

Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 101 (1983)
Heft: 7: Prof. Dr. Bruno Thürlimann zum 60. Geburtstag II.

Artikel: Die Gateway-Brücke in Brisbane (Australien)
Autor: Matt, Peter / Roelli, Pierre / Vaucher, André / Voumard, Jean-Marc
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-75072>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 15.05.2025

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

Die Gateway-Brücke in Brisbane (Australien)

Von Peter Matt, Pierre Roelli, André Vaucher und Jean-Marc Voumard, Bern

Der folgende Beitrag enthält die Beschreibung eines beachtlichen Brückenbauprojektes, das zurzeit in Brisbane, Australien, in Ausführung ist. Herr Professor B. Thürlimann hat den Autoren in wesentlichen Fragen der Berechnung als Experte zur Seite gestanden. Für seine wertvolle Hilfe möchten wir ihm an dieser Stelle herzlich danken. Da im Rahmen dieses Aufsatzes aus Platzgründen nur auf einige Aspekte eingegangen werden kann, sei auf zukünftige Veröffentlichungen verwiesen.

Le présent exposé décrit un important projet de construction de pont actuellement en cours d'exécution à Brisbane en Australie. Monsieur le Professeur B. Thürlimann a assisté les auteurs comme expert pour le phases importantes du calcul; nous aimerions à cette occasion lui témoigner notre gratitude pour l'aide précieuse qu'il nous a apportée. Le manque de place nous contraignant à ne traiter que quelques aspects particuliers du projet dans le présent article, nous renvoyons le lecteur à une publication ultérieure pour de plus amples informations.

The following paper deals with an important bridge structure presently under construction in Brisbane, Australia. Professor B. Thürlimann advised the authors of this contribution in essential design aspects. We take this opportunity to thank him for his extremely valuable help. Due to the given space restriction, the paper will only highlight some particular aspects but a future publication is planned.

Die Stadt Brisbane liegt an der Ostküste Australiens und ist die Hauptstadt des Staates Queensland. Als drittgrösste Stadt Australiens hat sie über eine Mil-

lion Einwohner. Der Hauptgrund für ihre anhaltend rasche Entwicklung liegt sicher in den im Hinterland reichlich vorhandenen Bodenschätzen.

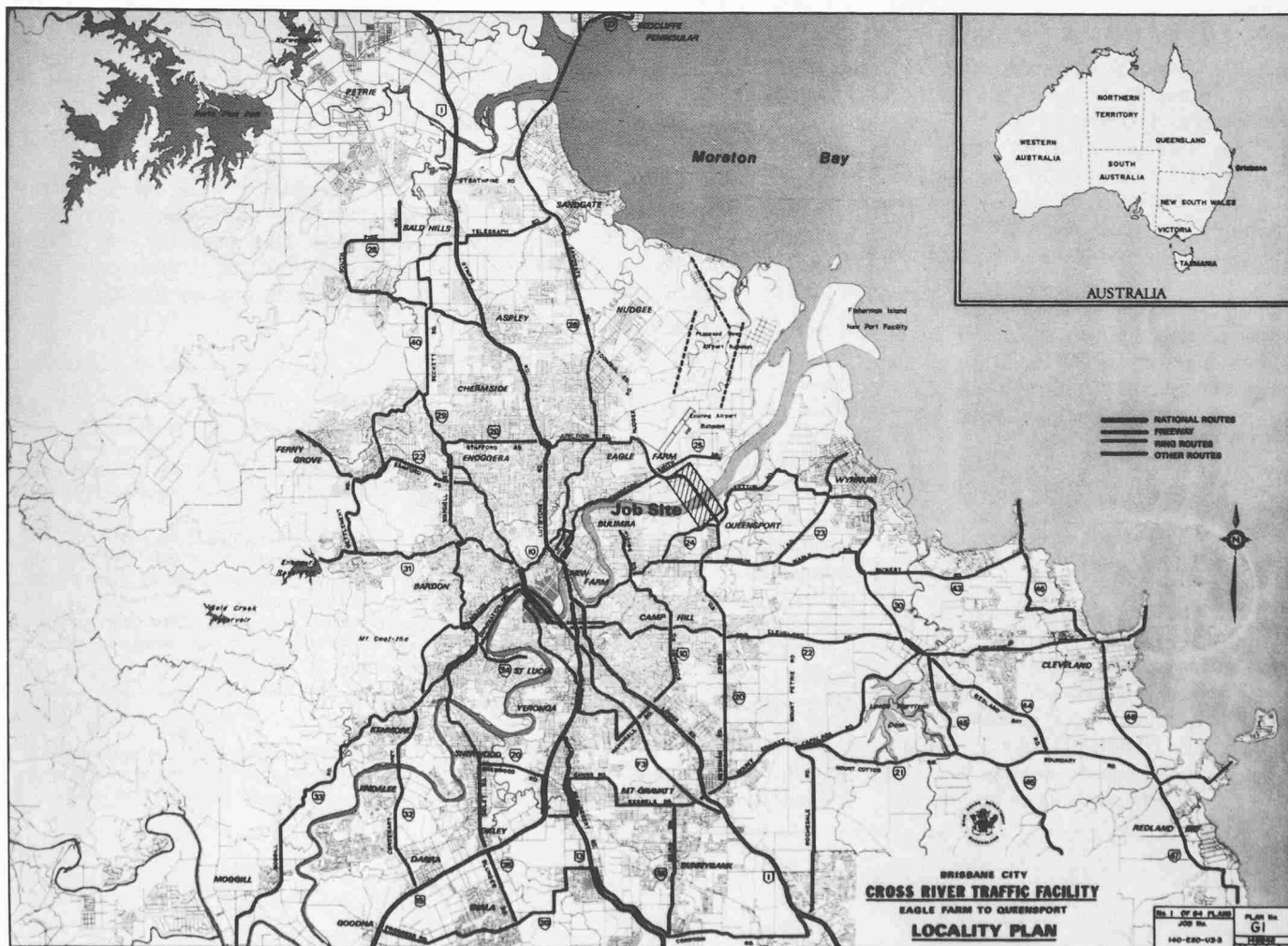
Als Resultat dieses Wachstums wird an der Mündung des Brisbane River eine neue Hafenanlage gebaut. Dieser Fluss teilt die Stadt in zwei Hälften, und der Verkehr wird über mehrere auf dem Stadtgebiet liegende Brücken geleitet. Die Stadtverwaltung beschloss die Planung und den Bau eines neuen Flussüberganges (Brücke oder Tunnel), um einerseits zu verhindern, dass der Strassenverkehr zum neuen Hafen die Stadtbrücken zusätzlich belasten würde und um andererseits eine weitere Nord-Süd-Umfahrung zu schaffen (Bild 1).

Submission

Offizieller Entwurf

Aus finanziellen Gründen entschied sich die Strassenbaubehörde des Staates Queensland (Main Roads Department of Queensland) zu einer bei uns nicht bekannten Vertragsform. Die Anbieterkonsortien wurden aufgefordert, eine Brücke oder einen Tunnel zu finanzieren, zu projektieren, zu bauen und für eine Periode von 30 Jahren als *Zollbauwerk* zu betreiben. Nach Ablauf dieser Zeit würde dann die Anlage an die Stadt gehen.

