schöne Wirkung erzielen kann, zeigen die Beispiele der Fischerstraße in Hannover (Bild 18) und der Rampenbrücke zur nördlichen Rheinbrücke in Düsseldorf (Bild 19). In beiden Fällen wurden schwere Querträger zwischen den Stützen vermieden. Die Stützen wurden schlank gehalten, so daß der Raum unter der Brücke zur Nutzung einladend wirkt.

Diese ästhetischen Forderungen wurden bewußt vorangestellt, weil sie für Hochstraßen, besonders in Städten, wirklich bedeutend sind, wenn die betroffenen Stadtgebiete «menschfreundlich» bleiben sollen.

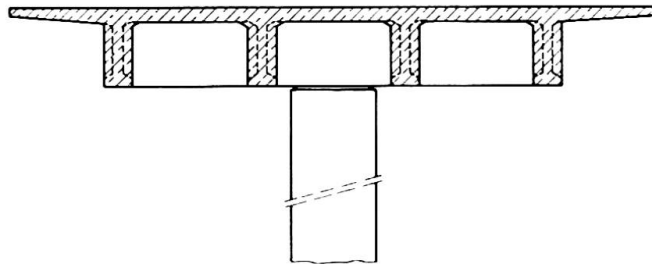


Fig. 20. Gutes Aussehen wird durch Anordnen der Stützquerträger innerhalb der Hauptträgerhöhe erreicht.

Die gute Form wird bevorzugt dadurch gewonnen, daß die Querträger an der Stütze nicht unter dem Hauptträger angeordnet werden, sondern mehr oder weniger innerhalb der Hauptträgerhöhe (Bild 20). Bei kontinuierlichen Tragwerken entstehen dabei keine Schwierigkeiten, weil die Bemessung und konstruktive Durchbildung für die indirekte Lagerung der Hauptträger auf den Querträgern bekannt sind, einerlei ob man den Anschluß nur mit schlaffer Bewehrung oder mit Vorspannung vornimmt [18]. Auf die Notwendigkeit der

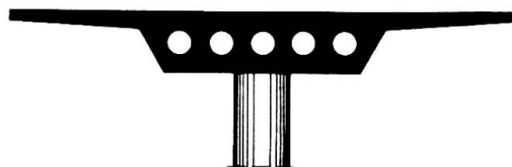


Fig. 21. Unter Platten und Hohlplatten kann die Stütze ohne Querträger angeordnet werden.

sogenannten «Einhängebewehrung» wird verwiesen. Die Querträger haben meist eine sehr geringe Schlankheit, so daß die Schubdeckung abgemindert werden kann [19 und 20].

Bei Platten oder Hohlplatten wird man die Stütze direkt unter die Platte stellen (Bild 21), die bei Vorspannung in beiden Richtungen eine sehr hohe Tragfähigkeit gegen Durchstanzen aufweist, so daß eine mäßige Bügelbewehrung mit Stützenbereich genügt. Versuche über die Durchstanzlast (punching load) an vorgespannten Platten sind erwünscht.

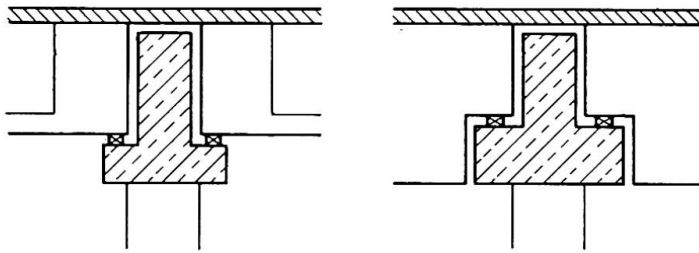


Fig. 22. Auflagerung vorgefertigter Balken auf die unteren Flansche der Querträger über Einzelstützen.

Aber auch für vorgefertigte Einfeldbalken steht eine saubere Lösung zur Verfügung, indem man die Balken auf untere Flansche der Querträger lagert (Bild 22), wie dies vor vielen Jahren bei einer Hochstraße in Moskau gemacht wurde. Ein neueres gutes Beispiel ist der Metro-Viadukt in Rotterdam [21], bei dem die vorgefertigten Balken auf einer in einer Stütze eingespannten Tischplatte auf einem Flansch gelagert werden (Bild 23). Man ist dabei allerdings auf eine solide Einspannung der Stütze angewiesen und erhält viele Fugen.

Die Schweden zeigten 1965 mit dem Hägersten Viaduct (Stockholm) eine schöne Lösung, wie mit vorgefertigten Balken und einer Fahrbahnplatte aus Ort beton eine vielfeldrige Brücke kontinuierlich gemacht werden kann, ohne daß der Querträger unter die Längsträger vortritt [22], (Bild 24).

Die Stützungsprobleme der Hochstraßen wurden von LEONHARDT in [23] im Zusammenhang behandelt. Es wurde dort auch gezeigt, daß man selbst gekrümmte Hochstraßen als lange kontinuierliche Brücken bauen und erreichen kann, daß sie ihre Längenänderungen nur entlang der Brückenachse ausführen. Dadurch können Pendelstützen mit Linienlagern rechtwinklig zur Brückenachse auch in Kurven angewandt werden, die Torsionsmomente des Hauptträgers aufnehmen. In dieser Weise wurde zum Beispiel eine über 800 m lange zum Teil gekrümmte Hochstraßenbrücke in Düsseldorf über 36 Öffnungen hinweg fugenlos ausgeführt (Bilder 29 und 30 in [23]).

Bei den gekrümmten Hochstraßen verdient zweifellos der Hohlkasten als Hauptträger den Vorzug wegen seiner Torsionssteifigkeit, wobei die Entwicklung dahin geht, daß man meist einen einzelligen Hohlkasten mit beidseitig weit auskragender Fahrbahntafel (Bild 25) wählt.

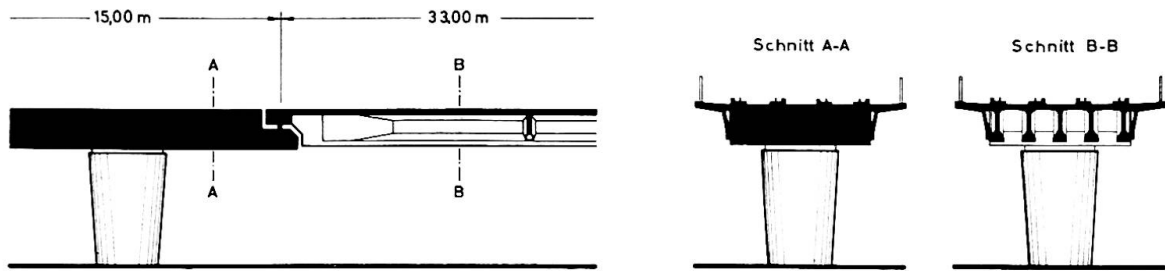


Fig. 23. Auflagerung vorgefertigter Balken auf einer in die Stütze eingespannten Tischplatte beim Metro-Viadukt in Rotterdam, Niederlande [21].

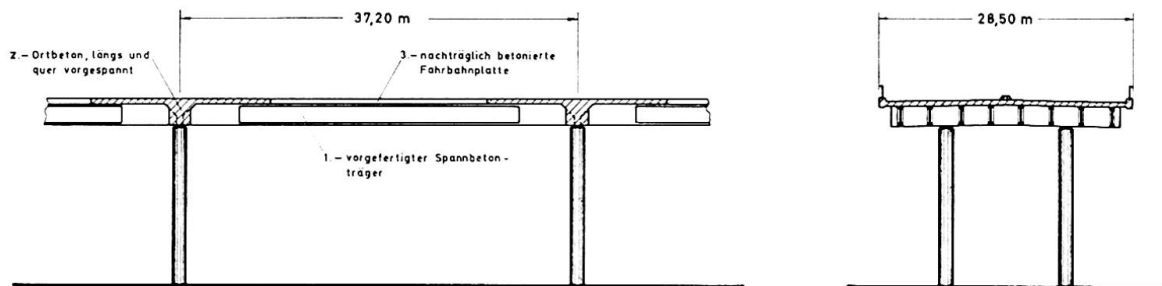


Fig. 24. Auflagerung vorgefertigter Balken auf einem an Ort betonierten Querträger auf 2 Einzelstützen beim Hägersten-Viadukt in Stockholm, Schweden [22].

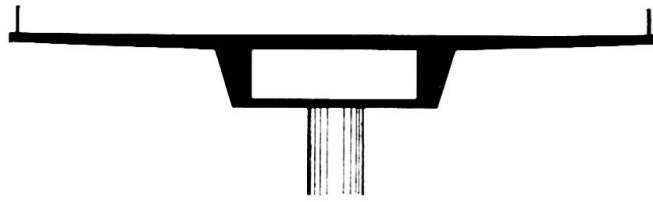


Fig. 25. Typischer Querschnitt gekrümmter Hochstraßen mit torsionssteifem Hohlkasten und ausladender Fahrbahntafel.

6. Fluß- und Talbrücken

Bei der Gestaltung der größeren Brücken gewinnen die Herstellungsverfahren zunehmend Einfluß. Sowohl beim Bauen mit Ortbeton wie auch bei Fertigteilen muß der entwerfende Ingenieur eine klare Vorstellung von der wirtschaftlichen Herstellung haben. Konventionelle Lehrgerüste verwendet man nur noch selten. Für lange Brücken wurden geradezu Rüst- und Schalungs-«Maschinen» entwickelt, die von Öffnung zu Öffnung verfahren und dabei meist auf den endgültigen Pfeilern aufgelagert werden. Beim Bau mit Fertigteilen werden große stählerne Montageträger eingesetzt. Der Freivorbau wurde sowohl für Ortbeton wie auch für Fertigteile weiter verbessert. Ein reger Wettbewerb sorgt gerade auf diesem Gebiet für rasche Veränderungen und Fortschritte.

Es ist nicht Aufgabe dieses Berichtes, diese Entwicklung zu beschreiben, obwohl sie für den Massivbrückenbau von großer Bedeutung ist. Es sei nur auf einige Veröffentlichungen hingewiesen, [24] bis [29].

In zunehmendem Maß werden Brücken hoch über tiefe oder breite Täler gebaut, wobei die Straße zum Teil bis zu 150 m über dem Talboden liegt (Europabrücke bei Innsbruck, Moseltalbrücke Winnigen und andere). Bei

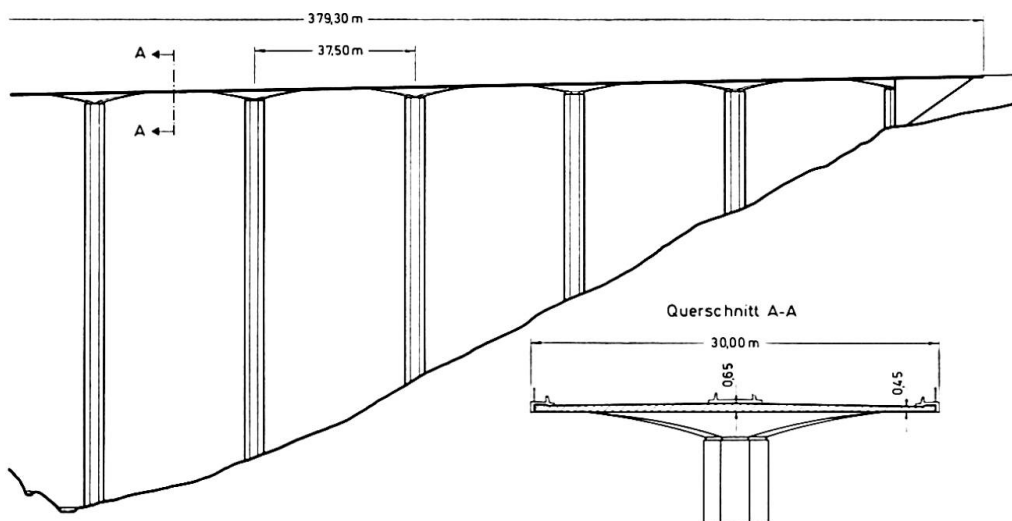


Fig. 26. Eltalbrücke der Autobahn bei Koblenz, Deutschland.

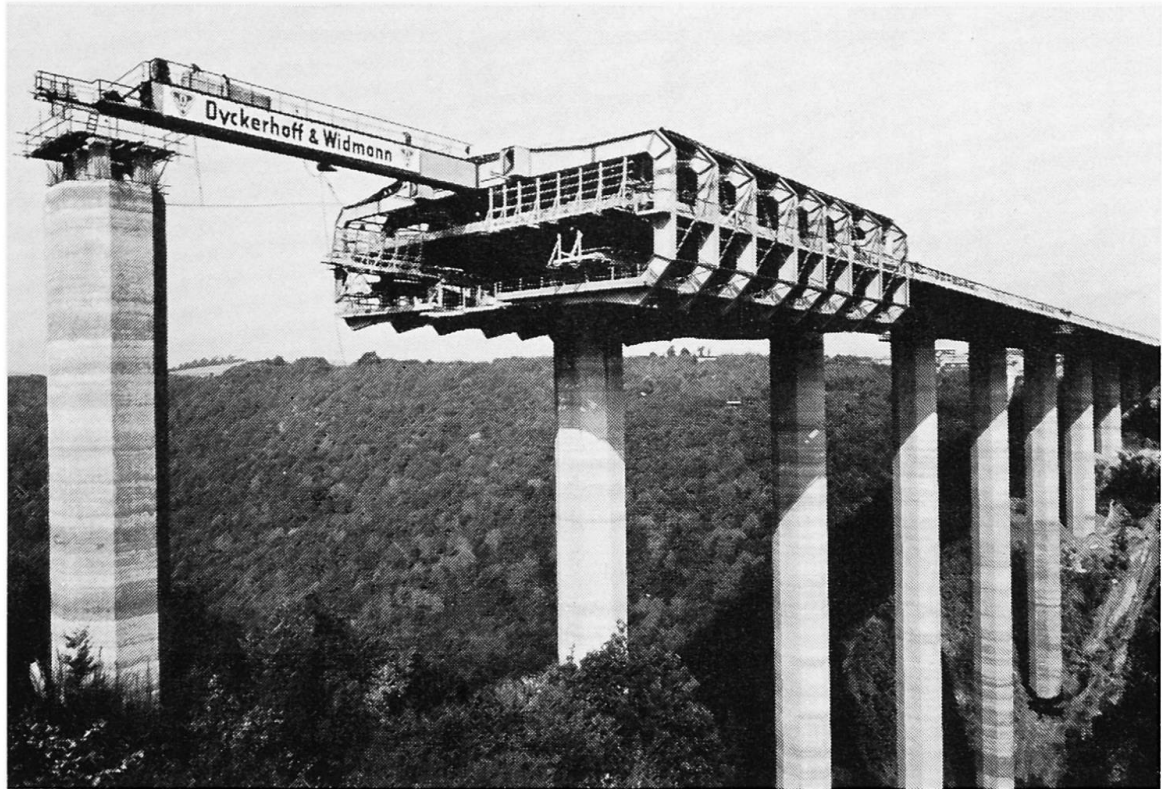


Fig. 27. Vorschubgerüst für den Überbau der Elztalbrücke (siehe Fig. 26).

diesen Talbrücken stellen die Pfeiler wesentliche und wichtige Bestandteile dar, nicht nur für die Kosten, sondern vor allem auch für das Aussehen in der Landschaft. Es zeigt sich, daß hierbei auch für breite Brücken schmale Einzelpfeiler

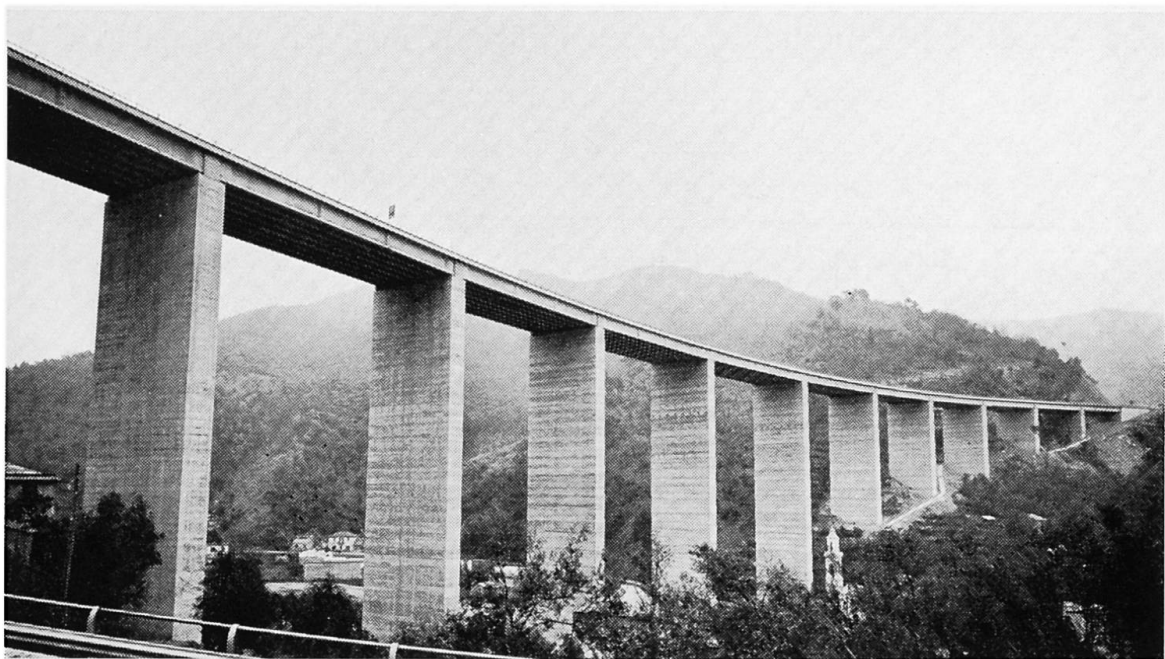


Fig. 28. Viadukt der Autobahn Genua-Sestri Levante über den Recco, Italien.

in Form von schlanken Hohlprofilen, sogar rohrartige Stützen besonders günstig sind. Sowohl in Italien wie in Deutschland wurde auf solchen Stützen ein Pilzkopf als großer Tisch ausgebildet, die verbleibende Öffnung wurde mit Balken oder mit einer Platte geschlossen. Vorbildlich gelungen ist dieser Typ bei der Elztalbrücke (Bilder 26 und 27) mit achteckigen Stützen, flacher Pilzpyramide und anschließender Massivplatte – hergestellt mit stählerner Rüstmaschine [30]. Als Gegensatz wird das Bild einer Talbrücke mit den früher üblichen Pfeilern gezeigt (Bild 28).

Für breite Täler sind größere Spannweiten erwünscht, wie sie bei der Siegtalbrücke Eiserfeld gewählt wurden, die trotz 105 m Spannweite mit parallel-gurtigen kontinuierlichen Balken Feld über Feld mit einer stählernen Rüstmaschine gebaut wurde (Bilder 29 und 30) [31].

Für diese großen und hohen Brücken ist die Kontinuität des Überbaues über viele Felder, möglichst über die ganze Brückenlänge im Hinblick auf die

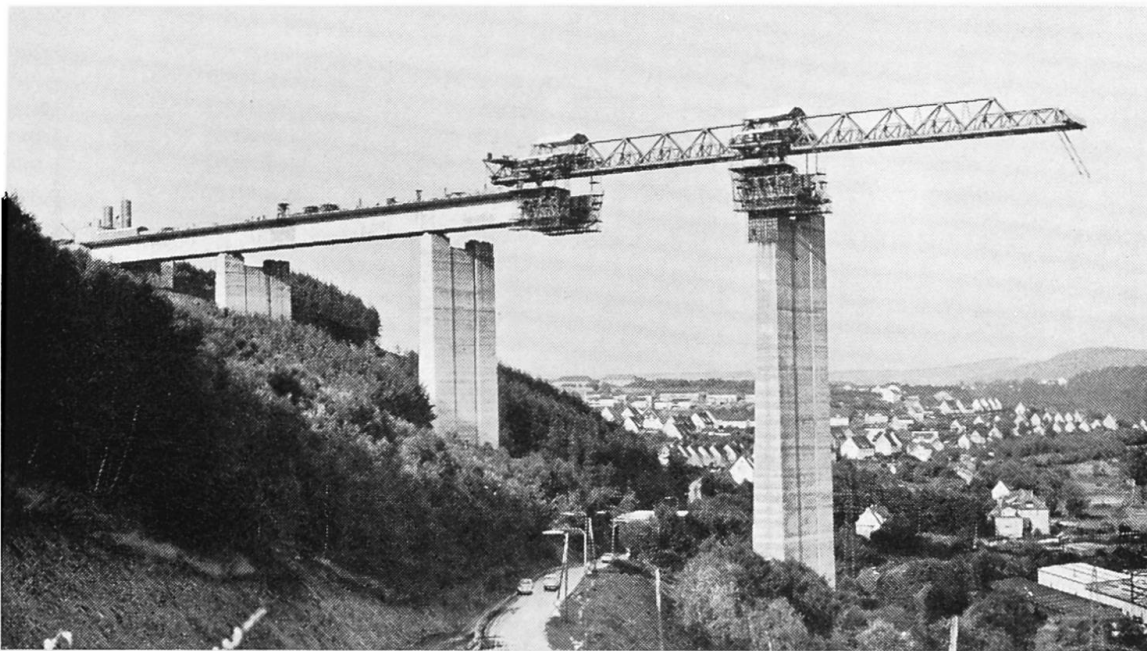


Fig. 29. Siegtalbrücke der Autobahn bei Eiserfeld, Deutschland [31].

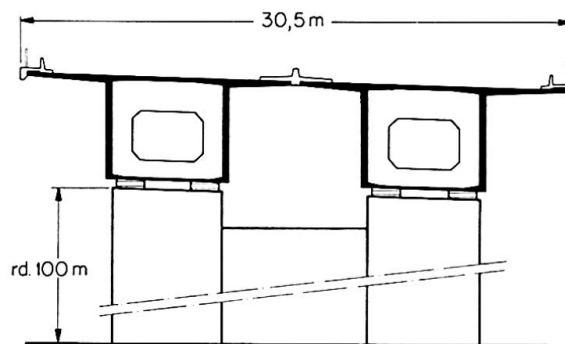


Fig. 30. Querschnitt der Siegtalbrücke bei Eiserfeld mit rund 100 m hohen Pfeilern.

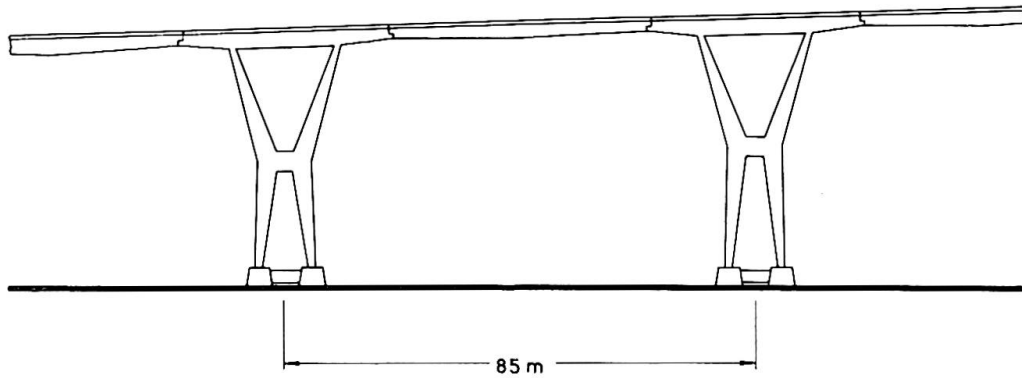


Fig. 31. Morandis V-förmige Pfeiler mit Tischplatten und eingehängten Trägern in der Maracaibo-Brücke, Venezuela [32].

dabei mögliche Halterung der Pfeiler gegen Knicken und zur Windaufnahme besonders günstig.

Als Sonderformen der größeren Brücken seien zunächst die von R. MORANDI (Rom) entwickelten «Tischbrücken mit V-Stützen» erwähnt (Bild 31), wie sie vor allem bei der Maracaibo-Brücke [32] angewandt wurden. Auch die Columbia River Brücke bei Kinnaird, B.C., Canada, wurde nach diesem System gebaut.

Bogenbrücken werden selten, weil sie heute meist teurer werden als Balkenbrücken. Der Spannbeton führte bei den Bogenbrücken zu größeren Stütz-

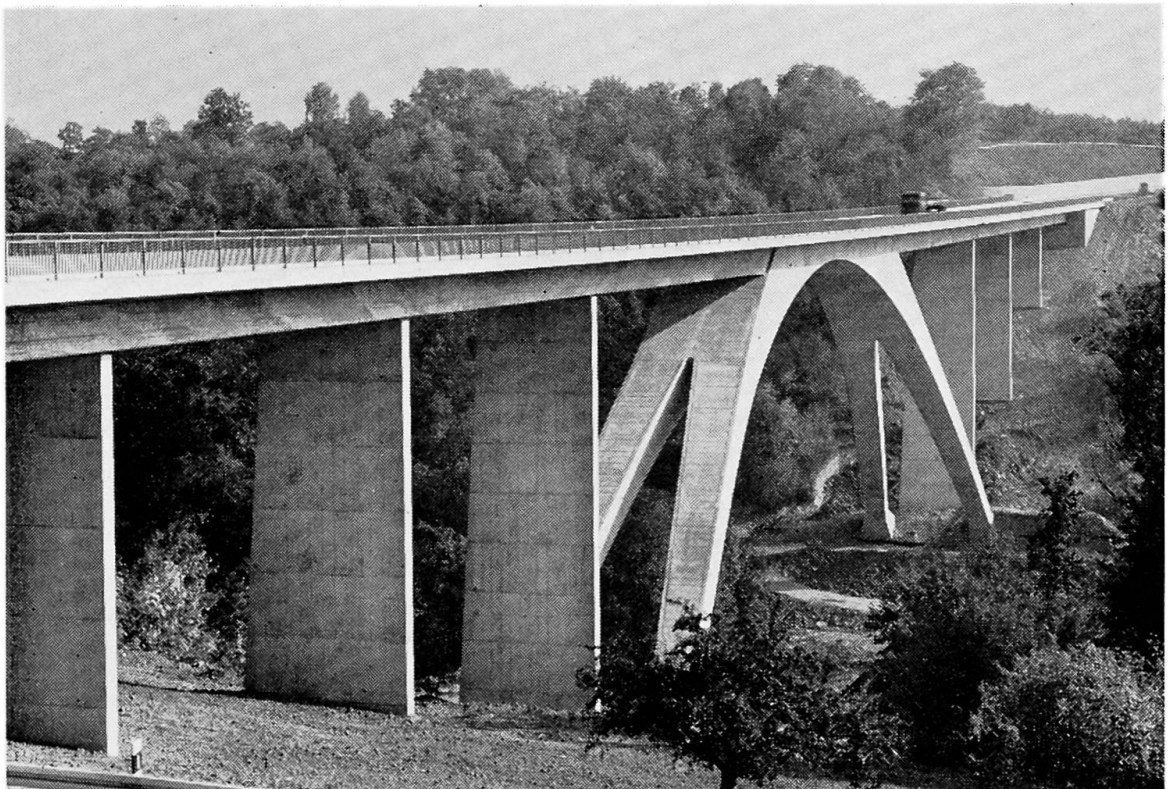


Fig. 32. Bogenbrücke über das Glemstal bei Stuttgart, Deutschland [33].

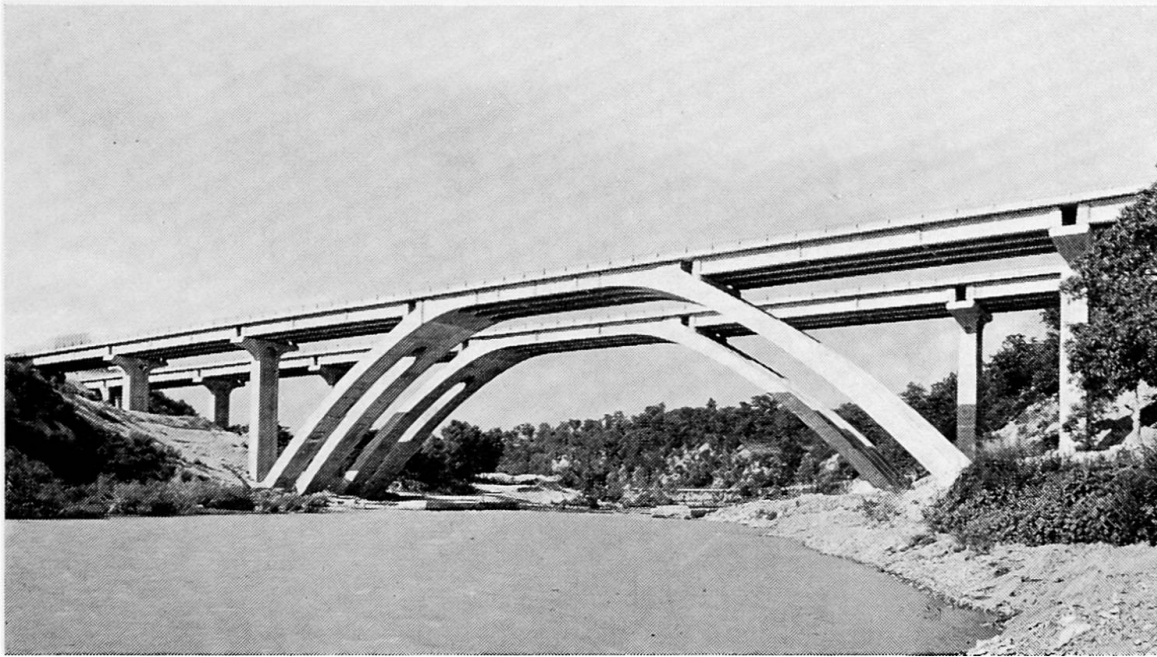


Fig. 33. Autobahnbrücke über den Arno bei Incisa, Italien.

weiten der Fahrbahnlängsträger, so daß Formen entstehen, wie sie durch die Glemstalbrücke bei Stuttgart (Bild 32) gekennzeichnet ist [33]. Die Arno-Brücke bei Incisa in Italien zeigt eine ähnliche Form, aber mit Unterschieden im Detail, die sich im Aussehen auswirken (Bild 33).

Die konsequente Weiterentwicklung führt zu den Sprengwerksrahmen, wie sie vor allem in der Schweiz bevorzugt gebaut werden (Bilder 34 und 35) [34]. Mit diesem System sind schon frühzeitig große Brücken, auch für Eisenbahnen, aus Spannbeton gebaut worden (zum Beispiel Brücke Horrem mit $l = 85$ m, siehe Seite 296 in [16]).

Schließlich seien noch die Rahmenbrücken mit Stabdreiecken als Stiel erwähnt, die U.FINSTERWALDER eingeführt hat (Bild 36), die sich zum Bau

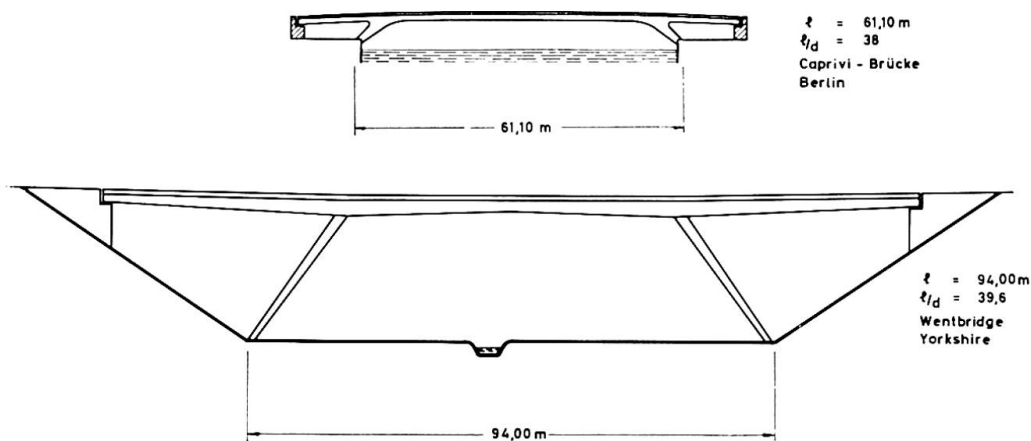


Fig. 34. Typische Formen von Brücken mit dem statischen System eines Sprengwerkrahmens

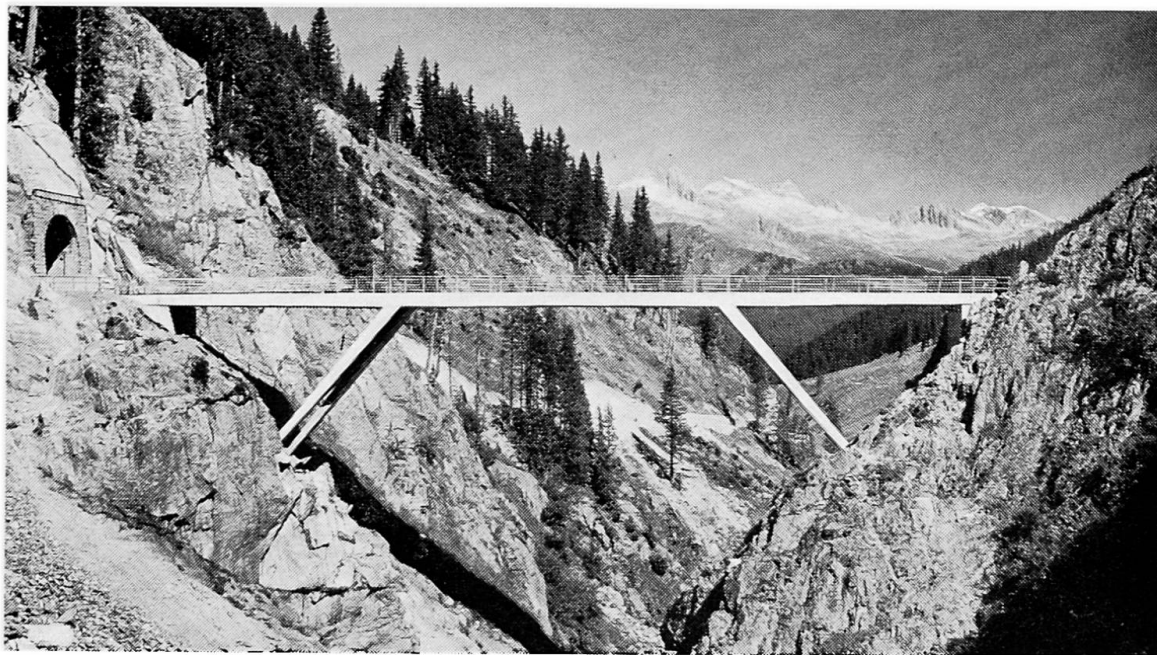


Fig. 35. Brücke als Sprengwerksrahmen über das Val Nalps, Schweiz.

schlanker Tragwerke über eine Hauptöffnung besonders eignen (S. 287 in [16]).

Für besonders große Spannweiten im Flachland bietet die Aufhängung von Balken mit Schrägkabeln noch manche gute Möglichkeit (Beispiel Maracaibo-Brücke). Dieses uralte System wurde etwa ab 1946 von F. DISCHINGER neu belebt und führte zu beachtlichen Anwendungen im Stahlbau (deutsche Rhein-

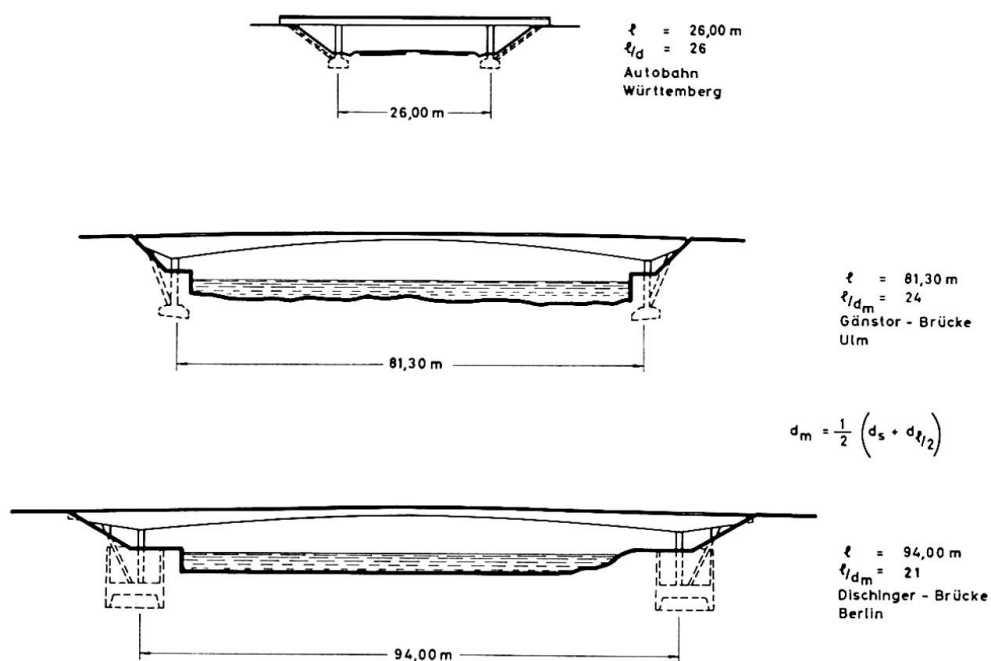


Fig. 36. Beispiele von Rahmenbrücken, deren Stiele in Stabdreiecke aufgelöst sind.

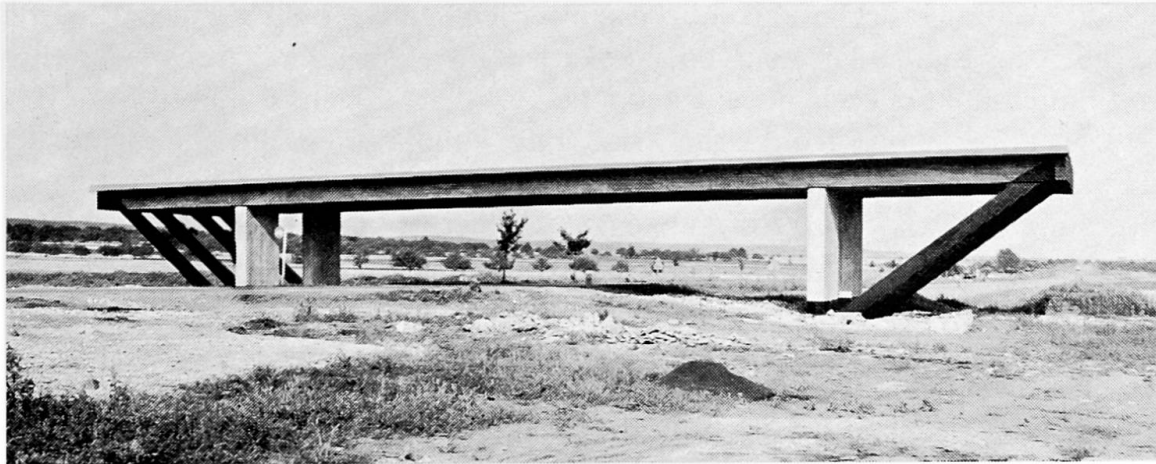


Fig. 36a. Rahmenbrücke nach Bild 36 über die Autobahn bei Wiesbaden, Deutschland, vor dem Schütten der Dämme.

brücken). Bei Massivbrücken müssen die Kabel sehr große Lasten tragen, die man durch Leichtbeton verringern kann. Hierbei kommt es auf die zuverlässige Verankerung solcher Kabel an, wie sie in [35] beschrieben wurde.

