Entwicklungen im Spannbeton-Brückenbau

Autor(en): **Suter, René**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **100 (1982)**

Heft 47

PDF erstellt am: **19.04.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-74895

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

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

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

9. FIP-Kongress 1982 in Stockholm

Ergebnisse von Grossveranstaltungen laufen Gefahr, in den Protokollen und Akten der Teilnehmer zu verschwinden. Auf dem Gebiet der Vorspanntechnik sind aber – wie der Kongress gezeigt hat – wichtige Entwicklungen im Gang. Um sie dem breiteren, zu Hause gebliebenen Leserkreis aufzuzeigen, berichten vier Autoren aus dem reichhaltigen Kongressprogramm.

Aus der Seminarreihe (Hauptgruppe A) gibt R. Suter einen Überblick über die Entwicklung im Spannbeton-Brückenbau, wobei er sich auf die Generalberichte von Virlogeux, Lee, Birkenmaier und Leonhardt abstützt. Aus den verschiedenen Kommissionsberichten (Hauptgruppe B) erläutert M. Miehlbradt die neuen FIP-Empfehlungen für praktisches Entwerfen und Bemessen. Die Hauptgruppe C bestand aus den Technischen Einzelbeiträgen. P. Ritz fasst die deutschsprachigen Vorträge zusammen, wobei er auf die Schweizer Beiträge ausführlicher eingeht. Der Reisebericht von W. Wilk aus Stavanger (Norwegen) zeugt vom eindrücklichen Schaffen der norwegischen Ingenieure, die mit dem Bau von Offshore-Plattformen eine technische Herausforderung angenommen haben.

Mit der getroffenen Themenwahl soll der Tagungsbericht (vgl. diese Zeitschrift, Heft 43/82) erweitert und über die Tätigkeit der FIP vermehrt orientiert werden. Dies zu Recht, denn aus der Schweiz stammen bedeutende Kenntnisse und Verfahren in der Vorspanntechnik. B. M.

Fédération Internationale de la Précontrainte

Die Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP) wurde im Jahre 1952 mit dem Ziel gegründet, die theoretischen und praktischen Probleme sowie die Anwendungsmöglichkeiten der Spannbetonbauweise in der ganzen Fachwelt zu diskutieren. In der Anfangsphase gingen entscheidende Impulse von den Gruppen um *E. Freyssinet* (Frankreich) und *G. Magnel* (Belgien) aus, die als erste FIP-Präsidenten den Kongressen von London (1953) und Amsterdam (1955) ihren Stempel aufdrückten. Seit 1958 werden die Kongresse in vierjährigem Rhythmus veranstaltet.

In den Zwischenzeiten sind ständige *Fachkommissionen* auf Spezialgebieten wie Spannstahl, Vorspannsysteme, Leichtbeton, Vorfertigung, Brandschutz, Erdbebensicheres Bauen, Meeresbauten, Lagerungsbehälter, Reaktordruckgefässe, Bauausführung, Entwerfen und Bemessen tätig. Seit 1968 werden ebenfalls alle vier Jahre *Doppelsymposien* durchgeführt zu Themen wie Vorfertigung und Spannstahl (Madrid, 1968), Meeresbauten und Erdbebensicheres Bauen (Tiflis, 1972), Brücken mittlerer Spannweite und Hochbau (Sydney, 1976), Bauausführung und teilweise Vorspannung (Bukarest, 1980), Behälterbau und Vorfertigung (Calgary, 1984).

Das FIP-Sekretariat wird seit seinem Bestehen von der britischen Zement- und Betonindustrie finanziert und von einem der Direktoren der *Cement and Concrete Association* in Slough (England) geleitet.

Entwicklungen im Spannbeton-Brückenbau

Von René Suter, Lausanne

Entwicklungen beim Entwurf von Brücken mittlerer Spannweite

M. Virlogeux, Professor an der Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC) in Paris, analysierte in seinem sehr ausführlichen Bericht vier Hauptthemen.

Verbesserung von Bauverfahren

In den vergangenen vier Jahren wurden keine grundsätzlich neuen Konstruktionsmethoden entwickelt. Man beschränkte sich vor allem auf die Verbesserung bestehender Verfahren.

Seit dem ersten Einsatz des *Taktschiebeverfahrens* durch *F. Leonhardt* im Jahre 1965 sind grosse Fortschritte in den Ausrüstungen und in der Mechanisierung des Bauablaufs gemacht worden. Ein Hauptproblem des Taktschiebeverfahrens liegt in der beträchtlichen Erhöhung der Vorspannung, bedingt durch die verschiedenen Konstruktionsphasen. Beim Bau der Sathornbrücke in Thailand wurde der für den Endzustand vorgesehenen Vorspannung eine provisorische Vorspannung für den Bauzustand überlagert.