Bild 1. Stadt Brisbane mit Lage der Gateway-Brücke (Job Site)



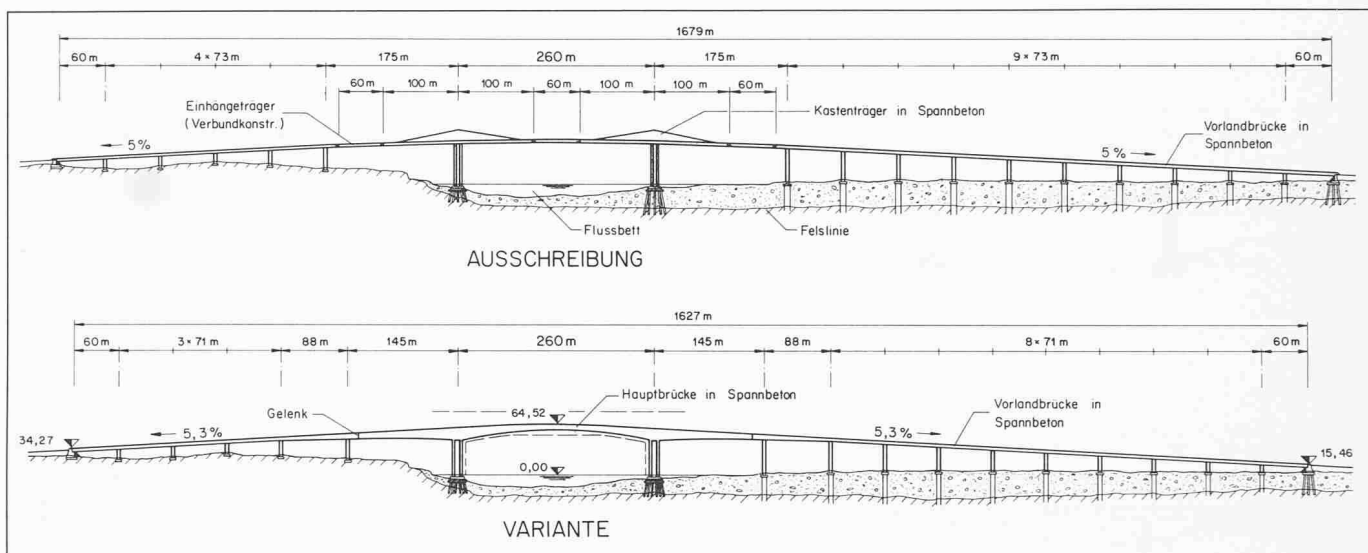


Bild 2. Vergleich Ausschreibungsprojekt mit Variante (Längsrichtung)

Als Grundlage für das Angebot arbeitete die Baubehörde eigene, recht detaillierte Entwürfe für einen Tunnel (inkl. Rampen) von 1550 m Länge und einer Brücke von 1679 m Länge aus (Bilder 2 und 3). Die Brückenlösung sah beidseitig des Flusses Vorlandbrücken in traditioneller Spannbetonbauweise mit Normalspannweiten von 73 m vor. Die Flussbrücke wies Spannweiten von 175 m–260 m–175 m auf. Von den beiden Hauptpfeilern aus kragten Spannbetonüberbauten mit oberhalb der Fahrbahn angeordneten, segelförmigen Kastenträgern von je 100 m. Dazwischen waren drei Einhängeträger von je 60 m Länge in Verbundkonstruktion vorgesehen. Das neue Bauwerk sollte 7 km oberhalb der Flussmündung und ungefähr in der Mitte zwischen altem und neuem Hafen zu liegen kommen. Der Brisbane River ist an dieser Stelle etwa 450 m breit.

Variante

Da die Ausschreibungsbedingungen die Möglichkeit von Unternehmensvarianten vorsah, unternahm VSL International in Zusammenarbeit mit VSL Australia in der Offertphase ein Brückenvariantenstadium.

Die für den Entwurf wichtigste Randbedingung für die Flussspannweiten besteht im zwingend einzuhaltenden *Lichtraumprofil*. Wie Bild 4 zeigt, ist nicht nur eine untere und seitliche Begrenzung für die *Schifffahrt* vorgesehen, auch oberhalb der Brückenfahrbahn besteht eine Begrenzung aus Gründen des *Luftverkehrs*. Der benachbarte Flughafen von Brisbane soll in naher Zukunft ebenfalls ausgebaut werden, wobei die Gateway-Brücke in der Verlängerung einer neuen Piste zu liegen kommt.

Für eine Spannweite von 260 m, die sich aus den Bedürfnissen der Schifffahrt ergibt, würde eigentlich eine reine Schrägseilbrücke im Vordergrund stehen. Untersuchungen zeigten allerdings, dass eine solche Lösung wegen der extrem kurzen, oberhalb der Brückenfahrbahnen zur Verfügung stehenden Pylonhöhen und den daraus resultierenden sehr flachen Schrägseilen nicht wirtschaftlich wäre. Weitere Möglichkeiten sind ebenfalls untersucht worden. Als einzige, erfolgversprechende Variante verblieb der traditionelle Freivorbau in Ort beton.

Bilder 5, 6 und 7 zeigen die vorgeschlagene Lösung im Vergleich mit der *Koror-Babelthuap-Brücke* (Karolinen Inseln im Pazifik) und der *Hamana-Brücke* (Japan), die mit 240,80 m bzw. 240 m die heute grössten Spannweiten aufweisen. Ausserdem ist noch die sehr bekannte *Bendorf-Brücke* (Bundesrepublik Deutschland) aufgeführt. Alle diese Brücken haben in Feldmitte ein Querkraftgelenk und vor allem die beiden ersten relativ geringe Fahrbahnbreiten. Sie sind hier erwähnt, weil sie den Entwerfern neben vielen anderen Objekten als Ausgangsbasis dienten. Es ist daraus ebenfalls ersichtlich, inwiefern die Brücke über das bisher Gebaute hinausgehen wird.

In dieser Phase stellten sich im wesentlichen folgende Fragen:

Statisches System: Aufteilung in Vorlandbrücken und Flussbrücke, optimale Spannweiten, Anordnung von Gelenken, Verbindungen Überbau zu Stützen?

Foundationen: Beibehalten des Fundationskonzeptes des offiziellen Entwurfes oder neues Konzept?