7. Zur Kontinuität der Balkenbrücken über mehrere Öffnungen

In vielen Teilen der Welt bestehen noch Bedenken gegen mehrfeldrige durchlaufende (kontinuierliche) Balkenbrücken, weil man schädliche Einflüsse unterschiedlicher Stützensenkungen befürchtet. Diese Befürchtungen sind gerade bei Spannbetonbrücken nicht berechtigt. In Deutschland hat man schon etwa ab 1934 bevorzugt kontinuierliche Balken gebaut und dabei gute Erfahrungen gesammelt. Spannbetonbrücken sind im allgemeinen schlank und dadurch gegen unterschiedliche Setzungen wenig empfindlich. Mit den heutigen Kenntnissen der Bodenmechanik lassen sich die voraussichtlichen Setzungen ausreichend genau ermitteln, so daß man sie beim Entwurf berücksichtigen kann. Werden große Setzungen erwartet, dann kann man die Lager des Überbaues nachstellbar ausbilden, so daß man eingetretene Setzungen rückgängig machen kann. So wurde zum Beispiel in Duisburg ein großer Brückenzug über Bergsenkungsgebiet mit kontinuierlichen Spannbetonbalken und nachstellbaren allseits beweglichen Lagern gebaut [36], obwohl dort plötzliche Teilsenkungen bis 80 cm bei einer im Laufe der Zeit vorgesehenen gesamten Senkung von 2,0 m erwartet werden.

Es kommt hinzu, daß die Biegemomente infolge unterschiedlicher Setzungen je nach der Setzungsgeschwindigkeit durch Kriechen des Betons zu rund 40 bis 70% abgebaut werden [37]. Ferner zeigt der Spannbeton dank der hohen Elastizitätsgrenze des Spannstahles eine starke Erholbarkeit, falls einmal unerwartet große Setzungen auftreten, die durch Nachstellen der Lager beseitigt werden.

Die kontinuierlichen Balkenbrücken werden heute gerne Feld über Feld mit verfahrbaren stählernen Lehrgerüsten hergestellt, wobei die Spannglieder etwa im Fünftelpunkt der Spannweite gekoppelt werden [38] (siehe Bild 10.38 in [1]).

Die Vorteile der Kontinuität sind offenkundig: Die Biegemomente der Hauptträger werden stark verringert, damit werden auch die Verformungen, insbesondere die Kriechverformungen, vermindert. Man kann größere Schlankheit anwenden, das heißt es genügen kleinere Bauhöhen oder man wählt größere Spannweiten als bei Einfeldbalken. Die Doppellager an den Stützen entfallen, für längsbewegliche Lagerung langer Brücken kann man Pendelstützen anwenden. Der wichtigste Vorteil besteht darin, daß die Quertugen über den Stützen entfallen, die für den heutigen Schnellverkehr besonders unerwünscht sind. Solche Fugen verursachen stets Unterhaltung.

Bei der großen Zahl der besonders in Europa ausgeführten kontinuierlichen Balkenbrücken sind die Erfahrungen im Hinblick auf die Kontinuität durchweg positiv, so daß die zum Teil noch vorhandene Abneigung dagegen ohne Sorge aufgegeben werden kann.

7.1. Zur Rißgefahr im Stützbereich von Durchlaufträgern

Bei einigen durchlaufenden Spannbetonbrücken besonders mit T-Querschnitt sind unten am Träger neben den Zwischenstützen im Abstand 0,3 bis 2,0 h Risse aufgetreten (Bild 37), obwohl im Schnitt an der Stütze rechnerisch

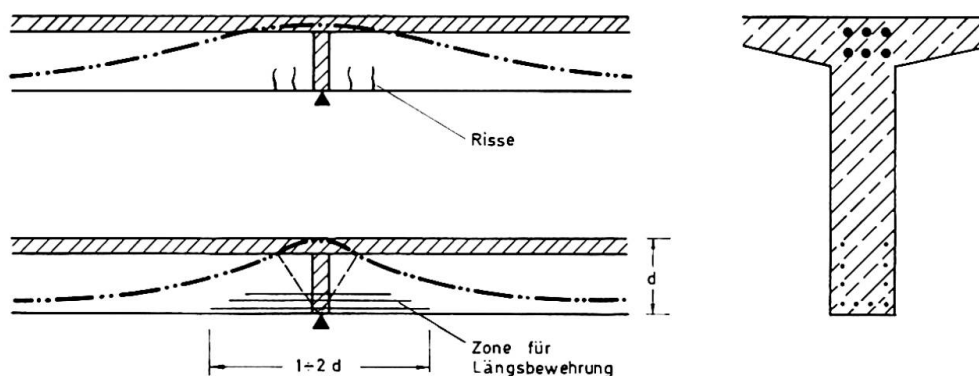


Fig. 37. In durchlaufenden vorgespannten Balkenbrücken zeigen sich häufig Risse an der Unterseite der Stege neben Zwischenauflagern. Vorschlag zur Einlage besonderer Längsbewehrungen nach [39].

noch Druckspannungen für den Lastfall ($g + v_0$) nachgewiesen worden waren. Diese Erscheinung wurde in der Dissertation K. H. WEBER [39] gründlich untersucht, und folgende Ursachen wurden festgestellt:

1. Temperaturunterschiede zwischen Fahrbahnplatte und unterem Hauptträgerrand;
2. mögliche Abweichung der Spanngliedhöhe über der Stütze von der Planhöhe;

3. vorübergehend zu hohe Vorspannkraft;
4. zu flache Ausrundung der Spanngliedachse im Stützenbereich;
5. Zugspannung infolge Auflagerpressung, insbesondere bei hohen Pressungen durch unvollkommene Gelenke (Bleilager, Betongelenke usw.).

Die Gefahr solcher Risse wird vermindert durch beschränkte Vorspannung, die automatisch größere untere Biegedruckspannungen für $(g + v_0)$ ergibt als volle Vorspannung. Ferner ist die Spanngliedachse über der Stütze auf kurze Länge (0,7 bis $1,0h$) auszurunden. Die I- und \square -Querschnitte sind günstiger als T-Querschnitte, weil die Schwerachse weniger hoch liegt. Zur Sicherung wird empfohlen, diesen Bereich der Durchlaufträger mit einer genügend langen schlaffen Bewehrung aus dünnen Stäben im Abstand von rund 10 cm zu versehen, damit eventuell auftretende Risse haarfein und damit unsichtbar und unschädlich bleiben.

8. Zur Querschnittsgestaltung der Balkenbrücken

Man kann in der Welt zwei Schulen für die Querschnittausbildung von Balkenbrücken feststellen:

1. Die französische Schule mit engen Hauptträgerabständen von 1 bis 3,8 m und dünner nur ganz schwach bewehrter, quervorgespannter Fahrbahnplatte. Dabei sind die einzelnen Hauptträgerstege sehr dünn (Bild 38).

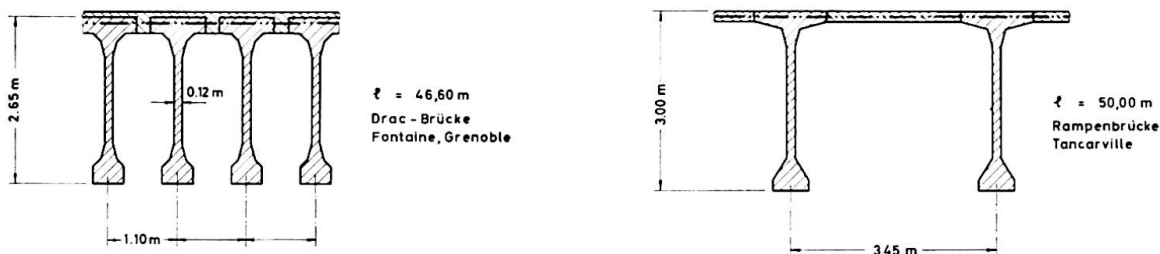


Fig. 38. Typische französische Querschnitte von Brücken mit vorgefertigten Balken und mittig vorgespannten Fahrbahnplatten.

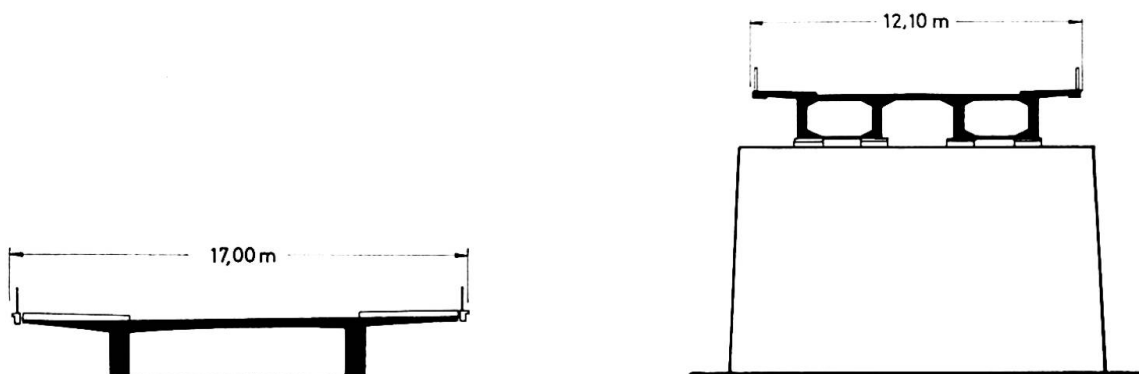


Fig. 39. Typische deutsche Querschnitte von Brücken mit Plattenbalken und Hohlkasten.

2. Die deutsche Schule, die seit vielen Jahren auf große Hauptträgerabstände von 5 bis 8 m ausging und dafür die Stege der wenigen Hauptträger und die Fahrbahnplatte verhältnismäßig dick ausführte (Bild 39).

Die erstere Querschnittsart eignet sich für vorgefertigte Einzelbalken, während die zweite Querschnittsart zur Ausführung mit Ortbeton paßt.

Nach der französischen Schule wird bei der Fahrbahnplatte die Gewölbewirkung nach Y. GUYON [40] berücksichtigt; dabei wird fast keine schlaife Bewehrung verwendet, und die Querspannglieder liegen zentrisch. Die Wirtschaftlichkeit liegt in dieser Art der Bemessung der Fahrbahnplatte begründet, die in vielen anderen Ländern nicht erlaubt ist.

Nach der deutschen Schule werden die Fahrbahnplatten auf Biegung nach der Plattentheorie berechnet, wobei die Einspannung in den Hauptträgern berücksichtigt wird. H. RÜSCH hat ein umfangreiches Tabellenwerk [41] mit den Biegemomenten solcher Fahrbahnplatten für die deutschen Belastungsvorschriften DIN 1072 herausgegeben. K. HOMBERG [42] hat neuerdings Einflußflächen für auskragende beziehungsweise in Hauptträgern eingespannte Fahrbahnplatten mit veränderlicher Dicke ausgearbeitet. Mit Hilfe dieser Einflußflächen wurde ermittelt, daß die Spannweiten der Fahrbahnplatten noch erheblich größer gewählt werden können, ohne an Wirtschaftlichkeit zu verlieren. Nach HOMBERGS Vorschlägen werden zurzeit einige Brücken mit Querschnitten gemäß Bild 40 gebaut, wobei Kragweiten von 8 m und Spannweiten zwischen

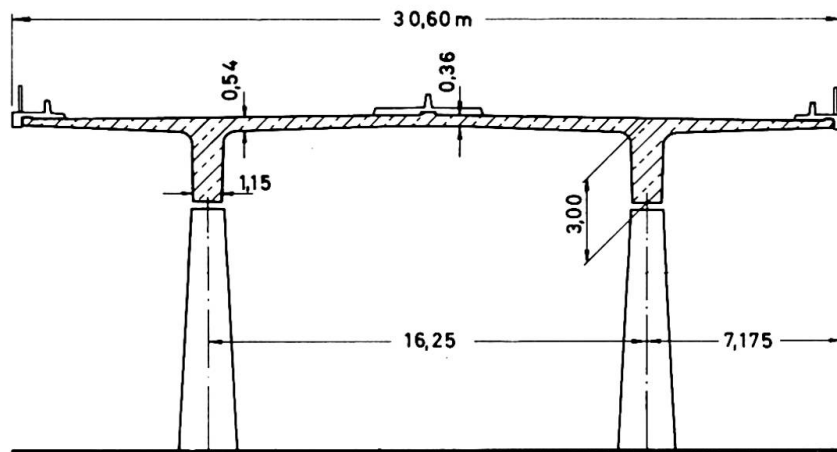


Fig. 40. Autobahnbrücke bei Neckarsulm, Deutschland. Plattenbalken durchlaufend über 15 Felder zu 39,0 m ohne Querträger [29].

den Hauptträgern bis zu 16 m ausgeführt werden. Diese Fahrbahnplatten sind natürlich quer vorgespannt. Auf Querträger wird an solchen Balkenbrücken verzichtet, so daß das Lehrgerüst mit der Schalung längs fahrbar ausgebildet werden kann (Bild 41). Damit wird die Bauausführung solcher Balkenbrücken wesentlich vereinfacht.

Soweit mehr als zwei Hauptträger vorhanden sind, ist es heute selbstver-



Fig. 41. Unter der Brücke nach Fig. 40, hergestellt mit fahrbarem Gerüst.

ständig, daß die Querverteilung schwerer Verkehrslasten auf die einzelnen Hauptträger mit Hilfe einer Trägerrostberechnung nachgewiesen wird. Diese Trägerrostberechnungen wurden in Deutschland schon seit 1938 praktiziert (LEONHARDT [43], HOMBERG [44 und 45]). Ein günstiges Berechnungsverfahren unter Beachtung der Torsion haben dann Y. GUYON und C. MASSONNET [46, 47 und 48] ausgearbeitet. Neuerdings stehen im englischen Sprachbereich die Bücher von P. B. MORICE und G. LITTLE [49], von A. W. HENDRY und L. G. JÄGER [50] sowie von R. E. ROWE [27] zur Verfügung. In vielen Ländern sind die Trägerrostberechnungen für elektronische Rechenmaschinen programmiert, so daß die Berücksichtigung der Lastverteilung keinen großen Zeitaufwand mehr erfordert. Es sei nur bemerkt, daß für die Lastverteilung im allgemeinen ein Querträger in $1/2$, höchstens jedoch zwei bis drei Querträger je Öffnung genügen. Die Zahl von drei oder mehr Querträgern ist berechtigt, wenn die Querträger auch die Funktion ausüben, den Einspanngrad der Fahrbahnplatte über die Brückenlänge etwa konstant zu halten.

Daß auch bei zwei Hauptträgern die Lastverteilung günstiger wird als nach dem Hebelgesetz, ist seit langem bekannt. Man hat diese Wirkung früher mit der Faltwerkstheorie untersucht. Neuerdings steht durch die Dissertation von W. ANDRÄ [51] ein günstiges Verfahren hierfür zur Verfügung, dessen Richtigkeit durch modellstatische Untersuchung überprüft wurde.

Bei besonders schlanken und weitgespannten Brücken hat sich der Hohlkastenquerschnitt (Bild 42) durchgesetzt, der sich zur Vorfertigung in Teillängen eignet, wie sie zum erstenmal bei der Ager-Brücke [52] und später bei vielen Brücken angewandt wurde. Die Hohlkasten müssen auf Biegung und Torsion gerechnet werden. Bei der unteren Platte ist darauf zu achten, daß sie

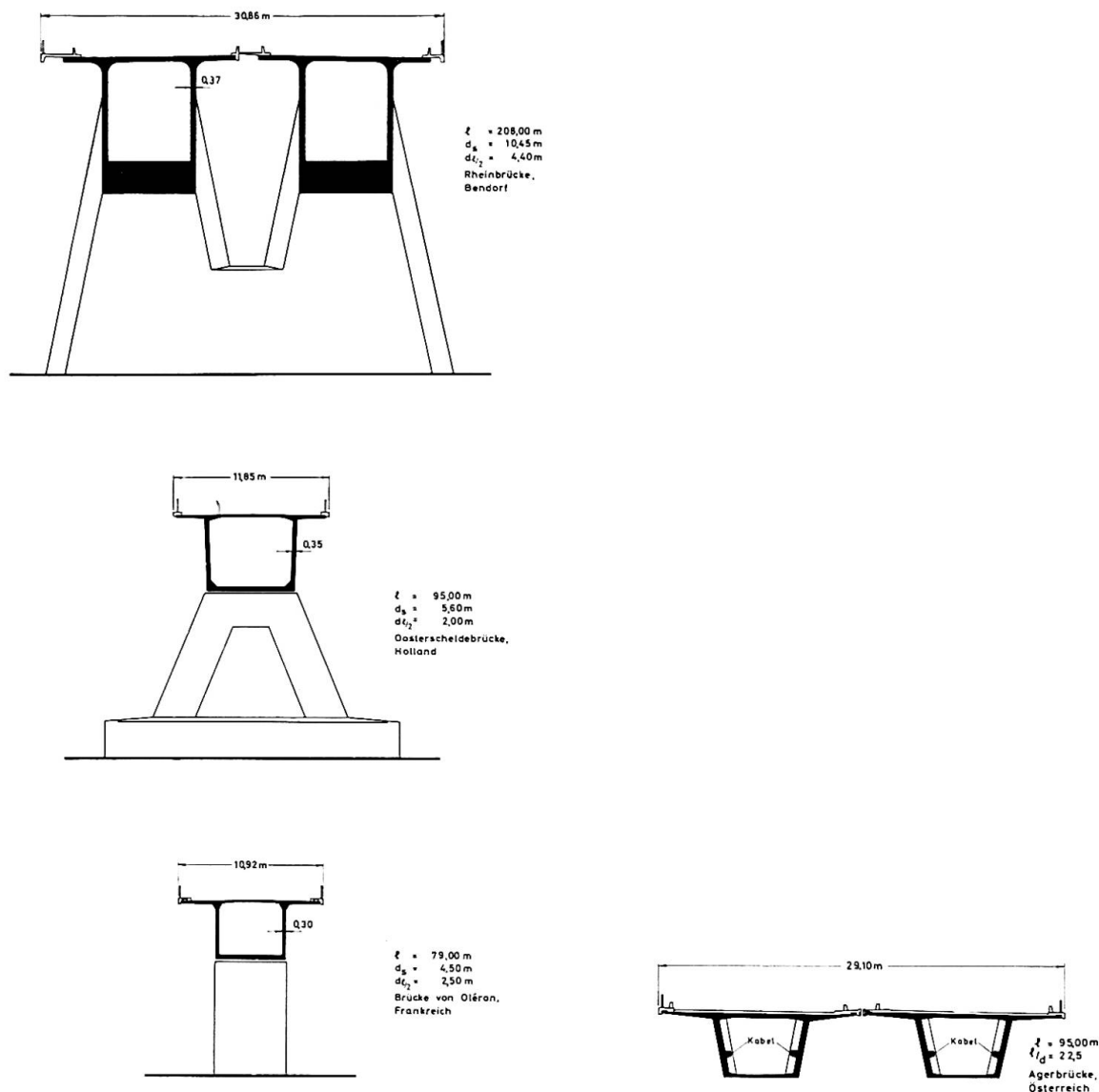


Fig. 42. Querschnitte einiger besonders weitgespannter Brücken mit Hohlkästen.

nicht zu dünn gemacht wird, wenn man dort hohe Längsdruckspannungen aufnehmen will. Dünne untere Platten werden zweckmäßig mit einigen Querrippen ausgesteift. Bei gekrümmten Untergurten der Hauptträger (veränderliche Trägerhöhe) dürfen die Umlenkräfte der Längsdruckkräfte in der Bodenplatte nicht übersehen werden. Zur Frage der Bemessung auf Torsion siehe Abschnitt 9.

Zur Verringerung der Spannweite der unteren Platte und auch zur Verkür-



Fig. 43. Brücken-Querschnitt mit seitlichen dreieckigen Hohlkästen.

zung der Pfeiler werden die Stege gerne geneigt, so daß trapezförmige Hohlkastenquerschnitte entstehen (Bild 42). Neuerdings findet man auch Hohlkasten, an die seitlich dreieckige Hohlräume (Bild 43) anschließen, um die weitaustragende Fahrbahnplatte gewissermaßen nochmals konsolartig zu unterstützen. Diese Lösung kann zu einem sehr schlanken Aussehen der Balkenbrücke führen. Man muß aber beachten, daß zur Aufnahme der Vertikalkomponente der schrägen äußeren Platte in den vertikalen Stegen zusätzliche Bügel oder Spannglieder auf die ganze Steghöhe eingelegt werden müssen. Es sei auch darauf hingewiesen, daß in ähnlicher Weise das Gewicht der unteren Bodenplatte durch Zusatzbügel aufgehängt werden muß, was bei manchen Brückenprojekten vergessen wurde.

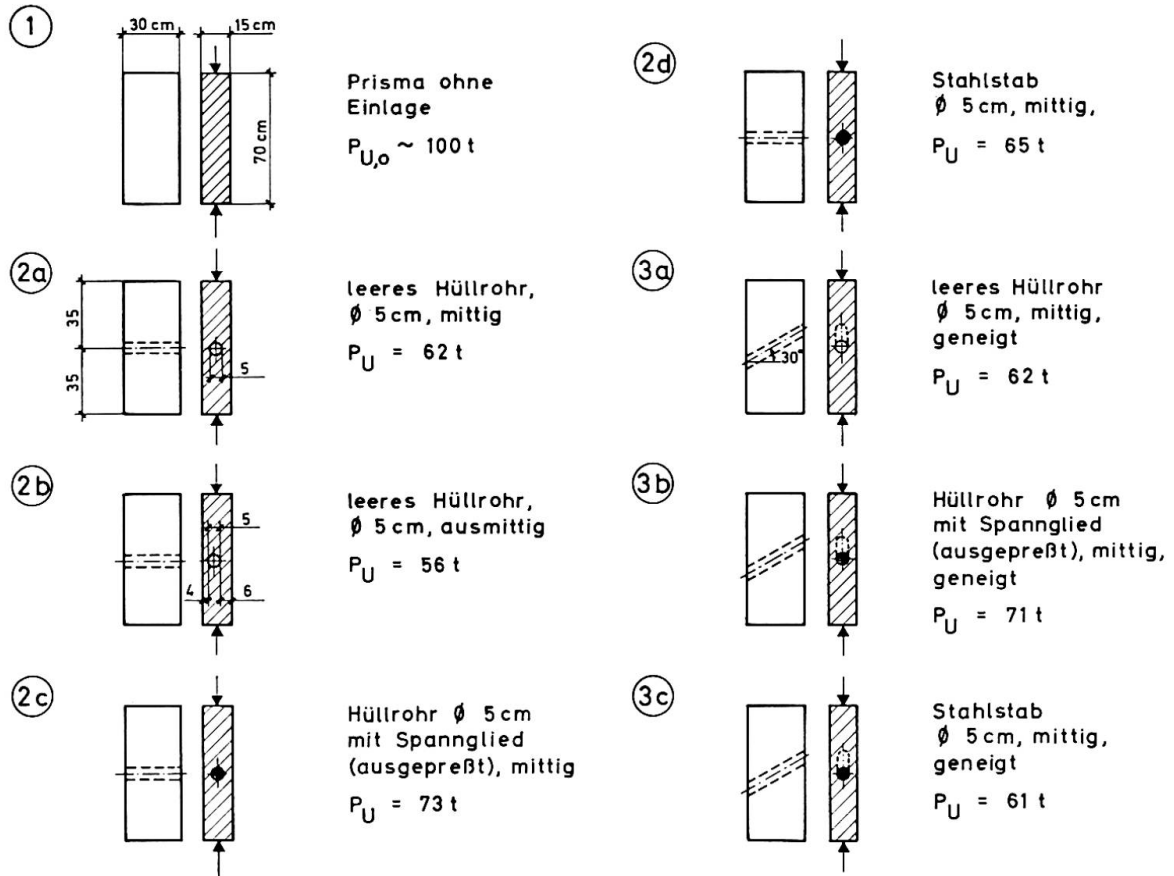
Die Entwicklung der Querschnitte geht auch dahin, daß nicht nur die Anzahl der Stege, sondern auch die auf die Brückenbreite und Spannweite bezogene Stegdicke vermindert werden. Dies ist besonders bei gekrümmter unterer Gurtung möglich, weil dabei ein Teil der Querkraft durch die Neigung der Gurtkraft aufgenommen wird. Die steilen Hauptzugspannungen in den Stegen lassen sich mit vertikalen oder leicht schräg geneigten Spannstäben überdrücken. Das Kriterium für die Stegdicke sind die schiefen Hauptdruckspannungen infolge Querkraft + Torsion. Hierbei müssen die Druckspannungen niedriger begrenzt werden als bei normalen Druckgliedern, wie in Abschnitt 9 noch gezeigt wird. Die bisher kleinste bezogene Stegdicke \bar{b}_0 hat die Rheinbrücke Bendorf [53] mit 0,37 m dicken und 8,0 m hohen Stegen am Auflager bei $l = 208$ m und zugehöriger Breite von 13,2 m; dies ergibt ein

$$\bar{b}_0 = \frac{b_0 d}{b \cdot l} = \frac{0,37 \cdot 8,0}{13,2 \cdot 208,0} = 0,001 .$$

Mit diesen Hohlkasten wurden die größten Spannbetonbrücken der Welt gebaut, zum Beispiel die Rheinbrücke Bendorf mit 208 m Spannweite [53], Osterscheldebrücke in Holland [54] und die Brücke zur Insel Oléron in Frankreich [26] und viele andere. Die Hohlkastenprofile eignen sich besonders für den von U. FINSTERWALDER mit so großem Erfolg für Spannbeton eingeführten freien Vorbau, der in mannigfacher Weise variiert wurde.

9. Zur Bemessung für Schub und Torsion

Die Bemessung der Spannbetonträger zur Aufnahme der Querkräfte (*Schubbemessung*) ist noch nicht befriedigend geklärt. Die meisten Schubversuche an Spannbetonträgern sind ohne Schubbewehrung oder ohne systematische Behandlung der vielen Variablen durchgeführt worden. Die Bemessungsvorschriften der verschiedenen Länder ergeben zum Teil zu viel, zum Teil zu wenig Schubbewehrung.



Tafel I. Abnahme der Druckfestigkeit in Stegen durch Einlage von Spanngliedern. – Ergebnisse von Versuchen mit leeren Hüllrohren, mit ausgepreßten Spanngliedern und mit massiven Stahlstäben (Würfeldruckfestigkeit des Betons ~ 330 kg/cm²).

Es steht fest, daß eine Mindestbewehrung der Stege vorhanden sein muß, die für vertikale Bügel und B 450 nach Versuchen von HANSON und HULSBOS [55] mit

$$\min \mu_S \beta_S = 6\% \text{ kg/mm}^2 \text{ bei } \mu_S = \frac{F_{e, \text{Bü}}}{b_0 a} \text{ mit } \begin{array}{l} a = \text{Bügelabstand} \\ b_0 = \text{Stegdicke} \\ \beta_S = \text{Streckgrenze Bügel} \end{array}$$

angegeben werden kann. Diese Mindestbewehrung genügt in vielen Fällen.

Es steht weiter fest, daß es nicht sinnvoll ist, die schiefen Hauptzugspannungen oder die Schubspannungen im Hinblick auf die Zugfestigkeit des Betons zu begrenzen. Es ist nicht schwierig, die Hauptzugkräfte durch Bewehrung oder durch Stegvorspannung einwandfrei aufzunehmen. Andererseits muß erkannt werden, daß die schiefen Hauptdruckspannungen eine wichtige Grenze für die Schubbeanspruchung der Stege darstellen. Durch Versuche in Stuttgart konnte gezeigt werden, daß die mit Zementmörtel ausgepreßten Spannglieder in den Stegen die Druckfestigkeit des Steges so stark abmindern, daß bei der Bemessung auf schiefen Druck die Dicke des Spanngliedes von der Stegdicke abgezogen werden muß. Die Tafel I gibt einige dieser Versuchsergebnisse wieder.

Dieser Abzug wird vermieden, wenn man die Spannkabel unmittelbar neben die Stege legt und sie nach dem Spannen mit Bügelbewehrung und Betonmantel schubfest an die Stege anschließt, wie dies F. LEONHARDT und W. BAUR seit 1957 bei weitgespannten Brücken vorschlugen und wiederholt ausführten [56 und 52]. Auch U. GIFFORD [57] hat damit weitgespannte Brücken mit dünnen Stegen gebaut.

Es ist auch zu beachten, daß die Druckspannungen bei Bruchlast in den Streben zwischen Schubrisen durch zusätzliche Biegespannungen und durch andere Nebenwirkungen wesentlich größer werden können als nach der üblichen Theorie. Die Grenzwerte müssen daher vorsichtig angesetzt werden. Im Comité FIP-CEB sind zurzeit Vorschläge für die Begrenzung der schiefen Hauptdruckspannungen und für die Bemessung der Schubbewehrung in Diskussion. Es ist jedoch erwünscht, daß hierüber noch Versuche gemacht werden.

B. THÜRLIMANN hat in [58] einen beachtenswerten Vorschlag für die Schubbemessung von Spannbetonträgern gemacht, der eine gute Grundlage für die weitere Diskussion dieses Problemles darstellt.

Torsion spielt hauptsächlich bei den Hohlkasten eine beachtliche Rolle. Um das Verhalten vorgespannter Hohlkasten bei Torsion zu untersuchen, wurden in Stuttgart zwei Großversuche durchgeführt, über die in [59] und [60] berichtet wurde.

Es zeigte sich, daß für die erforderliche Bruchsicherheit die Schubspannungen infolge Torsion voll mit Bewehrung gedeckt werden müssen, daß also keine Abminderung durch die von der Vorspannung ausgeübte Längskraft möglich ist. Es zeigte sich ferner, daß die Torsionsbewehrung an den äußeren Ecken der Hohlkasten in verhältnismäßig engem Abstand (rund 10 cm) verlegt werden muß, damit der Beton an den äußeren Kanten infolge der Umlenkung der Druckstreben nicht ausbrechen kann. Ein achsparalleles Bewehrungsnetz zur Aufnahme der Torsionszugspannungen hat sich im übrigen bei diesen Versuchen besser bewährt als Netze, die 45° gegen die Achsen geneigt sind.

Kann der Hohlkasten in beiden Richtungen tordiert werden, dann sind enge Bewehrungsnetze mit 10 bis höchstens 15 cm Stababstand dringend erwünscht, weil eventuell Haarrisse zum Beispiel in der Bodenplatte sich kreuzen können. Um solche Haarrisse unter Gebrauchslast möglichst zu vermeiden, ist ein verhältnismäßig hoher Vorspanngrad solcher Hohlkasten erwünscht.

Die schiefen Druckspannungen infolge Torsion waren bei der Bruchlast (bei Bruch durch schiefen Druck im Steg) zum Teil mehr als dreimal so groß, als sie theoretisch hätten sein dürfen, so daß auch für Torsion die oben schon ausgesprochene Warnung gilt. Das Verhalten der vorgespannten Hohlkasten im Zustand I unter Gebrauchslast zeigte gute Übereinstimmung mit den nach der Bredtschen Formel errechneten Werten.

10. Einleitung der Spannkkräfte

Mehrere Forschungsarbeiten haben die Größe und Verteilung der in der Einleitungszone auftretenden Zugspannungen untersucht, so daß heute eine einwandfreie Bemessung der zugehörigen Bewehrungen möglich ist. Leider sind die Kenntnisse hierüber noch nicht weit verbreitet, weshalb immer wieder Schäden in diesen Einleitungsbereichen auftreten. Eine zusammenfassende Darstellung der heutigen Kenntnisse auf diesem Gebiet wird im Kapitel 9 des Buches [1] gegeben. Dort sind auch Versuchsergebnisse für die Enden von Balken mitgeteilt, bei denen außer den Ankerkräften der Spannglieder auch die Auflagerkraft berücksichtigt ist, welche Lage und Größe der Zugspannung beeinflusst (Bild 44).

In vielen Fällen sind Spanngliedkräfte am Rand von Scheiben aufzunehmen. Die dabei auftretenden Zugkräfte können mit den heutigen Berechnungsmetho-

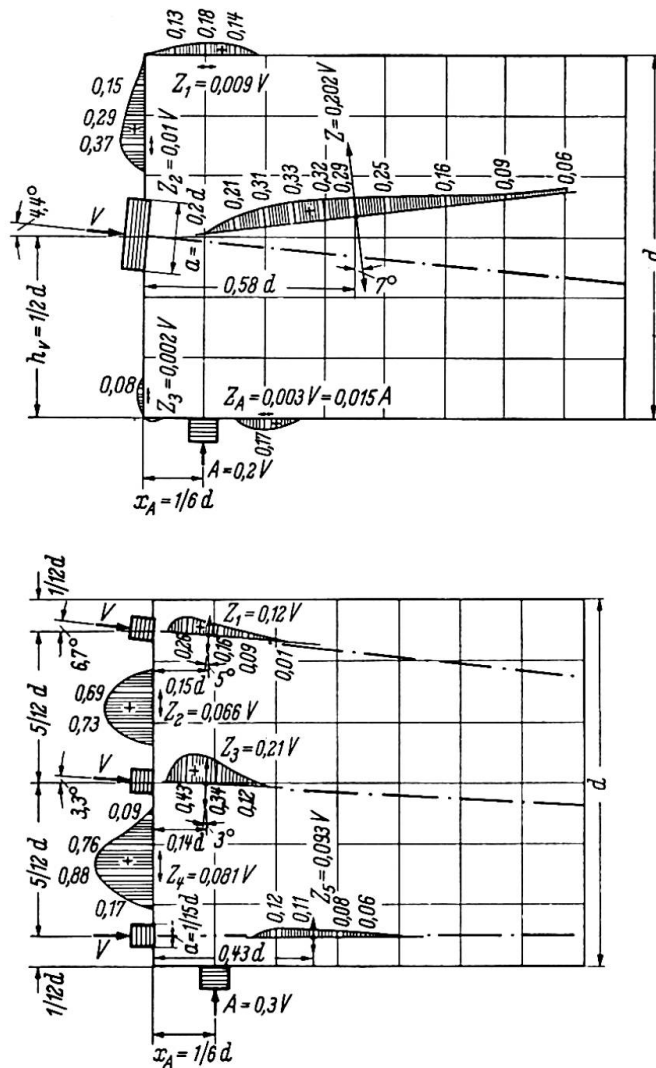


Fig. 44. Spalt- und Randzugspannungen und Zugkräfte bei Angriff von Spanngliedkräften zusammen mit Auflagerreaktionen am Balkenende, nach [1, Kap. 9].

den der Scheiben ohne Schwierigkeit ermittelt werden. Es wird hierzu auf die zusammenfassende Darstellung unserer Kenntnisse über wandartige Träger in [61] sowie auf die dort angeführten Arbeiten von W. SCHLEECH verwiesen.

Bei Spannbettvorspannung müssen die Spannglieder im Verankerungsbereich, wo die Spannkraft nur durch Verbund übertragen wird, unbedingt mit einer Querbewehrung umschnürt und mit engliegenden Bügeln an den Steg angeschlossen werden. Gerade für diese Bewehrung müßten die erforderlichen Angaben für die Bemessung und Verteilung in Handbüchern mitgeteilt und damit für die Praxis greifbar gemacht werden.

Bei vielen Spannbetontragwerken kommt es vor, daß die Spannglieder innerhalb des Bauteiles verankert werden müssen. Hierfür müssen entweder Spannischen oder sogar Spannöffnungen vorgesehen werden. Wenn eine Spanngliedkraft innerhalb einer Scheibe auf diese Weise angreift, dann entstehen unmittelbar neben der Verankerung in Spannrichtung Zugkräfte, die wiederum eine Einleitungsbewehrung nötig machen. Die Größe der dabei auftretenden Zugkräfte wurde spannungsoptisch ermittelt und in der Arbeit [62] mitgeteilt, so daß auch für diesen Fall eine zutreffende Bemessung der erforderlichen Bewehrung möglich ist (Bild 45).

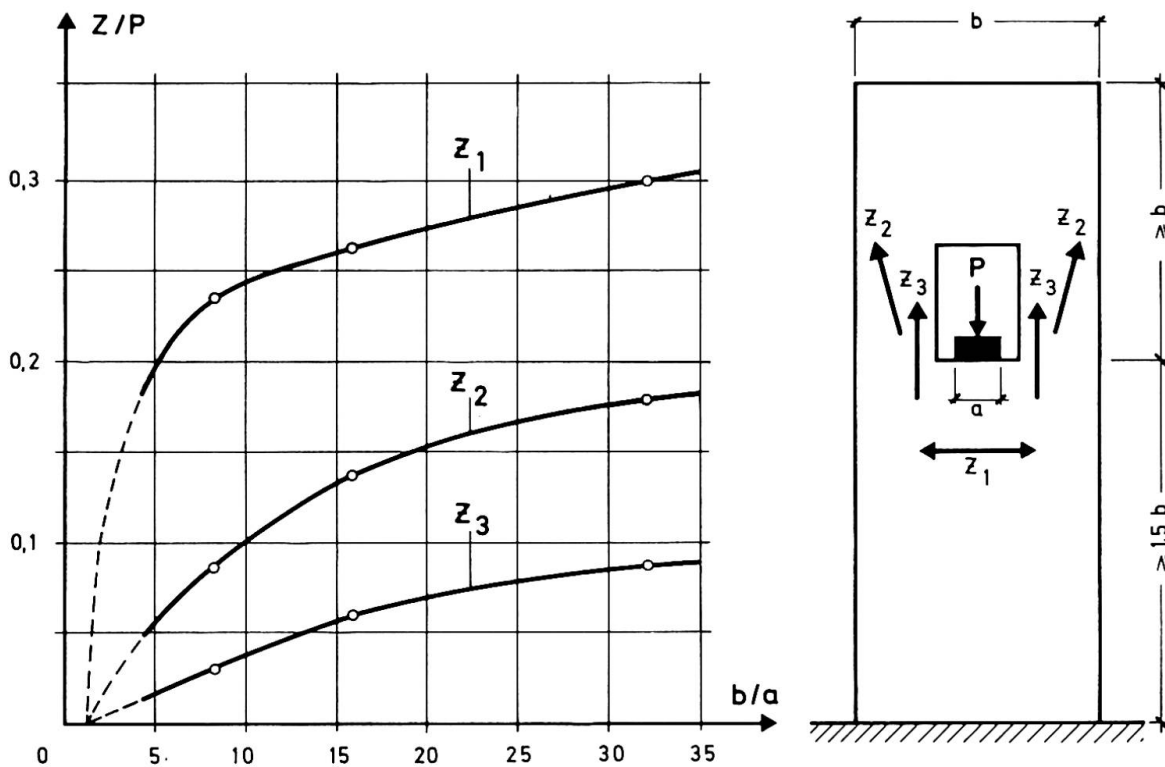


Fig. 45. Größe der Zugkräfte Z bei Einleitung einer Kraft P innerhalb einer Scheibe in Abhängigkeit vom Breitenverhältnis der Ankerplatte a zur Scheibenbreite b , nach [62].

11. Spannstähle, Spannlieder, Verankerungen

Bei den Spannstählen ist die Tendenz festzustellen, mit den einzelnen Drähten oder Litzen auf größere Querschnitte zu gehen, so sind heute zum Beispiel in Deutschland, Drähte aus St 125/140 mit 12 mm Durchmesser üblich geworden, und man bereitet die Anwendung von 16-mm- \emptyset -Drähten vor. Ausgehend von den USA und England tritt mehr und mehr die 7- und 19drähtige Litze aus Drähten von 3 bis 4 mm \emptyset in den Vordergrund.

Hinsichtlich der Stahleigenschaften ist man bemüht, die Proportionalitätsgrenze anzuheben, um die Relaxation zu verringern. Dies geschieht leider zum Teil auf Kosten der Zähigkeit, die zum Beispiel für Keilverankerungen dringend erforderlich ist. Es ist fraglich, ob diese Entwicklung richtig ist. Gerade im Hinblick auf Verankerungen ist eine ausreichende Zähigkeit des Stahles dringend notwendig. Die Verminderung der Relaxation wäre nicht nötig, wenn die zulässige Stahlspannung beim Vorspannen nicht so hoch wäre, wie zum Beispiel in Frankreich mit $\sigma_z = 0,85\beta_z$ ($\beta_z =$ Zugfestigkeit). Eine derart hohe Spannung, auch wenn sie beim Spannen nur vorübergehend auftritt, widerspricht allen gesunden Ingenieurregeln im Hinblick auf die Sicherheit, die auch bei der Bauausführung, das heißt beim Spannen gewährleistet sein muß. Die Wirtschaftlichkeit leidet nicht, wenn man die zulässige Spannung etwas herabsetzt und gleichzeitig den Vorspanngrad im Sinne des Abschnittes 1 dieses Berichtes vermindert.