Nachträgliche Umwandlungen des statischen Systems durch provisorische Auflager oder Abspannungen ermöglichen den Einsatz des Taktschiebeverfahrens auch für grosse Spannweiten, z.B. bei der Donaubrücke *Metten* mit 145 m Hauptspannweite (1978). Bei der Donaubrücke *Wörth* (1979) mit einer Hauptspannung von 168 m konnte eine voll ausgerüstete Vorschubanlage durch einen Querverschub für zwei parallele Brücken verwendet werden (Bild 1).

Freivorbau und *Segmentbauweise* werden in den verschiedensten Formen angewandt und kombiniert (mit Hilfe von provisorischen oder definitiven Abspannungen, mit Einbaugerüst usw.).

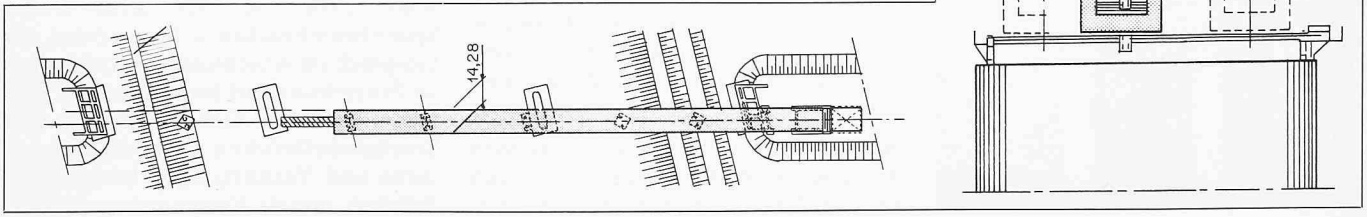
Erwähnt seien Brückenbauwerke, die auf einem festen Lehrgerüst parallel zum Hindernis betoniert und anschliessend durch eine *Drehung* (bis 90 °) in die endgültige Lage gebracht wurden. Formgebung und Querschnittsgestaltung sind bei diesem Verfahren weitgehend frei.

Die *Donaukanalbrücke* in *Wien* (1975) mit einer Hauptspannweite von 119 m, beidseitig abgespannt, wurde auf beiden Seiten des Flusses eingedreht. Die Brücke von *Fontenelle* mit 128 m Hauptspannweite konnte auf dem einen Ufer mittels Lehrgerüst in der endgültigen Lage betoniert werden; die Rotation beschränkte sich somit auf eine Seite. Als anschauliches Beispiel kann auch die *Passerelle de Meylan* gezeigt werden (Bild 2).

Erweiterte Anwendung der Vorfabrikation

Die stürmische Entwicklung der Vorfabrikation, wie sie noch am FIP-Kongress 1974 in New York beobachtet

Bild 1. Vorschubanlage der Donaubrücke Wörth (Taktschiebevorgang, Querverschub)