Stützen der Flussbrücke: Einzel- oder Doppelstützen, Voll- oder Kastenquer-

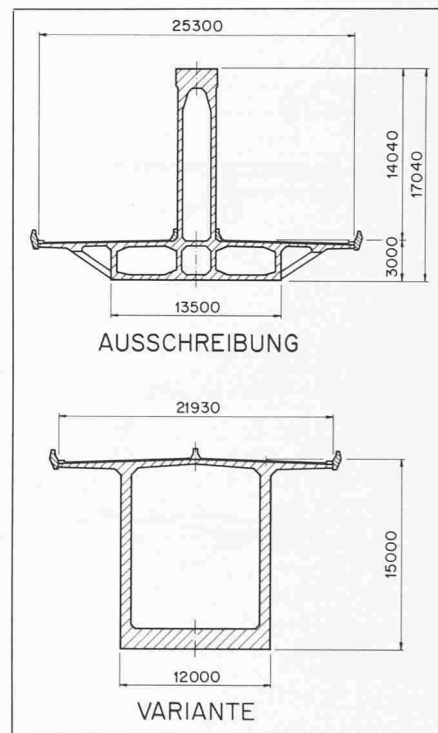
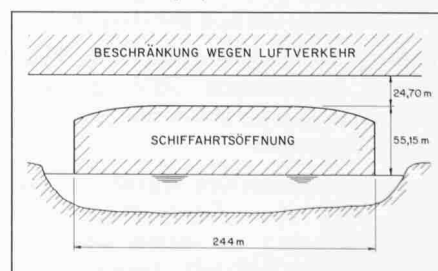
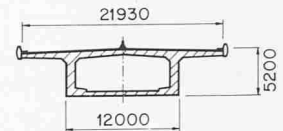
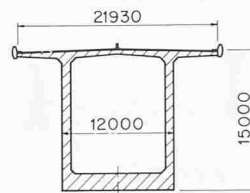
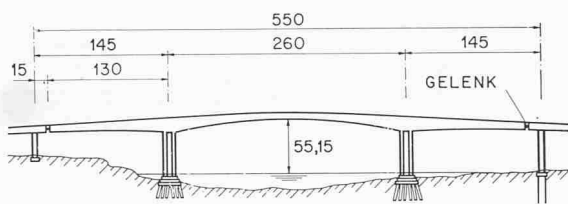


Bild 3. Vergleich Ausschreibungsprojekt mit Variante (Querschnitte in Stützenachsen)

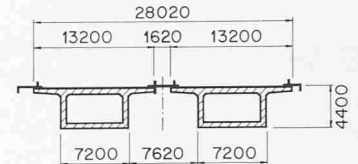
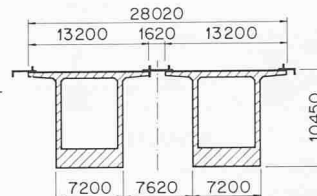
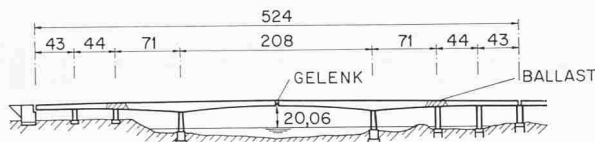
Bild 4. Lichtraumprofil



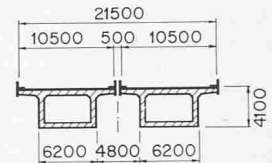
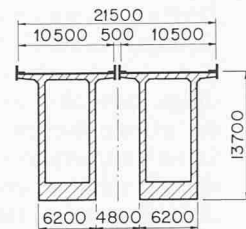
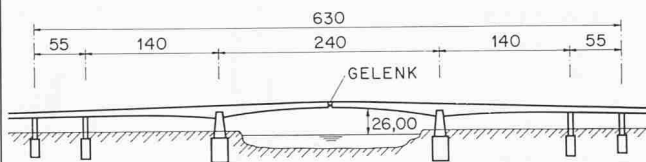
GATEWAY BRÜCKE, AUSTRALIEN



BENDORF BRÜCKE, BRD



HAMANA OHASHI BRÜCKE, JAPAN



KOROR-BABELTHUAP BRÜCKE, KAROLINEN INSELN

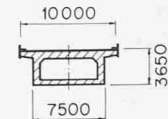
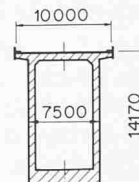
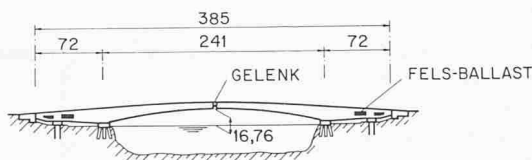


Bild 5. Vergleich von Freivorbaubrücken mit grossen Spannweiten (Längsrichtung)

Bild 6. Vergleich von Freivorbaubrücken mit grossen Spannweiten (Querschnitte in Stützenachsen)

Bild 7. Vergleich von Freivorbaubrücken mit grossen Spannweiten (Querschnitte in Feldmitten)

schnitte, vorgespannt oder schlaff armiert?

Querschnitt des Überbaus: Anzahl Kasten und Stege, optimale Dimension, Anordnung von Querträgern, Art der Vorspannung längs, quer, im Steg?

Material: Verwendung von Normal- oder Leichtbeton im Überbau?

Bauvorgang-Überbau-Vorlandbrücken: Vorfabrikation, Verwendung einer Vorschubrüstung, Taktschiebverfahren?

Bauvorgang-Überbau-Flussbrücke: Freivorbau symmetrisch oder asymmetrisch, Stabilität im Bauzustand, Art der Freivorbauwagen?

Die im Offertstadium erarbeitete Lösung wies eine Gesamtlänge von 1627 m auf und war damit um 52 m kürzer als der offizielle Entwurf. Die

Vorlandbrücke-Süd war 376 m lang; die **Nordbrücke**, die über dem Gelände des königlichen Golfklubs von Queensland verlaufen sollte, hatte eine Länge von 731 m. Das Gefälle betrug 5,3%, und als Normalspannweite wurde 71 m gewählt (Bilder 2 und 3).

Die **Flussbrücke** war 520 m lang mit einer Mittelöffnung von 260 m und zwei Seitenöffnungen von je 130 m (bis zu den Querkraftsgelenken gerechnet). Die beiden Doppelstützen (Kastenquerschnitte) wurden mit dem Überbau monolithisch verbunden. Das **Fundationskonzept** wurde im Prinzip gegenüber dem offiziellen Projekt beibehalten.

Der Überbau der Flussbrücke bestand aus einem einzelligen Kastenquerschnitt, der nur je über den Stützen Querträger aufweist. Die teilweise Ver-

wendung von Leichtbeton für den Überbau konnte nicht vorgeschlagen werden, weil die Zuschlagstoffe lokal nicht produziert werden.

Vergleicht man den offiziellen Entwurf mit der hier beschriebenen Variante, so ist klar, dass die Variante vor allem im Überbau mehr Material aufweist. Um trotzdem wirtschaftlich zu sein, musste die Variante bezüglich Arbeits- und Gerätekosten Einsparungen bringen. Das Konzept musste für den Unternehmer so «ausführungsfreundlich» wie möglich gehalten werden.

Die lokale Bauunternehmung Transfield (Qld.) Pty. Ltd., Brisbane, übernahm die VSL-Variante und offerierte sie zusammen mit den offiziellen Brücken- und Tunnelprojekten. Der offerierte Preis von etwa austr. \$ 52 Mio. er-

wies sich für beide Brückenprojekte als der günstigste aller Anbieter. Die Tunnelösung war bedeutend teurer. Für die Ausführung wählte der Bauherr die VSL-Variante und dies unter anderem, weil die Ausführbarkeit sowie die zukünftigen Unterhaltskosten bei dieser Lösung günstiger beurteilt wurden; überdies wurde der Entwurf auch in ästhetischer Hinsicht als gelungen empfunden.