Auch bei den Spannliedern ist die Tendenz vorhanden, die Spannkraft je Spannlied zu vergrößern. Während man sich früher mit Spannkraften von 25 bis 50 t je Spannlied begnügt hat, stehen heute bereits mehrere Verfahren mit Spannliedern von über 200 t zur Verfügung. Die zugehörigen Verankerungen und Spannvorrichtungen sind dadurch etwas schwerfällig geworden, andererseits sind die Vorteile der konstruktiven Durchbildung unverkennbar. Mit den sogenannten konzentrierten Spannliedern des Verfahrens Baur-Leonhardt sind inzwischen Spannkabel mit über 3000 t Vorspannkraft je Kabel ausgeführt worden (Caroni-Brücke) [63].

Die Verankerungen der Spannlieder werden in zunehmendem Maße mit Keilen vorgenommen, wobei der unvermeidliche Keilschlupf beachtet werden muß. Die Zuverlässigkeit der Keilverankerungen sollte jeweils sehr sorgfältig untersucht werden, so daß die Einzelheiten, zum Beispiel auch hinsichtlich der Härtegrade der Keile und dergleichen genau spezifiziert werden können. In Deutschland wird die dynamische Prüfung der nicht einbetonierten Anker mit 2 Millionen Lastwechsel bei einer unteren Spannung von $0,5\beta_z$ verlangt, wobei die Schwingbreite mindestens 1200 kg/cm^2 betragen muß. Diese harte Forderung hat manche Mängel der Verankerungen ans Licht gebracht und hat andererseits so geprüften Verankerungen eine große Zuverlässigkeit gegeben.

In vielen Fällen werden koppelbare Spannlieder gebraucht, die heute bei verschiedenen Verfahren verfügbar sind. Gerade an Koppelstellen ist eine große

Zuverlässigkeit und hohe Bruchfestigkeit der Verankerung erforderlich. Die Koppelung selbst wird meist mit Gewindeverbindungen vorgenommen, die reichlich bemessen werden müssen, weil die normalen Gewinde keine übermäßig hohe Ermüdungsfestigkeit besitzen. Durch geeignete Formgebung der Gewinde kann allerdings diese Ermüdungsfestigkeit gesteigert werden [64].

12. Korrosionsschutz der Spannstähle

Leider sind einige Fälle von schädlicher Korrosion an Spannstählen bekannt geworden. Soweit die Korrosion nicht durch Chloride von Betonzusatzmitteln oder dergleichen verursacht wurde, konnte man meist feststellen, daß die Zementmörtelinjektion den Spannstahl nicht einwandfrei umschlossen hatte. Es ist daher dringend nötig, daß die Qualität des Einpreßmörtels und des Einpreßvorganges weiter verbessert wird. Die Empfehlungen der FIP für Einpreßmörtel enthalten leider keine strenge Vorschrift über den maximalen Wasser-Zement-Faktor für Einpreßmörtel, der nach den deutschen Richtlinien den Wert von 0,44 nicht überschreiten darf. Auch muß ein Spezialzusatzmittel mit wasserreduzierender *und* treibender Wirkung vorgeschrieben werden, um Hohlräume zu vermeiden. Ferner muß mehr als bisher dafür gesorgt werden, daß die Spanndrähte einigermaßen gleichmäßig über den Hüllrohrquerschnitt verteilt liegen, so daß der Durchflußwiderstand des Mörtels nicht zu unterschiedlich ist. Auch die Hüllrohre sollten in ihrer Formgebung noch weiter verbessert werden, damit die Drähte auf möglichst kurze Längen an den Hüllrohren anliegen.

Es sollte auch erforscht werden, ob anstelle des immer noch unbefriedigenden Zementmörtels nicht ein anderes Einpreßmittel mit zuverlässiger Korrosionsschutzwirkung und guter Festigkeit für den Verbund gefunden werden kann.

Der Korrosionsschutz bedingt selbstverständlich auch, daß der die Spannglieder umhüllende Beton dicht und rissefrei ist. Hierzu muß die Betonüberdeckung vom Hüllrohrdurchmesser abhängig gemacht werden, sie sollte mindestens so groß sein wie der Hüllrohrdurchmesser oder bei großen Kabeln mindestens 8 cm.

Auf die Bedeutung des Korrosionsschutzes für die Haltbarkeit der Brücken müssen vor allem bauleitende Ingenieure hingewiesen werden, damit sie der Arbeit des Auspressens der Spannglieder die nötige Sorgfalt angedeihen lassen.

13. Geländer und Leitplanken (parapets)

Immer wieder kommt es vor, daß Fahrzeuge auf Brücken schwer verunglücken oder sogar über die Brücken abstürzen. Beides ist auf die bisher übliche

Lösung des Schutzes zurückzuführen, wonach entlang der Fahrbahn entweder eine 60 bis 70 cm hohe Betonschwelle oder ein hoher Schrammbord mit anschließendem schwerem Brückengeländer ausgeführt werden. Beide Schutzmaßnahmen sind hart und unnachgiebig, so daß sie ein abirrendes Fahrzeug mit großer Kraft treffen. Liegt der Schwerpunkt des Fahrzeuges tief genug, dann wird es schwerbeschädigt auf die Fahrbahn zurückgeschleudert, liegt der Schwerpunkt höher, dann muß es über die Geländer hinauskippen und abstürzen. O. A. KERENSKY hat in [65] auch die bisherigen Lösungen angegriffen.

Die Erkenntnis, daß diese Schutzeinrichtung falsch ist, gewinnt also an Verbreitung. Sie entspricht dem Naturgesetz, wonach kinetische Energie durch Verformungsarbeit ($\text{Kraft} \times \text{Weg}$) vernichtet wird. Ist die Schutzeinrichtung unnachgiebig, dann kann kein Weg entstehen und entsprechend wird die Kraft riesengroß. Durch Versuche in Kalifornien und Schweden wurde schon vor Jahren nachgewiesen, daß man mit nachgiebigen Schutzeinrichtungen, insbesondere mit Seilen, die Fahrzeuge so auffangen kann, daß nur geringe Schäden entstehen und daß vor allem Personen im allgemeinen nicht schwer verletzt werden.

Die Deutsche Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen hat in den letzten zwei Jahren umfangreiche weitere Versuche durchgeführt, wobei gezeigt wurde, daß selbst schwere Lastwagen, die geeignete Schutzeinrichtungen unter einem Winkel von 20° mit einer Geschwindigkeit von 80 km/h anfahren, sanft in die Fahrbahn zurückgelenkt werden, wobei nur Blechschaden entsteht. Weitere Versuche mit nachgiebigen Brückengeländern sind geplant. Es besteht kein Zweifel, daß Geländer so gebaut werden können, daß Fahrzeuge sicher aufgefangen und nicht auf die Fahrbahn zurückgeschleudert werden. Dabei ist ein seitliches Ausweichen des Geländers von 0,8 bis 1,0 m erforderlich. Die Befestigung muß so bemessen sein, daß an der Brückentafel selbst kein Schaden entsteht.

Das Geländer soll andererseits durchsichtig sein, damit der Benützer der Brücke freien Ausblick auf den unter der Brücke liegenden Fluß haben kann. Es gibt für den Autofahrer nichts Unbefriedigenderes, als wenn er über einen Fluß fährt und nicht einmal das Wasser sieht.

Es ist jedenfalls eine wichtige Aufgabe für uns Brückeningenieure, geeignete Geländer zu entwickeln, bei der sich eine internationale Zusammenarbeit lohnt.

Schrifttum

- [1] F. LEONHARDT: Spannbeton für die Praxis. 2. Auflage 1962. – Prestressed concrete, design and construction (English Edition), 1964. Verlag Wilh. Ernst u. Sohn, Berlin.
- [2] J. BALAŠ und A. HANUŠKA: Influence surfaces of skewplates. Vydavatelstvo Slovenskej Akadémie Vied, Bratislava 1964.
- [3] J. BALAŠ und A. HANUŠKA: Der Einfluß der Querdehnungszahl auf den Spannungszustand einer 45° schiefen Platte. Der Bauing., 36 (1961), H. 3, S. 100–107.

- [4] A. HANUŠKA und J. BALAŠ: Hauptbiegungsmomentenlinien schiefer Platten. *Der Bauing.*, 40, (1965), H. 7, S. 265–267.
- [5] N. NIELSEN: Skaevvinklede Plader. *Ingeniorvidenskabelige Skrifter* Nr. 3, Verlag Gad, Kopenhagen, 1944.
- [6] K. E. ROBINSON: The behaviour of simply supported skew slabs under concentrated loads. *Research Report 8*. London 1959. *Cemt. and Concr. Ass.*
- [7] W. ANDRÄ, F. LEONHARDT und R. KRIEGER: Vereinfachtes Verfahren zur Messung von Momenteneinflußflächen bei Platten. *Der Bauing.*, 33 (1958), H. 11, S. 407–414.
- [8] W. ANDRÄ und F. LEONHARDT: Einfluß des Lagerabstandes auf Biegemomente und Auflagerkräfte schiefwinkliger Einfeldplatten. *Beton- und Stahlbetonbau*, 55, (1960), H. 7, S. 151 bis 162.
auch: Influence of the spacing of the bearings on bending moments and reactions in single-span skew slabs. *Cem. and Concr. Ass.*, London, Translation, No. 99, 1962.
- [9] H. HOMBERG und W. R. MARX: Schiefe Stäbe und Platten. *Werner Verlag*, Düsseldorf, 1958.
- [10] H. RÜSCH und A. HERGENRÖDER: Einflußfelder der Momente schiefwinkliger Platten. *Techn. Hochschule München*, 1961.
- [11] A. MEHMEL und H. WEISE: Modellstatische Untersuchung punktförmig gestützter schiefwinkliger Platten unter besonderer Berücksichtigung der elastischen Auflagernachgiebigkeit. *Deutscher Aussch. für Stahlbeton*, H. 161. *Verlag W. Ernst u. Sohn*, Berlin 1964.
A. MEHMEL und H. WEISE: Ein modellstatischer Beitrag zum Tragverhalten schiefwinkliger Platten. *Beton- und Stahlbetonbau*, 57, (1962), H. 10, S. 233–239.
- [12] H. HOMBERG, H. JÄCKLE und W. R. MARX: Einfluß einer elastischen Lagerung auf Biegemomente und Auflagerkräfte schiefwinkliger Einfeldplatten. *Der Bauing.*, 36 (1961), H. 1, S. 19–26.
- [13] T. Y. LIN: Load-balancing method for design and analysis of prestressed concrete structures. *Journ. Am. Concr. Inst.* Vol. 60, No. 6 (Juni 1963), S. 719–742.
- [14] W. ANDRÄ und F. LEONHARDT: Neue Entwicklungen für Lager von Bauwerken; Gummi- und Gummitopflager. *Die Bautechnik*, 39, (1962), H. 2, S. 37–50.
- [15] P. E. SOUTTER: Schiefe Straßenunterführung bei Koblenz. *Schweiz. Bauzeitung* (1950), S. 694 bis 703.
- [16] E. MÖRSCH: *Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton*. 6. Auflage. Bearb. von Bay-Deining-Leonhardt. *K. Wittwer Verlag* Stuttgart, 1958, Seite 57.
- [17] C. SCHLEICHER: Beitrag zur Berechnung schiefer Platten veränderlicher Dicke. *Diss. Hochsch. f. Bauwesen*, Leipzig 1966.
- [18] F. LEONHARDT: Über die Kunst des Bewehrens von Stahlbetontragwerken (Abschnitt 7). *Beton- und Stahlbetonbau*, 60, (1965), H. 8 u. 9, S. 181–192 u. S. 212–220.
- [19] F. LEONHARDT: Die verminderte Schubdeckung bei Stahlbeton-Tragwerken. *Der Bauing.*, 40, (1965), H. 1, S. 1–15.
- [20] F. LEONHARDT: Reducing the shear reinforcement in reinforced concrete beams and slabs. *Mag. Concr. Research*, Vol. 17, No. 53, (Dez. 1965), S. 187–198.
- [21] Recent prestressed concrete structures in the Netherlands. *Spec. Jss. of Cement*, Juni 1966, S. 37.
- [22] U. MÜLLERSDORF: *The Essinge Motorway, Väg-och vattenbyggaren*, Stockholm 1966, No. 5.
- [23] F. LEONHARDT: Stützungsprobleme der Hochstraßenbrücken. *Beton- u. Stahlbetonbau*, 55, (1960), H. 6, S. 121–132.
auch: Problems of supporting of elevated road bridges. *Cem. and Concr. Ass.*, Translation, No. 95, 1962.
- [24] F. LEONHARDT: Long span prestressed concrete bridges in Europe. *Journ. Prestr. Concr. Inst.*, Vol. 10, No. 1, (Febr. 1965), S. 62–75.
- [25] A. C. KRIJN: Die Ausführung der Brücke über die Oosterschelde. *Vorträge Betontag 1965*, *Deutscher Beton-Verein*, Wiesbaden 1965, (S. 349–375).
- [26] Viaduc entre le continent et l'île d'Orléron, in: *Structures Précontraintes 1966*. *Chamb., Synd. Nation. des Constr. en Ciment Armé et Béton Précontraint*, Paris 1966, (S. 11–32).

- [27] R. E. ROWE: Concrete bridge design. C. R. Books Lim., London 1962.
- [28] H. WITTFOHT: Der feldweise Vorbau von Brücken in PZ-Spannbeton; Beton- u. Stahlbetonbau, 61 (1966), H. 9, S. 217–228.
- [29] H. THUL: Brückenbau. Beton- u. Stahlbetonbau, 61 (1966). H. 5, S. 97–115.
- [30] U. FINSTERWALDER: Der Bau der Elztalbrücke mit neuartigem, freitragendem Gerüstwagen. Dywidag-Berichte No. 5/1965, S. 1–7. Dyckerhoff u. Widmann KG, München.
- [31] H. WITTFOHT: Die Autobahnbrücke über das Siegtal in Siegen-Eiserfeld. Der Bauing., 41 (1966), H. 10, S. 393–399.
- [32] Die Brücke über den Maracaibo-See in Venezuela. Bauverlag, Wiesbaden, 1963.
- [33] G. KOLBE, H. BIRKNER und O. VÖLTER: Die Glemstalbrücke bei Schwieberdingen im Zuge der Bundesstraße 10. Beton- u. Stahlbetonbau, 58 (1963), H. 4 u. 5, S. 79–91 u. S. 121–127.
- [34] M. R. ROŠ: Die Murgbachbrücke. Straße u. Verkehr, Zürich, 43 (1957), H. 2.
- [35] F. LEONHARDT: Kabel mit hoher Ermüdungsfestigkeit für Hängebrücken. Int. Vereinig. f. Brückenbau u. Hochbau. 7. Kongr. Rio de Janeiro 1964, Vorbericht, S. 519–524.
- [36] F. TÜSSING und andere: Die Berliner Brücke. C. Lange Verlag, Duisburg, 1963.
- [37] F. LEONHARDT: Prestressed concrete, design and construction, Chapt. 12.4. Verlag W. Ernst und Sohn, Berlin 1964.
- [38] H. WITTFOHT: Die Krahenbergbrücke bei Andernach. Beton- u. Stahlbetonbau, 59 (1964), H. 7 u. 8, S. 145–152 u. S. 176–181.
H. GASS: Feldweiser Vorbau der Hochstraße Lenneberg und Leverkusen. Der Bauing., 40, (1965), H. 3, S. 111–118.
- [39] K. H. WEBER: Ursachen der Rißbildung neben Zwischenstützen durchlaufender Spannbetonträger. Diss. Techn. Hochschule Stuttgart, 1966.
- [40] Y. GUYON: Béton précontraint. Tome II, Cap. XXXIV, Edit. Eyrolles 1958.
- [41] H. RÜSCH: Fahrbahnplatten von Straßenbrücken. Deutscher Ausschuß f. Stahlbeton, H. 106, W. Ernst u. Sohn.
- [42] H. HOMBERG und W. ROPERS: Fahrbahnplatten mit veränderlicher Dicke. Springer-Verlag, Berlin, 1965.
- [43] F. LEONHARDT: Anleitung für die vereinfachte Trägerrostberechnung. W. Ernst u. Sohn, Berlin, 1938; später erweitert:
F. LEONHARDT und W. ANDRÄ: Die vereinfachte Trägerrostberechnung. Verlag J. Hoffmann, Stuttgart, 1950.
- [44] H. HOMBERG und J. WEINMEISTER: Einflußflächen für Kreuzwerke. Springer-Verlag, Berlin 1956.
- [45] H. HOMBERG und K. TRENKS: Drehsteife Kreuzwerke. Springer-Verlag, Berlin 1962.
- [46] Y. GUYON: Calcul des ponts larges à poutres multiples solidarisées par des entretoises. Ann. Ponts et Chauss., 1946 (Sept./Okt.), S. 553–612.
- [47] C. MASSONNET: Méthode de calcul des ponts à poutres multiples tenant compte de leur résistance à la torsion. Int. Verein. Brückenbau u. Hochbau, 10 (1950), S. 147–182.
- [48] K. SATTLER: Betrachtungen zum Berechnungsverfahren von Guyon-Massonnet für frei aufliegende Trägerroste und Erweiterung dieses Verfahrens auf beliebige Systeme. Der Bauing., 30 (1955), H. 3, S. 77–89.
- [49] P. B. MORICE and G. LITTLE: The analysis of right bridge decks subjected to abnormal loading. Cement and Concrete Ass., London, Juli 1956.
- [50] A. W. HENDRY und L. G. JAEGER: The analysis of gird frameworks and related structures. Verlag Chatto and Windus, London 1958.
- [51] W. ANDRÄ: Beitrag zur Berechnung zweistegiger Plattenbalken mit veränderlichem Querschnitt bei Torsionsbelastung. Diss. Techn. Hochschule Stuttgart, 1963.
- [52] F. LEONHARDT und W. BAUR: Die Agerbrücke. Die Bautechnik, 40 (1963), H. 7, S. 241–245.
- [53] U. FINSTERWALDER und H. SCHAMBECK: Die Spannbetonbrücke über den Rhein bei Bendorf, Los I. Beton- u. Stahlbetonbau, 60 (1965), H. 3, S. 55–62.
- [54] J. H. VAN LOENEN: Der Entwurf der Brücke über die Osterschelde. Vorträge Betontag 1965. Berlin, S. 338–348. Deutscher Beton-Verein, Wiesbaden.

- [55] J. M. HANSON und C. L. HULSBOS: Ultimate shear tests of prestressed concrete I-beams under concentrated and uniform loadings. *Journal Prestr. Concr. Inst.*, Vol. 9, No. 3 (Juni 1964), S. 15–28.
- [56] F. LEONHARDT: Further progress in the use of concentrated tendons for long span prestressed concrete bridges. *Proc. World Conf. Prestr. Conc.*, San Francisco 1957, S. A 13–1 bis A 13–10.
- [57] J. W. BAYTER, E. M. BIRKETT und E. W. H. GIFFORD: The Narrows Bridge over the Swan River, Perth, Western Australia. 6. Kongr. Intern. Vereinig. Brücken u. Hochbau, Stockholm 1960, Schlußbericht S. 325–334.
- [58] H. BACHMANN und B. THÜRLIMANN: Schubmessung von Balken und Platten aus Stahlbeton, Stahlbeton mit Spannzulagen und Spannbeton. *Schweiz. Bauzeitg.*, 84 (1966), H. 33 u. 34, S. 583–591 und S. 599–606.
- [59] F. LEONHARDT und R. WALTHER: Torsions- und Schubversuche an vorgespannten Hohlkasten-trägern. *Deutscher Ausschuß f. Stahlbeton*, 1967.
- [60] F. LEONHARDT und R. WALTHER: Torsion and shear tests on prestressed box girders. *Cem. and Concr. Ass.*, London (abbrev. Translation of [59]).
- [61] F. LEONHARDT und R. WALTHER: Wandartige Träger. *Deutscher Ausschuß f. Stahlbeton*, H. 178, Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin 1966.
- [62] R. K. MÜLLER und D. W. SCHMIDT: Zugkräfte in einer Scheibe, die durch eine zentrische Einzellast in einer rechteckigen Öffnung belastet wird. *Die Bautechnik*, 41 (1964), H. 5, S. 174 bis 176.
- [63] F. LEONHARDT, W. BAUR und W. TRAH: Brücke über den Rio Caroni, Venezuela. *Beton- u. Stahlbetonbau*, 61 (1966), H. 2, S. 25–38.
- [64] U. FINSTERWALDER und G. KERN: Bauen in Spannbeton. *beton* 13 (1963) H. 9, S. 411–424.
- [65] O. A. KERENSKY: Recent developments in highway bridge design and construction. *Journ. Inst. of Highway Eng.*, Vol. 13, No. 4 (Juli 1966), S. 16–33.

IV

New Practices in Concrete Structures

IVa

New Trends in Design and Construction of Long Span Bridges and Viaducts (Skew, Flat Slabs, Torsion Box)

F. LEONHARDT

Prof. Dr., Technische Hochschule Stuttgart

1. Introduction

The object of this report is to review the present position of the art of designing, calculating and constructing concrete bridges and to indicate where there are problems that lend themselves to international treatment and where further research will be necessary to ensure development. In view of the vigorous developments and considerable achievements that have been accomplished in this field in various countries, the present Reporter cannot possibly be acquainted with all the important new features that have emerged. He accordingly requests forbearance and trusts that additional information will be forthcoming in the form of contributions to the discussions.

The term "long-span" used in the theme should be conceived in a *relative* sense, i. e., for a skew slab bridge a span of 20 m measured at right angles to the supports, and for a precast girder bridge a span of 40 m, will already be regarded as "long". Skew bridges are especially referred to because they are of increasingly frequent occurrence in densely built-up areas and are difficult to design and calculate.

Because of the great advantages offered by prestressed concrete, such long-span concrete bridges are nowadays no longer constructed of reinforced concrete, but of prestressed concrete, since this method of construction is structurally and economically advantageous and enables substantially longer spans to be built. In this connection, too, the favourable behaviour of prestressed concrete with regard to dynamic loading (cf. Chapter 14 in [1]) and its freedom from harmful cracks must be particularly emphasised. Both these properties

make for good durability if the concrete is carefully made and of good quality. Accordingly, the following Report will confine itself to prestressed concrete bridges.

2. The appropriate degree of prestressing in relation to live load regulations

In the early days of prestressed concrete, “full” prestressing was invariably employed for bridges, i. e., no tensile stresses due to the bending moments were allowed in the extreme fibres, in accordance with E. Freyssinet’s doctrine. For large live loads, especially with T-section girders, such “full” prestressing entailed very high initial compressive stresses in the tensile flange; these stresses acted constantly and therefore gave rise to considerable amounts of creep deformation. In many countries “full” prestressing was specified regardless of the magnitude of the specified live loads and safety factors. The regulations concerning loads and safety factors vary a great deal, however. In many countries these relate to the very heaviest special vehicular loads (“abnormal vehicles”) or military vehicles with weights of 60 to 100 tons acting upon a relatively small area, whereas normal traffic, including heavy lorries (trucks), comprises loads which are merely between a quarter and a third of those very heavy loads. It so happens that prestressed concrete girders are very little affected by occasional rare overloading; even if the concrete in the tensile flange cracks, the cracks completely close up again, as a result of the compression developed by the prestressing force, immediately after the abnormal loading of short duration has ceased. Tests have always confirmed this great capacity for recovery of prestressed concrete girders after brief overloading. It is therefore not a reasonable procedure to keep the tensile flanges of girders permanently in a state of very high compression in order to obviate the occurrence of tensile stresses in the concrete in rare extreme cases of loading, the more so as one then has to put up with the above-mentioned creep deformations which alter the gradients.

It was due to the influence of U. FINSTERWALDER that so-called “limited” prestressing, in which tensile stresses of limited magnitude are permitted under full working load, was introduced into Germany at an early stage and applied in bridge construction. In the Recommendations of the FIP-CEB Joint Committee, which were issued on the occasion of the FIP Congress in Paris in 1966, three different classes with different degrees of prestressing are likewise introduced, and for bridges in Class II a limited amount of tensile strain is allowed. However, the procedure of laying down a limit for the tensile stress or tensile strain has the drawback that for rectangular or I-section girders tensile stresses are reached only at much higher percentages of the full live load than it is, for example, in the case of T-section girders. This is illogical.

The present Reporter considers that it would be more correct to let the

degree of prestressing to employ depend upon the live load which can be expected to occur a million times. For bridges the prestress should be so chosen that, for this portion of the live load, no tensile stresses occur in the extreme fibre, while no limit should be laid down for the magnitude of tensile stress or tensile strain occurring under the rare abnormal loads envisaged in many regulations. This presupposes that the untensioned reinforcement is so designed that even in these extreme loading cases only invisible, finely distributed hair cracks will occur. This is easy to achieve, because under working load the tensile strain of the extreme fibres in prestressed concrete girders is, on account of the low position of the neutral axis as a result of the prestress, much smaller than in conventional reinforced concrete anyway. A further prerequisite is that the tendons and the untensioned reinforcement provided in the longitudinal direction should be so designed that the required safety against failure for the full live load is ensured. By adopting a somewhat lower permissible stress in the tendons for "limited" prestressing than for "full" prestressing it is possible to cater more readily for the needs of ultimate-load design.

Experience has furthermore shown that for short spans the live load moments which occur a million times attain a higher percentage of the calculated maximum moments than they do for long spans. Assuming that bridges have to be designed for specified vehicular loads of between 60 and 100 tons, the appropriate degree of prestressing could perhaps be so contrived that, for a bridge with a span of about 30 m, 50 to 60% of the maximum live load moment can be carried without producing flexural tensile stress, whereas for a span of 100 m this percentage could perhaps suitably be reduced to 40%. Measurements on a bridge over the Rhine, with a span of 186 m and carrying heavy traffic (trams and high proportion of goods vehicles), showed the peak values of the actual normal live load bending moments to be 14 to 16% of the calculated maximum moment ($\max M_p$) according to the German Standard DIN 1072.

The appropriate choice of the degree of prestressing is not only of great importance to the economy of prestressed concrete bridges, but also to their behaviour under permanent load. Large creep deformations after construction of the bridge are certainly undesirable, because they alter the gradients and thereby—more particularly on short spans—impair the riding properties. Therefore with "limited" prestressing savings are effected and better behaviour under sustained load is obtained, without sacrifice of safety.

The design loads, dynamic coefficients and safety factors still exhibit considerable differences in the various countries (Figs. 1 to 3). Thus the Indian Road Congress requires loading trains of 75-ton lorries and very high dynamic coefficients, whereas the AASHO in the U.S.A. lays down a maximum vehicular load of only 32 tons. As a result of certain influences the French and German regulations introduced after the war likewise specify very high values. For a span of 40 m the French regulations give design moments three times as high

as those given by the AASHO regulations. Objectively, such great differences are certainly not justified. More particularly in developing countries, which are being developed with considerable financial sacrifice, bridge construction should not be unnecessarily made more expensive by the application of extremely severe loading regulations.

The CEB and FIP are engaged in producing recommendations for uniform international design principles relating also to the degree of prestressing. Clearly, as a prerequisite for the application of such recommendations in bridge construction it will be necessary to interadjust and unify the loading regulations.

It would be desirable, at the Congress, to set up a Committee for dealing with these problems.

3. Design principles

In many countries there is a trend towards basing the design of structures solely on ultimate load methods. Experience has shown, however, that with prestressed concrete bridges it is absolutely necessary to take into account, and therefore calculate, the stresses under working load conditions and the deformations due to dead weight plus prestress. Also for the analysis of shear, torsion, transmission of force into the structure, moment redistribution due to creep, and limitation of cracking it will still long continue to be necessary to base oneself on the elastic theory, assuming uncracked homogeneous sections, the more so as these classic principles of design calculation yield results which, particularly for prestressed concrete, are quite realistic. Hitherto only the analysis for flexural load capacity, with due regard to the actual work diagrams of the materials, has been satisfactorily solved. The associated ultimate load methods for taking account of the moment redistribution in statically indeterminate systems can sometimes advantageously be used for checking the structural safety. For shear and torsion there is as yet no recognised ultimate load analysis, although the design for the internal forces must be based on the required ultimate load. Hence designers in actual practice are right in preferring to apply the elastic theory in this field, and there is still a great deal of work to be done by the researchers before the ultimate load methods can at least be extended to cover the whole range of design.

4. Skew bridges

4.1. Skew slab bridges

In skew slab bridges the principal internal forces, and therefore the design, are affected by numerous parameters. It is most essential to confine oneself to the main parameters. The magnitude and direction of the principal moments

are affected by the intersection angle φ , the ratio of the "right" span l to the width b , the support conditions, and the positions of the loads. Theoretical treatment with the aid of the theory of plates is being applied with increasing success with the aid of electronic computers. This was done in an exemplary manner at the University of Bratislava by J. BALAŠ and A. HANUŠKA in 1964 [2, 3, 4]. The early work of the Danish investigator N. NIELSEN (Copenhagen, 1944) also deserves to be mentioned [5]. As far as the English-speaking part of the world is concerned, attention shall be drawn on the results reported by K. E. ROBINSON [6].

Balaš und Hanuška investigated among other things the influence of Poisson's ratio μ . They found that the maximum moments and maximum deflections augment with increasing Poisson's ratio (from $\mu=0$ up to $\mu=0.33$) in particular along the free edges. The results of model analysis investigations using models made of materials for which the ratio μ is higher than that of concrete (e. g. $\mu=0.33$) will therefore be on the safe side.

In view of the theoretical difficulties, model analysis was applied already at an early time in solving the problem. Since the positions occupied by the design vehicles are of considerable influence on the envelope of the maximum moment diagrams determining the design of sections, the structural design of skew slabs is almost invariably based on influence surfaces. For this purpose W. ANDRÄ and F. LEONHARDT have developed a method whereby the influence lines for the bending moments and bearing reactions with lateral strain taken into account can be directly drawn up [7, 8]. Further development of the method in view of using an electronic recording instrument presents no difficulties. By this means the required influence surfaces for a skew bridge can now be drawn and exploited for the specified loads in only a few days. For each point, however, it is necessary to determine three moment influence surfaces in order to be able to find the principal moments m_1 and m_2 from m_x , m_y and m_{xy} .

With the aid of model analysis some valuable numerical tables have been worked out and published. In this behalf reference shall be made of the book entitled "Schiefe Stäbe und Platten" ("Skew bars and slabs") [9] by H. HOMBERG and W. R. MARX (slabs with $b=l$ and φ between 20° to 90°) and especially of the set of tables by H. RÜSCH and A. HERGENRÖDER, "Einflussfelder der Momente schiefwinkliger Platten" ("Influence diagrams for the moments in skew slabs") [10], dealing with skew slabs with various b/l ratios and angles up to $\varphi=30^\circ$ (Fig. 4).

The investigations carried out up to the present time have shown that the designer can usually confine himself to considering three significant points, which are the centre m of the slab, the point r on the free edge, and the obtuse corner s (Fig. 5). Figure 6 shows the principal moments and their directions as a function of the angle of intersection φ for $b=l$ and uniformly distributed load on the entire bridge surface (e. g. dead weight). It is apparent from this that the principal moment in point m in the direction of the span—i. e., m_1 —

increases considerably from approximately $\varphi = 60^\circ$ onwards with increasing acuteness of the angle, while the moment m_2 in the transverse direction decreases and even becomes negative when the intersection angle φ becomes very acute. The moment on the free edge in point r increases in the same way, but does not become considerably greater than m_1 in the centre of the slab which is of favourable effect on the necessary over-all depth of the structure. It should be borne in mind, in this regard, that the maximum positive moment on the edge will, with decreasing values of φ , shift away from the middle and move towards the obtuse corner, approximately up to the point $0.25l$, information about this is given in [3], [9] and [10].

Particular attention must be paid to the restraint moments of the unsupported edge occurring at the obtuse-angled corner, giving rise to a large negative moment which acts approximately in the direction of the support and diminishes rapidly, depending on the support conditions, while at right angles thereto a positive principal moment occurs which is due, in a sense, to the torsional resistance of the slab. The restraint of the unsupported edge at the obtuse-angled corner of course also brings about a considerable increase in the magnitude of the bearing reactions at that corner, and these, too, are dependent upon the support conditions of the slab.

How the magnitude of the principal moments for a bridge with $\varphi = 30^\circ$ and $b = l$ is modified in relation to the corresponding values for a simple "right" bridge is exemplified in Fig. 7. In this case a span $l = 20$ m, a uniformly distributed loading $q = 3$ tons/m², and a concentrated live load $P = 30$ tons, was assumed.

The compilations of tables referred to above base themselves on linear pivotable bearings. Already in 1960 W. ANDRÄ and F. LEONHARDT [8] found that the maximum bearing reaction at the obtuse-angled corner, and therefore also the bending moments, can be favourably modified by using bearings consisting of points spaced fairly far apart instead of linear bearings. Fig. 8, which has been taken from their publication [8], shows that the largest influence ordinate of the bearing reaction A_1 can thus be reduced from 1.8 to 1.1 (for example). The negative moment at the obtuse-angled corner, which presents difficulties in the structural arrangements needed to cope with it, is correspondingly reduced.

The effect of the spacing of the bearings and also the effect of the yielding (flexibility) of the bearings have moreover been dealt with by A. MEHMEL [11] and by HOMBERG and others [12] in comprehensive investigations. Clearly, the bending moment pattern of such a skew slab will be significantly modified even by quite small differences in the yielding (the amount of "give") of the bearing points.

Hence it can be recommended that skew slabs be supported on individual bearings spaced at distances of 0.15 to 0.25 l , while it is ensured by means of sufficiently rigid and firm abutments that differences in the amount of yielding

of these bearings are avoided. This latter requirement must, of course, also be strictly fulfilled in model tests.

At the acute-angled corner negative bearing reactions may occur which should preferably be obviated because, moreover, a movable bearing is needed there, which makes anchorage more difficult. By suitable choice of the bearing spacing and the prestress it can be ensured that only positive reactions will occur.

Calculation of the moments and shear forces due to the prestress can as yet be done only with the aid of influence surfaces. In this procedure the "radial" forces due to curvature of the tendons are applied to the influence lines along the tendons, the horizontal component of the prestressing force being additionally considered as a concentric (axial) or eccentric longitudinal force. T. Y. LIN calls this method, which has long been applied in Europe, the "load-balancing method" [13].

The question as to the most favourable kind of prestressing for skew slabs has not yet been sufficiently elucidated. It is certain that the desired effect can be produced only with curved tendons the "radial" forces of which counteract the loads. For this purpose the central zone of the slab will preferably be prestressed with tendons of single curvature, e. g., parabolic tendons (1), whereas the edge zone should be provided with tendons (2) with curvature in alternate directions in order to cope with the restraint moments at the obtuse-angled corner (Fig. 9). These restraint moments due to dead weight are, on the other hand, reduced by the "radial" forces developed by the prestress.

In general, the tendons will be made to radiate fan-wise from the obtuse-angled corner and comprise an angle of about 70° to 80° in the central zone. To deal with the restraint moments at that corner it is necessary to provide some short powerful tendons (3) parallel to the support. Fig. 9 shows an example of such a tendon arrangement.

It is, however, desirable to seek ways and means of simplifying the prestress. For example, in a number of cases a skew slab has been prestressed by means of parabolically curved tendons disposed parallel to the unsupported edges. With such an arrangement the effect of skew can be cancelled for dead weight, if the "radial" (upward) forces developed by the curvature of the tendons are equal to the dead weight. A solution of this kind cannot be considered to constitute an optimum arrangement, however, since it does not suitably deal with the live load moments.

Although the shear stresses and principal tensile stresses in solid prestressed slabs are of very small magnitude, it is nevertheless considered necessary to install stirrups (preferably of the closed type) at the edges and supports and more particularly in the vicinity of the obtuse-angled corner, the more so as there are, adjacent to the unsupported edges, torsional moments whereby the change of direction of the principal moments is effected.

Of course, the prestress can develop its action only if the shortening of the concrete is not hindered by the mode of support of the slab, i. e., it is necessary

to ensure freedom of horizontal movement not only for changes of length due to temperature and shrinkage, but also for shortening due to prestress and creep. The fixed bearing can advantageously be located at an obtuse-angled corner. Roller bearings are not suitable as movable bearings because they cannot be set at right angles to the tangent of the plane of bending. For this reason it is preferable to employ rubber bearings, especially rubber pot bearings provided with a Teflon (poly-tetrafluore ethylene) sliding layer [14] or, for structures with larger dimensions, rocker bearings capable of movement in all directions.

The interconnection of abutment walls and skew slabs to form portal-type structures gives rise to a complex pattern of bending moments and makes the structural design more difficult. Such bridges have been carefully investigated and constructed in Switzerland [15]. This form of construction has advantages only if it is essential to have an unusually small construction depth.

Generally speaking, solid construction will be adopted for skew slabs, even for fairly long spans up to about 25 m. Embedding tubes in the slab in order to reduce its weight encounters difficulties with regard to the pattern of flow of force within the structure and the tendon arrangement thereby necessitated. When skew slabs of longer span have to be constructed, it is advisable to form rectangular cavities with the aid of permanent (non-recoverable) formwork, and in that case the ribs can be made to radiate fan-wise from the obtuse-angled corner, so as to enable the prestressing tendons to be arranged to suit the force pattern.

A skew bridge of this kind, with $l_{\varphi} = 42.6$ m, $\varphi = 44^{\circ}$ and a construction depth of only 1.50 to 1.15 m was, for example, designed by F. LEONHARDT in 1955 [16] (Fig. 10).

In 1966 a very large two-span skew slab bridge, with a skew span length of 2×40 m, $\varphi = 23^{\circ}$ and a support length of 99 m, was constructed, without joints, for the Midsommerkransen traffic facilities at Stockholm [22].

For the construction of multi-span skew slab bridges it is advisable to determine the bending moments and bearing reactions by means of model tests. An example is afforded by the Bleichinsel Bridge at Heilbronn, which had to be designed not only as a skew bridge, but also had to be curved and of variable width (Fig. 11) [7]. A three-span skew underpass with an intersection angle of only 19° is described in [16], page 81.

C. SCHLEICHER [17] has latterly prepared computer programmes for multi-span skew slabs of variable thickness whereby the design problems can also be solved by calculation for simple boundary conditions.

In any case it can be said that the present-day bridge design engineer can fulfil all traffic requirements with regard to skew bridges with the aid of model analysis or numerical design tables and that the favourable structural action of slabs enables very low construction depths and also a simple and pleasing aesthetic treatment to be achieved. For the sake of further development it is desirable to investigate the safety against failure of such skew slabs with the

object of simplifying and probably also reducing the prestress. The yield-line theory is not suitable for this because the requisite safety against large cracks, which is necessary in bridges, does not allow of any major deviations from the moments as determined by the elastic theory.

4.2. Skew girder bridges

In the case of skew bridges with longer spans which cannot suitably be formed by solid or hollow slabs the width of the bridge is usually less than the span length, so that the effect of the skew upon the bending moment pattern is less. Experience has shown that it may then even be advantageous to eliminate the effect of skew upon the main girder system by not providing flexurally rigid cross-girders (diaphragms) at the supports but, instead, merely installing flexible transverse frames (Fig. 12) which produce no end restraint in the main girders. As a result, approximately equal moments are developed in the main girders disposed parallel to one another, and therefore these girders can all be of the same design. This is desirable in cases where the girders are to be precast. Load-distributing diaphragms can advantageously be arranged parallel to the supports, in order to interconnect points with equal deflection. Load-distributing diaphragms arranged at right angles to the main girders are efficient only if the beam grillage as a whole is narrow in relation to the span length (Fig. 13).

If the skew intersection involves building a bridge with several spans, the difficulties associated with a skew bridge can be avoided by using a torsionally rigid main girder, e. g., a box girder, which is supported only along its centre-line on individual columns, and by setting the right-angled abutments sufficiently far back (Fig. 14). This kind of bridge will be further dealt with in connection with elevated roads; it was first employed for reinforced concrete flyovers in California around 1954 (Garey Ave., Pomona, Calif., no publication available).