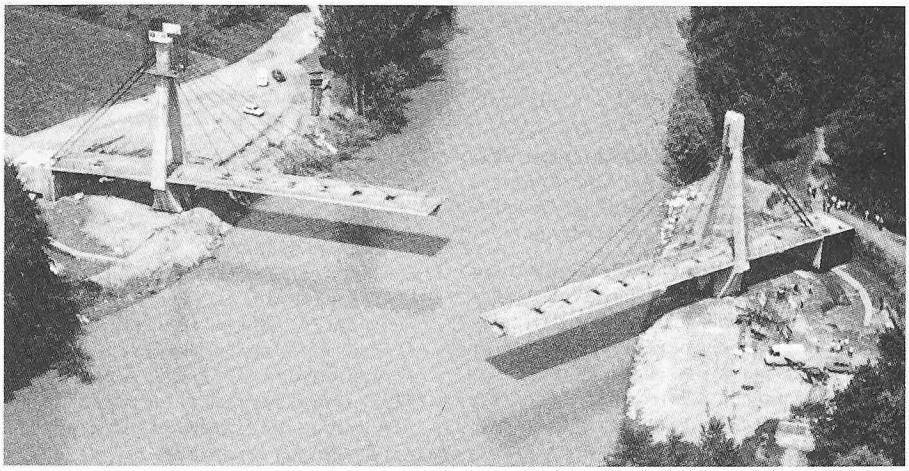


Bild 2. *Passerelle de Meylan während des Drehvorgangs*

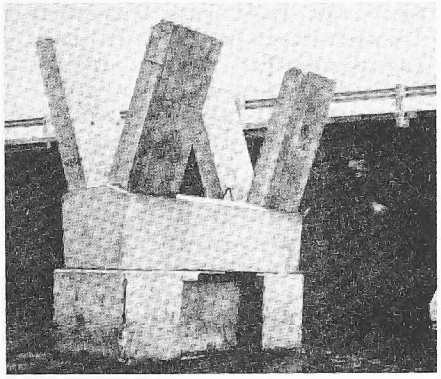


Bild 3. *Vorfabrizierte Pfeiler der Brücke von Long Key*

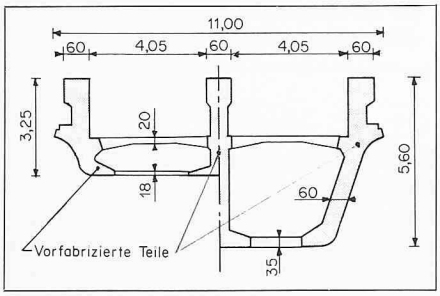
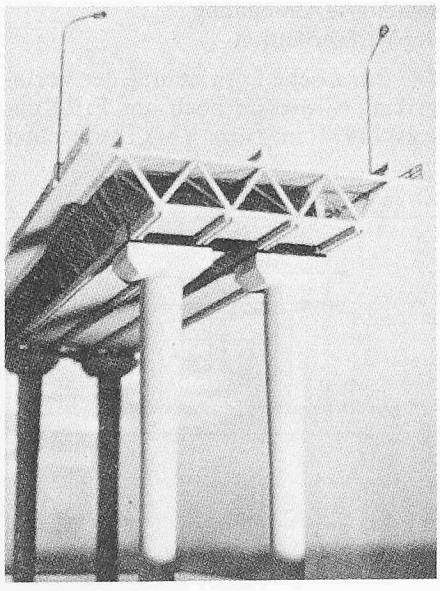


Bild 4. *Teilweise vorfabrizierter Querschnitt der Brücke von Clichy*

Bild 5. *Brücke von Bubiyan im Modell*



werden konnte, setzte sich nur in gedämpftem Rhythmus fort. Neben den klassischen Anwendungen wurde die Vorfabrikation ausgedehnt auf neue Gebiete, z.B. Segmentbauweise für Pfeiler, partielle Vorfabrikation von Brückenquerschnitten usw.

Für die Brücke von *Long Key* in Florida wurden die Brückenpfeiler gänzlich vorfabriziert (Bild 3). In eher klassischer Segmentbauweise wurden die Pfeiler des *Viaduc de Bellegarde* in Frankreich hergestellt.

In einzelnen Fällen wurde bei der Segmentbauweise auf den Klebstoff bei der Verbindung verzichtet, wobei bewusst die Nachteile wie erhöhte Rissgefahr, ungleichmässige Spannungsverteilung an der Kontaktstelle und verminderte Bruchlast in Kauf genommen wurden.

Stark verbreitet war, insbesondere in Frankreich, die teilweise Vorfabrikation von Querschnitten, wie das Beispiel der Brücke von *Clichy* zeigt (Bild 4).

Gewichtsreduktion der Querschnitte

Um das Gewicht der Brücken zu verringern und insbesondere bei langen Brücken Bewehrungs- und Spannstahl zu sparen, sind Anstrengungen in verschiedensten Richtungen unternommen worden wie:

- Verringerung der Stegdicken
- grosse, einzellige Kastenquerschnitte
- Querrippen
- aufgelöste Querschnitte.

In Verbindung mit einer aussenliegenden Längsvorspannung, bei der keine Kabel in den Stegen vorgesehen werden müssen, oder mit Hilfe einer vertikalen Vorspannung der Stege (*Pont de Brotonne*) kann deren Dicke auch für hohe Kastenquerschnitte stark reduziert werden.

Bei der Dimensionierung von grossen Kastenquerschnitten spielen die in den verschiedenen Ländern gültigen Normen und Reglemente eine entscheidende Rolle. Erwähnt wird in diesem Zusammenhang die sehr liberale Haltung der SIA-Normen, die den Bau wesentlich grösserer Kastenquerschnitte erlaubten als beispielsweise die französische Norm.

Für den projektierenden Ingenieur stellt sich bei grossen Kastenquerschnitten das Problem, dass die Querschnitte unter Torsionsbeanspruchung nicht mehr eben bleiben und deshalb nicht mehr als Balken mit einer gewissen Biege- und Torsionssteifigkeit gerechnet werden können.

In Verbindung mit den grossen Kastenquerschnitten wurden auch vermehrt weite Kragarme ausgeführt, die, je nach Dimension, in Querrichtung vorgespannt, mit Querrippen versehen oder aufgeständert sind (als Beispiel wurde der Viaduc de la Gruyère angeführt).

Ein Beispiel von extremer Gewichtsersparnis stellt die von der französischen Unternehmung *Bouygues* projektierte Brücke von *Bubiyan* in Kuwait dar (Bild 5). Das räumliche Fachwerk aus Beton wird fast gänzlich vorfabriziert und durch aussenliegende Kabel vorgespannt. Zur Entwicklung dieses neuen Konstruktionsprinzips wurden umfangreiche theoretische und experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Ziel der im Massstab 1:1 projektierten Versuche war es, die Berechnung der Bruchlast und das Verhalten im Gebrauchszustand abzuklären. Es bleibt jedoch noch die Frage offen, ob bei dieser Gewichtsersparnis von ungefähr 30% gegenüber einem konventionellen Hohlkasten nicht Probleme der Dauerhaftigkeit und des Unterhalts auftreten, vor allem wenn solche Bauten in einem korrosionsfördernden Klima erstellt werden.