Der Auftrag für die Finanzierung, die Projektierung, den Bau und den Betrieb wurde dementsprechend im Frühjahr 1980 an ein Konsortium, bestehend aus der erwähnten Bauunternehmung Transfield (Qld.) Pty. Ltd., dem lokalen Ingenieurbüro MacDonald, Wagner & Priddle sowie einer lokalen Bank, vergeben. Für die Detailprojektierung der Flussbrücke (mit Ausnahme der Fundamente) zog das hauptverantwortliche Ingenieurbüro das Projektbüro von VSL International Bern zu.

Ausführungsprojekt – Grundlagen

Es soll nachfolgend nur auf die Grundlagen zur Berechnung wie Normen, Baustoffe und Belastungen eingegangen werden. Im weiteren wird nur die Flussbrücke behandelt, da es sich bei den Vorlandbrücken um übliche Konstruktionen handelt. Interessante Aspekte der Statik, Konstruktion und Ausführung werden dann veröffentlicht, wenn auch die Arbeiten auf der Baustelle einen fortgeschrittenen Stand erreicht haben werden.

Es ist offensichtlich, dass eine solche Projektierungsaufgabe nicht nur durch das Objekt selbst, sondern auch von der Logistik her hohe Anforderungen stellt. Neben einigen wenigen, gemeinsamen Sitzungen (bis heute nur vier) lief der gesamte Kontakt zwischen Bern und Brisbane via Brief und vor allem mit Telex. Entscheidend für das Gelingen eines solchen Unterfangens ist deshalb gleich zu Beginn die gemeinsame Erarbeitung klarer Grundlagen wie anzuwendende Normen, Materialkennwerte usw.

Normen

Neben den bestehenden australischen Normen war der sehr kompetente Bauherr bereit, die Norm SIA 162 sowie die Richtlinien 162/34 und 162/35 zu akzeptieren. Er anerkannte die Fortschrittlichkeit dieser Normen, die glücklicherweise zu diesem Zeitpunkt bereits in englischer Sprache vorlagen. In Einzelfragen wurden ausserdem die englische Norm BS 5400 sowie die CEB/FIP-Mustervorschrift für Tragwerke

aus Stahlbeton und Spannbeton 1978 herausgezogen.

Die Verwendung von Normen aus verschiedenen Ländern für ein bestimmtes Objekt bedingt ein sorgfältiges Vorgehen. Es ist vor allem wichtig, die entsprechenden Bestimmungen auf eine vergleichbare Basis zu stellen.

Baustoffe

Vorerst galt es abzuklären, welche Charakteristiken die anzuwendenden Baustoffe aufweisen. Um die Schweizer Normen verwenden zu können, mussten zusätzliche klare Beziehungen zu den australischen Versuchsergebnissen und Normwerten geschaffen werden.

Beton

Es war bekannt, dass lokal ein Beton mit sehr hohen Festigkeiten erzielt werden kann. Vorberechnungen zeigten, dass für die Stützen eine charakteristische Zylinderdruckfestigkeit (5%-Fraktile, Zylinder Ø 150, h = 300 mm) von 45 N/mm² und für den Überbau eine solche von 40 N/mm² erforderlich ist. Der Vergleich mit der hiezulande üblichen Festigkeitsdefinition ist in Bild 8 dargestellt. Es geht daraus hervor, dass die gewählten Betonfestigkeiten nach unserer Bezeichnung einem β_{w28} von 57,2 N/mm² bzw. 50,9 N/mm² entsprechen.

In einer ersten Phase wurde die ideale Betonzusammensetzung mit den folgenden Auflagen gesucht (nachfolgend für Beton des Überbaus):

- pumpbar,
- gut verarbeitbar in den hohen Stegen, in hoher Armierungs- und

Spanngliederkonzentration auch nach schwierigem Betontransport auf der Baustelle (Kran + Pumpe),

- minimale Zylinderdruckfestigkeiten nach 2 bzw. 28 Tagen von 25 bzw. 40 N/mm².

Weitere Anforderungen betrafen die Dauerhaftigkeit, die Wasserdichtigkeit, die Ausschulfristen und das Aussehen. Der verwendete Beton setzt sich wie folgt zusammen:

- Zement Typ B (high early strength)	460 kg/m ³
- Kies 20 mm	825 kg/m ³
- Kies 10 mm	250 kg/m ³
- Grober Sand	475 kg/m ³
- Feiner Sand	200 kg/m ³
- Zusatzmittel	350 ml/100 kg
Pozzolith 300 R	Zement
- W/Z-Faktor	0,37

Damit konnten bis anhin die gewünschten Festigkeiten problemlos erzielt werden.

Elastizitätsmodul für die Verformungsberechnung:

- Normwert nach NAASRA Spez.

$$E_{ct} = 6200 \sqrt{F'_{ct}}$$

- nach Betonvorversuchen

$$E_{ct} = 5300 \sqrt{F'_{ct}}$$

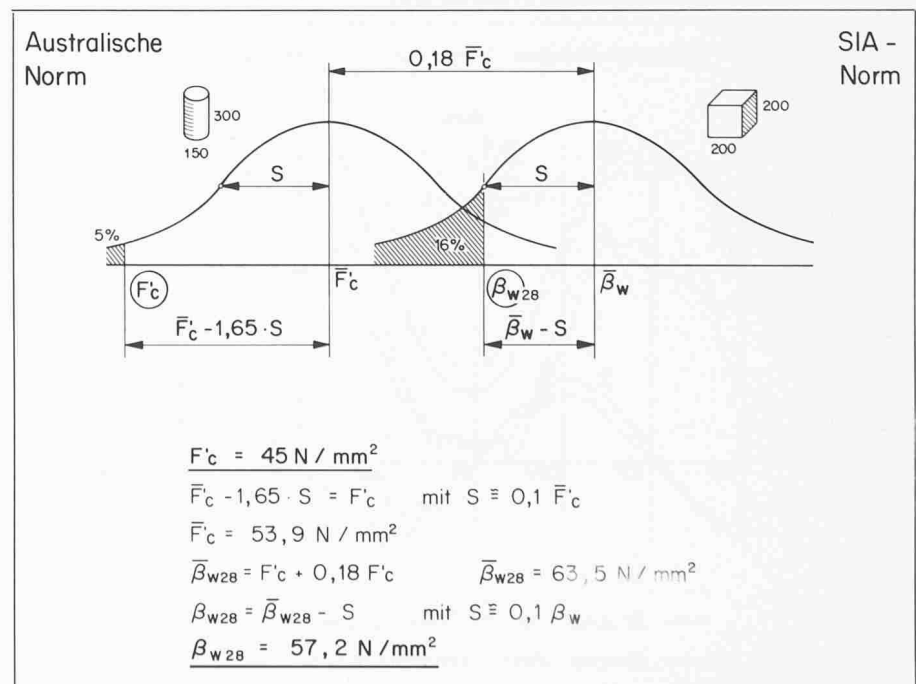
- nach endgültigen Versuchen

$$E_{ct} = 5000 \sqrt{F'_{ct}}$$

Für die Berechnung ergab sich ein E_c von 36 000 N/mm² (nach SIA 162 ergäbe sich ein E_c von 42 900 N/mm²).