5. Elevated roads

For the routing of traffic through cities and built-up areas it is becoming increasingly necessary to build fairly long bridges, called elevated roads ("skyways"), the aesthetic treatment of which is of particular importance, especially in towns. Unsightly elevated roads may seriously impair the usability of their surroundings, whereas an elevated road structure of pleasing design has little effect upon the city's life, even under the bridge. A positive example in this sense is provided by the elevated road system at the Jan-Wellem-Platz at Düsseldorf (Fig. 15). Negative examples are, unfortunately, very numerous throughout the world.

On critically examining the various solutions for elevated roads and their effect upon the surroundings, it is realised that the following desirable features should be aimed at:

- (1) slender structures presenting a restful appearance (i. e., free from “fussy” features) from below;
- (2) slender columns, as few as possible, without clumsy transverse diaphragms at the supports;
- (3) open railings which you can look through.

The cross-sections of elevated road bridges actually constructed, illustrated in Fig. 16, show what great differences may exist here. Undoubtedly the most elegant solution has been achieved in the elevated road at Düsseldorf because, as a result of the curved shape of the underside, the construction depth of the superstructure becomes, as it were, invisible. This produces an impression of extreme slenderness. The effect can be further enhanced by appropriate choice of colours, the underside being given a dark and the outer coping a light colour. The small dimensions of the forked supports are achieved by the use of high-tensile steel.

How greatly the slenderness of the supports matters in urban traffic is apparent from the elevated road in the Via Monteceneri at Milan (Fig. 16, Fig. 17 was not available), which has supports with the smallest possible dimensions attainable with concrete construction. The method of construction presupposes continuity of the structure over a number of spans.

For wider bridges it is also possible to obtain a pleasing result with two supporting columns, however, as is exemplified by the Fischerstrasse at Hannover (Fig. 18) and the approach bridge to the northern Rhine bridge at Düsseldorf (Fig. 19). In both cases the use of heavy diaphragms between the columns has been avoided. The latter are of slender design, so that the space under the bridge invites utilisation.

These aesthetic requirements have intentionally been stated first because for elevated roads, especially in cities, they are really important if the urban areas affected are to retain their amenity.

The satisfactory shape is obtained preferably by not installing the diaphragms at the supports below the main girders but more or less within the depth of the main girders (Fig. 20). In continuous structures this does not give rise to difficulties, because the design and structural arrangements for indirect support of the main girders on the diaphragms are sufficiently known, both if ordinary (untensioned) reinforcement or if prestressing is employed for establishing the connection [18]. Attention must be called to the need for providing so-called “suspension reinforcement”. The diaphragms usually have a very low degree of slenderness, so that the amount of reinforcement for shear can be reduced [19, 20].

In the case of a solid or hollow slab the column will be installed directly under the slab (Fig. 21). The latter, when prestressed in both directions, has a

very considerable strength with regard to punching shear, so that a moderate amount of stirrup reinforcement in the vicinity of the support will suffice. Tests for investigating the punching load of prestressed concrete slabs are desirable.

For precast single-span beams, too, a neat solution is provided by supporting the beams on the bottom flange of the crossgirder, or diaphragm (Fig. 22), as was already done in the construction of an elevated road in Moscow a good many years ago. A more recent good example is the Metro viaduct at Rotterdam [21], where the precast beams are supported on a flange on a table slab rigidly fixed to a column (Fig. 23). In this arrangement, however, firm fixity to the column is essential, and there are many joints.

In 1965, with the Hågersten viaduct at Stockholm, the Swedes showed a fine solution of the problem how, with precast beams and an in-situ concrete deck slab, a multi-span bridge can be given structural continuity without having to make the crossgirders protrude below the longitudinal girders [22] (Fig. 24).

In [23] LEONHARDT has dealt with the support problems presented by elevated roads and shown that even curved structures of this kind can be constructed as long continuous bridges which can be so contrived that they perform their changes of length only along the centre-line of the bridge. As a result it is possible even in curves to employ rocker supports with linear bearings at right angles to the centre-line of the bridge whereby the torsional moments in the main girders can be absorbed. In this way, for example, a more than 800 m long and, in part, curved elevated road bridge was constructed as a jointless continuous structure over 36 spans at Düsseldorf (Figs. 29 and 30 in [23]).

For the construction of curved elevated roads the box-section as main girder undoubtedly deserves preference because of its torsional rigidity, the trend of development being towards the choice of a single-compartment box girder with a deck slab cantilevered on both sides thereof (Fig. 25).

6. River and valley bridges

Construction methods are exercising an increasingly important influence on the design of big bridges. Both for in-situ concrete and for precast concrete construction the design engineer must have a clear conception of economical construction procedure. Conventional falsework is now only rarely employed. For long bridges veritable scaffolding and formwork "machines" have been developed, which are travelled from span to span and are usually supported on the final piers. For precast construction large steel erection girders are used. The cantilever method of construction has been further improved both for in-situ concrete construction and for construction with precast concrete members.

Keen competition particularly in this sphere makes for rapid changes and progress.

It is not the purpose of this report to describe this development, although it is of great importance to concrete bridge construction. Suffice to refer to some relevant publications [24 to 29].

An increasing number of bridges is being built high above deep or wide valleys. In some cases the road may be as much as 150 m above the valley bottom (Europa Bridge near Innsbruck, Moselle Valley Bridge at Winnigen, etc.). The piers of these valley bridges are major and important components, not only with regard to cost but also more particularly with regard to their appearance in the landscape. It has been found that even for wide bridges a very favourable solution consists in using narrow individual piers in the form of slender hollow sections or even tubular columns. Both in Italy and in Germany such columns have been provided with "mushroom heads" forming large tables, the remaining gaps between these being spanned by means of beams or slabs. This type of construction has been applied with exemplary success in the case of the Elztalbrücke (Elz Valley Bridge) (Figs. 26 and 27) with octagonal columns, flat pyramidal mushroom heads and solid connecting slabs. This bridge was constructed with the aid of a steel "machine" for installing and supporting the formwork. As a contrast, Fig. 28 shows a valley bridge with the wide piers that used to be normally employed.

For the bridging of wide valleys it is desirable to adopt longer spans, as in the case of the Siegtalbrücke (Sieg Valley Bridge) at Eiserfeld, which, despite its span length of 105 m, was constructed with continuous beams of constant depth, span by span, with the aid of a steel formwork "machine" (Figs. 29 and 30) [31].

For these large and high bridges the continuity of the superstructure over a large number of spans, and if possible over the entire length of the bridge, is a particularly favourable feature with regard to the possibility of securing the piers against buckling and to enabling the structure to resist wind load.

Among the special forms of construction developed for big bridges, mention must first of all be made of the "table bridges with V supports" (Fig. 31) as conceived by R. MORANDI, Rome, and used more particularly for the Maracaibo bridge [32]. This system has been applied in the construction of the Columbia River bridge near Kinnaird in British Columbia, Canada.

Arch bridges are becoming rare because they are nowadays usually more expensive than girder bridges. Applied to arch bridges, prestressed concrete has resulted in longer spans for the longitudinal girders supporting the deck, so that forms of bridge emerge as characterised by the Glemstalbrücke (Glems Valley Bridge) near Stuttgart (Fig. 32) [33]. The bridge over the Arno near Incisa, in Italy, is similar in form, but with differences of detail which manifest themselves in the appearance (Fig. 33).

Consistent further development along these lines has led to the trussed frame, a form of construction favoured particularly in Switzerland (Figs. 34

and 35) [34]. With this system large bridges, including railway bridges, were constructed in prestressed concrete already at an early period (e.g., Horrem bridge with $l = 85$ m, see page 296 in [16]).

Finally, mention should be made of the portal-frame bridges with supports consisting of members in a triangular arrangement, as introduced by U. FINSTERWALDER (Fig. 36), which are particularly suitable for the construction of slender superstructures over a main span (page 287 in [16]).

For very long spans in flat country the suspension of beams by means of inclined cables often presents good possibilities (e.g., the Maracaibo Bridge). This very ancient system was revived from about 1946 onwards by F. DISCHINGER and was extensively used in steel construction (bridges over the Rhine in Germany). In the case of concrete bridges constructed on this principle the cables have to carry very large loads, which can be reduced by using lightweight concrete. In such applications it is essential to ensure reliable anchorage of the cables, as described in [35].

7. Continuity of girder bridges over several spans

In many countries throughout the world there are still misgivings about constructing multi-span continuous girder bridges, because adverse effects due to differential settlement of the supports are feared. Such fears are groundless more particularly with regard to prestressed concrete bridges. In Germany many continuous girder bridges have been built from as long ago as 1934 onwards, and favourable experience has been gained with them. Prestressed concrete bridges are generally slender structures and are, because of this, little affected by differential settlement. With the present-day knowledge of soil mechanics the probable settlements can be calculated with sufficient accuracy, so that they can be taken into account in the design. If large settlements are anticipated, the bearings of the superstructure can be made adjustable, so as to enable settlements to be subsequently compensated. Thus, for example, at Duisburg a long succession of bridge spans across a mining subsidence area was constructed with continuous prestressed concrete beams and adjustable bearings permitting movement in all directions [36], although sudden partial settlements of up to 80 cm and an anticipated total settlement of 2 m in course of time are expected to occur there.

An additional consideration is that the bending moments caused by differential settlement will, as a result of creep of the concrete, undergo a reduction of something like 40 to 70%, depending on the rate of settlement [37]. Furthermore, thanks to the high elastic limit of the prestressing steel, prestressed concrete possesses a high capacity for recovery in the event of the occurrence of unexpectedly large settlements which are compensated by adjustment of the bearings.

Nowadays continuous girder bridges are constructed span by span preferably with the aid of transportable steel falsework structures, the tendons being spliced at approximately the fifth-span points [38] (see Fig. 10.38 in [1]).

The advantages of structural continuity are obvious: the bending moments in the main girders are greatly reduced and, consequently, the deformations—especially the creep deformations—are also reduced. Greater slenderness can be achieved, i.e., lower construction depths will suffice or, for a given depth, it is possible to construct longer spans than with single-span beams. Also, with continuity the need to provide two sets of bearings at each support is eliminated, and for long bridges rocker supports can be used to provide freedom of longitudinal movement. The main advantage is that the transverse joints over the supports are obviated, such joints being particularly undesirable for present-day fast traffic, besides continually requiring maintenance.

With the large number of continuous girder bridges that have been built more particularly in Europe the experience with regard to continuity has invariably been favourable, so that any still existing doubts as to the suitability of this form of construction can safely be abandoned.

7.1. The risk of cracking in the region of the supports of continuous girders

In some prestressed concrete bridges, especially with T-section girders, cracks have occurred at the undersides of the girders, beside the intermediate supports, at a distance ranging from 0.3 to $2.0h$ (Fig. 37), although calculations showed that for the loading case $g + v_0$ (dead weight + initial prestress) there were still compressive stresses in the section at the support. This phenomenon has been thoroughly investigated in K.H. WEBER's doctorate thesis [39] and the following causes have been established:

1. Temperature differences between the deck slab and the bottom face of the main girder.
2. Possible deviation of the position of the tendons over the support from the specified level in the section.
3. Temporary occurrence of excessively high prestressing force.
4. Curvature of the tendon axis too "flat" in the vicinity of the support.
5. Tensile stress due to pressure exerted by the bearing, especially with high pressures arising from incomplete hinge action (lead bearings, concrete hinges, etc.).

The risk of such cracking is reduced by using "limited" prestressing, which automatically gives higher flexural compressive stresses at the bottom of the girder for the case $g + v_0$ than "full" prestressing does. Furthermore, the tendon centre-line should be given its curvature within a short length (0.7 to $1.0h$) over the support. I-sections and box-sections are more favourable than T-sections, as the centroidal axis is not located so high up as in the latter. As a

safeguard it is recommended that this region of a continuous girder be provided with a sufficient length of untensioned reinforcement consisting of thin bars spaced at about 10 cm, so as to ensure that any cracks that occur will remain very fine hair cracks and thus be invisible and harmless.

8. Cross-sectional design of girder bridges

There exist two schools of thought concerning the cross-sectional design of girder bridges:

(1) The French school, which uses closely spaced main girders and a thin and only very lightly reinforced, transversely prestressed deck slab. The individual main girder webs are very thin (Fig. 38).

(2) The German school, which has for a good many years gone for widely spaced main girders (5 to 8 m apart) the webs of which and also the deck slab are made relatively thick (Fig. 39).

The first-mentioned type of cross-section is suitable for precast individual beams, whereas the second type is appropriate for in-situ concrete construction.

According to the French school of thought the arch action is taken into account in the design of the deck slab, as envisaged by Y. GUYON [40]: hardly any untensioned reinforcement is used, and the transverse tendons are located centrally. The economy of this form of construction resides in the design of the deck slab. In many other countries this method of slab design is not permitted, however.

In bridge design according to the German school of thought the deck slab is designed to resist bending in accordance with the theory of plates, taking due account of the restraint at the junctions with the main girders. H. RÜSCH [41] published a comprehensive set of tables for determining the bending moments in such deck slabs for the German standard loadings laid down in DIN 1072. K. HOMBERG [42] has latterly produced influence surfaces for deck slabs—cantilevered or fixed to the main girders—of varying thickness. With the aid of these influence surfaces it has been ascertained that the deck slab spans can be made even substantially larger without sacrifice of economy. In accordance with Homberg's proposals, some bridges are now being built with cross-sections as shown in Fig. 40, with cantilever widths of 8 m and spans of up to 16 m between the main girders. These deck slabs are, of course, transversely prestressed. Diaphragms (cross-girders) are dispensed with in girder bridges of this kind, so that the falsework with the formwork can be designed to be travelled longitudinally as construction proceeds (Fig. 41 a). The work of constructing such bridges is thereby significantly simplified.

If there are more than two main girders, it is nowadays normal practice to calculate the transverse distribution of heavy vehicular loads over the individual girders with the aid of a beam grillage analysis. Such calculations have been applied in Germany since as far back as 1938 (LEONHARDT [43], HOMBERG

[44, 45]). A favourable method of analysis which takes torsion into account has been developed by Y. GUYON and C. MASSONNET [46, 47, 48]. More recently, in English, the books by P. B. MORICE and G. LITTLE [49], by A. E. HENDRY and L. G. JÄGER [50] and by R. E. ROWE [27] have become available on the subject. In many countries the beam grillage analyses have been programmed for electronic computers, so that taking account of transverse load distribution is no longer very time-consuming. It should merely be noted that, to ensure such load distribution, it is generally sufficient to provide only one diaphragm (at mid-span), and certainly not more than two or three, per span. It is, however, justifiable to provide three or more diaphragms per span if these also perform the function of keeping the degree of restraint of the deck slab approximately constant over the whole length of the bridge.

That even with two main girders the load distribution becomes more favourable than would be the case if the basic lever principle were applied is something that has long been known. This effect has, in the past, been investigated with the aid of the theory of folded plates. More recently, a suitable method for analysing this has become available in W. ANDRÄ's doctorate thesis [51]. Its accuracy has been checked and confirmed by means of model tests.

For particularly slender long-span bridges the box-section (Fig. 42) has come to be widely adopted. It can suitably be precast in successive segments, as was first done in the construction of the Ager bridge [52] and subsequently for many other bridges. Box girders must be designed for bending and torsion. Care must be taken not to make the bottom slab too thin if it is required to resist high longitudinal compressive stresses. Thin bottom slabs can advantageously be stiffened with some transverse ribs. If the main girder soffit is curved (variable depth of girder), the "radial" forces, due to curvature, exerted by the longitudinal compressive forces in the bottom slab must not be overlooked. With regard to torsional design the reader is referred to Section 9.

In order to reduce the span of the bottom slab and also to shorten the piers (in the transverse direction), the box girder webs are often sloped inwards towards the bottom, so that a trapezoidal cross-section is obtained (Fig. 42). Lately, too, box-sections have been designed which comprise triangular lateral cavities (Fig. 43) in order to form additional supporting brackets for the wide cantilevered deck slab. This solution can give the girder bridge a very slender appearance. However, it is essential to provide additional stirrups or tendons in the vertical webs, over the entire web depth, in order to resist the vertical component of the force developed by the inclined outer slab. It must also be pointed out that the weight of the bottom slab of the box girder should similarly be suspended by means of additional stirrups—something that has been overlooked in many a bridge design.

Another trend in cross-sectional design is towards reducing not only the number of webs but also the web thickness in relation to the width of the bridge and the length of the span. This is more particularly possible if the soffit

of the girder is curved because then the shear force is partly absorbed by the slope of the force in the bottom of the girder. The steeply inclined principal tensile stresses in the webs can be cancelled by means of vertical or likewise steeply inclined prestressing bars. The criterion for the web thickness is constituted by the inclined principal compressive stresses due to shear force + torsion. In this case it is necessary to apply a lower limit to the compressive stresses than in normal compressive members, as will be further explained in Section 9. So far, the smallest relative web thickness \bar{b}_0 has been adopted in the construction of the bridge over the Rhine at Bendorf [53]. In this bridge, which has a span of 208 m and a width of 13.2 m, the webs are 8.0 m deep and 0.37 m thick at the supports, so that:

$$\bar{b}_0 = \frac{b_0 d}{b \cdot l} = \frac{0.37 \cdot 8.0}{13.2 \cdot 208.0} = 0.001 .$$

The world's largest prestressed concrete bridges have been built with these box girders, e.g., the Rhine bridge at Bendorf with a span of 208 m [53], the bridge over the Oosterschelde in Holland [54], the bridge to the island of Oléron in France [26], and many others. Box-sections are particularly suitable for the cantilever method of construction which was introduced with such great success for prestressed concrete by U. FINSTERWALDER and which has since been applied in a multitude of variants.

9. Design for shear and torsion

The design of prestressed concrete girders to resist shear forces (*shear design*) has not yet been satisfactorily clarified. In most of the shear tests on prestressed concrete girders no shear reinforcement was provided or the investigators failed to deal systematically with the many variables involved. The design regulations applied in the various countries partly require too much and partly require too little shear reinforcement.

It has been established that the webs should contain a certain minimum reinforcement which, according to tests performed by HANSON and HULSBOS [55], should be as follows for vertical stirrups and concrete of class B 450 (i.e., with a specified 28-day strength of 450 kg/cm²):

$$\min \mu_S \beta_S = 6\% \text{ kg/mm}^2 \text{ where } \mu_S = \frac{F_{e, \text{stirrups}}}{b_0 a}$$

and $F_{e, \text{stirrups}}$ = cross-sectional area of stirrup reinforcement

a = stirrup spacing

b_0 = thickness of web

β_S = yield point of stirrup reinforcement.

In many cases this minimum reinforcement is sufficient.

It has also been established that there is no point in limiting the (inclined) principal tensile stresses or the shear stresses with regard to the tensile strength of the concrete. It is not difficult to resist the principal tensile forces efficiently by means of reinforcement or by prestressing the web. On the other hand it must be realised that the (inclined) principal compressive stresses constitute an important limit for the shear stress conditions in the webs. Tests at Stuttgart have shown that the grouted tendon ducts in the webs so greatly reduce the compressive strength of the latter that, in designing for inclined compression, the thickness of the ducts should be deducted from the web thickness. Table I gives some of these test results. This need for deducting the duct thickness is avoided by installing the prestressing cables directly beside the web, instead of inside it, and connecting them—after tensioning—to the web by means of stirrup reinforcement and a concrete casing, so as to obtain a connection that will adequately transmit shear. This arrangement was proposed by F. LEONHARDT and W. BAUR in 1957 and has since actually been applied by them in a number of cases [56, 52]. U. GIFFORD [57] has likewise built long-span bridges with thin webs on this principle.

It should also be borne in mind that the compressive stresses which, at failure load, occur in the concrete “struts” between the shear cracks may become significantly greater than indicated by the conventional theory, this increase being due to additional flexural stresses and to other secondary effects. The limiting values must therefore be applied with caution. At the present time the FIP-CEB Joint Committee is discussing proposals with a view to limiting the principal compressive stresses and establishing the design of the shear reinforcement. However, it is desirable to carry out further tests on the subject.

In [58] B. THÜRLIMANN makes a notable proposal for the shear design of prestressed concrete beams, which provides a good basis for further discussion of this problem.

Torsion plays an important part more particularly in box girders. In order to investigate the behaviour of prestressed box girders subjected to torsion, two large-scale tests were performed at Stuttgart. These are reported in [59] and [60].

It was found that, for obtaining the necessary safety against failure, the shear stresses due to torsion should be fully resisted by reinforcement and that therefore no reduction in consequence of the longitudinal force exerted by the prestress is possible. It was furthermore established that the torsional reinforcement should be relatively closely spaced (approx. 10 cm) at the outer corners of the box-section so as to ensure that the concrete at the outermost edges cannot spall off as a result of the change of direction of the “struts”. Also, in these tests a reinforcing network with bars parallel to the axes of the girder was found to be more suitable for resisting the torsional tensile stresses than networks with bars at 45° to the axes.

If the box girder is liable to undergo torsion in both directions, it is most certainly necessary to provide reinforcing networks with bars spaced 10 cm to at most 15 cm apart, because possible hair cracks that can develop in, for example, the bottom slab may intersect one another. In order as far as possible to obviate the occurrence of such hair cracks under working load, it is desirable to employ a relatively high degree of prestressing for such box girders.

At failure load (in the case of failure due to inclined compression in the web) the inclined compressive stresses were sometimes more than three times as high as they should theoretically have been, so that for torsion, too, the warning already uttered above is relevant. The behaviour of the prestressed box girders in "state I" (uncracked concrete) under working load showed good agreement with the values calculated with the aid of Bredt's formula.

10. Transmission of prestressing forces into beams

The magnitude and distribution of the tensile stresses occurring in the transmission zone (tendon anchorage zone) have been investigated in a number of research projects, so that the requisite reinforcement can now quite satisfactorily be designed. Unfortunately, the knowledge concerning this is not yet widely disseminated, and for this reason damage in these transmission zones is still of frequent occurrence. A summarising review of present knowledge on the subject is given in Chapter 9 of the book [1]. There, too, the results of tests for the end regions of beams are stated in which, besides the anchorage forces of the tendons, the bearing reaction—affecting the position and magnitude of the tensile stress—is also taken into account (Fig. 44).

It often occurs that tendon forces have to be resisted at the edges of plates or diaphragms. The tensile forces involved can be calculated without difficulty by means of the present methods of stress analysis for plates. In this connection reference should be made to the summarising report of the knowledge concerning deep beams ("girder walls") in [61] and to the publications by W. SCHLEE mentioned therein.

In pre-tensioned prestressed concrete members the tendons must, in the anchorage zone where the prestressing force is transmitted by bond alone, definitely be provided with a binding of transverse reinforcement and be connected to the web by means of closely spaced stirrups. Particularly for this reinforcement the text-books ought to give the requisite information as to design and distribution and thereby make it available for application in practice.

In many prestressed concrete structures it occurs that the tendons have to be anchored within a member. For this it is necessary to provide either jacking pockets or even jacking apertures. If a tendon exerts its force upon a diaphragm

in this way, tensile forces will be produced directly beside the anchorage in the spanning direction. These forces will likewise require local special reinforcement to resist them. The magnitude of the tensile forces in question has been determined by photo-elastic methods and reported in [62], so that for this case, too, appropriate design of the necessary reinforcement is possible (Fig.45).

11. Prestressing steels, tendons, anchorages

With regard to the individual wires or strands that go to make up the tendons there is a trend towards the adoption of larger cross-sections. Thus, for example, in Germany wires of steel grade St 125/140¹⁾ with a diameter of 12 mm have now come into common use, and the application of 16 mm wires is on the way. Starting from the U.S.A. and Britain, the 7-wire and 19-wire strand consisting of wires 3 to 4 mm in diameter is coming more and more into prominence.

So far as the properties of steel are concerned, it is being endeavoured to raise the limit of proportionality in order to reduce relaxation. Unfortunately, this is achieved partly at the expense of ductility, which is a very necessary property, e.g., for anchorages based on wedge action. It is questionable whether this trend of development is correct. Adequate ductility of the steel is most essential particularly with regard to anchorages. Reducing the relaxation would not be necessary if the permissible steel stresses at tensioning were not so high as, for example, in France, where a value equal to 85% of the tensile strength of the steel is allowed. Such a high stress, even if it occurs only temporarily at the time of tensioning the tendons, is at variance with all sound rules of engineering with regard to safety, which must be ensured also during construction, i.e., when tensioning is in progress. There is no loss of economy if the permissible stress is somewhat reduced and a lower degree of prestressing (as envisaged in Section 1 of this report) is adopted.

Also with regard to the tendons there is a tendency to increase the prestressing force per tendon. Whereas formerly designers contented themselves with forces of 25 to 50 tons per tendon, nowadays there are already a number of systems available with tendons of 200 tons and upwards. The anchorages and tensioning devices used for such tendons are indeed somewhat clumsy, but on the other hand the advantages from the point of view of structural design are undeniable. With the aid of the so-called concentrated tendons used in the BAUR-LEONHARDT prestressing system structures containing cables developing over 3000 tons of prestressing force per cable have meanwhile been constructed (Caroni Bridge) [63].

¹⁾ The two values represent the 0.2% proof stress and the tensile strength of the steel respectively (in kg/mm²).

Tendon anchorages by means of wedges are coming into increasingly widespread use. With such anchorages the unavoidable slip of the wedges must be duly considered. The reliability of wedge anchorages should, however, be very carefully investigated, so that the details—e. g., including the hardness of the wedges, etc.—can be accurately specified. In Germany, dynamic testing of the anchorages (not embedded in concrete for the purpose of the test) with 2 million pulsations (stress variations) with a lower stress limit equal to 50% of the tensile strength and with a stress variation range of at least 1200 kg/cm² is required. This severe requirement has revealed many a defect in anchorages, and those anchorages which have been tested in this way are thus known to possess a high degree of reliability.

In many cases spliceable tendons are used. These are now available in various prestressing systems. More particularly at splices it is essential that the anchorages be very reliable and have high ultimate strength. The splice joint itself is usually formed by means of screw-threaded connections, which should be amply designed, since ordinary screw threads do not possess any very great fatigue strength. This strength can, however, be increased by adopting a suitable shape for the screw thread.

12. Corrosion protection of prestressing steel

Unfortunately, some cases of harmful corrosion to prestressing steel have occurred. In so far as the corrosion was not caused by chlorides from additives or the like, it was ascertained in most cases that the grout had not perfectly surrounded the prestressing steel. It is therefore urgently necessary to achieve further improvement of the quality of the grout and of the grouting procedure. The FIP recommendations for grout unfortunately give no strict ruling as to the maximum water/cement ratio for grout; according to the German directives this must not exceed the value of 0.44. Also, a special additive with water-reducing and expanding action should be specified in order to obviate the formation of cavities. Furthermore, it is necessary to ensure, more than has hitherto been done, that the prestressing wires are somewhat uniformly distributed over the cross-section of the sheath or duct, so that the flow resistance encountered by the grout will not vary too much. The sheaths, too, require to be further improved in design so as to ensure that the wires are only over the shortest possible distances in contact with the walls of the sheaths.

It should also be investigated whether, instead of cement grout (which continues to be rather unsatisfactory), it is not possible to find another grouting medium with a more reliable corrosion protecting action and good strength for establishing bond.

Protection against corrosion, of course, imposes the further requirement that the concrete surrounding the tendons must be dense and free from cracks.

To be certain of this, the concrete cover should be related to the tendon sheath diameter; it should be at least equal to the diameter of the sheath or, for large cables, at least 8 cm.

13. Parapets and guard fences

It repeatedly occurs that vehicles meet with serious accidents on bridges or even fall off bridges. In both cases this is attributable to the solution that has hitherto usually been adopted to provide protection, namely, the arrangement whereby either a 60 to 70 cm high concrete guard member or a high kerb with an adjacent heavy bridge parapet is provided. Both protective devices are hard and unyielding, so that a vehicle which happens to stray from the carriageway receives a severe blow. If the centre of gravity of the vehicle is sufficiently low, it will be hurled back, badly damaged, on to the carriageway; if, on the other hand, the centre of gravity is higher, the vehicle will somersault over the parapet and fall off the bridge. The solutions hitherto employed have also been attacked by O. A. KERENSKY [65].

So it is being increasingly widely realised that this method of protection is wrong. It is at variance with the law of nature that kinetic energy is destroyed by energy of deformation (force \times distance). If the protective device is unyielding, then there is no "give", i.e., no "distance", so that the force becomes tremendously large. In tests carried out in California and in Sweden it was shown already years ago that with yielding protective devices, ropes in particular, the vehicles can be caught and stopped in such a manner that only slight damage is caused and that, above all, generally no serious personal injuries occur.

In the last two years the German Road Research Association (Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen) has conducted extensive further investigations, which showed that even heavy lorries (trucks) which collide with suitable protective devices at an angle of 20° and a speed of 80 km/h are "gently" deflected back on to the carriageway and sustain no damage worse than dented bodywork. More tests with yielding bridge parapets are planned. There is no doubt that bridge parapets can be so constructed that vehicles are safely stopped by them and are not hurled back on to the carriageway. For this it is necessary that the parapet structure should be able to deflect laterally a distance of 0.8 to 1.0 m. The method of fixing should be so contrived that no damage to the bridge deck itself is caused.

On the other hand, it should be possible to look through the parapet, so as to give the drivers of vehicles an unobstructed view of the river under the bridge. There is nothing so frustrating to the motorist as driving over a river and not even seeing the water.

In any case it is an important task for us, bridge engineers, to develop suitable parapets. International co-operation in this field would be of real value.

IV

Développements nouveaux des constructions en béton

IV a

Tendances nouvelles dans le calcul et la construction des ponts de grande portée et des viaducs (ponts biais, ponts-dalles, sections en caisson)

F. LEONHARDT

Prof. Dr., Technische Hochschule Stuttgart

1. Introduction

L'objet de ce rapport est de donner un aperçu de l'état actuel de l'art en ce qui concerne l'établissement des projets, le calcul et la construction des ponts en béton armé et précontraint, ainsi que de faire ressortir les domaines où des problèmes s'offrent à un traitement international et ceux requérant de nouvelles recherches. Du fait du développement rapide et des efforts importants qui se manifestent en cette matière dans de nombreux pays, il ne sera pas possible au rapporteur d'appréhender la totalité des innovations essentielles; le rapporteur demande qu'on ne lui en tienne pas rigueur et qu'on apporte les compléments nécessaires en présentant des contributions à la discussion.

C'est en se plaçant à un point de vue *relatif* qu'il convient d'entendre la notion de «longue portée» dont il est fait mention dans le thème, et l'on considérera ainsi déjà comme longue, dans le cas d'un pont-dalle biais, une portée de 20 m mesurée perpendiculairement aux appuis, ainsi que, dans le cas d'une poutre préfabriquée, une portée de 40 m. On insiste plus particulièrement sur les ponts biais, car ils sont de plus en plus nombreux dans les régions à forte densité de population et présentent des difficultés quant à leur calcul et à leur exécution.

En raison des importants avantages afférents au béton précontraint, ces ponts en béton à grande portée ne sont plus réalisés aujourd'hui en béton armé mais en béton précontraint, car ce type de construction offre de grands avantages tant du point de vue économique que constructif et permet d'allonger très sensiblement les portées. A cet égard, il y a lieu principalement de

faire ressortir le bon comportement du béton précontraint aux sollicitations dynamiques (cf. chap. 14 de [1]) ainsi que l'absence de fissurations nuisibles. Avec un béton de bonne qualité bien préparé, ces deux propriétés sont garanties d'une bonne résistance au vieillissement. Le présent rapport se limite donc aux ponts en béton précontraint.

2. Le degré de précontrainte approprié en fonction des charges de circulation visées au cahier des charges

Dans les premiers temps de l'emploi du béton précontraint, on réalisait toujours une précontrainte totale des ponts, autrement dit on ne tolérait aucune contrainte de traction due au moment fléchissant dans les fibres extrêmes, conformément à la théorie de E. Freyssinet. Dans le cas de charges de circulation élevées, et spécialement avec les sections en T, cette «précontrainte totale» entraînait, dans les membrures tendues, de très fortes compressions initiales qui s'exerçaient en permanence et provoquaient de ce fait d'importantes déformations de fluage. Dans de nombreux pays, on a exigé la précontrainte totale sans tenir compte de la valeur des charges de circulation prescrites ni des coefficients de sécurité. Mais ces prescriptions sont très variables; dans nombre de pays on se réfère à des transports spéciaux extrêmement lourds ou à des véhicules militaires d'un poids de 60 à 100 t sur des surfaces relativement faibles, alors que la circulation normale, en y comprenant les camions poids lourd, ne fait intervenir que le tiers ou le quart de ces charges. Or il se trouve que précisément les poutres en béton précontraint supportent très bien les surcharges exceptionnelles; même en cas de fissuration du béton de la membrure tendue, ces fissures, sous l'effet de la force de précontrainte, se referment complètement après la disparition de la brève surcharge. C'est de façon constante que les essais ont fait ressortir cette aptitude très nette des poutres en béton précontraint à récupérer après de brèves surcharges exceptionnelles. Il est donc sans intérêt, pour éviter des contraintes de traction dans le béton en présence de charges extrêmes rares, d'appliquer une très forte précontrainte aux poutres soumises à la charge permanente dans la membrure tendue, et en outre doit-on tenir compte des déformations de fluage précédemment mentionnées qui modifient le gradient.

C'est à l'influence de U. FINSTERWALDER que l'on doit, en Allemagne, l'introduction précoce et l'application à la construction des ponts de la «précontrainte limitée» qui permet à pleine charge certaines contraintes de traction. Dans les «Recommandations» du Comité mixte FIP-CEB exprimées au Congrès de la FIP qui s'est tenu à Paris en 1966, on trouve aussi présentées trois classes distinctes avec différents degrés de précontrainte, et un certain allongement de traction est admis dans la classe II pour les ponts. Avec la limitation des contraintes de traction ou des allongements, des tractions ne

se manifestent toutefois, dans le cas des sections rectangulaires ou en **I**, qu'à un pourcentage beaucoup plus élevé de la charge totale de circulation que, par exemple, dans le cas des sections en **T**. Ce qui n'est pas judicieux.

Le rapporteur considère plus indiqué de faire dépendre le degré de précontrainte de la valeur de la charge de service dont la fréquence d'occurrence est de l'ordre du million. Pour les ponts, il conviendrait de fixer la précontrainte de telle sorte qu'à cette valeur de la charge utile aucune contrainte de traction ne sollicite la fibre extrême, alors qu'aucune limitation ne doit être apportée à la valeur de la traction ou de l'allongement aux charges spéciales d'occurrence rare parfois visées dans les cahiers des charges. Ceci présuppose que l'armature non tendue est choisie de telle sorte que, même dans ces cas de charges extrêmes, il ne se produise que des fissures capillaires invisibles finement divisées.

Ceci est facile à réaliser, car, dans les poutres en béton précontraint, du fait de la position basse qu'occupe la ligne neutre sous l'effet de la force de précontrainte, l'allongement des fibres extrêmes sous charges de service est bien plus faible que dans le béton armé conventionnel. On suppose en outre que les éléments de précontrainte et l'armature non tendue prévue dans la direction longitudinale sont dimensionnés de façon à assurer la sécurité exigée à la rupture correspondant à la pleine charge de circulation. Le dimensionnement pour la sécurité à la rupture peut aussi se trouver influencé par le fait que la valeur imposée de la tension admissible de l'acier de précontrainte est un peu plus basse dans le cas d'une précontrainte limitée qu'avec la précontrainte totale.

L'expérience a montré aussi que les moments de la charge de circulation dont la fréquence d'occurrence est de l'ordre du million atteignent un pourcentage des moments maxima calculés qui est plus élevé dans le cas des faibles portées que dans celui des grandes portées. Si le cahier des charges fait état de véhicules de 60 à 100 t, le degré de précontrainte adéquat devrait être à peu près tel que, pour un pont d'environ 30 m de portée, 50 à 60% du moment maximum de la charge de circulation représentent une charge supportée sans qu'encore se manifeste une contrainte normale de traction, alors qu'avec une portée de 100 m on pourrait peut-être fixer ce pourcentage à 40%. Sur un pont de 186 m de portée sur le Rhin avec forte circulation (tramway et proportion élevée de camions), on a mesuré que les pointes des moments de la charge de circulation normale effective représentaient 14 à 16% du M_p maximum calculé conformément à la norme DIN 1072.

Ce n'est pas exclusivement en vue de rendre économiques les ponts en béton précontraint que le choix du degré de précontrainte adéquat revêt une grande importance, il en a également une eu égard au comportement sous la charge permanente. Il est évident que les fortes déformations de fluage se manifestant après l'érection du pont sont indésirables, car elles modifient le gradient et, notamment dans le cas de faibles portées, détériorent de ce fait les

caractéristiques de viabilité. En appliquant la précontrainte limitée, on fait donc des économies tout en assurant un meilleur comportement sous les charges permanentes et sans qu'en souffre la sécurité.

Les charges de calcul, coefficients d'oscillation et coefficients de sécurité présentent encore de grandes différences selon les pays (Fig. 1 à 3). Ainsi l'Indian Road Congress demande-t-il des convois de camions de 75 t et des coefficients d'oscillation très élevés, alors que les AASHO des USA n'appliquent que 32 t comme charge max. des véhicules. Subissant certaines influences, les règlements français et allemands ont aussi fait état après la guerre de valeurs très élevées. Pour une portée de 40 m, le règlement français donne des moments de dimensionnement trois fois plus grands que ceux des AASHO. Des différences si considérables ne sont certainement pas justifiées dans la pratique. C'est surtout dans les pays en cours de développement, dont la mise en valeur impose de lourds sacrifices financiers, que l'on devrait éviter de taxer la construction des ponts de charges exagérément élevées.

Le CEB et la FIP élaborent des recommandations en vue d'unifier sur le plan international les bases du dimensionnement, et ces recommandations concernent aussi le degré de précontrainte. Il est évident que, dans la construction des ponts, la condition préalable à l'application de telles recommandations est d'uniformiser les surcharges réglementaires.

Il serait souhaitable qu'au Congrès une commission fût formée et chargée d'étudier ces questions.

3. Bases du calcul

Dans nombre de pays on tente d'utiliser exclusivement le calcul à la rupture (calcul d'états-limites, ultimate load design) pour calculer les ouvrages. Mais l'expérience enseigne que, dans les ponts en béton précontraint, c'est à l'état correspondant à la charge de service qu'il faut faire entrer en ligne de compte et, partant, calculer les contraintes et que pour les déformations c'est à l'état poids propre + précontrainte. On sera encore pendant longtemps réduit au calcul de l'état I pour matériaux homogènes d'après la théorie de l'élasticité en ce qui concerne aussi le cisaillement, la torsion, l'introduction des efforts, la redistribution due au fluage des moments et la limitation des fissures, et il faut ajouter que ces principes de calcul classiques donnent, précisément pour le béton précontraint, des résultats proches de la réalité. Jusqu'à présent, seul a été résolu de manière satisfaisante le problème de la vérification de la résistance à la flexion avec prise en compte des courbes caractéristiques réelles des matériaux. Les procédés de calcul à la limite qui s'y rapportent et qui permettent de faire intervenir la redistribution des moments dans les systèmes hyperstatiques sont parfois avantageux pour l'étude de la sécurité. Pour le cisaillement et la torsion il n'y a encore aucune méthode de recherche de la charge de rupture sur laquelle l'accord se soit fait, bien qu'on doive effectuer le dimensionnement pour les

efforts intérieurs à la charge de rupture requise. La pratique est donc fondée à appliquer de préférence la théorie de l'élasticité dans ce domaine, et les chercheurs auront encore beaucoup à faire avant que le calcul à la limite puisse, à tout le moins, être étendu à la totalité du dimensionnement.

4. Ponts biais

4.1. Ponts-dalles biais

Dans les ponts-dalles biais, il y a de nombreux paramètres qui influent sur les efforts principaux et, partant, le dimensionnement. Il s'agit essentiellement de se limiter aux paramètres les plus importants. Les moments principaux dépendent, en grandeur et direction, de l'angle d'obliquité φ , du rapport de la portée l mesurée perpendiculairement à la largeur b , du système d'appui ainsi que de la nature et des points d'application des charges. L'étude théorique par la théorie des plaques se fait de plus en plus à l'aide de calculatrices électroniques, ainsi qu'elle a été pratiquée de façon exemplaire en 1964 à l'Université de Bratislava par J. BALAŠ et A. HANUŠKA [2, 3, 4]. Les travaux antérieurs du danois N. NIELSEN (1944, Copenhague) méritent également d'être mentionnés [5]. Dans le domaine de la littérature de langue anglaise, il convient de citer les travaux de K. E. ROBINSON [6].