Eine andere Möglichkeit der Querschnittsverminderung mit Hilfe von *Stahlstegen für Hohlkasten* wird ebenfalls in Betracht gezogen. Ob dieses Konstruktionsprinzip Vorteile bringt, wird die nahe Zukunft zeigen.

Vorspannung mit aussenliegenden Spannkabeln

Die grössten Fortschritte im Brückenbau der nahen Zukunft erwartet Virlogeux in der Anwendung der Vorspannung mit aussenliegenden Spannkabeln. Diese nicht neue Methode - *Dischinger* erstellte auf diese Weise zwischen 1928 und 1936 seine ersten Spannbetonbrücken - kam erneut ins Gespräch im Anschluss an entscheidende Fortschritte auf konstruktivem und technologischem Gebiet. Der Bau von Schrägkabelbrücken sowie die Reparaturen und Verstärkungen bestehender Brücken mittels Vorspannung (besser:

Nachspannung) förderten die Entwicklung einer Technologie, die in ihrer Einfachheit auch bei der Vorspannung mit aussenliegenden Spanngliedern eingesetzt werden kann.

Als neuere Beispiele seien die von *J. Muller* in den USA projektierten Brükken von Long Key, Seven Mile, Channel Five und Niles Channel, die in Frankreich erbauten Brücken Vallon des Fleurs, de la Banquière und de la Flèche sowie die Brücke von Bubiyan in Kuwait erwähnt.

Die Vorspannung mit aussenliegenden Spanngliedern bringt nach Virlogeux verschiedene Vorteile wie:

- Ersparnis an Arbeitszeit beim Verlegen der Kabel
- Reduktion der Stegdicken und damit des Querschnittsgewichts
- einfachere Injektion der Kabel
- Möglichkeit, ein Kabel zu ersetzen.

Ausserdem ergänzt die Technik der aussenliegenden Spannkabel in positiver Weise die Konzeption der teilweisen Vorspannung, da die Rissbreiten- und Korrosionsprobleme der Spannstähle entfallen. Ein steter Übergang vom Stahlbeton zum Spannbeton – wie er in der Schweiz glücklicherweise schon seit geraumer Zeit generell in der Richtlinie SIA 162/34 verankert ist – scheint somit gegeben.

Offen stehen zurzeit noch einige Probleme bei der Berechnung:

- *Gebrauchszustand:* Beschränkung von Durchbiegungen und Rissen
- *Bruchzustand:* Annahmen bezüglich der plastischen Verformung des Betons und der Zusatzdehnung im Spannstahl.

Schlussfolgerungen

Als Schlussfolgerung sieht M. Virlogeux, dass die Wirtschaftskrise der letzten zehn Jahre und die entsprechende Reduktion des Bauvolumens in den industrialisierten Ländern den Konkurrenzkampf verschärft hat. Forschung und Suche nach neuen Erkenntnissen sind wichtiger denn je.

Die beobachtete Entwicklung sei jedoch nicht anarchisch erfolgt, sie richtete sich vielmehr gezielt auf eine Verkürzung der Arbeitszeit auf der Baustelle und vor allem auf eine Erhöhung der Bauwerksqualität.

Beispiele aus dem Beton-Grossbrückenbau

D. Lee, Managing Director im Büro G. Maunsell & Partners in London, beschrieb bekannte und zukünftige Konstruktionsmethoden sowie einige im Freivorbau erstellte Brücken.

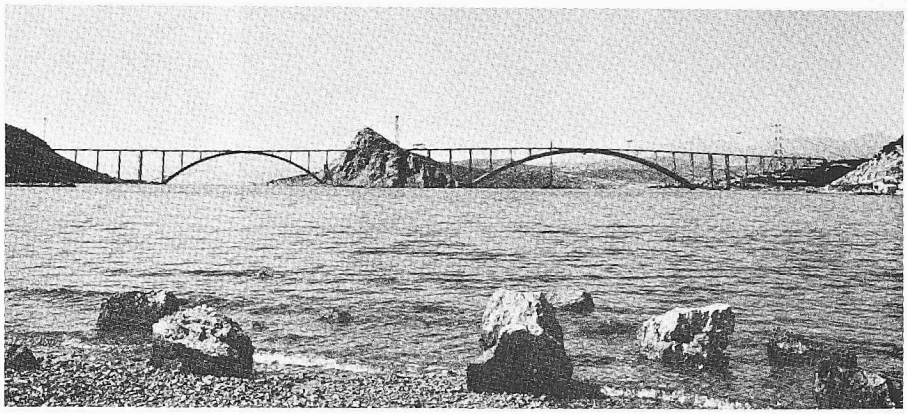


Bild 6. Bogenbrücken von Krk (aus «Annales de l'ITBTP», Série «Travaux publics», Nr. 189, 1981)