Zur Ermittlung der Kriech- und Schwindwerte wurden Zylinder Ø

Bild 8. Definition der Betonfestigkeiten – Vergleich zwischen australischer und Schweizer Norm



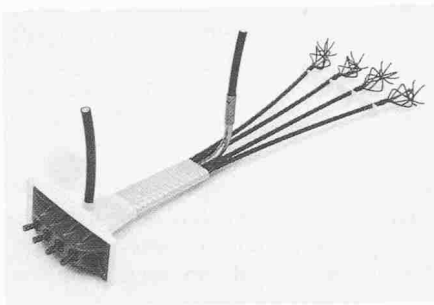


Bild 9. VSL Spannglied SoH 5-4 für Quervorspannung der Brückenfahrbahnplatte

150×1500 mm und Ø 230×1500 mm hergestellt, die nach 2 oder 28 Tagen belastet wurden (Belastungsbeginn) und unter zwei verschiedenen Feuchtigkeitsbedingungen gelagert. Die Versuche laufen nun schon bereits andert halbes Jahr. In Vorberechnungen wurden Werte aus der CEB/FIP-Muster-

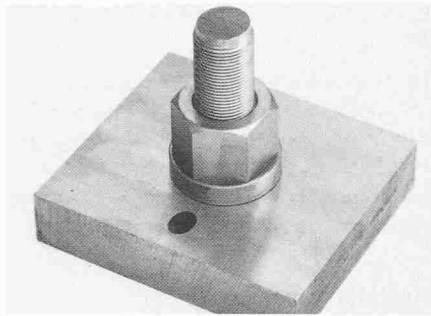


Bild 10. VSL Verankerung des Stangenspanngliedes Ø 35 mm für Vertikalvorspannung der Stange

schrift entnommen. Es hat sich nun gezeigt, dass die CEB/FIP-Werte mit den bisherigen Resultaten nicht sehr gut übereinstimmen. Als qualitativen Hinweis soll hier nur erwähnt werden, dass einerseits die Schwindverluste bedeutend höher und andererseits die Kriechverluste kleiner ausfielen. Gerade bei

grösseren Bauwerken scheinen uns solche Grundsatzversuche unbedingt notwendig zu sein.

Betonstahl

Der gewählte Betonstahl australischer Herkunft entspricht der australischen Norm AS 1302. Es handelt sich um einen gerippten, kaltverformten Stahl mit einer minimalen Streckgrenze (2%) von 410 N/mm². Für Armierungsstäbe, die im Bauwerk nur teilweise einbetoniert und nachträglich gebogen werden, schrieb der Bauherr Stahl mit einer minimalen Streckgrenze von 230 N/mm² vor.

Spannstahl

Siebendrähtige, kaltgezogene Litzen japanischer Provenienz gemäss AS 1311 werden für den Überbau in Längs- und Querrichtung verwendet:

- Nenndurchmesser	12,7 mm
- Nennquerschnitt	101,2 mm ²
- Nennzugfestigkeit	1820 N/mm ²
- Streckgrenze	1640 N/mm ²
- sehr niedrige Relaxation	<2,5% nach 1000 h, 20 °C und 70% Ausgangsspannung

Für die vertikale Stegvorspannung kommen warmgewalzte, kaltgestreckte Spannstangen gemäss AS 1313 zur Anwendung:

- Nenndurchmesser	35 mm
- Nennquerschnitt	962 mm ²
- Nennzugfestigkeit	1080 N/mm ²
- Streckgrenze	970 N/mm ²
- niedrige Relaxation	<4% nach 1000 h, 20 °C und 70% Anfangsspannung

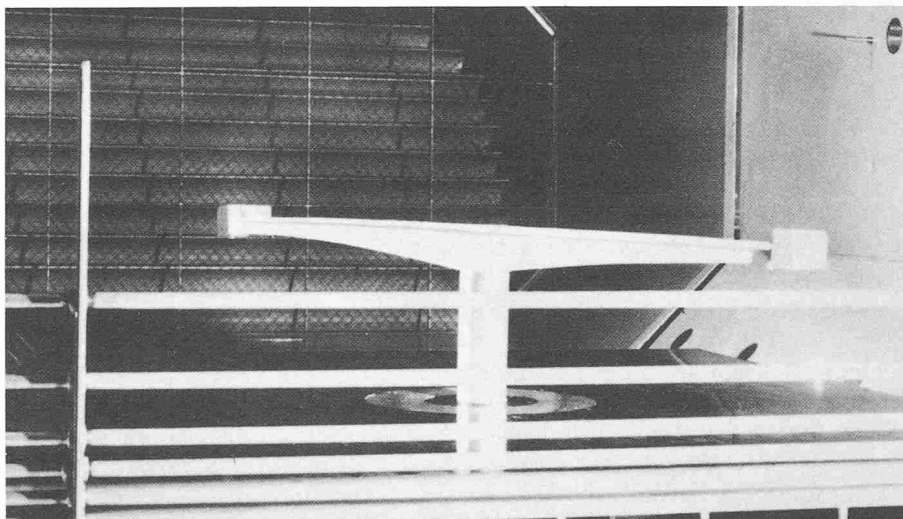
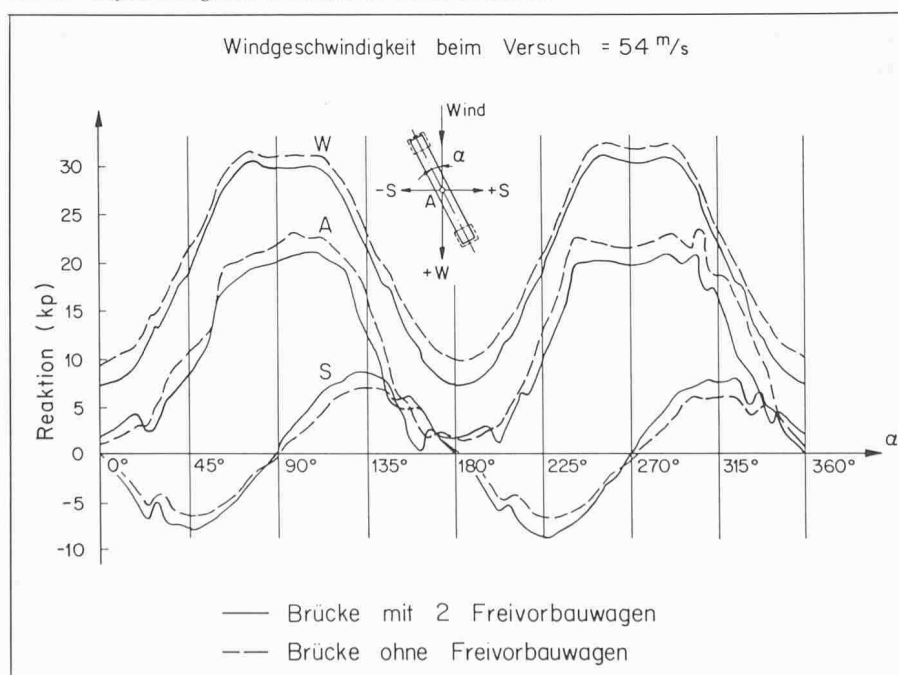


Bild 11. Windkanalversuch. Brücke im Bauzustand bei max. Austragung des Überbaues mit zwei Freivorbauwagen

Bild 12. Aufzeichnungen der Reaktionen im Windkanalversuch



Spannverfahren

Die *Spannglieder* in Längsrichtung sind VSL Typ EcEc 5-31 mit einer Bruchlast von 5704 kN. Sie werden einseitig (bei Spanngliedlänge < 100 m) oder beidseitig auf max. 80% = 4563 kN vorgespannt und anschliessend verankert. Im Bereich der Grundetappe kommen noch Spannglieder VSL Typ EcP 5-19 zur Anwendung.