Balaš et Hanuška ont examiné, entre autres, l'influence du coefficient de Poisson μ , et ils ont trouvé que, le coefficient de Poisson augmentant ($\mu = 0$ à 0,33), les moments maximaux et les flèches s'accroissent, particulièrement aux bords libres. Par conséquent, les résultats des recherches de statique sur modèles d'un matériau à une valeur de μ plus élevée (p. e. $\mu = 0,33$) que celle du béton se trouvent du côté de la sécurité.

Du fait des difficultés présentées par l'approche théorique, on a de bonne heure eu recours aux études de statique sur modèles pour résoudre ces problèmes. Vu l'influence importante qu'exerce la position des véhicules très lourds sur la courbe enveloppe des moments maximaux servant de base à la détermination des sections, on part presque toujours des surfaces d'influence pour calculer les dalles biaisées. W. ANDRÄ et F. LEONHARDT ont à cet effet mis au point un procédé qui permet de déterminer directement les lignes d'influence des moments et des pressions aux appuis en tenant compte de l'allongement transversal [7 et 8]. Le développement de cette méthode en vue d'utiliser une calculatrice électronique ne présente aucune difficulté. On peut ainsi aujourd'hui, en quelques jours, tracer les surfaces d'influence requises se rapportant à un pont biais et les exploiter en fonction des charges prévues. Pour chaque point considéré, on a besoin de trois surfaces d'influence de moments pour être en mesure de déterminer les moments principaux m_1 et m_2 à partir de m_x , m_y et m_{xy} .

De précieuses tables auxiliaires ont été établies et publiées à partir d'études statiques sur modèles. Il convient à cet égard de citer le livre de H. HOMBERG et W. R. MARX: «Schiefe Stäbe und Platten» [9] (Dalles telles que $b = l$ et $\varphi = 20^\circ$ à 90°) ainsi que, tout spécialement, les tables de H. RÜSCH et A. HERGENRÖDER: «Einflussfelder der Momente schiefwinkliger Platten» [10] qui traitent des dalles biaisées avec différents $b : l$ et différentes valeurs de l'angle d'obliquité jusqu'à $\varphi = 30^\circ$ (Fig. 4).

Des travaux jusqu'à présent exécutés, il ressort que pour le dimensionnement on peut se limiter à la considération de trois points déterminants, à savoir le centre m de la dalle, le point r au bord libre et l'angle obtus s (Fig. 5). A la Fig. 6 on a représenté les valeurs et les directions des moments principaux en fonction de l'angle d'obliquité φ avec $b = l$ pour une charge superficielle uniformément répartie sur la totalité de la surface du pont (p.ex. poids propre). Nous y voyons que le moment principal au point m dans la direction longitudinale, c'est-à-dire m_1 , augmente de façon sensible à mesure que l'angle devient plus aigu à partir d'environ $\varphi = 60^\circ$, alors que le moment transversal m_2 diminue et devient même négatif quand l'angle d'obliquité est très aigu. Le moment au point r du bord libre augmente dans la même mesure, mais ne dépasse pas essentiellement m_1 au milieu de la dalle, ce qui a une influence favorable sur la hauteur de construction nécessaire. On doit y tenir compte que le moment positif maximum au bord se déplace, φ devenant plus petit, du milieu en direction du coin obtus jusqu'au point approximativement situé à $0,25l$. Des indications à ce sujet sont données dans [3], [9] et [10].

Ce qu'il y a lieu de prendre surtout en considération, ce sont les moments d'encastrement du bord libre qui apparaissent à l'angle obtus, avec naissance, à peu près dans la direction des appuis, d'un moment négatif élevé qui diminue rapidement selon la nature de l'appui, alors que dans la direction perpendiculaire se manifeste un moment principal positif qui est en quelque sorte dû à la résistance à la torsion de la dalle. L'encastrement du bord libre à l'angle obtus provoque évidemment aussi un important accroissement des réactions d'appui à l'angle obtus, et celles-ci dépendent encore de la nature des appuis.

Prenons l'exemple de la Fig. 7 pour montrer comment se développent les moments principaux dans un pont tel que $\varphi = 30^\circ$ et $b = l$ par comparaison avec un pont ordinaire perpendiculaire aux rives. La portée l est de 20 m, et les charges appliquées sont une charge uniformément répartie $q = 3 \text{ t/m}^2$ et une charge isolée mobile de $P = 30 \text{ t}$.

Les tables mentionnées procèdent d'un appui linéaire permettant les rotations. W. ANDRÄ et F. LEONHARDT, dès 1960, ont constaté dans [8] que la réaction d'appui maximale à l'angle obtus ainsi que, par conséquent, les moments peuvent être favorablement modifiés si, au lieu d'un appui linéaire, on réalise un système d'appui sur des points situés à une grande distance les uns des autres. A la Fig. 8 empruntée à cet ouvrage, on voit que l'ordonnée d'influence maximum de la réaction d'appui A_1 peut être ainsi ramenée de 1,8 à 1,1. C'est

de manière correspondante que régresse aussi le moment négatif à l'angle obtus dont on a du mal à venir à bout par des mesures constructives.

A. MEHMEL [11] et HOMBERG [12] entre autres ont abordé aussi, dans des recherches étendues, l'étude de l'influence de la distance des appuis et de l'élasticité des appuis. Il est compréhensible que, rien que par une élasticité légèrement différente des points d'appui, le diagramme des moments de telles dalles biaises se trouve sensiblement modifié. On peut donc recommander de placer les dalles biaises sur des appuis isolés disposés à des distances de 0,15 à 0,25 l , en veillant, grâce à des culées solidaires suffisamment rigides, à ce que ces appuis ne présentent pas de déformations différentielles. Cette dernière condition doit évidemment être aussi étroitement observée dans les études statiques sur modèles.

Des réactions d'appui négatives peuvent apparaître à l'angle aigu, et il est bon de les éviter étant donné qu'en ce point, en revanche, il est nécessaire de disposer un appui mobile qui rend difficile la réalisation d'un ancrage. En choisissant convenablement la distance des appuis et la précontrainte on peut faire en sorte qu'il n'y ait que des réactions d'appui positives.

Ce n'est, jusqu'à présent, qu'en recourant aux surfaces d'influence qu'on peut calculer les moments et efforts tranchants résultant de la précontrainte, en appliquant les poussées au vide des éléments de précontrainte sur les lignes d'influence dans la direction des éléments de précontrainte et en ajoutant la composante horizontale de l'effort de précontrainte en tant qu'effort longitudinal centré ou excentré. Cette méthode, qui est utilisée depuis longtemps en Europe, est nommée par T. Y. LIN la «Load-Balancing Method» [13].

On n'a pas encore suffisamment élucidé quel est le type de précontrainte le mieux approprié aux dalles biaises. Il est établi qu'on ne peut obtenir l'effet souhaité qu'en mettant en œuvre des éléments de précontrainte courbes dont les poussées au vide s'opposent aux charges. A cet effet, on prendra de préférence des éléments de précontrainte à courbure simple, parabolique par exemple ①, pour mettre en tension la zone moyenne de la dalle, tandis qu'aux limites la dalle devra contenir des éléments de précontrainte ② à courbure variable propres à satisfaire aux moments d'encastrement à l'angle obtus (Fig. 9). Ces moments d'encastrement dus au poids propre se trouvent d'ailleurs amoindris du fait des poussées au vide dues à la précontrainte.

On disposera en général les éléments de précontrainte en éventail à partir de l'angle obtus et, dans la partie médiane, on observera un angle d'environ 70 à 80°. Pour les moments d'encastrement à l'angle obtus, il est nécessaire de placer quelques éléments de précontrainte ③ courts et puissants parallèlement à l'appui. A la Fig. 9, on voit un exemple de cette disposition des câbles de précontrainte.

Il est cependant opportun de chercher à simplifier la précontrainte. Il y a par exemple des dalles biaises dont la précontrainte a souvent été effectuée avec des éléments de même courbure parabolique parallèles aux bords libres,

et dans ce cas on peut faire disparaître l'effet de l'obliquité en ce qui concerne le poids propre si les poussées au vide des éléments de précontrainte sont aussi grandes que le poids propre. On ne peut toutefois considérer cette solution comme optimale car elle ne satisfait pas aux moments de la charge de circulation.

Bien que les cisaillements et les contraintes principales de traction obliques soient très faibles dans les dalles précontraintes massives, on tient cependant pour nécessaire de disposer des étriers, de préférence des étriers fermés, aux limites et aux appuis ainsi que, surtout, dans la zone de l'angle obtus, étant donné qu'il existe des moments de torsion près des bords libres qui provoquent le changement de direction des moments principaux.

La précontrainte ne peut évidemment produire son effet que si le raccourcissement du béton n'est pas empêché par les appuis de la dalle, c'est-à-dire qu'il faut assurer la mobilité horizontale non seulement en prévision des variations de longueur dues à la température et au retrait mais aussi en vue du raccourcissement résultant de la précontrainte et du fluage. Il est bon de situer l'appui fixe à l'un des angles obtus. Les appuis à rouleaux ne conviennent pas comme appuis mobiles, car ils ne peuvent être placés perpendiculairement à la tangente à la surface fléchie. On adoptera donc de préférence des appareils d'appui en caoutchouc, notamment avec une couche de glissement en téflon [14] ou des pendules permettant la rotation dans tous les sens, si les dimensions sont importantes.

La jonction du type cadre entre les parois des appuis et les dalles biaisées conduit à des moments distribués de façon encore plus compliquée et rend difficile l'exécution de la construction. On a en Suisse étudié dans le détail et réalisé ces sortes de ponts [15]. Ils ne présentent un avantage que si l'on est contraint de prévoir un ouvrage de hauteur exceptionnellement faible.

C'est en général en béton massif qu'on réalisera les dalles biaisées, même avec des portées allant jusqu'à environ $l = 25$ m. La pose de tubes en vue de l'allégement se heurte à des difficultés pour le flux des forces et le guidage des câbles de précontrainte qui en dépend. Si l'on a à construire des dalles biaisées de plus grande portée, il est recommandé de ménager des cavités rectangulaires à coffrage perdu, de façon à pouvoir amener les nervures en éventail à l'angle obtus et que les câbles puissent être guidés conformément au flux des forces.

C'est un pont biais de cette sorte que, par exemple, F. LEONHARDT a construit en 1955, avec les caractéristiques $l_{\varphi} = 42,6$ m, $\varphi = 44^{\circ}$ et une hauteur de 1,50 à 1,15 m seulement (Fig. 10) [16].

Un très grand pont-dalle biais à 2 travées, avec 2 fois 40 m de portée biaisée, $\varphi = 23^{\circ}$, 99 m de longueur d'appui et sans aucun joint, a été construit en 1966 à Stockholm pour l'aménagement de la circulation de Midsommarkransen [22].

Si l'on a à construire des dalles biaisées sur plusieurs travées, il est alors recommandé de déterminer les moments et les réactions d'appui sur modèle. Comme exemple, indiquons le pont de la Bleichinsel d'Heilbronn dont l'étude comportait un tracé non seulement biais mais encore courbe et une largeur

variable (Fig. 11) [7]. Un passage inférieur biais à trois travées avec un angle de biais de 19° seulement est décrit dans [16] à la page 81.

C. SCHLEICHER [17] a dernièrement établi des programmes de calculatrice pour dalles biaisées à épaisseur variable à plusieurs travées, et ils permettent aussi le traitement numérique pour des conditions simples aux limites.

On peut en tout cas dire qu'à l'aide des études sur modèles ou des tables auxiliaires l'ingénieur est aujourd'hui en mesure de satisfaire à toutes les exigences de la circulation en ce qui concerne les ponts biaisés, dans lesquels la contribution de la dalle à la résistance rend possible de très faibles hauteurs et, tout à la fois, permet des formes simples et esthétiques. Pour le développement futur, il serait souhaitable d'étudier la sécurité à la rupture de ces dalles précontraintes biaisées en vue de simplifier et, peut-être, aussi de réduire la précontrainte. La théorie des lignes de rupture ne convient pas ici, car la sécurité que requièrent les ponts à l'égard des grandes fissures ne permet pas que se manifestent des écarts trop importants par rapport aux moments conformes à la théorie de l'élasticité.

4.2. Ponts-poutres biaisés

Dans les ponts biaisés de grande portée qui ne peuvent plus être exécutés avec des dalles pleines ou creuses, la largeur est généralement inférieure à la portée et, de ce fait, l'influence du biais sur la distribution des moments se trouve réduite. L'expérience montre même qu'il peut être opportun de supprimer l'effet du biais sur le système des poutres maîtresses en disposant, aux appuis, non pas des entretoises rigides mais seulement des cadres transversaux déformables (Fig. 12) qui ne provoquent pas d'encastrement des poutres maîtresses. On obtient ainsi à peu près les mêmes moments dans les poutres maîtresses disposées parallèlement et on peut les dimensionner de façon identique. Ce qui est souhaitable si l'on veut préfabriquer les poutres. Les entretoises répartitrices sont placées parallèlement aux appuis pour solidariser les points de même flèche. Il n'est indiqué de disposer les entretoises répartitrices perpendiculairement aux poutres maîtresses que si l'ensemble du grillage de poutres est étroit par rapport à la portée (Fig. 13).

Si plusieurs travées sont nécessaires pour un passage biaisé, on peut éviter les difficultés inhérentes aux ponts biaisés en prévoyant une poutre maîtresse rigide à la torsion, une poutre-caisson par exemple, reposant seulement dans l'axe médian sur des appuis isolés, et en disposant suffisamment en retrait les culées perpendiculaires (Fig. 14). Ce type de pont est encore largement traité dans le chapitre des routes surélevées; c'est en 1954, en Californie, pour des ouvrages à passage supérieur en béton armé qu'on y a eu recours pour la première fois (Garey Ave, Pomona, Cal., non publié).

5. Routes surélevées

Dans le cadre de l'aménagement de la circulation dans les villes et les régions à grande densité de population, il est de plus en plus souvent nécessaire de construire de longs ensembles de ponts, qu'on appelle des routes surélevées, dont les formes architecturales revêtent une grande importance, tout particulièrement à l'intérieur des villes. Des ouvrages laids peuvent affecter considérablement la valeur de rapport des environs, alors qu'une route surélevée esthétique influe peu sur la vie de la ville au-dessous même de l'ouvrage. Un exemple positif en est donné par l'ouvrage de la place Jan Wellem à Düsseldorf (Fig. 15). Quant aux exemples négatifs, le monde en offre malheureusement un grand nombre.

Si l'on considère d'un point de vue critique les différentes solutions qui se présentent à propos des routes surélevées et qu'on analyse l'effet qu'elles exercent sur l'environnement, on en vient à conclure qu'il faut s'efforcer de réaliser les caractéristiques suivantes :

1. Structures élancées à une surface inférieure rassurée,
2. Appuis élancés et aussi peu nombreux que possible excluant tout entretoisement trop lourd,
3. Parapets transparents.

Les sections représentées à la Fig. 16 et appartenant à des routes surélevées existantes montrent de quelle ampleur peuvent être leurs différences. C'est sans doute avec la route surélevée de Düsseldorf qu'on a obtenu la solution la plus élégante, grâce à la forme arquée de la surface inférieure la hauteur de l'ouvrage est en quelque sorte invisible. On a ainsi l'impression d'une structure extrêmement élancée. L'effet peut être encore accru par le jeu des couleurs en donnant une teinte foncée à la surface inférieure et claire à la corniche extérieure. Les faibles dimensions des appuis fourchus ont été obtenues grâce à l'emploi d'un acier à haute résistance.

Pour voir l'importance de l'élancement des appuis dans les zones de la circulation urbaine, il suffit de regarder la route surélevée, de section analogue, de la Via Monteceneri à Milan (Fig. 16, Fig. 17 n'a pas été mise à disposition), dont les appuis ont les dimensions les plus faibles sans doute qu'il soit possible de réaliser avec le béton. Les ouvrages de cette nature exigent la continuité sur plusieurs travées.

Que l'on puisse aussi obtenir un bel effet esthétique avec des ponts plus larges comportant deux appuis, c'est là un fait qu'attestent les exemples de la Fischerstrasse de Hanovre (Fig. 18) et du viaduc d'accès au pont septentrional sur le Rhin de Düsseldorf (Fig. 19). Dans les deux cas, on a évité les lourdes entretoises entre les appuis. Ceux-ci sont restés élancés, de sorte qu'il s'exerce un effet incitant à utiliser l'espace compris sous le pont.

C'est de façon tout à fait délibérée qu'on s'est imposé ces exigences esthétiques, car elles répondent à une nécessité réelle des routes surélevées, surtout

dans les villes, si l'on veut que les agglomérations urbaines en question restent «humaines».

Cette forme esthétique est principalement obtenue en disposant l'entretoisement des piliers non pas sous les poutres maîtresses mais plus ou moins à leur niveau (Fig. 20). Les ouvrages continus ne présentent à cet égard aucune difficulté, car on connaît le dimensionnement et les méthodes constructives applicables à l'appui indirect des poutres maîtresses sur les entretoises, que l'assemblage se fasse avec des armatures non tendues ou bien qu'une précontrainte soit mise en œuvre [18]. On attire l'attention sur la nécessité des «armatures de suspension». Les entretoises ont en général un très faible élanement, de sorte qu'on peut diminuer la couverture de cisaillement [19 et 20].

Dans le cas des dalles, pleines ou creuses, on placera les appuis (Fig. 21) directement sous les dalles qui, avec une précontrainte dans les deux directions, présentent une portance très élevée en résistant au poinçonnement, ce qui fait qu'il suffit de prévoir un emploi modéré des étriers dans la région des appuis. Il serait utile qu'on exécutât des essais sur la charge de poinçonnement (punching load) des dalles précontraintes.

Mais pour les poutres préfabriquées à une travée aussi on dispose d'une solution élégante qui consiste, ainsi qu'on l'a fait il y a déjà nombre d'années en construisant une route surélevée à Moscou, à appuyer les poutres sur des talons inférieurs des entretoises (Fig. 22). Le viaduc du métro de Rotterdam en donne un autre excellent exemple, plus récent [21], où l'on voit les poutres préfabriquées reposant sur un talon sur une table encastree dans un pilier (Fig. 23). On est là bien entendu réduit à pratiquer un encastrement robuste des piliers et il y a de nombreux joints.

Avec le viaduc de Hågersten (Stockholm), c'est une solution élégante que les Suédois ont présentée en 1965, en montrant comment un pont à plusieurs travées peut être rendu continu avec des poutres préfabriquées et un platelage en béton coulé sur place, et ce sans qu'il y ait d'entretoises sous les poutres longitudinales [22], Fig. 24.

Le problème de l'appui des routes surélevées a été traité dans son ensemble par LEONHARDT dans [23]. Il y est aussi montré qu'on peut construire les routes surélevées, même courbes, sous la forme de ponts continus de grande longueur et qu'on peut obtenir que les variations de longueur n'affectent que l'axe du pont. Il est de ce fait alors possible, même dans les courbes, d'utiliser des supports pendulaires avec appuis linéaires perpendiculaires à l'axe du pont, qui absorbent les moments de torsion de la poutre maîtresse. C'est ainsi que par exemple a été réalisée à Düsseldorf, entièrement sans joints sur 36 travées, une route surélevée de plus de 800 m comportant des parties courbes (Fig. 29 et 30 dans [23]).

Pour les ouvrages courbes pour route surélevée, c'est sans doute à la poutre caisson qu'il convient d'accorder la préférence, du fait de sa rigidité à la tor-

sion, en tant que poutre maîtresse; la tendance est généralement de choisir un caisson monocellulaire avec une dalle largement en porte à faux des deux côtés (Fig. 25).

6. Ponts au-dessus d'une rivière ou d'une vallée

En ce qui concerne les formes architecturales des grands ponts, les procédés de fabrication exercent une influence de plus en plus sensible. Aussi bien dans la construction avec du béton coulé sur place qu'en utilisant des éléments préfabriqués, l'ingénieur-projeteur doit avoir une idée claire des conditions économiques de fabrication. On ne se sert plus que rarement des cintres conventionnels. Pour les ponts de grande longueur, des «machines» d'échafaudage et de coffrage ont été développées qui se déplacent de travée en travée et sont généralement portées par les piles définitives. Dans la construction avec des éléments préfabriqués, on se sert de grandes poutres métalliques de montage. Le montage en encorbellement a encore été amélioré, aussi bien dans le cas du béton coulé sur place que des éléments préfabriqués. La vive concurrence qui règne est garante, en ce domaine, d'une évolution et de progrès rapides.

Ce n'est pas l'objet de ce rapport de décrire ces développements, quelque grande que soit leur importance pour les ponts en béton. Contentons-nous d'indiquer quelques publications, [24] à [29].

C'est de plus en plus à une grande hauteur que les ponts enjambent les vallées profondes ou larges, la route se situant parfois jusqu'à 150 m au-dessus du fond de la vallée (Pont de l'Europe à Innsbruck, Pont sur la vallée de la Moselle à Winningen, entre autres). Dans ces ponts sur des vallées, les piles représentent des éléments essentiels, non seulement eu égard au coût, mais aussi et surtout pour leur insertion dans le paysage. On constate qu'à cet égard, pour les ponts de grande largeur également, les piles individuelles étroites sous forme de profils creux élancés, même des supports tubulaires, sont particulièrement favorables. Aussi bien en Italie qu'en Allemagne, on a exécuté des têtes de champignon formant une grande table sur ces appuis, en fermant l'ouverture restante avec des poutres ou une dalle. Un exemple de réussite en est donné par le pont de la vallée de l'Elz (Fig. 26 et 27), avec ses piles octogonales, sa pyramide champignon aplatie et la dalle de béton lui faisant suite, qui a été construit avec une machine à échafaudage métallique [30]. A titre de comparaison, on donne l'exemple contraire d'un pont enjambant une vallée comportant les larges piles usuelles anciennes (Fig. 28).

Pour les vallées larges, il faut de plus grandes portées, telles que dans le pont sur la Sieg d'Eisfeld, qui malgré ses 105 m de portée a été construit avec des poutres continues de hauteur constante travée par travée avec une machine à échafaudage métallique (Fig. 29 et 30) [31].

Dans le cas de ces ponts grands et hauts, il est extrêmement favorable d'avoir une superstructure continue sur plusieurs travées, si possible sur toute la

longueur du pont, en vue d'assurer le mieux possible les piles contre le flambage et de permettre l'absorption des efforts dus au vent.

En tant qu'exécutions spéciales de grands ponts, mentionnons en premier lieu les «Ponts-tables avec piliers en V» (Fig. 31) développés par R. MORANDI (Rome), comme principalement le pont de Maracaibo [32] en montre un exemple. C'est aussi d'après ce système qu'a été construit le pont de la Columbia River près de Kinnaird, B.C., Canada.

Les ponts en arc sont rares, car ils reviennent aujourd'hui plus cher que les ponts-poutres. Dans les ponts en arc, le béton précontraint a fait apparaître des portées plus grandes pour les longerons du tablier, ce qui a conduit à des formes telles que celle du pont sur la Glems près de Stuttgart (Fig. 32) [33]. Le pont sur l'Arno, aux environs d'Incisa en Italie, présente une forme semblable, mais avec des différences de détail qui en modifient l'aspect (Fig. 33).

L'étape suivante du développement des ponts en arc conduit aux portiques à contre-fiches, tels qu'ils sont construits de façon privilégiée en Suisse (Fig. 34 et 35) [34]. De grands ponts en béton précontraint ont déjà été construits sur ce système, pour passage de voies ferrées aussi (par exemple le Pont Horrem, avec $l = 85$ m, voir page 296 dans [16]).

Pour finir mentionnons encore les ponts en cadre avec treillis triangulaires comme béquilles, introduits par U. FINSTERWALDER (Fig. 36), qui sont particulièrement appropriés pour la construction de structures élancées sur une travée principale (page 287 dans [16]).

Pour les portées particulièrement grandes en plaine, il y a encore la suspension des poutres au moyen de câbles obliques qui offre maintes possibilités intéressantes (exemple le pont de Maracaibo). C'est aux environs de 1946 que ce système très ancien a pris un nouvel essor sous l'impulsion de F. DISCHINGER pour connaître de vastes applications dans la construction métallique (ponts allemands sur le Rhin). Dans les ponts en béton, les câbles ont de très lourdes charges à supporter, et on peut les réduire en employant un béton léger. L'important ici est l'ancrage sûr de ces câbles, ainsi qu'il est décrit dans [35].

7. La continuité des ponts-poutres sur plusieurs travées

Dans de nombreuses parties du monde il y a encore des doutes à propos des ponts-poutres continus à plusieurs travées, et ces doutes sont l'expression d'une crainte à l'égard des effets néfastes des tassements différentiels des appuis. Ces craintes ne sont pas justifiées, précisément dans les ponts en béton précontraint. C'est dès 1934 que les ponts-poutres continus ont connu une certaine faveur en Allemagne, et des enseignements positifs en ont été recueillis. Les ponts en béton précontraint sont en général élancés et, partant, peu sensibles aux tassements différentiels. Avec la connaissance que l'on a aujourd'hui de la mécanique des sols, il est possible de déterminer avec une précision suf-

fisante les tassements à prévoir, de sorte qu'on peut les faire entrer en ligne de compte dans l'étude du projet. Si l'on prévoit des tassements importants, on peut munir la superstructure d'un système d'appui réglable de façon à compenser les tassements survenus. Ainsi a-t-on construit par exemple à Duisburg, au-dessus d'une région d'affaissements miniers, un grand ensemble de ponts à poutres continues en béton précontraint avec appuis mobiles dans toutes les directions et réglables [36], bien que soient attendus des tassements partiels soudains atteignant 80 cm pour un affaissement total prévue de 2,0 m.

A cela s'ajoute que les moments fléchissants dus aux tassements différentiels tombent, du fait du fluage du béton, à approximativement 40 à 70% de leur valeur selon la vitesse des tassements [37]. De plus, grâce à la limite d'élasticité élevée de l'acier de précontrainte, le béton précontraint témoigne d'une forte capacité de récupération s'il advient des tassements inattendus importants qui sont éliminés par le réglage des appuis.

La tendance actuelle est de construire les ponts-poutres continus travée par travée au moyen de cintres métalliques mobiles, en couplant les câbles de précontrainte à peu près au cinquième de la portée [38] (voir Fig. 10.38 dans [1]).

Les avantages de la continuité sont manifestes: les moments fléchissants des poutres maîtresses sont fortement réduits, ainsi que les déformations, notamment les déformations de fluage. On peut adopter de plus grands élancements, autrement dit l'ouvrage peut avoir une hauteur plus faible ou bien l'on choisit une portée plus grande qu'avec les poutres à une travée. Les appuis doubles aux piles disparaissent, et l'on peut adopter des appuis pendulaires pour réaliser le système d'appui, mobile dans la direction longitudinale, des ponts de grande longueur. L'avantage le plus important consiste en l'élimination des joints transversaux aux appuis, joints dont la présence est particulièrement peu souhaitable eu égard à la rapidité de la circulation actuelle. Ces joints nécessitent toujours un entretien.

Les nombreux ponts-poutres continus qui, plus particulièrement en Europe, ont été érigés ont donné lieu à des observations toujours positives en ce qui concerne la continuité, de sorte que l'on peut sans hésitation ne tenir aucun compte de la défaveur dans laquelle ce type d'ouvrage est encore parfois tenu.

7.1. Le risque de fissuration dans la région des appuis des poutres continues

Dans quelques ponts continus en béton précontraint, ayant surtout une section en T, des fissures se sont produites (Fig. 37) à la partie inférieure des poutres à côté des appuis intermédiaires et à des distances de 0,3 à $2,0h$, bien qu'au droit de l'appui le calcul ait encore établi la présence de compressions pour le cas de charge $g + v_0$ (poids propre + précontrainte initiale). Ce phénomène a été analysé dans la thèse de K. H. WEBER [39], et les causes suivantes ont été mises en évidence:

1. Différences de température entre le platelage et le bord inférieur des poutres maîtresses.
2. Ecart éventuel de la hauteur des câbles de précontrainte au-dessus de l'appui par rapport à la cote du plan.
3. Effort de précontrainte temporairement trop élevé.
4. Trop faible courbure de l'axe des câbles de précontrainte dans la région des appuis.
5. Tractions dues aux pressions sur les appuis, notamment en cas de fortes pressions provoquées par des articulations incomplètes (supports en plomb, articulations en béton, etc.).

Le risque de telles fissures se trouve réduit si l'on applique une précontrainte limitée, car on a ainsi, pour $(g + v_0)$, de plus fortes compressions de flexion inférieures qu'avec la précontrainte totale. En outre, l'axe des éléments de précontrainte doit être courbé sur une courte longueur ($0,7$ à $1,0h$) au-dessus des appuis. Les sections en **I** et en \square sont plus favorables que les sections en **T**, car l'axe de gravité est moins haut. En vue de la sécurité, on recommande de munir cette zone des poutres continues d'armatures non tendues suffisamment longues en barres minces disposées à une distance d'environ 10 cm, de façon que les fissures éventuelles restent du type capillaire et, par conséquent, invisibles et sans danger.

8. La forme de la section des ponts-poutres

On distingue, dans le monde, deux écoles en ce qui concerne la forme à donner à la section des ponts-poutres :

1. L'école française fait intervenir de faibles distances, de 1 à 3,8 m, entre les poutres principales, ainsi qu'un platelage mince, précontraint dans la direction transversale et seulement très faiblement armé. Les âmes des différentes poutres principales sont là très minces (Fig. 38).

2. L'école allemande a depuis de nombreuses années adopté de grands espacements, de 5 à 8 m, entre les poutres principales et donne ainsi une épaisseur relativement élevée au tablier et aux âmes des poutres principales moins nombreuses (Fig. 39).

Le premier type de section convient pour les poutres individuelles préfabriquées, tandis que le second est approprié à l'emploi du béton coulé sur place.

Dans la dalle, l'école française prend en compte l'effet de voûte d'après Y. GUYON [40]; on n'y utilise presque aucune armature non tendue et les câbles de précontrainte transversale sont placés au centre. L'intérêt économique réside dans cette façon de dimensionner la dalle qui n'est pas admise dans beaucoup d'autres pays.

Selon l'école allemande, c'est à la flexion d'après la théorie des plaques

qu'on calcule les dalles en prenant en compte l'encastrement dans les poutres principales. H. RÜSCH a publié des tables étendues [41] comportant les moments fléchissants relatifs à ces dalles dans le cadre des normes de surcharge du Règlement allemand DIN 1072. K. HOMBERG [42] a récemment établi les surfaces d'influence relatives à des dalles d'épaisseur variable en porte à faux et encastées dans les poutres principales. A l'aide de ces surfaces d'influence, on a montré que l'on pouvait donner à ces dalles une portée encore sensiblement plus grande sans que l'économie en souffre. Conformément aux propositions de HOMBERG, on construit actuellement quelques ponts ayant des sections du type représenté à la Fig. 40, avec des portées de 8 m en porte à faux et des portées jusqu'à 16 m entre les poutres principales. Ces dalles sont naturellement soumises à une précontrainte dans la direction transversale. Dans les ponts-poutres de cette sorte, on n'emploie pas d'entretoises, ce qui fait que le cintre et le coffrage peuvent être conçus de façon à se déplacer dans la direction longitudinale (Fig. 41). L'exécution de ces ponts-poutres s'en trouve considérablement simplifiée.

Lorsque plus de 2 poutres principales sont présentes, il est constant aujourd'hui de déterminer la répartition transversale des lourdes charges de circulation entre les différentes poutres maîtresses en calculant un grillage de poutres croisées. C'est dès 1938 qu'en Allemagne l'on a commencé à pratiquer ces calculs de grillages (LEONHARDT [43], HOMBERG [44 et 45]). Y. GUYON et C. MASSONNET [46, 47 et 48] ont ensuite établi une bonne méthode de calcul prenant en compte la torsion. Récemment, dans la littérature de langue anglaise ont paru les ouvrages de P. B. MORICE et G. LITTLE [49], de A. W. HENDRY et L. G. JÄGER [50] ainsi que de R. E. ROWE [27]. Dans de nombreux pays, des programmes ont été écrits qui permettent d'utiliser des calculatrices électroniques pour calculer les grillages de poutres croisées, de sorte que l'étude de la répartition des charges ne prend plus beaucoup de temps. Remarquons seulement que, pour la répartition des charges, il suffit en général d'une entretoise à mi-travée, le maximum étant de 2 ou 3 par travée. Il est justifié d'adopter 3 entretoises ou plus si elles ont aussi pour rôle de maintenir approximativement constant, sur toute la longueur du pont, l'effort d'encastrement de la dalle.

C'est un fait connu depuis longtemps que, aussi avec 2 poutres principales, la répartition des charges est plus favorable que d'après la loi du levier. Cet effet a déjà été étudié avec la théorie des formes prismatiques. La thèse de W. ANDRÄ [51] a récemment mis à notre disposition à cet effet une bonne méthode dont l'exactitude a été vérifiée au moyen d'essais sur modèles.

Pour les ponts particulièrement élancés et de grande portée s'est imposée la section de forme caisson (Fig. 42) qui est adaptée à la préfabrication en longueurs partielles telle qu'on l'a mise en œuvre pour la première fois dans le pont de l'Ager [52] et, par la suite, pour maints autres ponts. Les caissons doivent être calculés à la flexion et à la torsion. En ce qui concerne la plaque

inférieure, il faut veiller à avoir une épaisseur suffisante si l'on veut qu'elle absorbe des efforts de compression longitudinaux élevés. Il est opportun de renforcer les plaques inférieures minces avec quelques nervures transversales. Dans le cas de poutres principales (à hauteur variable) avec des membrures inférieures courbes, on ne doit pas négliger les efforts de déviation des compressions longitudinales dans la dalle inférieure. En ce qui concerne le dimensionnement à la torsion, voir le paragraphe 9.

Pour diminuer la portée du panneau inférieur et, aussi, pour raccourcir les piles, on a tendance à incliner les âmes, ce qui donne des caissons à section trapézoïdale (Fig.42). Dernièrement sont apparus également des caissons complétés latéralement par des volumes triangulaires (Fig.43) destinés à soutenir, en quelque sorte en formant une console, le platelage en large porte à faux. Cette solution permet de conférer au pont-poutre un aspect très élancé. Mais il ne faut pas oublier que, pour absorber la composante verticale des panneaux extérieurs inclinés dans les âmes verticales, il est nécessaire de disposer des étriers supplémentaires ou des éléments de précontrainte sur toute la hauteur de l'âme. Indiquons aussi que, d'une manière analogue, il faut des étriers supplémentaires pour soutenir le poids du panneau inférieur, ce qui bien souvent a été omis dans les projets de ponts.

Dans l'évolution des sections, la tendance est de réduire non seulement le nombre des âmes mais aussi leur épaisseur, rapportée à la largeur du pont et à la portée. C'est surtout avec les membrures inférieures cintrées que ceci est possible, car une partie de l'effort tranchant s'y trouve absorbée du fait de l'inclinaison des efforts dans la membrure. Avec des barres de précontrainte verticales ou légèrement inclinées, on oppose une compression supérieure aux efforts de traction principaux de forte pente qui s'exercent dans les âmes. Ce sont les compressions principales obliques résultant de l'ensemble effort tranchant + torsion qui constituent le critère pour déterminer l'épaisseur de l'âme. Ici, la limitation des efforts de compression est plus basse qu'avec les éléments comprimés normaux, ainsi qu'il est montré encore au paragraphe 9. C'est le pont sur le Rhin de Bendorf [53] qui présente la plus faible épaisseur d'âme rapportée \bar{b}_0 qu'on connaisse jusqu'à présent, avec des âmes de 0,37 m d'épaisseur et de 8,0 m de hauteur aux appuis, pour $l = 208$ m et une largeur correspondante de 13,2 m; ce qui donne un

$$\bar{b}_0 \text{ égal à } \frac{b_0 d}{b \cdot l} = \frac{0,37 \cdot 8,0}{13,2 \cdot 208,0} = 0,001 .$$

Les plus grands ponts en béton précontraint du monde ont été construits avec ces caissons, par exemple le pont sur le Rhin de Bendorf avec ses 208 m de portée [53], le pont de l'Escaut Oriental en Hollande [54] et le pont de l'île d'Oléron en France [26] ainsi que beaucoup d'autres encore. Les profils en

caisson sont particulièrement bien adaptés au montage en encorbellement que U. Finsterwalder a introduit avec un si grand succès pour le béton précontraint et auquel diverses variantes ont été apportées.

9. Le dimensionnement au cisaillement et à la torsion

On n'a pas encore élucidé de manière satisfaisante le dimensionnement des poutres en béton précontraint travaillant au cisaillement (dimensionnement au *cisaillement*). La plupart des essais de cisaillement sur poutres en béton précontraint ont été exécutés sans armatures de cisaillement ou sans prendre en compte de façon systématique les nombreuses variables qui interviennent. Les règles de dimensionnement en vigueur dans les différents pays définissent des armatures de cisaillement qui, tantôt, sont excessives et, tantôt, insuffisantes.

Il est établi que les âmes doivent comporter une armature minimale que, d'après les essais de HANSON et HULSBOS [55], pour des étriers verticaux et B 450 (béton d'une résistance à la compression de 450 kg/cm² mesurée sur cubes à 28 jours d'âge), l'on peut fixer à

$$\min \mu_S \beta_S = 6\% \text{ kg/mm}^2 \text{ avec } \mu_S = \frac{F_{e, B\ddot{u}}}{b_0 a}$$

où: a = espacement des étriers
 b_0 = épaisseur de l'âme
 β_S = limite élastique étriers
 $F_{e, B\ddot{u}}$ = aire de la section droite d'un étrier

Cette armature minimale suffit dans de nombreux cas.

Il est aussi établi qu'il est sans intérêt de limiter les tractions obliques principales ou les cisaillements eu égard à la résistance du béton à la traction. Il n'est pas difficile, en mettant en œuvre des armatures ou en appliquant une précontrainte à l'âme, d'absorber parfaitement les efforts de traction principaux. D'autre part, il faut prendre en considération le fait que les compressions principales obliques représentent une limite importante pour les sollicitations des âmes au cisaillement. Des essais exécutés à Stuttgart ont permis de montrer que les éléments de précontrainte injectés de mortier de ciment dans les âmes diminuent tellement la résistance de l'âme à la compression que l'épaisseur du câble de précontrainte doit être déduite de l'épaisseur de l'âme lors du dimensionnement à la compression oblique. Quelques-uns de ces résultats sont exposés au Tableau I. On évite d'avoir à procéder à cette déduction si l'on dispose les câbles immédiatement à côté des âmes et que, après la mise en tension, on les solidarise à l'âme, de façon à résister aux cisaillements, au moyen d'une armature à étriers et d'un enrobage de béton, ainsi que F. LEONHARDT et W. BAUR l'ont proposé depuis 1957 pour les ponts de grande portée et l'ont fait à plusieurs reprises [56 et 52]. C'est en procédant ainsi que U. GIFFORD [57] également a construit des ponts de grande portée à âmes minces.

Il y a également lieu de considérer que, du fait de flexions supplémentaires et d'autres effets secondaires, les compressions à la rupture dans les bielles situées entre les fissures dues au cisaillement peuvent être nettement plus grandes que ne l'indique la théorie courante. Il faut donc user de prudence pour appliquer les valeurs limites. Le Comité mixte FIP-CEB étudie actuellement les propositions qui peuvent être faites touchant la limitation des compressions principales obliques ainsi que le dimensionnement des armatures de cisaillement. Il est néanmoins souhaitable que d'autres essais soient faits dans ce domaine.

Dans [58], B. THÜRLIMANN fait une proposition très intéressante au sujet du dimensionnement des poutres en béton précontraint au cisaillement, et elle représente une bonne base pour poursuivre la discussion de ce problème.