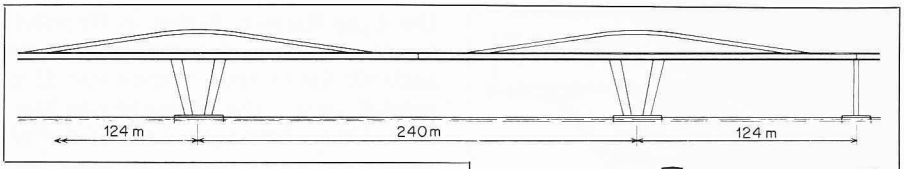
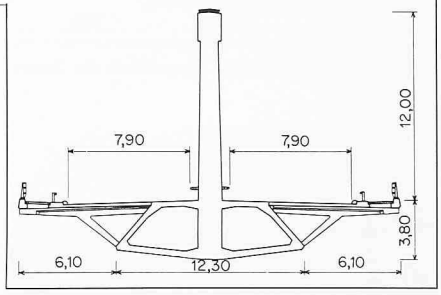


Bild 7. «Fin-Back-Concept». Projekt der Kessock Bridge



In einem ersten Teil zeigte er die verschiedenen Freivorbaumethoden mit und ohne Vorschubrüstung.

In einem zweiten Teil wurden einige vom Büro Maunsell projektierte Brükken vorgestellt:

- *Brown Bridge* (Tasmanien): Spannweite 109 m, mit spezieller Untersuchung der Folgen einer Schiffskollision im Anschluss an das Unglück im Jahre 1975,
- *Shing Mun River Bridge* (Hongkong): Hauptspannweite 90 m,
- *East Coast Parkway Bridge* (Singapur): Spannweite 85 m.

In den letzten Jahren wurden verschiedentlich auch *grosse Bogenbrücken im Freivorbau* erstellt. Erwähnt wurden die drei in Südafrika gebauten *Bobbejaansriver Bridge* (165 m), *Groot River Bridge* (189 m), und *Bloukrans Bridge* (272 m). Auf die mit Abstand grösste Bogenbrücke von Krk in Jugoslawien (Bild 6) – sie ist mit ihren 390 m Spannweite auch die längste Betonbrücke überhaupt – ging D. Lee jedoch nicht näher ein.

In einem letzten Teil schlägt D. Lee ein von ihm «Fin-Back» benanntes Konstruktionsprinzip vor, das erlauben sollte, Balkenbrücken mit Spannweiten von 200 m bis 250 m auszuführen. Im Gegensatz zu den bis heute hauptsächlich erstellten Betonbrücken, die ihre Tragwirkung auf das Bogen- oder Voutenprinzip stützen (compression principle), beruht das «Fin-Back-Concept» auf dem Zug- oder Abspannprinzip (tension principle).

Die Möglichkeiten dieses «Fin-Back-Concept» wurden anhand eines (nicht ausgeführten) Projektes für die *Kessock Bridge* in Schottland (Bild 7) mit 240 m Spannweite aufgezeigt. Als interessante Lösung zwischen dem «Fin-Back-Concept» und den Schrägkabelbrücken erwähnte D. Lee die *Ganterbrücke* im Wallis von *C. Menn.*

Grössere Spannweiten bei Schrägkabelbrücken

M. Birkenmaier, Direktor der Stahlton AG in Zürich, gab in seinem sehr interessanten Vortrag einen Überblick über die neuesten Entwicklungen auf dem Gebiete der Schrägkabelbrücken. Nachdem bis Anfang der siebziger Jahre Spannweiten von 200 m bis 250 m für Betonbrücken eine obere Grenze darstellten, erlaubten die technologischen Fortschritte der letzten Jahre die Ausführung von Schrägkabelbrücken mit Spannbetonbalken bis zu 350 m Spannweite.