Die *Brückenplatte* wird in Querrichtung mit Spanngliedern VSL Typ SoH 5-4, bestehend aus 4 Litzen Ø 12,7 mm, vorgespannt. Die Verankerung und das flache Hüllrohr wird seit vielen Jahren vor allem für plattenartige Bauwerkteile verwendet, bei denen eine optimale Exzentrizität wichtig ist (Bild 9).

Die Stegvorspannung besteht aus VSL-Stangenspanngliedern VSL Ø 35 mm mit einer Bruchlast von 1039 kN. Das VSL-Stangenverfahren wird in Australien hergestellt und normalerweise nur dort und im südostasiatischen Raum eingesetzt (Bild 10).

Belastungen

Aus Platzgründen kann hier nur auf einige Besonderheiten eingegangen werden, d. h. die hier aufgeführten Belastungsarten sind nur ein Teil der effektiv untersuchten.

Eigengewicht

Interessanterweise wird in Australien für den Stahlbeton ein Raumgewicht von 25,5 kN/m³ (2600 kg/m³) angenommen.

Verkehrslasten

Es ist offensichtlich, dass bei diesem Bauwerk in Haupttragrichtung die Verkehrslasten verglichen mit dem Eigengewicht nur einen kleinen Einfluss haben. Nach den NAASRA-Brückenspezifikationen muss die verteilte Verkehrslast zu 3 kN/m² angenommen werden (SIA 160: 4,5 kN/m²). Tabelle 1 gibt Aufschluss über die ungewöhnlichen Verhältnisse der Biegemomente aus Verkehrslast und Eigengewicht.

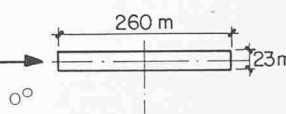
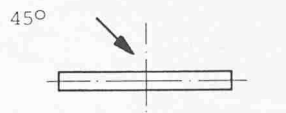
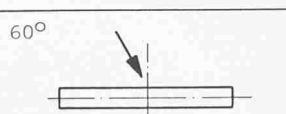
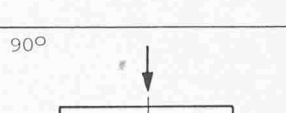
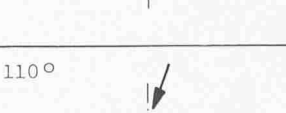
Tabelle 1. Verhältnisse der Biegemomente aus Verkehrslast und Eigengewicht

	über Stützen	in Feldmitte
$\frac{M_{\text{Verkehrslast}}}{M_{\text{Eigengewicht der Tragkonstruktion}}}$	$\frac{9}{100}$	$\frac{100}{100}$
$\frac{M_{\text{Verkehrslast}} + M_{\text{Belag}}}{M_{\text{Eigengewicht der Tragkonstruktion}}}$	$\frac{9,6}{100}$	$\frac{332}{100}$

Tabelle 2. Grundlagen zur Windbemessung. 1) Werte aus AS 1170 2) effektiver Maximalwert, der auf dem nahegelegenen Flugplatz gemessen wurde

Zustand der Brücke	Grenz Zustand	W Jahre	v m/s	q kN/m ²	γ
im Bau	Gebrauch	5	39,4 ¹⁾	0,951	1,0
	Tragfähigkeit	20	52,7 ¹⁾	1,70	1,4
im Betrieb	Gebrauch	27	48,7 ²⁾	1,45	1,0
	Tragfähigkeit	100	66,1 ¹⁾	2,68	1,4

Tabelle 3. Beiwerte (normal zu den entsprechenden Bezugsflächen): 1) Bezugsfläche im Grundriss. 2) Bezugsfläche im Aufriss (längs). 3) Bezugsfläche im Aufriss (quer). 4) Auftrieb. 5) Errechnet als Unterschied zwischen Versuch mit und ohne Freivorbauwagen

Anströmrichtung	Ueberbau		Stützen		Freivorbauwagen	
	Bezugs- flächen m ²	Beiwerte C _{ni}	Bezugs- flächen m ²	Beiwerte C _{ni}	Bezugs- flächen m ²	Beiwerte C _{ni}
0° 	2707 ¹⁾ 5980 ²⁾ 67 ³⁾	0 0.04 ⁴⁾ 3.08	184 - 552	0 - 1.35	197 322 415	0 -0.33 0.70
45° 	2707 5980 67	0.93 0.27 ⁴⁾ 2.15	184 - 552	0.81 - 1.81	197 322 415	-0.27 0.86 ⁴⁾ 0.68
60° 	2707 5980 67	1.22 0.35 ⁴⁾ 1.00	184 - 552	1.39 - 1.60	197 322 415	0.23 0.49 ⁴⁾ 0.58
90° 	2707 5980 67	1.41 0.46 ⁴⁾ 0	184 - 552	1.01 - 0	197 322 415	0.94 0.91 ⁴⁾ 0
110° 	2707 5980 67	1.37 0.47 ⁴⁾ 1.26	184 - 552	1.32 - 1.18	197 322 415	0.61 0.41 ⁴⁾ 0.04

Windlasten

Da Brisbane am Rande eines Zyklongebietes liegt, war diesem Problem genügend Beachtung zu schenken. Als eine Grundlage zur Festlegung der Windlasten dienten Windgeschwindigkeitsmessungen, die über 27 Jahre auf dem nahegelegenen Flugplatz gemacht wurden.

Tabelle 2 gibt Auskunft über die festgelegten maximalen, momentanen Geschwindigkeiten v, die Wiederkehrperiode w, den Staudruck q sowie die Lastfaktoren γ. Die Werte für Staudruck berücksichtigen ebenfalls nach AS 1170, Teil 2 (Wind Forces) die Bauwerkshöhe und die Terrainform. Es ist eine Tatsache, dass für diesen Bauwerkstyp in den bestehenden Normen und in der Fachliteratur relativ wenig Angaben über die Druckbeiwerte c enthalten sind. Am aufschlussreichsten ist noch die englische Norm BS 5400. Da aber auch diesbezüglich gewisse Fragen bestanden, entschieden sich die Beteiligten für Windkanalversuche. Ein relativ einfaches, in einige wenige Bauteile zerlegbares Holzmodell im Massstab 1:150 wurde im Windkanal des Institutes für Aerodynamik der ETH Zürich geprüft.