C'est un rôle extrêmement important qui, principalement dans les caissons, est joué par la torsion. Deux grands essais ont été exécutés à Stuttgart, dont il est rendu compte dans [59] et [60], en vue d'étudier le comportement à la torsion des poutres-caissons précontraintes.

Il est apparu que, pour obtenir la sécurité à la rupture qui est nécessaire, il fallait compenser complètement au moyen d'armatures les cisaillements dus à la torsion, et l'on a constaté aussi qu'il n'est pas possible d'obtenir de réduction du fait des efforts longitudinaux exercés par la précontrainte. Il s'est en outre révélé qu'aux angles extérieurs du caisson il fallait disposer les armatures de torsion à des distances relativement faibles (environ 10 cm) pour empêcher le béton de se rompre aux arêtes extérieures par suite du changement de direction des efforts de compression. Dans ces essais, on a constaté que le comportement des treillis parallèles à l'axe destinés à absorber les tractions dues à la torsion était d'ailleurs meilleur que celui des armatures en treillis inclinées sur l'axe d'un angle de 45°.

Si le caisson peut subir la torsion dans les deux directions, il est hautement souhaitable d'utiliser des treillis serrés avec des barres distantes de 10 à au plus 15 cm, car il peut arriver, par exemple dans la dalle inférieure, que des fissures capillaires se croisent. Pour éviter autant que possible la manifestation de ces fissures capillaires aux charges de service, il est bon d'appliquer à ces caissons une précontrainte de degré relativement élevé.

A la charge de rupture (à la rupture des bielles obliques dans l'âme par compression), les compressions obliques dues à la torsion se sont parfois révélées plus de 3 fois plus élevées qu'elles n'auraient dû l'être théoriquement, de sorte que l'avertissement déjà donné plus haut s'applique aussi à la torsion. Le comportement des poutres-caissons précontraintes, à l'état I aux charges de service, est en bonne concordance avec les valeurs calculées avec la formule de Bredt.

10. Application des efforts de précontrainte

Plusieurs travaux de recherches ont été consacrés à l'étude de la grandeur et de la répartition des tractions qui interviennent dans la zone d'application, et l'on a de ce fait aujourd'hui la possibilité de dimensionner correctement les armatures correspondantes. Malheureusement, les connaissances touchant ce point ne sont pas encore très répandues, ce qui fait que ces zones ne cessent d'être le siège de dommages. Un résumé des connaissances actuelles en cette matière est donné au chapitre 9 du livre [1]. On y présente aussi des résultats d'essais intéressant les abouts des poutres où, outre les efforts d'ancrage des câbles de précontrainte, sont également prises en compte les réactions d'appui qui influent sur la position et l'intensité des contraintes de traction (Fig.44).

En de nombreux cas, c'est à la périphérie de voiles que les efforts de précontrainte doivent être absorbés. Avec les méthodes dont on dispose aujourd'hui pour calculer les voiles, on peut sans difficulté déterminer les efforts de traction qui s'y manifestent. A ce sujet, nous renvoyons au résumé de nos connaissances qui est donné dans [61] en matière des poutres-cloisons ainsi qu'aux travaux de W. SCHLEE qui y sont mentionnés.

Dans la précontrainte par fils adhérents, il faut que les éléments de précontrainte de la zone d'ancrage, où l'effort de précontrainte n'est transmis que par adhérence, soient toujours frettés avec des armatures transversales et assemblés à l'âme au moyen d'étriers peu espacés. C'est précisément pour ces armatures que les indications utiles concernant le dimensionnement et la répartition devraient être données dans les manuels et, de cette façon, rendues disponibles aux praticiens.

Dans un grand nombre d'ouvrages en béton précontraint, on se trouve obligé d'ancrer les câbles de précontrainte à l'intérieur de l'élément de construction. Pour ce faire, il est nécessaire de prévoir des encoches ou même des ouvertures. Si l'effort exercé par un élément de précontrainte s'applique de cette manière à l'intérieur d'un voile, il se manifeste alors immédiatement à côté de l'ancrage et dans la direction de la précontrainte des efforts de traction qui rendent à nouveau nécessaire une armature d'introduction. L'intensité des tractions qui s'y développent a été déterminée à l'aide d'une étude photoélastique des contraintes et est indiquée dans [62], de sorte que, dans ce cas également, il est possible de dimensionner correctement les armatures requises (Fig.45).

11. Aciers et éléments de précontrainte, ancrages

En ce qui concerne les aciers de précontrainte, on constate la tendance à adopter de plus fortes sections pour les différents fils ou torons; c'est ainsi qu'aujourd'hui, en Allemagne par exemple, les fils de 12 mm de diamètre en acier St 125/140 sont devenus courants et qu'on prépare l'emploi de fils de

16 mm de diamètre. A l'imitation de ce qui se fait aux USA et en Angleterre, c'est une faveur de plus en plus grande que connaissent les torons composées de 7 et 19 fils de \varnothing 3 à 4 mm.

En ce qui concerne les caractéristiques de l'acier, on s'efforce d'élever la limite d'élasticité proportionnelle, de façon à réduire la relaxation. On y arrive malheureusement parfois aux dépens de la ductilité qui, par exemple dans les ancrages à clavettes, est une qualité absolument nécessaire. Il est douteux que ce développement soit opportun. Précisément pour les ancrages, il est impératif d'avoir un acier dont la ductilité soit suffisante. On n'aurait pas besoin de réduire la relaxation si la contrainte admissible de l'acier lors de la précontrainte n'était pas si élevée qu'elle l'est par exemple en France avec $\sigma_Z \text{ adm.} = 0,85\beta_Z$ (β_Z étant la résistance à la traction). Bien qu'elle n'intervienne que de façon temporaire lors de la mise en tension, une contrainte aussi élevée est contraire à toutes les règles de l'ingénieur relativement à la sécurité qui doit être garantie aussi pendant la construction de l'ouvrage, c'est-à-dire lors de la mise en tension. On peut abaisser légèrement la contrainte admissible et, simultanément, réduire le degré de précontrainte au sens du paragraphe 1 du présent rapport sans que les impératifs économiques s'en trouvent affectés.

En ce qui concerne les éléments de précontrainte aussi se manifeste la tendance à augmenter l'effort de précontrainte de chacun d'eux. Alors qu'on se satisfaisait autrefois d'une tension de 25 à 50 t par élément, il existe aujourd'hui plusieurs procédés mettant en œuvre des câbles de précontrainte de plus de 200 t. Les ancrages et les dispositifs de mise en tension qui y correspondent sont devenus sensiblement plus lourds de ce fait; d'autre part, en ce qui concerne les dispositions constructives, les avantages sont évidents. Avec les éléments de précontrainte concentrés du procédé Baur-Leonhardt, on a entretemps exécuté des câbles faisant intervenir un effort de précontrainte de plus de 3000 t par câble (Pont de Caroni) [63].

C'est de plus en plus au moyen de clavettes que se fait l'ancrage des câbles de précontrainte, et il faut prendre en considération l'inévitable glissement de clavette. La sûreté des ancrages à clavettes devrait faire l'objet d'examen minutieux de façon à pouvoir spécifier les caractéristiques de manière précise, par exemple celles concernant la dureté des clavettes entre autres. En Allemagne, on exige de procéder au contrôle dynamique des ancrages non bétonnés en leur appliquant 2 millions de chargements avec une contrainte inférieure limite de $0,5\beta_Z$ et, pour chaque alternance, une variation d'au moins 1200 kg/cm^2 . Cette dure exigence a mis en lumière maints défauts inhérents aux ancrages et, d'autre part, a conféré une grande sûreté aux ancrages ainsi éprouvés.

On se sert souvent de câbles de précontrainte raboutables que différents procédés mettent en œuvre aujourd'hui. Tout particulièrement à l'endroit du raboutement, il est nécessaire que l'ancrage possède une sûreté et une résistance à la rupture élevées. C'est le plus souvent au moyen de manchons filetés

que l'on opère le raboutement lui-même, et ces manchons doivent être largement dimensionnés étant donné que les filetages normaux n'ont pas une résistance à la fatigue extrêmement élevée. Mais, par un façonnage approprié des filetages, on peut augmenter cette résistance à la fatigue [64].

12. Protection des aciers de précontrainte contre la corrosion

On doit malheureusement constater que quelques cas de dommages causés aux aciers de précontrainte par la corrosion ont été signalés. Dans la mesure où l'agent responsable n'était pas le chlorure des adjuvants du béton ou autres produits semblables, il s'est la plupart du temps révélé que l'injection de mortier de ciment n'avait pas parfaitement enrobé l'acier. Il est donc urgent d'améliorer encore la qualité du mortier d'injection et les conditions d'exécution de l'opération elle-même. Les recommandations de la FIP relatives aux mortiers d'injection ne contiennent malheureusement pas de spécification précise en ce qui concerne le rapport eau/ciment maximal des mortiers d'injection; d'après les directives allemandes on ne doit pas dépasser la valeur de 0,44. Il faut aussi prescrire un adjuvant spécial réduisant l'eau *et* ayant une action expansive pour éviter les vides. Il est en outre nécessaire de veiller plus qu'on ne l'a fait jusqu'à présent à ce que les fils soient répartis en quelque sorte uniformément à l'intérieur de la gaine, de façon qu'il n'y ait pas de résistance différentielle trop accusée à l'écoulement du mortier. Il faudrait aussi encore améliorer le façonnage des gaines afin que les fils ne se trouvent au contact des gaines que sur des longueurs aussi courtes que possible.

Il faudrait également voir si, au lieu du mortier de ciment toujours peu satisfaisant, on ne pourrait pas trouver un autre produit d'injection possédant des propriétés anti-corrosives sûres et une bonne résistance pour l'adhérence.

Il est évident que la protection contre la corrosion exige aussi que le béton entourant les câbles soit étanche et dépourvu de fissures. A cet effet, il faut rapporter la couverture de béton au diamètre de la gaine, cette couverture devant être au moins aussi grande que le diamètre de la gaine ou pour les câbles de grandes dimensions, d'au moins 8 cm.

C'est principalement l'attention des ingénieurs assumant la direction des travaux qu'il convient d'attirer sur l'importance qui s'attache à la protection contre la corrosion pour le maintien des ponts en bon état de service, de façon qu'ils veillent à ce que le soin voulu soit donné à l'exécution de l'injection des câbles de précontrainte.

13. Parapets et glissières de sécurité

Il ne cesse d'y avoir de graves accidents de véhicules sur les ponts, ou même des chutes en bas des ponts. Ces deux types d'accident sont imputables à la

nature de la protection jusqu'à présent mise en œuvre, qui consiste à disposer le long de la chaussée soit une glissière de béton d'une hauteur de 60 à 70 cm soit un trottoir assez haut complété par un lourd parapet. Ces deux protections sont dures et sans élasticité, de sorte que si un véhicule dévie de sa course le heurt est très violent. Si le centre de gravité du véhicule est suffisamment bas, le véhicule est rejeté sur la chaussée avec de graves dommages, et si le centre de gravité est situé plus haut il est inévitable que le véhicule bascule au-dessus du parapet et tombe. Dans [65] O.A. KERENSKY critique aussi les solutions actuellement retenues.

La prise de conscience du caractère inadéquat de ce genre de protection se généralise donc. Elle procède d'une loi de la Nature selon laquelle l'énergie cinétique est absorbée par le travail de déformation ($\text{Force} \times \text{Distance}$). Si le dispositif de protection ne cède pas, cette distance est nulle et il y correspond une force énorme. Des essais exécutés en Californie et en Suède il y a déjà des années ont montré qu'en mettant en œuvre des systèmes de protection doués d'élasticité, des câbles notamment, il était possible d'intercepter les véhicules de manière qu'il ne se produise que de légers dommages et, surtout, que les passagers ne soient généralement pas grièvement blessés.

Au cours de ces deux dernières années, la Deutsche Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen a exécuté un nouveau programme de vastes essais desquels il ressort qu'avec des dispositifs appropriés les véhicules, y compris même les poids lourds, heurtant les protections à la vitesse de 80 km/h sous un angle de 20° sont ramenés sur la chaussée avec souplesse et avec, comme seuls dégâts, des tôles endommagées. D'autres essais sont projetés touchant les parapets de pont élastiques. Il ne fait aucun doute que les parapets doivent être construits de façon à intercepter sûrement les véhicules sans les projeter violemment sur la chaussée. A cet effet, il est nécessaire que les parapets se déplacent latéralement de 0,8 à 1,0 m. Leur fixation doit être dimensionnée de manière que le tablier du pont lui-même ne subisse aucun dommage.

Il convient également que le parapet permette de voir au travers, afin que l'utilisateur jouisse d'une vue libre sur le fleuve qu'enjambe le pont. Pour le conducteur il n'y a rien de plus désagréable que de traverser un fleuve sans même en voir l'eau.

C'est en tout cas pour nous, ingénieurs des ponts, une tâche essentielle de mettre au point des parapets adéquats, et c'est là un travail où la coopération internationale est avantageuse.

IVb

Teilweise vorgespannte Bauteile

BRUNO THÜRLIMANN

Prof. Dr., Eidg. Technische Hochschule, Zürich

1. Einleitung

In Bauteilen aus Stahlbeton treten im allgemeinen schon unter Gebrauchslast Risse auf. Durch konstruktive Maßnahmen wird versucht, die Öffnung dieser Risse kleiner als 0,1 bis 0,3 mm zu halten. Die langjährige Erfahrung hat gezeigt, daß dann unter normalen Umständen keine Korrosionsschäden an der Armierung auftreten.

Durch Vorspannung wird den Lastspannungen ein zusätzlicher Spannungszustand so überlagert, daß im Beton keine oder nur beschränkte Zugspannungen auftreten. Dadurch soll das Auftreten von Rissen vermieden werden. Es ist praktisch jedoch unvermeidlich, daß an Kräfteinleitungsstellen, Queranschlüssen usw. sekundäre Risse auftreten, die aber für das Verhalten ohne Nachteil sind.

In theoretischer Hinsicht ist das Prinzip der vollen Vorspannung, also Überdrückung aller Betonzugsspannungen zur Vermeidung von Rissen, sicher sehr verlockend. In der Praxis zeigen sich aber sehr oft Schwierigkeiten in seiner Anwendung. Es sollen hier einige Fälle aufgeführt werden. Je nach dem Verhältnis von Eigengewicht zu Nutzlast können im Gebrauchszustand beträchtliche Variationen zwischen den minimalen und maximalen Schnittkräften auftreten. Bei statisch unbestimmten Systemen können die Verhältnisse noch ungünstiger werden. Für den Fall Biegung, mit einem minimalen Moment M_1 und einem maximalen Moment M_2 , müssen bei voller Vorspannung die Betonspannungen am oberen und unteren Rand folgenden vier Ungleichungen genügen (Fig. 1):

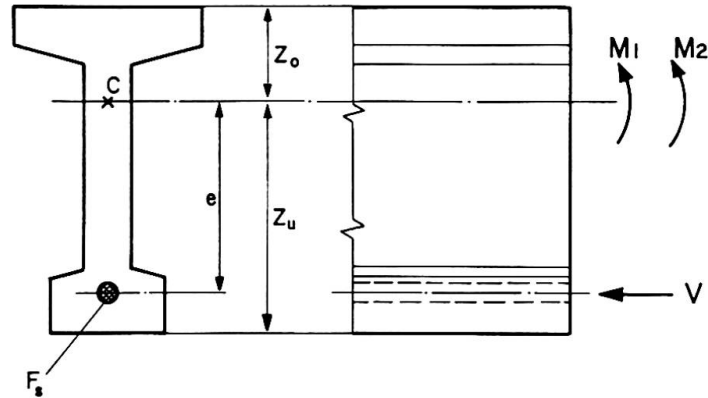


Fig. 1

$$\sigma_{bo} = -\frac{V}{F} - \frac{z_o}{I} (-Ve + M_1) \leq 0 \quad (1)$$

$$\sigma_{bo} = -\frac{V}{F} - \frac{z_o}{I} (-Ve + M_2) \geq \sigma_{b\text{ zul}} \quad (2)$$

$$\sigma_{bu} = -\frac{V}{F} + \frac{z_u}{I} (-Ve + M_1) \geq \sigma_{b\text{ zul}} \quad (3)$$

$$\sigma_{bu} = -\frac{V}{F} + \frac{z_u}{I} (-Ve + M_2) \leq 0. \quad (4)$$

Da die Vorspannung nur einen bestimmten festen Spannungszustand erzeugen kann, ist es oft sehr schwierig, eine große Momentendifferenz $\Delta M = M_2 - M_1$ aufnehmen zu können. Es wird notwendig, aufwendige Querschnittsformen (zum Beispiel Kastenquerschnitt) zu verwenden oder eine sehr hohe Vorspannung V zu wählen, um die Bedingungen (1) bis (4) erfüllen zu können. Wird nachher die Bruchsicherheit untersucht, so zeigt es sich, daß sie in vielen Fällen ganz bedeutend über der geforderten Bruchsicherheit liegt. Wird jedoch in besonderen Bedingung (4) entschärft, das heißt eine beschränkte Zugspannung zugelassen ($\sigma_{bu} \leq \sigma^*$), oder überhaupt weggelassen, so wird das Gebiet der möglichen Vorspannung (das heißt Wahl von V und e) für eine bestimmte Querschnittsform viel größer. Anstelle der Bedingung (4) müssen dann eine Beschränkung der Rißöffnungen und die Forderungen einer genügenden Bruchsicherheit gestellt werden.

Sehr oft führt die volle Vorspannung auch zu unerwünschten Kriechverformungen. Bekannt sind die großen und ungleichmäßigen Durchbiegungen von schlanken, vorgespannten Elementen, zum Beispiel Dachplatten. Der große Anteil der Nutzlast an der Totallast sowie die große Schlankheit der Platte (Länge/Höhe) führen zu diesem Verhalten. Die individuellen Platten einer identischen Serie zeigen oft sehr unterschiedliche Durchbiegungen.

Eine weitere Situation zeigt Fig. 2. In einem Bürogebäude werden die Säulen- oder Wandlasten der oberen Stockwerke durch einen Spannbetonträger abgefangen. Ist die tatsächlich wirkende Nutzlast relativ klein, der Anteil der rechnerischen Nutzlast an der Totlast aber groß, so bewirkt die volle Vorspannung oft eine ungünstige und auch unerwünschte Überhöhung des Trägers, die durch Kriechen noch laufend vergrößert wird.

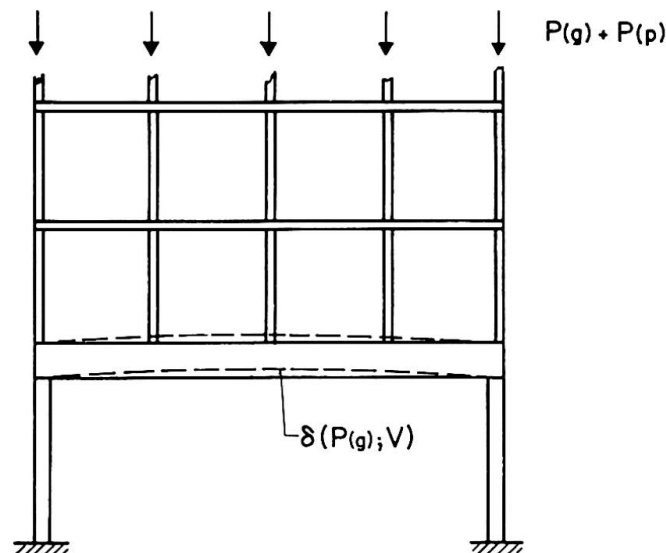


Fig. 2

Bei statisch unbestimmten Tragwerken (zum Beispiel Durchlaufträgern) führt die Forderung einer vollen Vorspannung sehr oft zu einer Abstufung der Vorspannkraft. Es werden über den Zwischenstützen Zulagekabel notwendig. Diese erfordern konstruktiv komplizierte Zwischenverankerungen und Zwischenabspannstellen. Gerade an solchen Stellen können infolge sekundärer Spannungen auch unerwünschte Risse auftreten. Schließlich gibt es Fälle, bei denen eine volle Vorspannung überhaupt nicht mehr möglich ist, zum Beispiel Verteilträger und Platten in Fundamenten.

Aus dieser kurzen Betrachtung ergibt sich, daß die Forderung nach einer vollen Vorspannung unter Umständen zu teuren und komplizierten Lösungen führt. Es stellt sich ganz natürlich die Frage, ob diese Forderung in vielen Fällen überhaupt notwendig und sinnvoll ist. Sehr oft scheint die Anwendung einer partiellen Vorspannung eine zutreffendere Lösung zu sein, die zu bedeutend wirtschaftlicheren Konstruktionen führt. Es lassen sich unvernünftig hohe Vorspannungen vermeiden, konstruktiv werden viele Details einfacher. Schließlich sollte auch in vielen Fällen eine zähere Konstruktion daraus resultieren. Bei voller Vorspannung ist nämlich der Armierungsgehalt in vielen Fällen so hoch, daß beim Bruch die Betondruckzone gestaucht wird, ohne daß der Spannstahl ins Fließen kommt (spröder Bruch). Gerade bei Konstruktionen, die Aufprallstößen, Erdbeben oder Explosionen ausgesetzt sind, ist ein solches Verhalten

unerwünscht, da die Energieabsorption ungenügend sein kann. Die Lösung scheint also auch hier in der Anwendung der partiellen Vorspannung zu liegen.

Im folgenden soll in einem kurzen historischen Rückblick die Entwicklung zur vollen Vorspannung und die gegenwärtige Situation bezüglich partieller Vorspannung gestreift werden.

2. Historischer Rückblick

Nach anfänglich erfolglosen Versuchen hat der Spannbeton auf den grundlegenden Untersuchungen von Freyssinet (Patente 1928) seine Entwicklung genommen. Die französische Schule hat immer den Standpunkt der vollen Vorspannung und das möglichst hohe Spannen der Spanndrähte (90% Zugfestigkeit) vertreten. In dieser Entwicklungsphase war es verständlich, daß mit viel Begeisterung von einem ganz neuen Material gesprochen wurde (siehe zum Beispiel [1]¹⁾, Seite 35–42). Die völlige Rissefreiheit des Spannbetons wurde ganz besonders in den Vordergrund gestellt, um ihn möglichst klar vom Stahlbeton zu unterscheiden. Noch im Jahre 1951 betrachtete Freyssinet die partielle Vorspannung als eine Verirrung, die schlechter sei als der Stahlbeton oder der Spannbeton.

Im Gegensatz zu Frankreich und vielen andern Ländern führte die Entwicklung in Deutschland zu einem relativ niedrigen Spannen der Spanndrähte (55% Zugfestigkeit). Um jedoch keine zu großen Spannkabelquerschnitte zu erhalten, werden beschränkte Betonzugspannungen geduldet. Die Berechnung der Spannungen erfolgt unter Annahme eines ungerissenen Querschnittes. Es muß nur die resultierende Kraft des Zugkeiles durch schlaffe Armierung abgedeckt werden.

Erste Ansätze zur Anwendung der partiellen Vorspannung wurden bereits vor dem Zweiten Weltkrieg gemacht. Im besonderen hat EMPERGER [2] 1939 eine kombinierte Bewehrung aus gespannten Stahldrähten und schlaffen Bewehrungsstählen vorgeschlagen. Er betrachtete die Rissebildung im Beton nicht als einen möglichst zu vermeidenden Nachteil. Die Spannarmierung sollte nur die Entstehung der Risse verzögern und ihre Öffnung verkleinern.

Eine andere Möglichkeit der partiellen Vorspannung wurde 1942 von ABELES ([3], Seite 131) vorgeschlagen und 1948 zum erstenmal praktisch angewendet. Die gesamte Armierung besteht aus Spannstahl und wird vorgespannt. Die Höhe der Vorspannung wird jedoch so gewählt, daß bereits im Gebrauchszustand Zugspannungen und auch Risse von beschränkter Öffnung auftreten.

Im Jahre 1962 am Kongreß der «Fédération Internationale de la Précontrainte» (FIP) fand zum erstenmal eine internationale Diskussion über die partielle Vorspannung statt. In der Folge wurde ein Comité Mixte FIP-CEB

¹⁾ Siehe Literaturverzeichnis.

(Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Européen du Béton) gegründet, um das Zwischengebiet Stahlbeton bis Spannbeton zu studieren. Seither sind in verschiedenen Ländern theoretische und experimentelle Untersuchungen angelaufen. Im speziellen soll hier die belgische Untersuchung «Enquête sur la Précontrainte Partielle» von R. Baus und V. Depauw aus dem Jahre 1965 erwähnt werden [3]. Sie gibt eine Übersicht über den gegenwärtigen internationalen Stand und enthält auch entsprechende Literaturangaben.

Bis heute erlauben die Spannbetonvorschriften in den westlichen Ländern im allgemeinen nur volle oder eventuell noch beschränkte Vorspannung. Da vorausgesetzt ist, daß praktisch keine Risse auftreten, wird die Spannungsberechnung für den Gebrauchszustand unter Annahme eines homogenen, das heißt voll mitwirkenden Querschnittes durchgeführt. In verschiedenen osteuropäischen Ländern ist bereits heute die partielle Vorspannung zugelassen für Konstruktionen mit vorwiegend ruhender Belastung, bei denen das Auftreten von Rissen mit begrenzter Rißweite zulässig ist (zum Beispiel DDR-Standard Spannbeton [4], Seite 214).

Die potentiellen Möglichkeiten der partiellen Vorspannung wie auch das weltweite Interesse haben die Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau bewogen, sie als ein Thema ihres Kongresses 1968 zu wählen. Dabei sollen die laufenden Studien gesichtet und die praktische Anwendung gefördert werden.

3. Klassifizierung partiell vorgespannter Tragwerke

Selbstverständlich läßt sich eine Einteilung partiell vorgespannter Tragwerke nach verschiedensten Gesichtspunkten vornehmen. Allen Systemen gemeinsam ist das Auftreten von kontrollierten Rissen bereits im Gebrauchszustand. Wesentliche Unterschiede zeigen sich besonders hinsichtlich der technischen Ausführung. Dabei spielt die Art, Aufteilung und Anordnung der Armierung die entscheidende Rolle. Da sich auch experimentelle und theoretische Untersuchungen entsprechend unterscheiden, scheint eine Einteilung nach diesem Gesichtspunkt für eine Diskussion am Kongreß besonders geeignet.

3.1. Gemischte Armierung

In einem Querschnitt besteht die Armierung sowohl aus einer Spannarmierung wie einer schlaffen Armierung (Fig. 3). Die Spannarmierung ist vorgespannt, um für einen gegebenen Zustand (zum Beispiel Eigengewicht und eventuell Teil der Nutzlast) die Betonzugspannungen zu überdrücken. Die schlaffe Armierung kann aus normalem oder hochwertigem Armierungsstahl oder auch aus Spannstahl bestehen. Sie dient dazu, unter der maximalen Belastung die Risseöffnung und die Verformungen zu kontrollieren und die notwendige

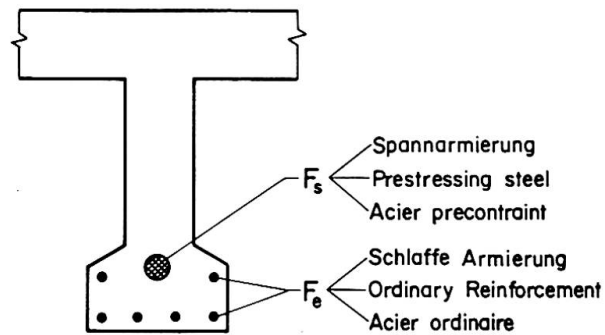


Fig. 3

Bruchsicherheit zu gewährleisten. Ohne zukünftigen Entwicklungen vorgreifen zu wollen, scheint sich dieses System hauptsächlich für nachgespannte Bauteile (Kabelverfahren) zu eignen.

3.2. Spannarmierung mit partieller Vorspannkraft

Die gesamte Armierung ist vorgespannt. Ihr Querschnitt ist durch die Bruchsicherheit bestimmt. Unter extremen Bedingungen treten auch unter Gebrauchslast Betonzugspannungen und Risse auf. Dieser Armierungstyp dürfte hauptsächlich bei Spannbett-Trägern Anwendung finden.

3.3. Verbundträger

Sie werden aus vorgefertigten Spannbetonelementen und nachträglich anbetonierten Teilen gebildet. Fig. 4 zeigt zwei Möglichkeiten. Der Spannungszustand über dem Querschnitt ist uneinheitlich. Das Spannbetonelement kann im Gebrauchszustand sowohl voll als auch partiell vorgespannt wirken. Die Ortsbetonteile sind im wesentlichen (mit Ausnahme von eventuellen Spannungsumlagerungen infolge Kriechens) nicht vorgespannt. Die große Oberfläche zwischen Spannbetonelement und Ortsbeton ergibt sehr kleine Haftspannungen. Sind die Kontaktflächen zudem aufgeraut, so wird eine gute Verbundwirkung und damit auch ein günstiges Risseverhalten resultieren.

3.4. Kombinierte Systeme

Gerade bei statisch unbestimmten Systemen wie Durchlaufträger usw. werden oft Spannbetontträger durch schlaff armierte Verbindungsteile zu kontinuierlichen Systemen verbunden (Fig. 5). Es sind auch Zwischenstufen der Verbindung durch Zulagekabel bis zur vollen Vorspannung möglich. Bei solchen kombinierten Systemen stellt sich die Frage nach dem Zusammenwirken von

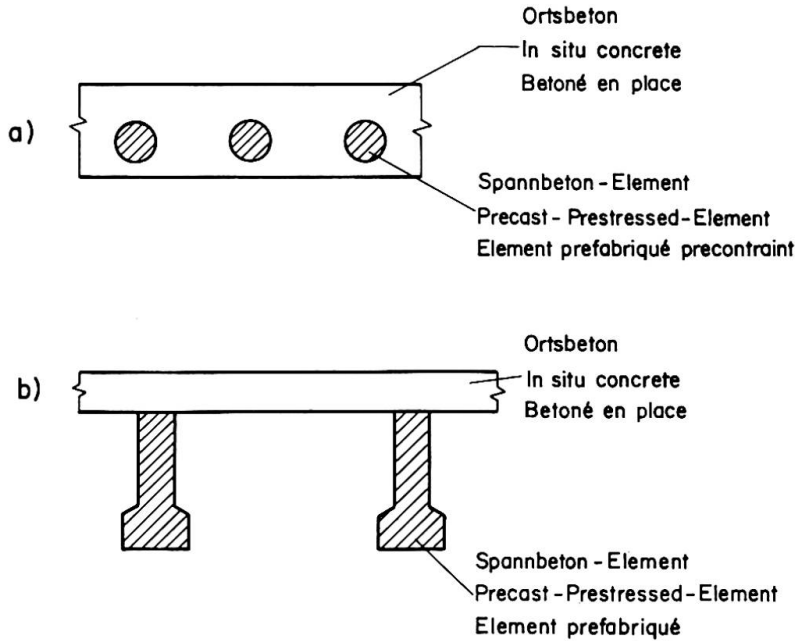


Fig. 4

Teilen mit sehr unterschiedlichen Biegefestigkeiten. Diese werden sich im Risseverhalten der Verbindungsstücke auswirken. Unter kombinierte Systeme sind auch flächenförmige Tragwerke mit Spannarmierung in nur einer Richtung zu rechnen, wie zum Beispiel Platten, Brücken mit nur Längsvorspannung usw.

Eine andere Klassifizierung wurde vom Comité Mixte FIP-CEB vorgeschlagen. Ausgehend von der Zugbeanspruchung des Betons und der entsprechenden Rissebildung werden folgende drei Klassen unterschieden:

Klasse I: Die Rissefreiheit des Betons muß unter allen Bedingungen gewahrt bleiben. Kein Belastungszustand sowohl während des Baues wie auch im nachträglichen Gebrauch darf Zugspannungen verursachen, so daß theoretisch volle Rissefreiheit garantiert ist. Die volle Vorspannung soll für Tragwerke in einem

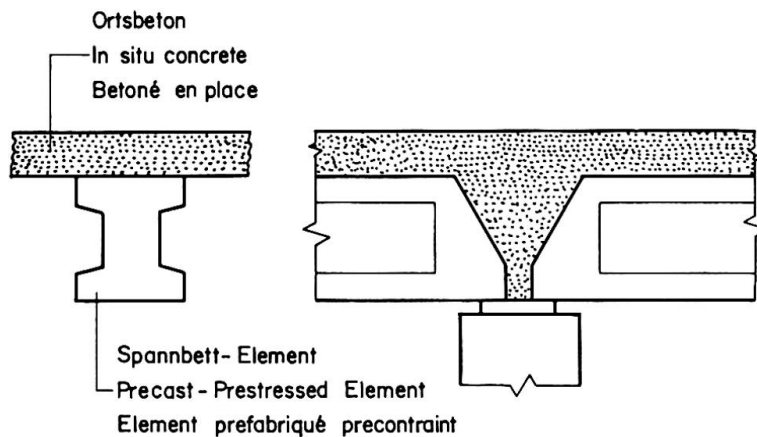


Fig. 5

sehr korrosiven Milieu oder unter dynamischen Lasten, die zu Ermüdungserscheinungen führen können, angewendet werden.

Klasse II: Zugspannungen dürfen unter Eigengewicht und einem Teil der Nutzlast nicht auftreten. Die Dehnung des Betons soll auch unter extremen Belastungen beschränkt bleiben. Dadurch soll das Auftreten von Rissen weitgehend vermieden werden. Die beschränkte Vorspannung ist für Straßenbrücken und weitere Tragwerke vorgesehen, die nur selten den extremen Nutzlasten unterworfen sind.

Klasse III: Es werden die Öffnung der Risse und die Dehnung des Stahles beschränkt. Die Spannungsberechnung infolge Gebrauchslast wird unter der Annahme durchgeführt, daß der Beton keine Zugspannungen überträgt.

Diese Einteilung führt bereits zu einer Umschreibung der Anwendungsgebiete. Die Klasse III umfaßt das eigentliche Gebiet der partiellen Vorspannung, während die Klasse I als volle Vorspannung und die Klasse II als beschränkte Vorspannung bereits heute in verschiedenen Ländern normenmäßige Anwendung finden.

Es ist schwer festzustellen, in welcher Richtung sich die partielle Vorspannung hauptsächlich entwickeln wird. Im Moment scheint die Verwendung einer gemischten Armierung für Ausführungen mit Spannkabeln besonders interessant zu sein. Bei Spannbett-Elementen ist andererseits die Verwendung einer einheitlichen Spannarmierung sowohl vom praktischen wie wirtschaftlichen Standpunkt aus erfolgversprechend.

4. Bemessungsprinzipien

Wie für Stahlbetonkonstruktionen (siehe zum Beispiel CEB Recommendations [5], Seite 13) können verschiedene «Grenzzustände» definiert werden:

1. Bruch (Erschöpfung der Materialfestigkeit, Unstabilität, Ermüdung);
2. Unzulässige Verformungen;
3. Unzulässig große Rissebildung.

Bezüglich dieser Grenzzustände müssen angemessene Sicherheitsmargen eingehalten werden. Es gilt also, zuverlässige Berechnungsmethoden zu entwickeln, die eine Erfassung dieser Grenzzustände bei partieller Vorspannung gestatten.

Als weitere Gesichtspunkte von praktischer Bedeutung sind noch Feuer-sicherheit und Korrosion zu erwähnen.

5. Berechnungsmethoden

Im Gegensatz zum Spannbeton treten bei partieller Vorspannung bereits im Gebrauchszustand Risse auf. Es darf also nicht mehr mit einem homogenen

Querschnitt gerechnet werden. Die Zugfestigkeit des Betons soll in der Rechnung vernachlässigt werden.

5.1. Biegung mit Axialkraft

Vorerst sollen einige Bemerkungen zur Berechnung des Rißmomentes angeführt werden. Theoretisch ist die Bedingung für das Auftreten des ersten Risses sehr einfach, nämlich

$$\sigma_{b \max} = \beta_{bz} \quad (5)$$

das heißt maximale Betonspannung gleich Zugfestigkeit des Betons. Leider ist aber die Bestimmung sowohl der linken wie der rechten Seite dieser Gleichung mit großen Unsicherheiten behaftet. So ist die Zugfestigkeit β_{bz} eine Beton-eigenschaft, die in weiten Grenzen variieren kann. Sie hängt von zu vielen schwer kontrollierbaren Faktoren ab, wie Betonzusammensetzung, Verarbeitung des Betons, Abbinde- und Erhärtingsbedingungen, Alter im Zeitpunkt der Beanspruchung. Weiter beeinflußt der Dehnungsgradient über die Querschnittshöhe wie auch die Querschnittsform selber das Anreißen. Ebenso unbestimmt ist die Erfassung der maximalen Betonspannung. Abgesehen von den Ungenauigkeiten in den Lastannahmen wirken sich hier besonders Einflüsse aus differentiell (das heißt ungleichmäßigem) Schwinden über dem Querschnitt, differentieller Temperaturverteilung, Spannungskonzentrationen (zum Beispiel Störungen durch Bügel, Kabelröhren) usw. aus.

Von der praktischen Seite her betrachtet, scheint daher eine rechnerische Erfassung des Rissmomentes äußerst fragwürdig zu sein. Vielmehr ist hier eine auf Erfahrung beruhende Festlegung von zulässigen Zugspannungen am Platze, welche im allgemeinen zu keiner Rißbildung geführt haben. Für besonders kritische Fälle ist sogar die Forderung $\sigma_{b \max} \leq 0$ (das heißt überhaupt keine Betonzugspannungen) berechtigt.

Die Spannungsberechnung im Rissezustand führt prinzipiell auf den Fall «Biegung mit Axialkraft» des Stahlbetons. Die Rechnung muß für einen gerissenen Querschnitt unter Ausschluß von Betonzugspannungen durchgeführt werden. Fig. 6 zeigt einen gemischten armierten Träger mit der Spannarmerung F_s im Abstand h_1 und der schlaffen Armierung F_e im Abstand h_2 von der Schweraxe. Die Betonspannungen σ^b infolge Vorspannung V und unter Berücksichtigung von Schwinden und Kriechen betragen σ_{1V}^b in Höhe 1 und σ_{2V}^b in Höhe 2. Durch zwei fiktive Kräfte K_1 und K_2 kann der Beton spannungsfrei gemacht werden. Sie ergeben sich aus der Bedingung

$$\sigma_{1V}^b + \sigma_{11}K_1 + \sigma_{12}K_2 = 0 \quad (6)$$

$$\sigma_{2V}^b + \sigma_{21}K_1 + \sigma_{22}K_2 = 0 \quad (7)$$

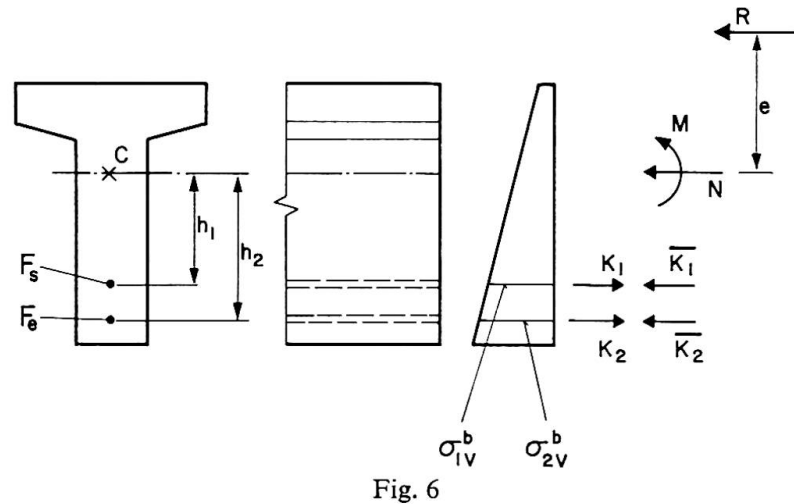


Fig. 6

wobei σ_{11} = Betonspannung in Höhe 1 infolge K_1 und die Koeffizienten σ_{12} , σ_{21} und σ_{22} entsprechend definiert sind. Sofort nach dem Spannen oder wenn die Spannungumlagerungen infolge Kriechens und Schwindens vernachlässigt werden, beträgt die Kraft K_2 null.