Beispiele ausgeführter Schrägkabelbrücken

Anhand einiger Beispiele von ausgeführten Bauwerken werden die ver-

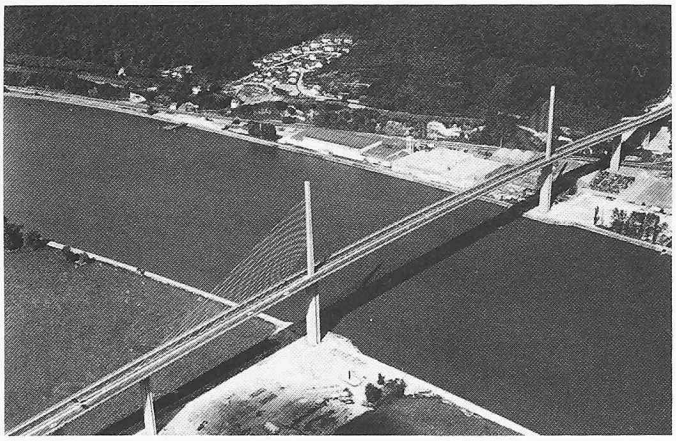


Bild 8. Pont de Brotonne

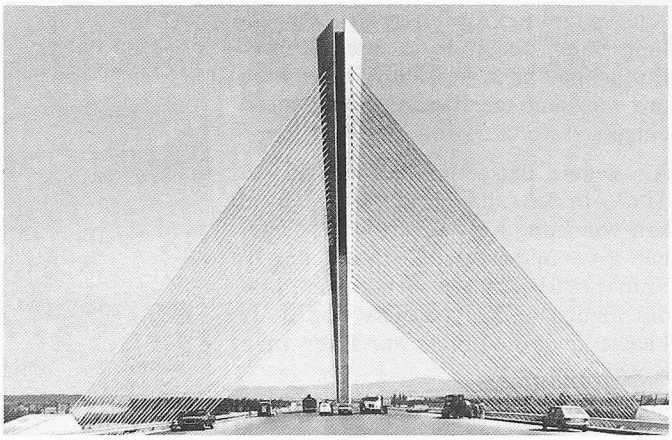


Bild 10. Sancho El Major Bridge

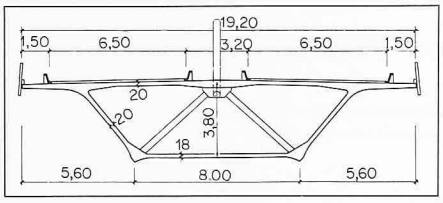


Bild 9. Pont de Brotonne. Querschnitt des Spannbetonbalkens

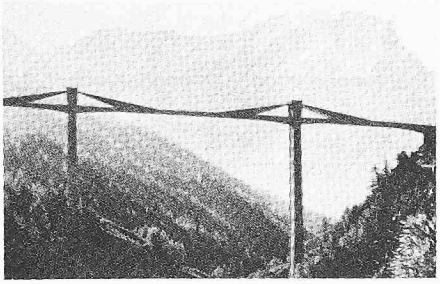


Bild 11. Ganterbrücke

schiedenen Möglichkeiten in Projektierung und Ausführung aufgezeigt. Der Pont de Brotonne in Frankreich (*J. Muller*) leitete mit seinen Hauptspannungen von 144 m - 320 m - 144 m die neue Epoche der grossen Spannweiten ein (Bild 8). Der monolithisch mit den Pylonen verbundene Betonbalken wird von Schrägkabeln getragen, die in einer vertikalen Ebene in Querschnittsmitte angeordnet sind. Der Balken besteht aus einem aufgelösten, teilweise vorfabrizierten Betonkasten mit schrägen Innenabstützungen und vertikal vorgespannten Stegen (Bild 9).

Ein anderes bemerkenswertes Beispiel ist die von *F. Leonhardt* konzipierte Pasco-Kennewick Bridge in den USA mit ihren Hauptspannungen von 124 m - 299 m - 124 m. Der aus 270 t schweren Fertigteilen hergestellte und quer vorgespannte Balken ist schwimmend gelagert und wird von Kabeln gestützt, die fächerartig in den Pylonspitzen zusammenlaufen. - Ein architektonisch hervorragendes Beispiel stellt die Sancho El Major Bridge in Spanien von *C. Casado* dar (Bild 10), mit der eigenwilligen Gestaltung des Pylons für die einhüftige Hauptspannung von 143 m.

Die Lyne Railway Bridge in Grossbritannien zeigt, dass Schrägkabelbrücken auch für kleine Spannweiten von 55 m möglich sind. - Die Donaubrücke Metten in Deutschland (*Dyckerhoff & Widmann*) mit einer Hauptspannung von 145 m wird durch ein einziges Kabel aus Spannbeton gestützt. - Aus Schweizer Sicht wird noch die Ganterbrücke im Wallis (*C. Menn*) mit ihren Spannweiten von 127 m - 174 m - 127 m und mit den zu Scheiben ausgebildeten Abspannungen vorgestellt (Bild 11).

Probleme der Bemessung

Die statische Berechnung von Schrägkabelbrücken als elastisch gelagerte Durchlaufbalken bereitet mit den heutigen Elektronenrechnern keine allzu grossen Schwierigkeiten. Es treten jedoch einige spezifische, konstruktive und bemessungstechnische Probleme auf.

Der *Durchhang der Schrägkabel* bewirkt ein nichtlineares Verformungsverhalten, das von den Normalspannungen im Kabel abhängt. Es kann im allgemeinen Fall durch die entsprechende Wahl eines fiktiven Elastizitätsmoduls des Kabels in Rechnung gestellt werden.

Infolge der grossen Normalkräfte müssen die *Beanspruchungen des Balkens und der Pylone* nach der Theorie 2. Ordnung am verformten System berechnet werden. Die Sicherheit der Pylone muss auch bei einer reduzierten Steifigkeit infolge Rissbildung gewährleistet bleiben.

Bei grösseren Brücken müssen die *Querschnittformen von Balken und Pylonen* im Windkanal getestet und die statischen und dynamischen Beanspruchungen infolge einer Windlast von 160 km/h gemessen werden.