Das Modell wurde auf einer, um die vertikale Achse drehbaren Mehrkomponentenwaage befestigt. Die Windgeschwindigkeit, die Anströmrichtung (durch das Drehen des Modells) sowie verschiedene Bauzustände (z. B. Stützen mit Grundetappe, max. auskragender Überbau mit und ohne Freivorbauwagen) konnten variiert werden (Bild 11). Bild 12 zeigt die mit der Waage gemessenen und aufgezeichneten Reak-

tionen. Daraus konnten die C_n-Beiwerte abgeleitet werden (siehe Tabelle 3).

Vergleicht man die Resultate mit BS 5400, so ergeben sich beachtliche Reduktionen, beispielsweise:

- Beiwert C_n für 90° auf Aufriss des Überbaues wirkend:
 - nach Versuch = 1,41
 - nach BS 5400 = 1,69 (Mittelwert)
- Beiwert C_n für Auftrieb:



- nach Versuch = 0,47
- nach BS 5400 = $\pm 0,75$

Diese kurzen Hinweise zeigen, dass es sich bei entsprechenden Bauwerken durchaus lohnt, solche Versuche zu machen, zumal diese in relativ kurzer Zeit kostengünstig durchgeführt werden können.

Temperatur

Wie bei den Windlasten konnte auch bezüglich den zu erwartenden Temperatureinwirkungen auf sehr gute, lokal gemachte Erfahrungen zurückgegriffen werden. Neben den üblichen Lufttemperaturaufzeichnungen (relativ kleine Variation, da die Stadt im subtropischen Gürtel und am Meer liegt) hatte der Bauherr über längere Zeit bei verschiedenen Brücken Messungen des Temperaturverlaufes gemacht. Es sei am Rande erwähnt, dass unter anderem Erkenntnisse aus diesen Untersuchungen bei der Revision von SIA 160 berücksichtigt werden.

Die Temperaturlastfälle können wie folgt zusammengefasst werden:

- gleichmässige Temperaturänderung von $\pm 12^\circ\text{C}$ bei einer wahrscheinlichen Ortstemperatur bei Zusammenschluss des Überbaues von 27°C .
- Der Einfluss des Temperaturgefälls wurde vertikal und horizontal untersucht; es wurden Temperaturgradienten von max. $+20^\circ\text{C}$ und -5°C angenommen. Die Verteilung über den Querschnitt wurde analog BS 5400 gewählt.

Schiffsstoss

Durch Schiffe verursachte Brückeneinstürze haben gezeigt, wie wichtig es ist, diesem Lastfall Beachtung zu schenken. Neuere Studien schlagen als wirksamste Massnahme vor, sich im Wasser befindliche Tragwerksteile durch aufgeschüttete Inseln so zu schützen, dass ein Schiff mit dem Bauwerk gar nicht direkt in Berührung kommen kann. Dieses Konzept konnte hier leider nicht in dieser Form verwirklicht werden. Der Bauherr, in Zusammenarbeit mit dem hauptverantwortlichen Ingenieurbüro McDonald, Wagner & Priddle, legte eine zu berücksichtigende, statische Horizontallast von 20 000 kN fest und machte die Auflage, dass diese Kraft durch geeignete Anordnung nur auf eine Schutzkonstruktion bzw. auf

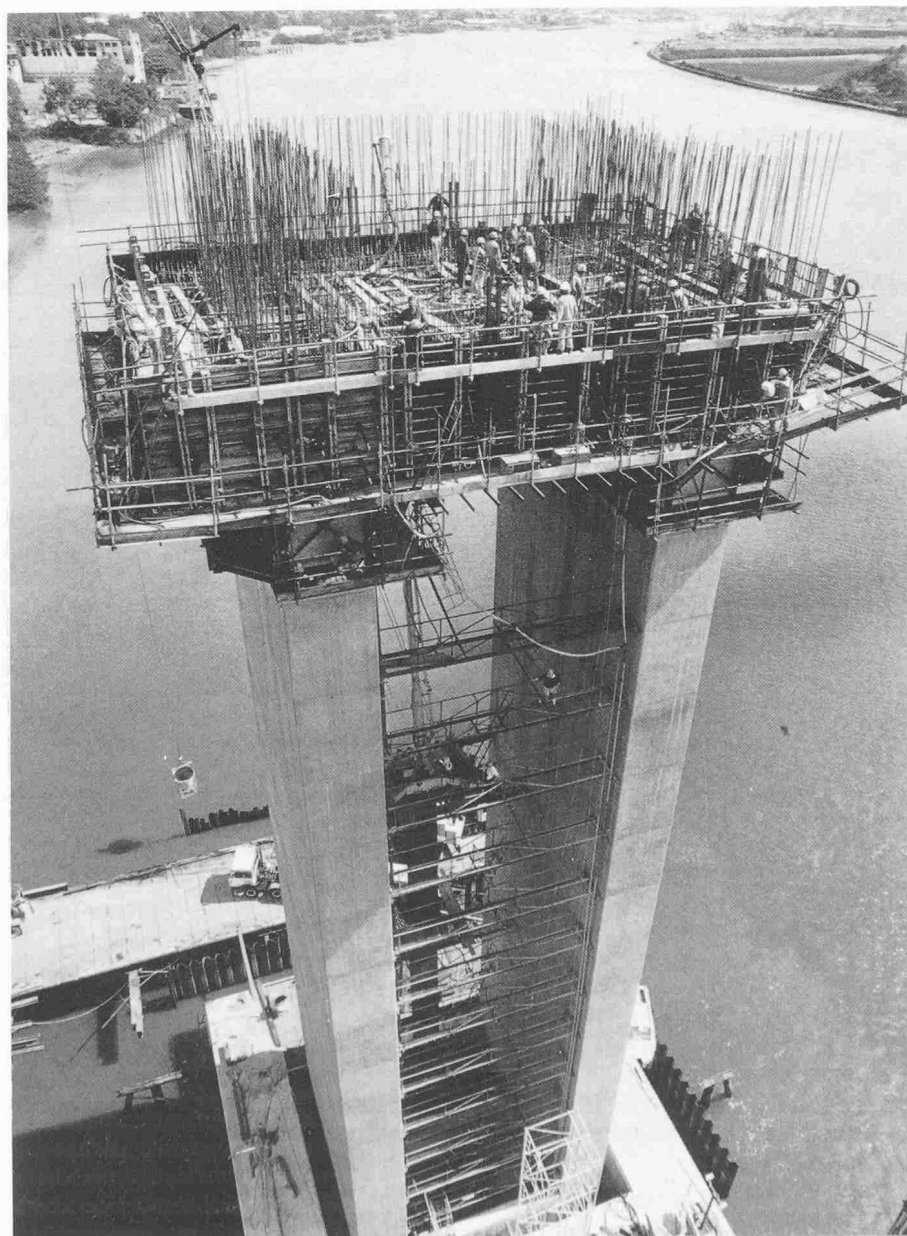


Bild 13 (oben). Pfahlfundation für Hauptpfeiler Nr. 6

Bild 14 (links). Hauptpfeiler Nr. 6 mit Grundetappe

die Pfahlkopfplatte, nicht aber direkt auf die Stützen wirken darf.