Die entgegengesetzten Kräfte $\bar{K}_1 = -K_1$ und $\bar{K}_2 = -K_2$ wirken nun zusammen mit den Schnittkräften M und N infolge äußerer Belastung auf den spannungsfreien Betonquerschnitt. Sie lassen sich zu einer exzentrisch angreifenden Druckresultierenden R zusammenfassen:

$$R = N + \bar{K}_1 + \bar{K}_2 \quad (8)$$

$$e = \frac{1}{R} (M - \bar{K}_1 h_1 - \bar{K}_2 h_2) . \quad (9)$$

Mit bekannten Spannungs-Dehnungs-Diagrammen für den Beton, den Spannstahl und den Armierungsstahl lassen sich die Spannungen und auch das Bruchmoment bestimmen, wenn das Ebenbleiben des Querschnittes vorausgesetzt werden darf. Dabei sind die Dehnungen aus den verschiedenen Zuständen zu berücksichtigen. Für den Beton sind nur (R, e) wirksam. Somit

$$\varepsilon_b = \varepsilon_b(R, e) . \quad (10)$$

Die Stahldehnungen hingegen setzen sich aus der Wirkung der Vorspannkraft V inklusive Schwindens und Kriechens, den fiktiven Kräften K_1 und K_2 sowie (R, e) zusammen:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_s(V; K_1, K_2; R, e) \quad (11)$$

$$\varepsilon_e = \varepsilon_e(V; K_1, K_2; R, e) . \quad (12)$$

Praktisch läßt sich die Rechnung am einfachsten durchführen, indem eine neutrale Axe und eine bestimmte Dehnungsverteilung über dem Querschnitt

angenommen wird. Sie werden so lange variiert, bis die resultierenden inneren Kräfte der äußeren Beanspruchung entsprechen, respektive die Bruchbedingungen erfüllt sind.

Neben der Bestimmung der Spannungen respektive des Bruchmomentes ist eine Kenntnis des Rissebildes und der Risseöffnungen unter Gebrauchslast notwendig. Aus den Rissestudien an Stahlbetonträgern (siehe zum Beispiel [5] Annex 1, Seite 1–93 für Literaturangaben, ebenso [6]) können bereits wertvolle Hinweise gezogen werden. Hinsichtlich Rißverhalten sind nur die Stahldehnungen nach dem spannungslosen Zustand des Betons, also infolge (R, e) maßgebend. Selbstverständlich sind die Verbundeigenschaften der Stähle zu beachten. Gerade bei nachgespannten Trägern (Kabelverfahren) kommt hier der schlaffen Armierung eine sehr große Bedeutung zu. Das Verbundverhalten von injizierten Kabeln ist sicher bedeutend ungünstiger als jenes von profilierten Armierungsstählen, Spanndrähten oder Litzen. In erster Annäherung könnte es für eine Risseuntersuchung sogar vernachlässigt werden. Es müssen Bemessungsregeln entwickelt werden, um eine günstige Risseverteilung und eine beschränkte Risseöffnung zu erreichen. Dabei scheint eine Beschränkung der Dehnung der schlaffen Armierung höchstens ein erster grober Ansatz zu sein. Vielmehr sollten alle wichtigen Parameter des Problems, wie Verbundverhalten, Armierungsanteil in der gezogenen Zone, Aufteilung der Armierung, Oberflächenabstand, Betonqualität, eine ihrer Wichtigkeit entsprechende Berücksichtigung finden.

Bis heute sind relativ wenige systematische Versuche über das Biegeverhalten von partiell vorgespannten Trägern veröffentlicht worden. Neben den in [3] aufgeführten Arbeiten sind noch die Untersuchungen von A. BRENNISEN, F. CAMPUS, N. M. DEHOUSSE [7] zu nennen. Ferner geben zum Beispiel die AASHO-Brücken-Versuche [8] an zwei vorgespannten und zwei nachgespannten Brücken und die Laboratoriumsversuche der Portland Cement Association [9] an vier entsprechenden Versuchsträgern interessante Auskunft über das Ermüdungs- und Bruchverhalten. Bei der Hälfte der Versuche waren die Belastungen so gewählt, daß bereits unter Gebrauchslast Risse aufgetreten sind, um das Ermüdungsverhalten von partiell vorgespannten Brückenträgern zu studieren. Dabei zeigte sich im Verhalten der mit Kabeln partiell vorgespannten Träger (Brücke 5A, Träger 5A) ohne schlaffe Armierung eine progressive Zerstörung der Haftung und entsprechendes Anwachsen der Risse. Hingegen zeigten die im Spannbett partiell vorgespannten Träger (Brücke 6A, Träger 6A) ebenfalls ohne schlaffe Armierung ein sehr zufriedenstellendes Verhalten.

In ähnlicher Weise lassen sich auch viele andere Versuche an Spannbetonträgern hinsichtlich partieller Vorspannung auswerten, wenn Beobachtungen über die Rißlast hinaus vorliegen.

5.2. Schub

Da bei partieller Vorspannung bereits im Gebrauchszustand Risse auftreten, ist schon in diesem Zustand die Berechnung der Schubspannungen unter Annahme eines homogenen Querschnittes nicht mehr zulässig. Es ist nun durchaus möglich, die Schubspannungen nach dem klassischen Verfahren des Stahlbetons unter Annahme von Biegerissen herzuleiten. Dabei wird von der Betrachtung eines differentiellen Balkenelementes ausgegangen. Die differentielle Änderung $d\sigma$ der Normalspannungen σ zwischen dem linken und dem rechten Schnittufer ruft horizontale Schubspannungen τ hervor. Es wird hier von einer solchen Berechnung der Schubspannungen abgesehen, da heute doch allgemein bekannt ist, daß sie nur zu nominellen Werten führt, die mit dem tatsächlichen Verhalten wenig zu tun haben. Es setzen sich heute mehr und mehr die Ansichten durch, daß für die Bemessung der Schubarmierung sowohl in Stahl- wie in Spannbeton vom Verhalten im Bruchzustand ausgegangen werden muß. Obwohl gerade im Stahlbeton sehr umfangreiche Versuche über das Schubbruchverhalten angestellt worden sind, hat sich bis heute immer noch keine allgemein gültige Theorie herausgehoben. Hingegen sind zahlreiche zweckmäßige und brauchbare Bemessungsvorschläge gemacht worden, die zum Teil schon in Normen aufgenommen worden sind. Im Spannbeton sind bis heute bedeutend weniger experimentelle Untersuchungen bekannt geworden. Die Situation hinsichtlich Schubbruch und Schubbemessung ist daher noch viel weniger abgeklärt.

Auf dem Gebiete der partiellen Vorspannung liegen praktisch noch keine Untersuchungen über das Schubbruchverhalten vor. Im folgenden soll kurz ein Vorschlag angeführt werden, der die Schubbemessung von Stahlbeton, Stahlbeton mit Spannzulagen (partielle Vorspannung) und Spannbeton nach einer einheitlichen Konzeption behandelt [10].

Das Verhalten eines schubarmierten Trägers im Bruchzustand läßt sich am einfachsten durch eine fachwerkartige Tragwirkung beschreiben. Dabei bildet sich im Steg ein System von Betondruckdiagonalen und Zuggliedern in Richtung der Schubarmierung aus. Die beiden Flanschen können neben den Normalkräften je nach ihrem Zustand auch noch Querkkräfte übertragen. Fig. 7 zeigt einen Träger, bei dem sich ein «Diagonalschubbereich» und ein «Biege-

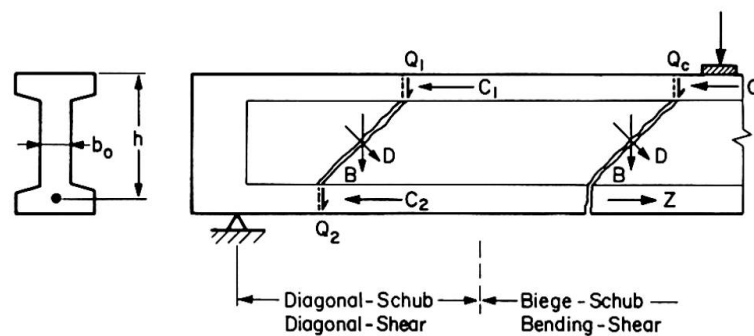


Fig. 7

schubbereich» ausgebildet haben. Im Diagonalschubbereich treten nur im Steg Diagonalrisse auf. Der Zugflansch bleibt auch im Bruchzustand durch die Vorspannung überdrückt. Daher können sowohl im Druckflansch wie im überdrückten Zugflansch Querkräfte Q_1 und Q_2 übertragen werden. Hingegen wird im Biegeschubbereich der Zugflansch durch einen Biegeriß durchsetzt, der sich im Steg in einem Diagonalriß fortsetzt. Somit kann praktisch nur noch die Druckzone eine Querkraft Q_C übertragen. In beiden Fällen können durch Bügel- oder Diagonalarmierung zusätzlich die Kräfte B und D aufgenommen werden. Auf Grund dieser vereinfachten Modellvorstellung sind in [10] Bemessungsregeln hergeleitet worden. Die im Bruchzustand vorhandene Querkraft Q muß durch die Summe der Schubwiderstände aufgenommen werden können:

$$Q \leq Q_C + Q_N + Q_B + Q_D . \tag{13}$$

Darin ist Q_C der Schubwiderstand der Betondruckzone:

$$Q_C = \left(1 + \frac{V_\infty}{Z_s}\right) \tau_1 b_0 h \tag{14a}$$

jedoch im Maximum

$$Q_C = 1,5 \tau_1 b_0 h . \tag{14b}$$

Tabelle 1: τ_1 -Werte

β_w (kg/cm ²)	200	300	400	≥ 500
τ_1 (kg/cm ²)	8	10	12	14

β_w : Würfeldruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen.

Die Größe von τ_1 ist nach Angabe von Tabelle 1 von der Druckfestigkeit des Betons abhängig; b_0 und h sind die Stegbreite respektive die statisch wirksame Höhe des Trägers. Die Wirkung der Vorspannung kommt durch den Term V_∞/Z_s zum Ausdruck. V_∞ ist die nach Schwinden und Kriechen noch wirksame Vorspannkraft, Z_s die Fließkraft der totalen Armierung, das heißt

$$Z_s = F_s \sigma_{sf} + F_e \sigma_{ef} \tag{15}$$

mit F_s = Querschnitt Spannstahl

F_e = Querschnitt schlaife Armierung

σ_{sf} = Fließspannung des Spannstahles (0,2%-Streckgrenze)

σ_{ef} = Fließspannung der schlaffen Armierung (oder 0,2%-Streckgrenze).

Der zusätzliche Widerstand im Diagonalschubbereich wird durch Q_N berücksichtigt. Diese Größe darf nur berücksichtigt werden, wenn der Zugflansch nicht gerissen ist.

$$Q_N = 0,2 \sigma_N b_0 h \quad (16)$$

worin σ_N die Spannung im Schwerpunkt des Querschnittes infolge der Vorspannung ist. Die Widerstände der Schubarmierung sind aus der Fachwerk-analogie unter der Annahme einer Risseneigung von 45° hergeleitet. Für vertikale Bügel ergibt sich

$$Q_B = \frac{F_B \sigma_{Bf} h}{t_B} \quad (17)$$

und für schräge Armierung unter einem Winkel α zur Trägeraxe:

$$Q_D = \frac{F_D \sigma_{Df} h}{t_D} (\sin \alpha + \cos \alpha) . \quad (18)$$

Darin sind:

F_B, F_D = Querschnittsfläche der Bügel, beziehungsweise Schrägarmierung

t_B, t_D = Horizontaler Abstand der Bügel, beziehungsweise der Schrägarmierung

σ_{Bf}, σ_{Df} = Fließspannung (oder 0,2%-Streckgrenze) der Bügel, beziehungsweise Schrägarmierung.

Ein rechnerischer Nachweis einer Schubarmierung ist nicht nötig, wenn die nominelle Schubspannung im Bruchzustand

$$\tau = \frac{Q}{b_0 h} \leq \tau_1 \quad (19)$$

ist. Wird dieser Wert überschritten, so muß die Bemessung der Schubarmierung auf Grund der Ungleichung (13) durchgeführt werden. Dabei soll aber der minimale Schubarmierungsgehalt so gewählt werden, daß

$$Q_B + Q_D \geq \frac{1}{2} \tau_1 b_0 h \quad (20)$$

ist. Schließlich sind zur Verhinderung eines Bruches der Betondruckdiagonalen folgende maximalen Schubspannungen und Abstände der Armierungselemente einzuhalten:

Normale Abstände:

Vertikale Bügel	$t_B \leq h/2$	
jedoch	$t_B \leq 30 \text{ cm}$	
Schräge Einlagen,	$\alpha = 45^\circ$	
	$t_D \leq h$	
jedoch	$t_D \leq 40 \text{ cm}$	
Maximale Schubspannung	$\tau \leq \tau_2 = 4 \tau_1$	(21 a)

Enge Abstände:

$$\begin{array}{ll}
 \text{Vertikale Bügel} & t_B \leq h/3 \\
 \text{jedoch} & t_B \leq 20 \text{ cm} \\
 \text{Schräge Einlagen, } \alpha = 45^\circ & \\
 & t_D \leq h/2 \\
 \text{jedoch} & t_D \leq 30 \text{ cm} \\
 \text{Maximale Schubspannung } \tau \leq \tau_3 = 5 \tau_1 . & (21 \text{ b})
 \end{array}$$

Es soll hier betont werden, daß es sich nicht um eine Schubbruchtheorie handelt. Vielmehr ist es ein Vorschlag für eine einheitliche und einfache Bemessung der Schubarmierung von Platten und Balken aus Stahlbeton, Stahlbeton mit Spannzulagen (partielle Vorspannung) und Spannbeton. Der Einfluß der Vorspannung kommt sowohl im Schubwiderstand der Betondruckzone Q_C , Gleichung (14) wie auch im zusätzlichen Schubwiderstand Q_N des Diagonalschubbereiches bei überdrückter Zugzone, Gleichung (16) zum Ausdruck. Bei geneigten Spannkabeln wird ferner die vertikale Komponente der Vorspannkraft von der Querkraft abgezogen.

Ein Vergleich mit Versuchen an Stahlbeton- und Spannbetonträgern wurde in [10] durchgeführt und hat im allgemeinen Resultate auf der sicheren Seite geliefert. Für den Fall der partiellen Vorspannung sind systematische Schubversuche sehr erwünscht, um sowohl die Bemessung der Schubarmierung wie auch das Risseverhalten unter Gebrauchslast abzuklären.

5.3. Torsion

Die Berechnung von Stahlbetonträgern auf Torsion ist heute zu einem aktuellen Forschungsthema geworden. Wie beim Schub wurde auch bei Torsion die «Fachwerkanalogie» bisher mit Erfolg in der Bemessung der Armierung angewendet. Es darf erwartet werden, daß die laufenden Untersuchungen weitere Klärungen bringen werden.

Das Torsionsverhalten von Spannbetonträgern im Gebrauchszustand läßt sich am homogenen Querschnitt berechnen, solange die Hauptzugspannungen zu keiner Rissebildung führen. Aus diesem Verhalten läßt sich jedoch, wie auch bei Biegung oder Schub, nicht auf den Bruchwiderstand schließen. Im besonderen kann auch die für eine gewählte Bruchsicherheit notwendige Armierung nicht zutreffend bestimmt werden. Aus dieser Lage ergibt sich, daß über den Torsionswiderstand partiell vorgespannter Träger noch weniger bestimmte Angaben gemacht werden können.

5.4. Kombinierte Beanspruchung

In der praktischen Anwendung treten meistens kombinierte Beanspruchungen aus Normalkraft N , Biegemoment M , Querkraft Q und Torsion T auf. Gerade bei modernen, im Grundriß gekrümmten Brücken wird eine Berücksichtigung der Torsion unbedingt notwendig. Der gegenseitige Einfluß von N , M , Q und T auf das Bruchverhalten ist zwar unbestritten, jedoch zwingt die rechnerische Erfassung zu größtmöglichen Vereinfachungen. So werden nach den meisten Vorschriften für Stahlbeton und Spannbeton Biegung und Schub getrennt behandelt¹⁾. Ebenso wird für das Torsionsmoment T eine Torsionsarmierung bestimmt und zur Biege- und Schubarmierung dazugeschlagen. Es kann erwartet werden, daß ein solches Vorgehen auf der sicheren Seite liegt, solange der Querschnitt unterarmiert ist, das heißt Bruch nicht durch die Stauchung des Betons, sondern das Fließen der Armierung eingeleitet wird. Trotzdem ist die Lage recht unbefriedigend und eine Abklärung der Interaktion zwischen den verschiedenen Beanspruchungsarten sowohl für Träger aus Stahlbeton, Stahlbeton mit Spannzulagen (partielle Vorspannung) und Spannbeton äußerst erwünscht.

6. Ausblick

Die vorhergehenden Betrachtungen haben gezeigt, daß die partielle Vorspannung bereits heute Anwendung finden kann. Obwohl verschiedene Fragen nur sehr lückenhaft gelöst sind, bringt sie keine neuen, unbekanntenen Probleme mit sich. Es wurde bereits erwähnt, daß neben der Rissekontrolle im Gebrauchszustand besonders die Fragen der Bemessung auf Schub, Torsion und kombinierte Beanspruchungen weiterer Untersuchungen bedürfen. Von der wirtschaftlichen Seite stellen sich ebenfalls recht interessante Probleme hinsichtlich der Aufteilung der Armierung in Spannarmierung und schlaffe Armierung, der Qualität der schlaffen Armierung usw.

Durch die Einführung der partiellen Vorspannung gewinnt der Betonbau eine neue Dimension. Sie stellt das logische Bindeglied zwischen Stahlbeton und Spannbeton her. Daß dieser stetige Übergang in sehr vielen Fällen geradezu notwendig ist, haben die einleitenden Betrachtungen gezeigt. Dem Konstrukteur werden dadurch neue Möglichkeiten gegeben, aus denen er die einfachsten und wirtschaftlichsten Lösungen auswählen kann. Bei größeren Armierungskräften zeigt sich schon heute, daß die Verwendung von Spannstahl gegenüber gewöhnlichem Armierungsstahl wirtschaftlich günstiger ist. Die Ausnützung des Spannstahles erfordert aber seine Vorspannung, da sonst der Beton unzulässige Risseöffnungen zeigen würde. Auf der anderen Seite ist es aber oft nicht

¹⁾ Die ACI-318-63-Normen berücksichtigen bei der Schubbemessung das Momenten-Schubverhältnis M/Qh (Art. 1201 und 1701). Daneben wird aber auch eine vereinfachte Berechnung gestattet.

nötig oder unter Umständen sogar unerwünscht, den Vorspannungsgrad so hoch zu wählen, daß auch unter extremen Bedingungen eine volle Vorspannung erzielt wird. In vielen Fällen wird die partielle Vorspannung zur wirtschaftlicheren Lösungen führen. Die Spannarmierung wird dabei im wesentlichen zur Aufnahme der ständig wirkenden Lasten verwendet. Die Bruchsicherheit unter extremen Belastungen sowie die Kontrolle der Risse wird durch Hinzufügen einer schlaffen Armierung gewährleistet.

Die partielle Vorspannung wird dem Betonbau neue Möglichkeiten erschließen. Die anfänglich noch verständliche Forderung nach voller Vorspannung hat in sehr vielen Fällen zu komplizierten und teuren Lösungen geführt. Erst durch die Anwendung der partiellen Vorspannung gewinnt die Vorspanntechnik ihr ganzes Anwendungsgebiet. Es darf erwartet werden, daß sie dadurch noch eine bedeutend größere Anwendung finden wird.

Literaturverzeichnis

- [1] EUGÈNE FREYSSINET: Textes et documents réunis et présentés par la chambre syndicale nationale des constructeurs en ciment armé et béton précontraint. Paris, 1963.
- [2] F. EMPERGER: Stahlbeton mit vorgespannten Zulagen aus höherwertigem Stahl. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1939.
- [3] Colloque sur le béton partiellement précontraint (Bruxelles 18–19 octobre 1965). Annales des travaux publics de Belgique, No 2, 1966.
- [4] Standards und Vorschriften für Berechnung und Konstruktion; Teil I: Beton – Stahlbeton – Spannbeton. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1966.
- [5] Recommandations CEB, tome I et II. Comité Européen du Béton, Paris, 1964.
- [6] B. B. BROMS: Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members. ACI-Journal, Vol. 62, No. 10, October 1965, p. 1237, Discussion ACI-Journal, Vol. 63, No. 6, June 1966, p. 1749.
- [7] A. BRENNEISEN, F. CAMPUS, N. M. DEHOUSSE: Recherche expérimentale relative à la précontrainte partielle des poutres fléchies en béton armé. Annales de l'Institut Technique des Bâtiments et des Travaux Publics, No. 214, Octobre 1965, p. 1396.
- [8] The AASHO Road Test, Report 4: Bridge Research. Publication No. 953, National Academy of Sciences, National Research Council, Washington D.C., 1962.
- [9] D. D. MAGURA, E. HOGNESTAD: Tests of Partially Prestressed Concrete Girders. ASCE-Proc. Paper 4685, Vol. 92, STI, February 1966, p. 327.
- [10] H. BACHMANN, B. THÜRLIMANN: Schubmessung von Platten und Balken aus Stahlbeton, Stahlbeton mit Spannzulagen und Spannbeton. Schweizerische Bauzeitung, Jahrgang 84, Nr. 33, August 1966, S. 583.

IVb

Partially Prestressed Members

BRUNO THÜRLIMANN

Prof. Dr., Eidg. Technische Hochschule, Zürich

1. Introduction

In reinforced concrete structures cracks can be observed already under working loads. Through an appropriate detailing of the reinforcement the opening of the cracks is kept smaller than 0.1 to 0.3 mm. Experience over years has shown that under these circumstances corrosion of the reinforcing bars does not take place.

By prestressing a state of stress is superimposed on the stresses due to loads in such a way that no or only limited tensile stresses occur in the concrete in order to avoid cracks. Practically it is however unavoidable that secondary cracks are produced at locations where the prestressing forces are introduced or cross beams are connected to main girders. Nevertheless, they are without detrimental influence on the structural behavior.

From a theoretical point of view the principle of total prestressing, i.e. the elimination of tensile stresses in the concrete in order to eliminate all cracks, is most tempting. In its practical application difficulties are, however, often encountered. Some cases will be cited. Depending on the relative magnitude of the dead load and live load considerable variations between the minimum and maximum forces in a cross section will occur. Even greater variations will result in statically indeterminate structures. In case of full prestress, a minimum moment M_1 and a maximum moment M_2 , the following four inequalities at the upper and lower fibers of a cross section must be fulfilled (Fig. 1):

Upper fiber, concrete stress:

$$\sigma_{bo} = -\frac{V}{F} - \frac{z_o}{I} (-Ve + M_1) \leq 0 \quad (1)$$

$$\sigma_{bo} = -\frac{V}{F} - \frac{z_o}{I} (-Ve + M_2) \geq \sigma_{b\ zul} \quad (2)$$

Lower fiber, concrete stress:

$$\sigma_{bu} = -\frac{V}{F} + \frac{z_u}{I} (-Ve + M_1) \geq \sigma_{b\ zul} \quad (3)$$

$$\sigma_{bu} = -\frac{V}{F} + \frac{z_u}{I} (-Ve + M_2) \leq 0. \quad (4)$$

The prestressing force V produces a fixed state of stress such that it is often rather difficult to compensate entirely all tensile stresses due to the moment variation $\Delta M = M_2 - M_1$. It becomes necessary to choose complicated and hence costly cross sections (e. g. box section) or apply a high prestressing force in order to satisfy conditions (1) to (4). If subsequently the condition at ultimate load is investigated the section exhibits a safety margin which is considerably above the specified one. If however condition (4) in particular is relaxed such that a limited tensile stress in the concrete is tolerated ($\sigma_{bu} \leq \sigma^*$), or condition (4) is totally neglected the choice of possible prestressing forces (i. e. choice of force V and/or eccentricity e) for a given cross sectional shape becomes greater. Instead of condition (4) a limitation of the crack opening and a sufficient safety margin against ultimate load must be imposed.

In many cases fully prestressed structures show undesirable deformations due to creep. Well known are unequal deflections of slender prestressed elements such as roof slabs. The large percentage of the live load to the total load and the high slenderness of the slab (length/thickness) cause this behavior. Even individual slabs of an identical series may show such unequal deflections.

A further situation is illustrated in Fig. 2. In an office building the column or wall loads of the upper stories are carried by a prestressed girder. If the acting live load is relatively small, the percentage of the design live load on the total load however large, a full prestress can lead to an undesirable and damaging camber of the girder. It may be continuously increased due to creep.

In statically indeterminate structures such as continuous beams full prestress may require sectional changes in the prestressing force. In the regions of intermediate supports additional prestressing cables may be necessary. They require complicated anchoring details. At such anchorage points secondary stresses occur producing very often unwanted cracks. Finally cases can be cited which exclude practically a full prestress, e. g. heavy foundation girders and slabs.

The cited examples show that the requirement of a full prestress can lead to expensive and complicated solutions. For many applications one may ask if it is necessary at all. Very often the use of a partial prestress will give a more appropriate and also more economical solution. Unnecessarily large prestressing forces will be avoided and simpler structural details can be devised. Finally even a more ductile structure may result. For full prestress would lead to such a percentage of steel that failure would occur by crushing of the compression zone without yielding of the prestressing reinforcement (brittle behavior). Especially for structures subjected to impact, earthquake or explosions such a behavior is undesirable. For their capacity of energy absorption could be deficient. In such cases partial prestress will furnish a better solution.

In the following a brief historical review of the development of prestressed concrete and the actual status of partially prestressed concrete will be given.

2. Historical Review

After unsuccessful initial attempts prestressed concrete started its development on the basic investigations of Freyssinet (patents 1928). The French school always advocated the use of a full prestress and high tension for the prestressing wires (90% of tensile strength). It is understandable that in the development phase prestressed concrete was claimed to be a completely new material (see e.g. [1]¹), pages 35–42). A total absence of cracks was especially claimed in order to distinguish it from reinforced concrete. As late as 1951 Freyssinet was of the opinion that the use of a partial prestress was an erroneous trend worse than either prestressed or reinforced concrete.

Contrary to the development in France and many other countries Germany uses relatively low stresses for the prestressing wires (55% of tensile strength). In order to reduce the cross sectional areas of the prestressing cables and/or wires limited tensile stresses are however tolerated. The stresses are calculated on the basis of an uncracked section. The resulting tensile forces in the concrete have to be covered by an appropriate ordinary reinforcement.

The application of partial prestress was advocated even before the second world war. In particular EMPERGER [2] proposed in 1939 combined reinforcements of prestressed wires and ordinary reinforcing bars. He did not consider that cracking of reinforced concrete was a deficiency that should be avoided. The prestressed wires should be used to delay the appearance of cracks and reduce their openings.

Another method of partial prestress was proposed by ABELES in 1942 ([3], page 131) and practically applied in 1948. The total reinforcement is composed of prestressing wires and is also pretensioned. However, the prestressing force

¹) See list of references.

does not provide a full prestress such that under working loads tensile stresses will occur and hence also cracks with limited openings.

An international discussion on partially prestressed concrete took place for the first time at the Congress of the "Fédération Internationale de la Précontrainte" (FIP) in 1962. Subsequently a Joint Committee FIP-CEB (Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Européen du Béton) was created in order to study the field between reinforced concrete and prestressed concrete. Since then theoretical and experimental studies have been started in different countries. In particular a study "Enquête sur la Précontrainte Partielle" made 1965 in Belgium by R. Baus and V. Depaux should be mentioned [3]. It represents an international survey of the present status and contains pertinent references.

Up to the present the specifications of the Western Countries permit only full or limited prestress. According to assumptions no cracks should develop. Hence the stresses under working loads are calculated on the basis of a homogeneous, i.e. uncracked section. Some Eastern-European Countries allow already partial prestress for structures under predominantly static loads tolerating cracks with limited openings (e.g. DDR-Standard Spannbeton [4], page 214).

The inherent potentialities of partial prestress and the world wide interest prompted the International Association for Bridge and Structural Engineering to choose it as one of the topics for the Congress in 1968. The intention is to compile the results of the studies presently under way and to promote the application of partial prestress.

3. Classification of Partially Prestressed Structures

A number of different points of view can be taken to establish a classification of partially prestressed concrete structures. Common to all systems is the presence of controlled cracks under working loads. Specific differences show up in the technical details, especially with respect to the quality, distribution and arrangement of the reinforcement. As experimental and theoretical studies can also be classified from the same point of view this classification will also be used as a basis of discussion at the Congress.

3.1. Mixed Reinforcement

The reinforcement in a cross section consists of a prestressed and a ordinary (non-prestressed) part (Fig. 3). The prestressing wires, strands or cables are prestressed such that a chosen part of the tensile stresses in the concrete are eliminated (e.g. tensile stresses due to dead load and part of live load). The

non-prestressed part of the reinforcement can be of ordinary reinforcing steel, high tensile steel or even prestressing quality. Its function is to control the cracks and deformations under working loads and to provide the required safety margin against failure. At present it appears that such a system is especially suited for post-tensioned structures.

3.2. Prestressing Reinforcement with Partial Prestress

The entire reinforcement is prestressed. Its cross sectional area is determined on the basis of the specified safety margin against failure. Under working loads tensile stresses in the concrete and also cracks can occur. Such a system is especially suited for prefabricated pretensioned elements.

3.3. Composite Beams

The beams are composed of precast prestressed elements and additional concrete parts. Fig. 4 shows two such examples. The distribution of stress over the cross section is discontinuous. The prestressed parts may act under working loads as fully or partially prestressed elements. The additional concrete parts are essentially non-prestressed (except for secondary stresses due to creep and shrinkage). On the large contact areas between the prestressed elements and the other concrete low bond stresses are acting. If the contact surfaces are artificially roughened the bond will be improved and a favorable distribution and opening of cracks will result.

3.4. Combined Systems

Statically indeterminate systems such as continuous girders are sometimes composed of prestressed beams and concrete parts with ordinary reinforcement (Fig. 5). By using post-tensioned cables to establish the connection partial or even full prestress can be established. By such combined systems the interaction of parts with greatly different bending stiffnesses poses a problem, affecting the cracking behavior of the connection. Two-dimensional structures with prestress in only one direction, such as slabs, bridges with prestress in longitudinal direction etc., can also be counted under combined systems.

Another classification has been proposed by the Joint Committee FIP-CEB. Using as a criterion the tensile stresses and the corresponding cracks in the concrete the following three classes are differentiated:

Class I: The complete absence of cracks must be assured under any condition. No loading condition during construction and/or in use should produce

tensile stresses. Hence theoretically at least no cracks should occur. Full prestress should be applied to structures subjected to dynamic loads producing fatigue or to a corrosive atmosphere.

Class II: Dead load and part of the live load should not produce tensile stresses. Even under extreme loading conditions the tensile strain in the concrete are limited such that in general cracks will not occur. Limited prestress can be applied to highway bridges and other structures which are seldom subjected to the full intensity of live loads.

Class III: The opening of the cracks and the strain of the reinforcement are limited. The stresses under working loads are calculated on the basis of a cracked section neglecting tensile stresses in the concrete (partial prestress).

This classification describes already the fields of application. Class III corresponds to the field of partial prestress whereas class II and class I are presently in use as limited and full prestress respectively.

It is rather difficult to determine at the present time in what direction partial prestress will develop. It appears however that a mixed reinforcement is especially suitable for post-tensioned structures. For precast pretensioned elements the use of a prestressing reinforcement, partially prestressed, may be more profitable from a practical as well as an economical point of view.

4. Principles of Design

Similar to the case of reinforced concrete structures (see e. g. CEB-Recommendations [5], p.13) different "limiting states" can be defined:

1. Failure due to fracture of steel or crushing of concrete, instability and/or fatigue.
2. Intolerable deformations.
3. Intolerable opening of cracks.

Sufficient safety margins should be provided with respect to these limiting states. Hence it is necessary to develop reliable methods in order to determine these states in case of partial prestress.

5. Methods of Analysis

Contrary to the case of full prestress cracks in partially prestressed structures develop even under working loads. Hence stress calculations can no longer be based on the assumption of a homogeneous section. The tensile strength of the concrete must be neglected in the computations.

5.1. Bending and Axial Load

Firstly some remarks concerning the calculation of the cracking moment are made. Theoretically the development of the first crack is evidently given by the equation.

$$\sigma_{b \max} = \beta_{bz} \quad (5)$$

i. e. maximum concrete stress equal to tensile strength of concrete. However, the left as well as the right side of the equation are affected by uncertainties. The tensile strength of the concrete β_{bz} is a property which can vary between wide limits. It depends on too many factors such as composition of concrete, treatment of fresh concrete, conditions during hardening, age at loading. Furthermore, cracking is influenced by the gradient of strain over the cross section and the shape of the cross section. The determination of the concrete stresses offers other uncertainties. Besides deviations in the loads unequal shrinkage and temperature distribution over the cross section, stress concentrations due to stirrups, cable conduits, etc. may greatly influence the stress distribution.

From a practical point of view the calculation of the cracking moment appears therefore questionable. A selection of allowable tensile stresses which by experience have generally not produced cracks seems more rational. In especially critical cases the limitation $\sigma_{b \max} \leq 0$ (i. e. no tensile stress in concrete) may even be justified.

The state of stress in a cracked section coincides with the case of "bending and axial force" for reinforced concrete. Assuming a cracked cross section the calculation is made by neglecting the tensile stresses in the concrete. Fig. 6 shows a beam with mixed reinforcement, F_s being the prestressed reinforcement with a distance h_1 and F_e the ordinary reinforcement with a distance h_2 from the centroidal axis. The concrete stresses σ^b due to prestress, shrinkage and creep are σ_{1V}^b at height 1 and σ_{2V}^b at height 2 respectively. Applying two fictitious forces K_1 and K_2 the concrete is freed of all stresses (decompression of concrete). They are determined from the conditions:

$$\sigma_{1V}^b + \sigma_{11}K_1 + \sigma_{12}K_2 = 0 \quad (6)$$

$$\sigma_{2V}^b + \sigma_{21}K_1 + \sigma_{22}K_2 = 0 \quad (7)$$

where σ_{11} is the concrete stress at height 1 due to $K_1 = 1$ and the coefficients σ_{12} , σ_{21} and σ_{22} are defined correspondingly. Immediately upon prestressing or by neglecting the influence of shrinkage and creep the value of K_2 vanishes. The opposite forces $\bar{K}_1 = -K_1$ and $\bar{K}_2 = -K_2$ together with the bending moment M and normal force N due to external loads are acting on the stress free concrete. They can be combined into an eccentrically acting resultant R :

$$R = N + \bar{K}_1 + \bar{K}_2 \quad (8)$$

$$e = \frac{1}{R} (M - \bar{K}_1 h_1 - \bar{K}_2 h_2) . \quad (9)$$

If the stress-strain relationship for the concrete, the prestressing steel and the ordinary reinforcement are known the stresses and the ultimate moment can be readily calculated assuming a linear strain variation over the cross section. The contribution of the different actions to the total strain must be taken into account. The concrete strains are only due to (R, e) , hence:

$$\varepsilon_b = \varepsilon_b(R, e) . \quad (10)$$

The steel strains however, contain additional contributions due to the prestressing force V , shrinkage and creep, and the forces K_1 and K_2 :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_s(V; K_1, K_2; R, e) \quad (11)$$

$$\varepsilon_e = \varepsilon_e(V; K_1, K_2; R, e) . \quad (12)$$

In practical cases the simplest solution is often to assume as two parameters the position of the neutral axis and a strain distribution (strain in an extreme fiber). The two parameters are then varied until the stress resultants correspond to the forces due to external loads or the failure conditions are satisfied.

Besides the determination of the stresses and/or the ultimate moment information on the distribution and opening of cracks under working loads is necessary. Investigations on the cracking of reinforced concrete members (see e.g. [5], Appendix 1, page 1–93, for a list of references, furthermore [6]) may furnish useful information. The cracking behavior of partially prestressed beams is governed by the steel strains after the concrete has been freed of stresses (decompression of concrete), hence by the steel strains due to (R, e) only. Obviously the bond characteristics of the reinforcements are of prime importance. In the case of post-tensioned girders the action of the non-prestressed reinforcement is essential. For grouted cables have much inferior bond properties than deformed reinforcing bars, pretensioned wires or strands. As a first approximation the bond of the cables can be neglected for an investigation of the cracking behavior of partially prestressed beams. Design rules have to be developed in order to obtain a favorable distribution and a limited opening of the cracks. A simple limitation of the strains of the nonprestressed reinforcement constitutes only a rough design rule. A more sophisticated approach will consider all the important parameters influencing the bond behavior such as bond properties of the reinforcement, percentage of steel in the tension zone, distribution of the reinforcement, distance from the surface, quality of concrete, etc.

Until today very few systematic experimental investigations into the bending behavior of partially prestressed girders have been conducted. Besides the studies cited in [3] the tests of A. BRENNEISEN, F. CAMPUS and N. M. DEHOUSSE [7]

should be mentioned. Furthermore, the AASHO Bridge Tests [8] on two pre-tensioned and two post-tensioned bridges and the laboratory tests of the Portland Cement Association [9] on four corresponding test girders give valuable information on the fatigue and ultimate load behavior. In order to study the fatigue behavior of partially prestressed members the working loads for half of the tests were intentionally selected to produce cracks. The partially post-tensioned girders (Bridge 5A, Girder 5A) showed a progressive deterioration of the bond and a corresponding increase in crack openings. The partially pretensioned girders (Bridge 6A, Girder 6A) however exhibited quite satisfactory behavior.

Other tests on prestressed girders conducted beyond the cracking load can be used in a similar manner in order to study the behavior of partially prestressed members.

5.2. *Shear*

In a partially prestressed member cracks are present even under working loads. Hence the calculation of shearing stresses assuming a homogeneous uncracked section is no longer valid. It is quite possible to compute these stresses according to the classical method for reinforced concrete beams. Assuming cracks due to bending a beam element of differential length is considered. The changes $d\sigma$ of the normal stresses σ between the left and the right section produce horizontal shearing stresses τ . It is well known that such a computation leads only to nominal values of the shearing stresses which do not correspond to the actual state. Today the concept is more and more adopted that the design of the shear reinforcement of reinforced and prestressed concrete girders should be based on the behavior at ultimate load. Numerous tests have been conducted on the shear resistance of reinforced concrete beams. However, no generally accepted shear failure theory has evolved. Nevertheless adequate and useful design rules have been recommended and even accepted into specifications. Few experimental shear investigations of prestressed concrete girders have been published. The knowledge concerning shear failure and design of shear reinforcement is correspondingly lacking.

In the field of partial prestress no systematic tests on the shear resistance have been made. In the following a recommendation is summarized for the design of the shear reinforcement of beams and slabs of reinforced, partially prestressed and prestressed concrete. It is based on a common concept for all three cases [10].

A simple description of the ultimate load behavior of beams with shear reinforcement is given by the truss analogy. In the web of the beam a system of concrete compression diagonals and tension members in direction of the shear reinforcement are developed. The two flanges may transmit beside the normal forces bending moments and shear forces depending on their state of cracking.

Fig. 7 shows a beam with a “diagonal shear” and a “bending shear” region. In the diagonal shear region only diagonal cracks in the web are present. Even at failure the tension flange remains in compression due to the prestressing force. Hence the compression flange as well as the precompressed tension flange will transmit shearing forces Q_1 and Q_2 . In the bending shear region however the concrete of the tension flange is cut by a crack which continues in the web in a diagonal direction. Therefore a shear force Q_C can develop only in the compression flange. In both cases additional forces B and D can be carried by the stirrups and the diagonal reinforcement. On the basis of such a simplified model concept design recommendations have been developed in reference [10]. The shear force Q at failure must be resisted by the sum of the shear resistances:

$$Q \leq Q_C + Q_N + Q_B + Q_D . \quad (13)$$

The term Q_C represents the shear resistance of the concrete compression zone:

$$Q_C = \left(1 + \frac{V_\infty}{Z_s} \right) \tau_1 b_0 h \quad (14a)$$

with a maximum value

$$Q_C = 1,5 \tau_1 b_0 h . \quad (14b)$$

Table 1: τ_1 -Values

β_w (kg/cm ²)	200	300	400	≥ 500
τ_1 (kg/cm ²)	8	10	12	14

β_w : Cube strength of concrete after 28 days (Cylinder strength $f'_c \cong 0,8 \beta_w$).