Im Gegensatz zu Schrägkabelbrücken mit Stahlbalken müssen bei Spannbetonbalken die *Einflüsse von Kriechen und Schwinden* des Betons berücksichtigt werden. Als Grundlage für die Berechnung der Beanspruchungen und deren Umlagerung im Laufe der Zeit können die Angaben aus dem CEB-FIP Model Code verwendet werden.

Ein zentrales Problem liegt in der *Berechnung und konstruktiven Ausbildung der Schrägkabel,* wobei verschiedene Punkte wie die Qualität der Kabel und deren Verankerungen, die gewählten Normalspannungen in den Kabeln, usw. eine entscheidende Rolle spielen. Infolge Windlast, Eisbildung, Zwangsverformungen von Balken oder Pylonen und Schwingungen der Kabel können in der Nähe der Verankerungen lokale Biegemomente in den Kabeln auftreten und die Sicherheit der Brücke gefährden. Beim Pont de Brotonne mussten nachträglich Schwingungsdämpfer bei den Verankerungen der Schrägkabel im Balken eingebaut werden.

Nachdrücklich betont werden muss auch die einwandfreie Ausbildung des *Korrosionsschutzes der Kabel.* In diesem Zusammenhang sei noch kurz auf einen Vortrag von *J. Otaola* über die Reparatur der Maracaibo Bridge in Venezuela verwiesen. Infolge Korrosionsschäden an den Schrägkabeln mussten diese unter laufendem Verkehr ersetzt werden, eine sehr schwierige und kostspielige Operation.

Zukünftige Entwicklungen

M. Birkenmaier schloss seine Ausführungen mit einem kurzen Ausblick auf die künftigen Entwicklungen im Bau von Schrägkabelbrücken. Verschiedene spektakuläre Projekte sind gegenwärtig im Bau oder in der Planung:

- Barrios de Luna Bridge in Spanien (*C. Casado*) mit einer Hauptspannung von 440 m
- East Huntington Bridge in den USA (*A. Grant, F. Leonhardt*) mit Spannweiten von 274 m und 185 m
- Posados Encarnacion Bridge in Argentinien (*H. Cabjolsky, C. Heckhausen*) mit Spannweiten von 115 m - 330 m - 115 m.

Diese Bauwerke zeugen von den Fortschritten auf dem Gebiete der Schrägkabelbrücken und beweisen, dass die Grenzen dieser Bauweise noch lange nicht erreicht sind.

Verhütung von Schäden an Brücken

Beobachtete Schäden

In der Bundesrepublik Deutschland sind nach den Ausführungen von *F. Leonhardt,* ehem. Prof. an der TU Stuttgart, ungefähr 30 000 Spannbetonbrücken in Betrieb. Mängel wurden bei 600 Brücken beobachtet, wobei 40 Brücken schwerwiegende Schäden aufwiesen. Die Reparaturkosten beliefen sich auf über 200 Mio DM. Trotz einiger spektakulärer Fälle kann im jetzigen Zeitpunkt festgestellt werden, dass der Prozentsatz von schweren Schäden mit 0,14% noch relativ bescheiden ist. Es sind jedoch alle Vorkehrungen zu treffen, damit die Schäden an den bestehenden und vor allem an den noch zu erstellenden Brücken klein bleiben.

Am häufigsten wurden beobachtet:

- Korrosion von Beton und Armierungsstahl unter der Einwirkung von Tausalz
- Betonrisse in Zonen, die gemäss statischer Berechnung einer Druckbeanspruchung unterworfen und entsprechend schwach bewehrt sind
- Korrosion der Armierung infolge von Karbonatisierung der Betonüberdeckung
- Korrosion von schlecht oder zu spät injizierten Spannkabeln
- örtliche Schäden infolge mangelhafter Ausbildung von konstruktiven Details
- Schäden an Dilatationsfugen und Fahrbahnübergängen, vor allem beim Einsatz ungeeigneter oder qualitativ ungenügender Produkte.

Ursachen und Schäden

Die Hauptursachen übermässiger Rissbildung liegen in der unrichtigen Einschätzung der *Verformungen infolge Temperatur, Schwinden oder Kriechen.* In statisch unbestimmten Konstruktionen erzeugen solche Verformungen Zwangsbeanspruchungen, die zu Zugkräften und schliesslich zur Rissbildung führen können. So treten häufig in Zonen, die gemäss statischer Berechnung unter Lasteinwirkung nur Druckbeanspruchungen unterworfen sind, Zugkräfte auf. Falls die Armierung in diesen Zonen zu schwach oder unzweckmässig angeordnet ist, entstehen klaffende Risse im Beton. Ein typisches Beispiel sind die auch in der Schweiz

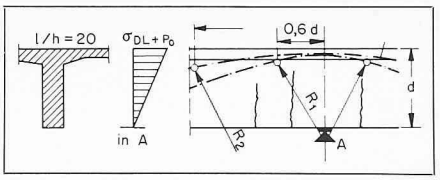


Bild 12. Risse über den Auflagern von Durchlaufbrücken

anzutreffenden Risse über den Auflagern von Durchlaufbrücken (Bild 12). Über die effektiven Temperaturschwankungen sowie über die Auswirkungen der Temperatur auf Kriech- und Schwindendwerte liegen noch wenig zuverlässige Versuchsresultate vor.