The value of τ_1 given in Table 1 depends on the compression strength of the concrete; b_0 and h are the width of the web and the effective height of the beam respectively. The influence of the prestress enters in the term V_∞/Z_s with V_∞ the prestressing force after shrinkage and creep and Z_s the yield force of the total reinforcement, i. e.

$$Z_s = F_s \sigma_{sf} + F_e \sigma_{ef} \quad (15)$$

where F_s = cross section of prestressing steel

F_e = cross section of ordinary reinforcement

σ_{sf} = yield stress of prestressing steel (0.2% permanent set)

σ_{ef} = yield stress of ordinary reinforcement (or 0.2% permanent set).

The additional resistance in the diagonal shear region is included in Q_N . This term is only introduced if the tension flange is not cracked.

$$Q_N = 0,2 \sigma_N b_0 h \quad (16)$$

where σ_N is the stress in the centroid of the cross section due to the prestressing force. The resistance of the shear reinforcement is derived from the truss analogy assuming inclined cracks at 45° . For vertical stirrups

$$Q_B = \frac{F_B \sigma_{Bf} h}{t_B} \quad (17)$$

and for a reinforcement inclined at an angle α to the beam axes

$$Q_D = \frac{F_D \sigma_{Df} h}{t_D} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (18)$$

with F_B, F_D = cross section of stirrups and inclined reinforcement respectively

t_B, t_D = horizontal spacing of stirrups and inclined reinforcement respectively

σ_{Bf}, σ_{Df} = yield stress (or 0.2% permanent set) of stirrup and inclined steel respectively.

No shear reinforcement is required if the nominal shear stress at failure

$$\tau = \frac{Q}{b_0 h} \leq \tau_1. \quad (19)$$

If this value is exceeded the shear reinforcement is determined such that the inequality (13) is satisfied. The minimum reinforcement, however, should be such that

$$Q_B + Q_D \geq \frac{1}{2} \tau_1 b_0 h. \quad (20)$$

In order to avoid crushing of the concrete compression diagonals the following maximum shear stresses are permitted depending on the spacing of the reinforcement:

Normal spacing:

Vertical stirrups	$t_B \leq h/2$
or	$t_B \leq 30 \text{ cm}$
Inclined reinforcement	$\alpha = 45^\circ$
	$t_D \leq h$
or	$t_D \leq 40 \text{ cm}$
Maximum shear stress	$\tau \leq \tau_2 = 4 \tau_1$

(21 a)

Closed spacing:

Vertical stirrups	$t_B \leq h/3$
or	$t_B \leq 20 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}
 &\text{Inclined reinforcement } \alpha = 45^\circ \\
 &\qquad\qquad\qquad t_D \leq h/2 \\
 &\text{or} \qquad\qquad\qquad t_D \leq 30 \text{ cm} \\
 &\text{Maximum shear stress } \tau \leq \tau_3 = 5 \tau_1 .
 \end{aligned}
 \tag{21 b}$$

It should be pointed out that this proposal constitutes not a new shear failure theory. It is a recommendation for a uniform and simple design procedure of the shear reinforcement of slabs and beams of reinforced, partially prestressed and prestressed concrete. The influence of the prestressing force enters into the resistance of the concrete compression zone Q_C , equation (14) and also into the additional resistance Q_N , equation (16), in case the tension zone remains precompressed. Furthermore the vertical component of the prestressing force can be deducted from the shear force if the prestressing cable is inclined with respect to the beam axis.

A comparison with tests on reinforced and prestressed beams was made in [10] and gave conservative results. For partially prestressed beams, however, a systematic experimental study is still needed to further study the design of the shear reinforcement and also the cracking behavior under working loads.

5.3. Torsion

The design of reinforced concrete members under torsion is presently studied in different countries. Similar to the case of shear the truss analogy has been used successfully in the past for the design of the reinforcement in the case of torsion. The current investigations will further clarify the situation.

The torsional behavior of prestressed members under working loads can be calculated assuming a homogeneous material if the principal tensile stresses produce no cracks. However, as in the case of bending and shear, it is not possible to predict the ultimate resistance on the basis of the elastic behavior, and hence to design the necessary reinforcement. In the case of partially prestressed members the torsional resistance at failure remains an unsolved problem.

5.4. Combined Actions

In practical applications the normal force N , bending moment M , shear force Q and torsional moment T act often in combination. Such cases occur for instance in curved bridges where torsion should be considered. The combined influence of N , M , Q and T on the failure has been recognized. However, a numerical analysis of the interaction requires generally extensive simplifications. According to most specifications for reinforced and prestressed concrete structures the actions of bending and shear are separately treated¹⁾. Similarly

the torsional reinforcement is computed separately and simply added to the bending and shear reinforcement. It may be expected that such a procedure is conservative as long as failure is induced by yielding of the reinforcement and not by a premature crushing of the concrete (underreinforced section). Nevertheless, the situation remains unclarified. A comprehensive study of the combined actions of N , M , Q and T in girders of reinforced, partially prestressed and prestressed members would be most desirable.

6. Future Development

In the preceding sections it has been shown that partially prestressed concrete can be used already. Despite the fact that a number of questions remain insufficiently clarified the actual application should not produce unknown and unexpected problems. It has been pointed out that the control of cracking under working loads and especially the design for shear, torsion and combined actions should be investigated. The economical aspect of the application of partial prestress presents questions concerning the ratio of prestressing steel to ordinary steel, the qualities of the steel etc.

The introduction of partial prestress opens to the field of concrete structures a new dimension. It is the logical link between reinforced and prestressed concrete. How necessary such a continuous transition often is has been indicated in the introductory remarks. The designer obtains new possibilities from which he can choose the simplest and most economical solution. Under present conditions it is already cheaper to carry a large tensile force by prestressing steel than by ordinary reinforcing steel. In order to make use of the high strength of prestressing steel, however, prestressing is necessary in order to avoid large crack openings. On the other hand it is often not necessary and even undesirable to apply a high degree of prestress with the only objective to avoid tensile stresses even under extreme loading conditions. In many instances partial prestress will give the most economical solution. The prestressing steel can be essentially used to carry continuously acting loads. The additional non-prestressed reinforcement provides the necessary control of the cracks. The requirement of a full prestress in the early stage of the development of prestressed concrete was understandable. However, it has led in many cases to complex and unnecessary expensive solutions. The technique of prestressing finds its full range of application with the introduction of partial prestress. It can be expected that it will find a much broader use than the limited field of full prestress.

¹⁾ The ACI 318-63 Specifications consider the influence of the moment-shear ratio M/Qh in the shear design (Art. 1201 and 1701). As an alternative a simpler procedure is also permitted.

IVb

Précontraintes partielles

BRUNO THÜRLIMANN

Prof. Dr., Eidg. Technische Hochschule, Zürich

1. Introduction

Dans les éléments en béton armé se forment en général des fissures déjà dans l'état d'utilisation. A l'aide de mesures constructives, on tâche d'empêcher la formation de fissures d'au-dessus de 0,1 à 0,3 mm. Une longue expérience montre que de cette façon, en conditions normales, le fer n'est pas endommagé par la corrosion.

Avec précontrainte, on superpose aux tensions dues aux charges extérieures un état de tensions supplémentaires de façon que les tensions de traction sont exclues ou bien limitées. Ainsi la formation de fissures devrait être empêchée. La présence des fissures secondaires est pratiquement inévitable près des ancrages de câbles comme près des joints intermédiaires, ce qui ne porte aucun préjudice au comportement de l'élément.

Le principe de la précontrainte complète, c'est-à-dire l'annulation de toutes les tensions positives dans le but d'éviter des fissures est très séduisant du point de vue théorique. Mais en pratique, on rencontre souvent bien des difficultés. Citons quelques cas comme exemples: Selon le rapport entre poids propre et charge utile, il peut se produire dans l'état d'utilisation des variations considérables entre les sollicitations (M , N , Q , T) maximales et minimales. Ce rapport peut devenir encore plus défavorable dans les systèmes statiquement indéterminés. Pour le cas de la flexion, avec un moment minimal M_1 et un moment maximal M_2 , les tensions du béton doivent satisfaire, dans le cas de la précontrainte complète, aux quatre inéquations suivantes, et ce aux bords supérieur et inférieur:

$$\sigma_{bo} = -\frac{V}{F} - \frac{z_o}{I} (-Ve + M_1) \leq 0 \quad (1)$$

$$\sigma_{bo} = -\frac{V}{F} - \frac{z_o}{I} (-Ve + M_2) \geq \sigma_{b\ zul} \quad (2)$$

$$\sigma_{bu} = -\frac{V}{F} + \frac{z_u}{I} (-Ve + M_1) \geq \sigma_{b\ zul} \quad (3)$$

$$\sigma_{bu} = -\frac{V}{F} + \frac{z_u}{I} (-Ve + M_2) \leq 0. \quad (4)$$

Comme la précontrainte ne peut créer qu'un état de tensions déterminé, qui est constant, on rencontre de grandes difficultés dès que la variation du moment ($\Delta M = M_2 - M_1$) devient trop grande: On est obligé alors de choisir des profils compliqués ou démesurés (par exemple section en caisson) ou bien de travailler avec de très grandes forces de précontrainte V , pour arriver à satisfaire aux conditions (1) à (4). En examinant après la sécurité à la rupture, on constate qu'elle se trouve souvent bien au-dessus de la sécurité exigée. Si alors on essaie d'être moins rigoureux, en particulier avec l'inéquation (4), c'est-à-dire si on tolère une tension de traction limitée ($\sigma_{bu} \leq \sigma^*$) ou encore si l'on néglige complètement l'inéquation (4), on augmente considérablement les possibilités de variation de la précontrainte (c'est-à-dire choix de V et e) pour une section donnée. On remplace alors l'inéquation (4) par des conditions relatives à l'ouverture des fissures et à la sécurité à la rupture.

Souvent, la précontrainte complète provoque des déformations de fluage exagérées. On ne connaît que trop bien les déflexions grandes et irrégulières d'éléments précontraints élancés, par exemple des dalles de toiture. Comportement qui s'explique par une surcharge importante par rapport au poids propre, ainsi que par l'élancement très prononcé de la dalle (longueur/hauteur). Dans une même série, les dalles donnent des déflexions très différentes.

Un autre exemple est montré dans la figure 2. Il s'agit d'un bâtiment de bureaux, où le poids des piliers ou des murs repose sur une poutre précontrainte. Si la surcharge effective est relativement petite, mais la surcharge introduite dans les calculs grande par rapport à la charge totale, la précontrainte complète provoque souvent une surélévation fâcheuse de la poutre, et qui augmente encore avec le temps.

Dans les systèmes indéterminés (par exemple poutres continues) la précontrainte complète exige souvent un échelonnement de la force introduite dans les câbles. On est obligé de mettre des câbles supplémentaires au-dessus des appuis, dont l'ancrage cause des difficultés constructives. En plus, ces ancrages semblent prédestinés à la formation de fissures, par suite de tensions secondaires. Enfin il est des cas où la précontrainte complète est tout à fait impossible, par exemple dans les poutres de répartition et les dalles de fondations.

Toutes ces considérations démontrent que selon les circonstances, la précontrainte complète mène à des solutions onéreuses et compliquées. Alors la question se pose tout naturellement si cette précontrainte complète ne devient pas inutile, voire même absurde dans bien des cas. Très souvent, la précontrainte partielle semble bien plus indiquée, permettant une construction sensiblement plus économique. Des contraintes démesurées sont évitées, bien des détails constructifs simplifiés. Enfin, il devrait en résulter dans beaucoup de cas une construction plus tenace. Car lors d'une précontrainte complète, la teneur en acier est souvent si haute que l'on obtient une rupture cassante, c'est-à-dire que le béton cède avant que l'armature parvienne à l'écoulement. Précisément pour des constructions assujetties à des chocs, des tremblements de terre ou encore à des explosions, un tel comportement ne peut être apprécié, l'absorption d'énergie pouvant être insuffisante. Donc ici également, la précontrainte semble la bonne solution.

Dans la suite, on trouvera dans une rétrospective rapide l'histoire du développement vers la précontrainte complète et la situation actuelle concernant la précontrainte partielle.

2. Rétrospective

Après de premiers essais restés sans succès, le béton précontraint s'est développé à la base des recherches fondamentales de Freyssinet (brevets 1928). L'école française a toujours soutenu l'idée d'une précontrainte complète et d'une tension des câbles aussi élevée que possible (90% de la résistance à la traction). On comprend que dans cette phase du développement, on parlait avec beaucoup d'enthousiasme d'une matière complètement nouvelle (voir par exemple [1]¹⁾, pages 35–42). L'absence totale de fissures dans le béton précontraint fut particulièrement mise en évidence pour le distinguer le plus clairement possible du béton armé. Encore en 1951, Freyssinet considérait la précontrainte partielle comme un égarement, lui attribuant une qualité inférieure à celle du béton armé et du béton précontraint.

Par opposition à la France et à bien d'autres pays, le développement en Allemagne tendait vers l'emploi de câbles relativement peu tendus (55% de la résistance à la traction). Pour éviter que les câbles prennent des sections démesurées, on tolère des efforts de traction limités dans le béton. Le calcul des tensions se fait en supposant le béton non fissuré. Seulement, on doit couvrir la résultante des tensions dans la zone tendue par une armature appropriée.

Les premiers pas dans l'application de la précontrainte partielle furent faits déjà avant la deuxième Guerre mondiale. En particulier, EMPERGER [2] a proposé en 1939 une armature combinée de fers tendus et de fer passif. Il ne considérait pas la formation de fissures dans le béton comme un désavantage à

¹⁾ Voir bibliographie.

éviter à tout prix. La précontrainte devait seulement ralentir la formation des fissures et en diminuer la grandeur.

Une autre possibilité de la précontrainte partielle fut proposée en 1942 par ABELES ([3], page 131) et trouvait sa première application pratique en 1948. Il s'agit exclusivement d'armature tendue, mais le degré de précontrainte est choisi tel que déjà à l'état d'utilisation le béton subit des tractions et donne des fissures de grandeur limitée.

La première discussion internationale au sujet de la précontrainte partielle eut lieu en 1962, au congrès de la Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP). Par la suite, on a fondé un comité mixte FIP-CEB (Fédération Internationale de la Précontrainte/Comité Européen du Béton) pour étudier le domaine intermédiaire entre béton armé normal et précontrainte complète. Depuis, on a lancé dans différents pays des recherches théoriques et expérimentales. Ici, il convient de mentionner en particulier les expériences belges: «Enquête sur la Précontrainte Partielle», de R. BAUS et V. DEPAUW de l'année 1965 [3]. Elle donne une vue d'ensemble sur la situation internationale actuelle et contient en outre un aperçu sur la littérature correspondante.

Jusqu'à ce jour, la plupart des normes pour béton précontraint des pays occidentaux ne permettent que la précontrainte totale ou éventuellement encore une précontrainte limitée. Comme l'on suppose qu'il n'y a pas formation de fissures, le calcul des tensions résultants de la surcharge de service se fait sur la section homogène, c'est-à-dire sur toute la hauteur. En Europe orientale, plusieurs pays permettent déjà à l'heure actuelle de se servir de la précontrainte partielle pour des constructions de charge statique prédominante, où la formation de fissures de grandeur limitée est admissible (par exemple DDR-Standard Spannbeton [4], page 214).

L'Association Internationale des Ponts et Charpentes a décidé de choisir la précontrainte partielle comme sujet de discussion pour son congrès de 1968, vu ses possibilités potentielles, vu aussi l'intérêt mondial qu'on lui témoigne. Lors de cette occasion on fera l'examen des études en cours, et en même temps on veut accélérer l'application pratique.

3. Classification des systèmes partiellement précontraints

Une subdivision des éléments partiellement précontraints peut se faire selon des points de vue les plus divers. Une propriété commune à tous les systèmes est l'apparition de fissures déjà sous surcharge de service. Les différences essentielles sont dans l'exécution technique; la qualité, la répartition et la pose de l'armature jouant un rôle décisif. Une subdivision selon ce point de vue semble tout indiquée pour une discussion lors du congrès, vu que les recherches théoriques et expérimentales elles aussi se différencient sous ce rapport.

3.1. Armature mixte

Dans une même section, nous avons une part d'armature de précontrainte et une part d'armature lâche (fig. 3). L'acier de précontrainte est tendu pour annuler les tensions de traction dans le béton pour un état de charge déterminé (par exemple poids propre et éventuellement une partie de la charge utile). L'armature passive peut se composer d'acier normal ou à haute résistance ou même de fers de précontrainte. Elle sert à contrôler la grandeur des fissures et des déformations sous la charge maximale ainsi qu'à garantir la sécurité à la rupture nécessaire. Sans vouloir anticiper sur le développement futur, ce système paraît se prêter particulièrement pour des éléments tendus après bétonnage (câbles tendeurs).

3.2. Armature de précontrainte avec tension limitée

Toute l'armature est tendue. La section est déterminée par la sécurité à la rupture. Dans des conditions extrêmes, il apparaît des tractions et des fissures dans le béton même sous surcharge utile. Ce type d'armature devrait s'appliquer surtout dans des poutres bétonnées dans le banc de fabrication.

3.3. Poutres mixtes

Elles sont construites avec des éléments préfabriqués précontraints soudés ensemble avec du béton frais. La fig. 4 esquisse deux possibilités. L'état de tension dans la section n'est pas uniforme. L'élément de béton précontraint peut se comporter dans l'état d'utilisation comme totalement ou partiellement précontraint. Les parties en béton coulé sur place ne sont pas précontraintes (excepté d'éventuels réarrangements des tensions dus au fluage). De la grande surface entre le béton préfabriqué et le béton coulé sur place, il résulte des tensions de contact très petites. Si en plus la surface de contact est rendue rugueuse, on obtiendra une bonne action combinée, et en même temps une répartition favorable des fissures.

3.4. Systèmes combinés

Précisément dans des systèmes statiquement indéterminés, comme poutres continues, etc., on arrive à lier ensemble des poutres simples en béton précontraint par des raccords en béton armé pour obtenir de cette façon des poutres continues (fig. 5). Il existe même toutes les graduations intermédiaires pour ces joints en béton coulé sur place, allant jusqu'à la précontrainte totale. Pour de tels systèmes combinés, il se pose la question du comportement d'élé-

ments de raideur à la flexion très différente. Ces différences causent des fissures dans les éléments de raccordement. Sous ces systèmes combinés, il faut aussi grouper les systèmes porteurs étendus, précontraints dans une seule direction, comme par exemple ponts précontraints dans la direction de l'axe seulement, dalles, etc.

Une autre classification a été proposée par le comité mixte FIP-CEB. Partant des efforts à la traction du béton et de la formation de fissures correspondante, il distingue trois classes :

Classe I: L'absence de fissures doit être garantie à tout prix. Aucun état de charge, ni pendant la construction, ni à l'usage ne doit produire des tractions dans le béton, de sorte que théoriquement du moins, la formation de fissures est exclue. La précontrainte complète est conseillée pour des éléments porteurs exposés à un milieu très corrosif ou à des charges dynamiques, qui pourraient mener à des phénomènes de fatigue.

Classe II: Les tensions de traction ne sont pas admises sous poids propre et une partie de la surcharge utile. L'allongement du béton doit être limité même pour des charges extrêmes. Ainsi la formation de fissures serait en grande partie évitée. La précontrainte limitée est prévue pour les ponts routiers et pour d'autres systèmes rarement soumis aux surcharges utiles extrêmes.

Classe III: La grandeur des fissures et l'allongement de l'acier sont limités. Le calcul des tensions se fait, pour la surcharge utile, dans l'hypothèse que le béton ne supporte aucune traction (précontrainte partielle).

Cette classification comporte en même temps une description des champs d'application. La classe III comprend le béton partiellement précontraint, tandis que la classe I (précontrainte complète) et la classe II (précontrainte limitée) trouvent déjà leur application normée dans bien des pays.

Il est difficile de prédire dans quelle direction la précontrainte va se développer surtout. A l'instant, l'armature mixte semble intéressante surtout dans l'emploi de câbles tendeurs. D'autre part, une armature de précontrainte uniforme paraît indiquée dans les éléments préfabriqués au banc de fabrication, du point de vue pratique aussi qu'économique.

4. Principes pour le dimensionnement

Comme pour les constructions en béton armé (voir par exemple CEB Recommandations [5] page 13) peuvent être définis plusieurs «Etats limites».

1. Rupture (épuisement de la résistance du matériel, instabilité, fatigue);
2. Déformation inadmissible (élastique ou plastique);
3. Formation inadmissiblement grande de fissures.

Par rapport à ces états limites doivent être maintenues des marges de sécurité appropriées. Il s'agit donc de créer des méthodes de calcul convenables, qui permettent d'inclure ces cas limites dans la précontrainte partielle.

Comme autre point de vue d'importance pratique on doit encore citer la sécurité à la corrosion et à l'incendie.

5. Méthodes de calcul

En opposition au béton précontraint apparaissent dans la précompression partielle des fissures déjà à l'état d'utilisation. On ne peut donc plus calculer avec une section homogène. La résistance à la traction du béton doit être négligée.

5.1. Flexion avec effort normal

Tout en commençant on doit faire quelques remarques à propos du calcul du moment de fissuration. Théoriquement la condition pour l'apparition des premières fissures est très simple, c'est-à-dire

$$\sigma_{b \max} = \beta_{bz} \quad (5)$$

donc tension maximale du béton égale à résistance du béton à la traction. Mais malheureusement la détermination tant du premier que du deuxième terme de cette équation est grevée de beaucoup d'insécurité. La résistance à la traction β_{bz} du béton peut varier entre de larges limites. Elle dépend d'une série de facteurs qui peuvent être difficilement contrôlés comme la composition et la lavouration du béton, condition de prise et âge du béton au moment de l'application de la sollicitation. En plus la variation des allongements spécifiques sur la hauteur de la section comme la forme de la section même influencent la formation de fissures. La détermination des tensions maximales dans le béton est tant aussi peu précise. Abstraction faite des imprécisions dans les hypothèses de charge, on a ici particulièrement l'influence due au retrait différentiel (c'est-à-dire irrégulier) et à la répartition différentielle de la température sur la section comme aussi à la concentration de tensions (par exemple perturbations dues aux étriers, câbles, etc.).

Du point de vue pratique la détermination numérique du moment de fissuration paraît donc extrêmement douteuse. Ici la prescription de tensions positives est plus indiquée (prescription basée sur l'expérience): en général cette méthode n'a conduit à aucune formation de fissures. Pour des cas particulièrement critiques est justifiée même la condition $\sigma_{b \max} \leq 0$ (c'est-à-dire aucune tension positive dans le béton).

Le calcul des tensions dans l'état de fissuration conduit en principe au cas de la « Flexion avec effort normal » du béton armé. Le calcul doit être fait pour une section fissurée en excluant les tensions positives du béton. La fig. 6 montre une poutre avec armature mixte: l'armature de précontrainte F_s à une distance

h_1 de l'axe par le centre de gravité, et l'armature passive F_e à une distance h_2 . Les tensions du béton σ^b dues à la précontrainte V en tenant compte de l'influence du retrait et du fluage donne σ_{1V}^b à la hauteur 1 et σ_{2V}^b à la hauteur 2. Le béton peut être rendu sans tensions avec deux forces fictives K_1 et K_2 . On peut les déterminer avec les conditions :

$$\sigma_{1V}^b + \sigma_{11}K_1 + \sigma_{12}K_2 = 0 \quad (6)$$

$$\sigma_{2V}^b + \sigma_{21}K_1 + \sigma_{22}K_2 = 0 \quad (7)$$

où σ_{11} est défini comme tension du béton à la hauteur 1 due à la force K_1 et les coefficients σ_{12} , σ_{21} et σ_{22} de même. Tout de suite après l'application de la force de précontrainte ou bien si on néglige l'influence sur les contraintes due au fluage et au retrait la force K_2 est égale à zéro.

Les forces $\bar{K}_1 = -K_1$ et $\bar{K}_2 = -K_2$ agissent maintenant avec les M et N dues aux charges extérieures sur la section en béton sans contraintes. On peut les réduire en une seule force normale résultante R qui agit excentriquement :

$$R = N + \bar{K}_1 + \bar{K}_2 \quad (8)$$

$$e = \frac{1}{R} (M - \bar{K}_1 h_1 - \bar{K}_2 h_2) . \quad (9)$$

En connaissant le diagramme contrainte-déformation du béton, de l'acier de précontrainte et de l'armature passive, on peut déterminer les tensions ainsi que le moment de rupture, si toutefois on admet l'hypothèse de la répartition linéaire des allongements spécifiques. Pour ce faire, on ajoute les allongements spécifiques des différents cas. Pour le béton, on n'a une action que de (R, e) , et par là :

$$\varepsilon_b = \varepsilon_b(R, e) . \quad (10)$$

Les allongements de l'acier par contre dépendent de la force de précontrainte V , y compris le retrait et le fluage, les forces fictives K_1 et K_2 , ainsi que R et e .

$$\varepsilon_s = \varepsilon_s(V; K_1, K_2; R, e) \quad (11)$$

$$\varepsilon_e = \varepsilon_e(V; K_1, K_2; R, e) . \quad (12)$$

Le plus simple est de supposer un axe neutre et une répartition des allongements déterminée. On varie cette répartition jusqu'à ce que les forces internes résultantes correspondent à la sollicitation extérieure, respectivement que la condition à la rupture soit satisfaite.

En plus de la détermination des tensions, respectivement du moment de

rupture, il est nécessaire de connaître la forme et l'épaisseur des fissures sous surcharge de service. Rien qu'en étudiant les fissures des poutres en béton armé, on peut gagner des indications précieuses (voir par exemple [5] annexe 1, pages 1-93 pour la bibliographie, ainsi que [6]). Pour le comportement des fissures, seul l'allongement de l'acier d'après l'état sans contrainte du béton est déterminant (R, e). Evidemment il faut tenir compte des propriétés d'action combinée des aciers. C'est justement dans les poutres comprimées après bétonnage (câbles) que l'armature passive devient très importante. L'effet d'action combinée est certainement bien moins favorable pour des câbles injectés que pour des fers profilés, des fils ou des torons. Pour l'étude des fissures, on pourrait même le négliger en première approximation. Il faudrait développer des règles de dimensionnement dans le but d'obtenir une répartition favorable et une épaisseur réduite des fissures. La limitation de l'allongement de l'armature passive y semble tout au plus une première tentative grossière. Il conviendrait plutôt de tenir compte, dans la mesure de leur importance, de tous les paramètres du problème, tels que: action combinée, proportion d'armature dans la zone de traction, répartition des fers, distance à la surface, qualité du béton.

Jusqu'à ce jour, il n'a été publié que peu d'essais systématiques sur le comportement à la flexion de poutres partiellement précontraintes. En plus, des travaux cités sub [3], il convient de rappeler les recherches de A. BRENNISEN, F. CAMPUS, N. M. DEHOUSSE [7]. En plus, on a des informations intéressantes sur le comportement à la fatigue et à la rupture, par exemple par les expériences AASHO sur deux ponts précontraints et deux ponts contraints après bétonnage [8] ainsi que par des essais de laboratoire de la Portland Cement Association [9] sur 4 poutres correspondantes. Lors de la moitié des essais, les charges étaient choisies telles que les fissures apparaissaient déjà à la surcharge de service. Ce pour étudier le comportement à la fatigue de poutres de ponts partiellement précontraintes. Les poutres partiellement précontraintes à l'aide de câbles, sans armature passive, (pont 5A, poutre 5A) montraient une détérioration progressive de l'adhésion et un accroissement correspondant des fissures. Par contre les poutres partiellement précontraintes au lit de fabrication (pont 6A, poutre 6A), également sans armature passive, montraient un comportement fort satisfaisant.

D'une façon analogue, on peut mettre en valeur bien d'autres essais sur des poutres précontraintes, concernant la contrainte partielle, et cela dès qu'on dispose d'observations dépassant la charge limite aux fissures.

5.2. Cisaillement

A la précontrainte partielle, il apparaît des fissures déjà lors de la surcharge de service. Donc il n'est plus admissible, même dans ce cas normal, de calculer les tensions de cisaillement d'après la méthode classique du béton armé sous

l'hypothèse de fissures de flexion. On y part d'un élément différentiel de poutre. La variation différentielle $d\sigma$ des tensions normales σ entre les sections de gauche et de droite de l'élément provoque des tensions de cisaillement τ horizontales. Ici on fait abstraction d'un tel calcul des τ , comme l'on sait communément aujourd'hui qu'il conduit à des valeurs nominales qui n'ont que peu en commun avec le comportement réel. De plus en plus, on en arrive à la conclusion que le dimensionnement des fers de cisaillement est dicté, dans le béton armé aussi bien que dans le béton précontraint, par le comportement à la rupture. Malgré des expériences très étendues sur la rupture de cisaillement du béton armé, il n'existe toujours pas de théorie communément applicable à ce sujet. Par contre on a fait de nombreuses propositions efficaces et utiles pour le dimensionnement, propositions déjà accueillies en partie par différentes normes. En béton précontraint il a été publié beaucoup moins de recherches expérimentales jusqu'à ce jour. Ce qui fait que la rupture de cisaillement et le dimensionnement de l'armature de cisaillement sont encore bien moins connus.

Dans le domaine de la précontrainte partielle il n'existe encore pratiquement aucune expérience étudiant le comportement à la rupture de cisaillement. Dans la suite, on trouvera l'esquisse d'une proposition traitant le dimensionnement aussi bien du béton armé normal que du béton armé avec câbles de précontrainte supplémentaires (précontrainte partielle), et du béton précontraint, selon une conception uniforme [10].

Le comportement à la rupture d'une poutre armée au cisaillement se décrit le plus aisément par un effet de treillis. Il se forme dans l'âme un système de diagonales de béton comprimé et d'éléments tendus dans la direction de l'armature de cisaillement. Les deux ailes transmettent, elles aussi, en plus des efforts normaux des efforts tranchants, selon leur état de contrainte. La figure 7 montre une poutre dans laquelle il s'est formé un domaine de cisaillement diagonal et un domaine de flexion et de cisaillement combinés. Dans le domaine de cisaillement diagonal, des fissures diagonales apparaissent exclusivement dans l'âme. L'aile tendue reste comprimée même à l'état de rupture grâce à la précontrainte. Donc l'aile comprimée et l'aile tendue précontrainte transmettent des efforts tranchants Q_1 et Q_2 . Dans le domaine de flexion et de cisaillement combinés par contre, l'aile tendue est entrecoupée par des fissures de flexion qui se prolongent en des fissures diagonales dans l'âme. Ainsi seule la zone comprimée peut transmettre un effort tranchant Q_C . Dans les deux cas une armature à étriers ou en diagonale permet de supporter en plus les forces B et D . A partir de ce modèle simplifié, des règles de dimensionnement simples ont été déduites en [10]. L'effort tranchant Q à l'état de rupture doit être supportable par la somme des résistances au cisaillement :

$$Q \leq Q_C + Q_N + Q_B + Q_D . \quad (13)$$

Où Q_C est la résistance au cisaillement de la zone de béton comprimée :

$$Q_C = \left(1 + \frac{V_\infty}{Z_s}\right) \tau_1 b_0 h \quad (14a)$$

mais au maximum:

$$Q_C = 1,5 \tau_1 b_0 h . \quad (14b)$$

Tableau 1

β_w (kg/cm ²)	200	300	400	≥ 500
τ_1 (kg/cm ²)	8	10	12	14

β_w : résistance à la compression sur cube à 28 jours.

D'après le tableau 1, la grandeur τ_1 dépend de la résistance à la compression du béton: b_0 et h sont la largeur de l'âme, respectivement la hauteur statique effective de la poutre. L'effet de la précontrainte est exprimé par le facteur V_∞/Z_s , où V_∞ est l'effort de précontrainte restant après le retrait et le fluage, Z_s l'effort limite d'écoulement de l'armature totale, c'est-à-dire:

$$Z_s = F_s \sigma_{sf} + F_e \sigma_{ef} \quad (15)$$

où: F_s = section de l'armature de précontrainte

F_e = section de l'armature passive

σ_{sf} = contrainte limite d'écoulement de l'armature de précontrainte (ou limite d'élasticité 0,2%)

σ_{ef} = contrainte limite d'écoulement de l'armature passive (ou limite d'élasticité 0,2%).

Le facteur Q_N tient compte de la résistance supplémentaire dans le domaine de cisaillement diagonal. Il ne faut respecter cette grandeur que si l'aile tirée n'est pas fissurée.

$$Q_N = 0,2 \sigma_N b_0 h \quad (16)$$

Où σ_N est la contrainte au centre de gravité de la section par suite de la précontrainte. La résistance de l'armature de cisaillement est déduite de l'analogie du treillis, en supposant les fissures à 45°. Pour des étriers verticaux, on a:

$$Q_B = \frac{F_B \sigma_{Bf} h}{t_B} \quad (17)$$

et pour une armature en diagonale sous un angle α avec l'axe de la poutre:

$$Q_D = \frac{F_D \sigma_{Df} h}{t_D} (\sin \alpha + \cos \alpha) . \quad (18)$$

Où on a :

F_B, F_D = section des étriers, respectivement des diagonales

t_B, t_D = distance horizontale des étriers, respectivement des diagonales

σ_{Bf}, σ_{Df} = contrainte limite d'écoulement (ou limite d'élasticité 0,2%).

Le contrôle numérique d'une armature de cisaillement n'est pas nécessaire si la contrainte de cisaillement nominale à l'état de rupture satisfait à l'inéquation suivante :

$$\tau = \frac{Q}{b_0 h} \leq \tau_1 \quad (19)$$

Si cette valeur est dépassée, le dimensionnement de l'armature de cisaillement doit être calculé à la base de l'inéquation (13). Dans ce cas, on choisira le minimum d'armature tel que :

$$Q_B + Q_D \geq \frac{1}{2} \tau_1 b_0 h \quad (20)$$

Enfin il ne faut pas dépasser les contraintes de cisaillement maximales, ainsi que les écarts des fers suivants, si l'on veut empêcher la rupture des diagonales de béton comprimé :

écarts normaux :

étriers verticaux $t_B \leq h/2$

mais aussi $t_B \leq 30 \text{ cm}$

diagonales $\alpha = 45^\circ$

$t_D \leq h$

mais aussi $t_D \leq 40 \text{ cm}$

Contraintes de cisaillement maximales : $\tau \leq \tau_2 = 4 \tau_1$. (21 a)

écarts serrés :

étriers verticaux $t_B \leq h/3$

mais aussi $t_B \leq 20 \text{ cm}$

diagonales $\alpha = 45^\circ$

$t_D \leq h/2$

mais aussi $t_D \leq 30 \text{ cm}$

Contraintes de cisaillement maximales $\tau \leq \tau_3 = 5 \tau_1$. (21 b)

Soulignons ici qu'il ne s'agit pas d'une théorie de rupture de cisaillement, mais d'une proposition pour le dimensionnement uniforme et simple de l'armature de cisaillement de dalles et de poutres en béton armé, en béton armé avec suppléments de précontrainte (précontrainte partielle) et en béton précontraint. L'influence de la précontrainte se montre aussi bien dans la résistance au cisaillement de la zone de béton comprimé Q_C (équation (14)) que dans la résistance au cisaillement supplémentaire Q_N de la zone de cisaillement diagonal avec zone tirée surcomprimée, équation (16). Lors de câbles tendeurs inclinés on

retranche en plus la composante verticale de la force de précontrainte de l'effort tranchant.

La comparaison a été faite avec des essais sur des poutres en béton armé et en béton précontraint (en [10]) et a démontré qu'en général les résultats se situent du côté sûr. Pour le cas de précontrainte partielle des essais de cisaillement systématiques seraient très à propos, pour éclaircir le dimensionnement de l'armature de cisaillement aussi bien que le comportement de fissuration.

5.3. La torsion

Le calcul à la torsion de poutres en béton armé est devenu un sujet de recherches actuel. Jusqu'ici, on a employé avec succès l'analogie du treillis pour le dimensionnement de l'armature pour la torsion comme pour le cisaillement. On peut s'attendre à ce que les recherches en cours apportent plus de clarté à ce sujet.

Le comportement à la torsion de poutres en béton précontraint à l'état de service peut se calculer sur la section homogène, tant que les tensions principales (traction) ne provoquent pas le fissurage. Cependant, on ne peut rien prédire sur la résistance à la rupture en partant de ce comportement, comme d'ailleurs pour la flexion et le cisaillement. En particulier, on ne peut pas déterminer correctement l'armature nécessaire pour une sécurité donnée contre la rupture.

5.4. Sollicitations combinées

Dans la pratique, on a le plus souvent des sollicitations combinées d'un effort normal N , d'un moment de flexion M , d'un effort tranchant Q , et d'une torsion T . Surtout lors de ponts modernes, incurvés dans le plan, la considération de la torsion est de rigueur. L'influence réciproque de N , M , Q et T sur le comportement à la rupture est indiscutable, cependant les calculs exigent les simplifications les plus grossières. Ainsi la majeure partie des prescriptions pour béton armé ou précontraint traite séparément la flexion et le cisaillement¹⁾. De même on détermine pour le moment de torsion T une armature de torsion qu'on ajoute aux armatures de flexion et de cisaillement. On peut s'attendre à ce qu'un tel procédé penche du côté sûr, tant que la section est sousarmée, c'est-à-dire tant qu'il y a rupture non pas par refoulement du béton, mais par écoulement de l'armature. Malgré tout, la situation n'est guère satisfaisante, et l'exploration de l'interaction entre les différents modes de sollicitation serait fort à propos, autant pour les poutres en béton armé, béton armé avec supplé-

¹⁾ Les normes ACI 318-63 respectent le rapport moment-effort tranchant M/Qh (art. 1201 et 1701). En outre elles permettent un calcul simplifié cependant.

ments de précontrainte (précontrainte partielle) que pour les poutres en béton précontraint.

6. Perspectives

Les considérations précédentes ont montré que la précontrainte partielle est applicable déjà à l'heure actuelle. Bien que plusieurs problèmes ne sont résolus que très schématiquement, elle n'apporte pas de nouvelles difficultés inconnues. On a déjà mentionné qu'en plus du contrôle des fissures à l'état de service, il y a les questions relatives au dimensionnement au cisaillement, à la torsion et aux sollicitations combinées qui exigent un examen plus poussé. Du point de vue économique, il se pose également des problèmes très intéressants concernant la proportion de câbles tendeurs et de fers passifs, la qualité du fer passif, etc.

Par l'introduction de la précontrainte partielle, la construction en béton gagne beaucoup en importance. Le joint logique entre béton armé et béton précontraint est fait. Les considérations précédentes ont montré que cette transition continue peut devenir plus que nécessaire dans beaucoup de cas. Le constructeur dispose de nouvelles possibilités dont il peut choisir les solutions les plus simples et les plus économiques. Pour des efforts d'armature élevés on sait déjà maintenant que l'utilisation de câbles tendeurs est plus économique que celle de fers passifs ordinaires. L'exploitation des câbles tendeurs exige leur mise sous tension, sans quoi le béton aurait des fissures inadmissibles. D'autre part, il n'est souvent pas nécessaire ni même désirable, selon le cas, de choisir un degré de précontrainte tel qu'on ait précontrainte totale même sous des conditions extrêmes. Dans bien des cas, la précontrainte partielle donne la solution la plus économique. Les câbles tendeurs servent alors surtout à supporter la charge permanente. La sécurité contre la rupture sous charge extrême, ainsi que le contrôle des fissures sont alors garantis par l'addition d'une armature passive.

La précontrainte partielle ouvrira de nouvelles perspectives à la construction en béton. L'exigence compréhensible au début d'une précontrainte totale a mené dans bien des cas à des solutions compliquées et coûteuses. Ce n'est que par l'application de la précontrainte partielle que toute la technique de la précontrainte obtient sa véritable importance, et on peut même s'attendre qu'elle trouvera bien des nouvelles applications.