Die *Verbindung von dicken und dünnen Querschnittsteilen* führt infolge der unterschiedlichen Temperatur-, Kriech- oder Schwindverformungen oft zu Rissen in den dünnen Elementen. Als Beispiel seien hier die Querrisse in dünnen Bodenplatten von Kastenquerschnitten oder Risse in den Stegen bei sehr dicken Bodenplatten über den Auflagern genannt (Bild 13). Bei teilweise vorfabrizierten Querschnitten oder allgemein bei der Verbindung von Beton verschiedenen Alters wird die oben genannte Rissgefahr natürlich noch verschärft.

Eine weitere Schadenquelle liegt in den *Verankerungen von grossen Spannkabeln,* wie sie für den Brückenbau in der Regel eingesetzt werden. Falls die Verankerungs- oder Kupplungszonen nicht genügend bewehrt sind, können dort grosse Spaltrisse entstehen.

Vorbeugung

Die wichtigste Forderung zur Verhütung von Schäden und Reparaturen ist die Wahl von *einfachen und klaren Tragsystemen mit einfachen Formen und Querschnitten.* F. Leonhardt wendet sich damit klar gegen die zwecks Gewichtsreduktion aufgelösten und teilweise vorfabrizierten Konstruktionselemente, wie zum Beispiel das räumliche Fachwerk der Bubiyan-Brücke.

Den *konstruktiven Details,* insbesondere der Anordnung der Spannkabel, ist eine spezielle Aufmerksamkeit zu widmen. Eine übertriebene Querschnittsverminderung zur Gewichtsersparnis bei Stegen und Platten wirkt sich negativ auf die Dauerhaftigkeit aus.

Die *Betonüberdeckung,* die in verschiedenen nationalen Normen für Brücken starr auf 40 mm oder 50 mm festgelegt ist, sollte flexibler gehandhabt werden. Wenn auch im Hinblick auf den Korrosionsschutz eine grosse Überdeckung sinnvoll erscheint, so bilden andererseits relativ dünne Bewehrungsstäbe nahe der Betonoberfläche eine wesentlich bessere Rissebeschränkung und somit wieder einen vermehrten Schutz gegen Korrosion.

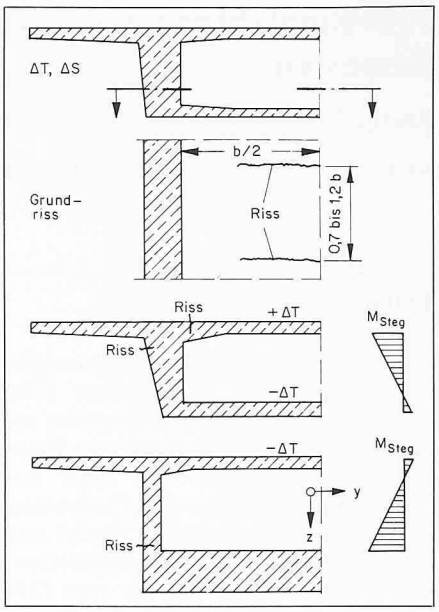


Bild 13. Risse in Kastenquerschnitten

Für den Nachweis im Gebrauchszustand müssen die *Temperatur-, Kriech- und Schwindeinflüsse* mit den effektiven Maximalwerten und nicht mit Kombinationen von Last- und Zwangsbeanspruchungen in Rechnung gestellt werden. In Zonen, in denen Zugkräfte im Beton auftreten können, ist eine entsprechende Bewehrung zur Rissebeschränkung vorzusehen.

Für den Nachweis im Bruchzustand, in dem Zwangsverformungen im allgemeinen vernachlässigt werden können, ist eine *genügende Duktilität der Konstruktion* durch eine geeignete Wahl des Vorspanngrades (partielle Vorspannung) und der entsprechenden schlaffen Bewehrung zu gewährleisten.

Dilatationsfugen, die immer eine Schwachstelle im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit eines Bauwerks bilden, sind auf ein Minimum zu beschränken. Mit einer entsprechenden *Bewehrung zur Rissesicherung* können Fahrbahnen bis zu 1000 m und mehr erstellt werden.

In Ländern, in denen Tausalz eingesetzt wird, sind *wasserundurchlässige Dichtungsschichten* auf der ganzen Fahrbahnbreite vorzusehen.

Durch eine *regelmässige Kontrolle* der Bauwerke müssen Schäden möglichst früh entdeckt und, wenn notwendig, unverzüglich behoben werden.

Bildhinweis:

Fédération Internationale de la Précontrainte: «Proceedings of the Ninth Congress of the FIP, Stockholm 1982». FIP, England.

Adresse des Verfassers: *R. Suter,* Dr. sc. techn. IBAP, ETH Lausanne, Ecublens, 1015 Lausanne.