Spezielle Lastfälle im Bauzustand

Folgende spezielle Fälle wurden untersucht:

- Asymmetrischer Überbau und asymmetrische Lage der Freivorbauwagen.
- Bei einem Kragarm, Annahme einer systematischen, zusätzlichen Betonstärke von plus 20 mm je bei Fahrbahn- und Druckplatte und von plus 10 mm bei jedem Steg.
- Eine einseitige Linienlast von 30 kN/m auf eine Länge von 30 m (Materiallagerung nur auf einem Kragarm).
- Annahme einer differentiellen Windlast in der Art, dass auf einem der beiden Kragarme 100% der festgelegten Windbelastung und auf dem anderen gleichzeitig nur 60% der Belastung auftreten kann. Diese Festlegung stützt sich nicht auf effektive Messungen, sondern vielmehr auf die Vorstellung, dass eine solche Situation durchaus denkbar ist. Im übrigen wurden analoge Überlegungen bereits für andere Brücken gemacht.

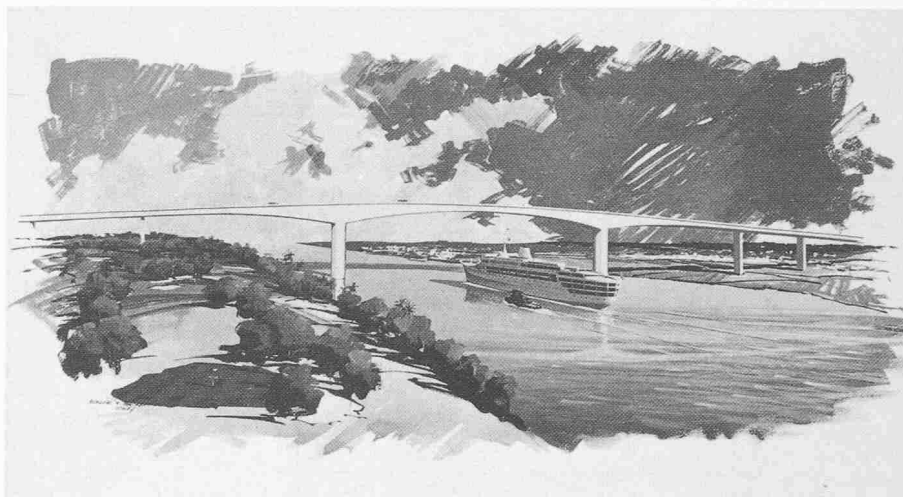


Bild 15. Brücke im Endzustand

Schlussbemerkungen

Der vorliegende Aufsatz informiert über ein Brückenbauprojekt, das sich bezüglich Ausführung noch im Anfangsstadium befindet. Es wurde deshalb hier neben einer allgemeinen Erläuterung des Vorhabens und der Submissionsphase vor allem auf die Grundlagen der Berechnungen eingegangen.

Zum Stand der Ausführung sei auf die Bilder 13 und 14 verwiesen. Es ist geplant, die Brücke 1986 dem Verkehr zu übergeben (Bild 15).

Adresse der Verfasser: P. Matt, dipl. Bauing. ETH, P. Roelli, dipl. Bauing. ETH, A. Vaucher, dipl. Bauing. ETH, J.-M. Voumard, dipl. Bauing. ETH, Losinger AG, VSL International, Könizstr. 74, 3001 Bern.

Gefährden „Temperaturspannungen“ Spannbetonbrücken?

Von Christian Menn, Zürich

Seit Jahrzehnten weiss man, dass besonders in Brückentragwerken durch Sonneneinstrahlung oder plötzliche Abkühlung ungleichmässige Temperaturänderungen entstehen, die sogenannte Temperaturspannungen zur Folge haben. Immer wieder wird deshalb mit grossem Aufwand der Temperaturverlauf in Brückenquerschnitten gemessen, und in vielen Fällen wird verlangt, dass bei der Bemessung neben den Lastenwirkungen auch eine bestimmte, ungleichmässige Temperaturverteilung berücksichtigt wird.

Gemäss Norm SIA 162 sind Zwängungen infolge von Temperaturänderungen beim Lastfall „Haupt- und Zusatzbelastungen“ zu berücksichtigen. Man ermittelt hierfür normalerweise am homogenen, elastischen Tragwerk (mit einem auf zwei Drittel abgeminderten Elastizitätsmodul des Betons) die Zwängungsschnittkräfte und überlagert diese den Lastschnittkräften. Dieses Vorgehen führt immer zu einer „sicheren“, jedoch nicht immer zu einer zweckmässigen Bemessung. Im folgenden soll gezeigt werden, wie die Auswirkungen von Temperaturänderungen aufgrund der heutigen Kenntnisse über das Rissverhalten von Stahlbeton besser erfasst werden können. Es handelt sich dabei um eine qualitative, d. h. grundsätzliche Untersuchung; auf sog. genaue Berechnungsergebnisse wird bewusst verzichtet.

Rissbildung bei Zwängung

Zwängungen entstehen durch die Behinderung der freien Verformung eines Tragelements oder einzelner Querschnittsteile. Im folgenden wird kurz die Rissentwicklung beschrieben, die durch Zwängungsschnittkräfte bei der Verformungsbehinderung eines Tragelementes entstehen.

Wenn infolge einer anwachsenden Zwangsbeanspruchung die Betonzugfestigkeit f_{ct} erreicht wird, entsteht zunächst ein erster Riss. Die Schnittkräfte, die zur Bildung dieses ersten Risses führen, werden als *Risschnittkräfte* (N_R, M_R) bezeichnet. Im Rissquerschnitt wird nun die ganze, den Risschnittkräften entsprechende Zugkraft von der Bewehrung übernommen. Diese Zugkraft wird durch Haftung zwischen Bewehrung und

Beton wieder in den Betonquerschnitt übertragen. Wenn die Zwangsverformung weiter anwächst und der Bewehrungsquerschnitt bzw. die entsprechende Stahlzugkraft ausreicht, um den Betonquerschnitt aufzureissen, entstehen – bei nahezu konstanter Beanspruchung – immer mehr Risse, bis ein sog. *abgeschlossenes Rissbild* erreicht wird. Erst dann beginnen mit weiter zunehmender Zwangsverformung die Spannungen in den Rissquerschnitten sowie die Rissweiten anzuwachsen.

Bei abgeschlossenem Rissbild hat sich ein mittlerer Rissabstand s_{Rm} ausgebildet, der auch bei zunehmender Beanspruchung nicht mehr verringert wird, da der Beton (im Zugbereich) zwischen den Rissen nur noch kleine Zugspannungen aufweist (Bild 1).

Die *mittlere Rissweite* lässt sich aus der Differenz der mittleren Dehnung von Stahl (ϵ_{sm}) und Beton (ϵ_{cm}) im Bereich $2 \cdot s_{Rm}/2$ ermitteln.

$$w_m = (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \cdot s_{Rm}$$

Da der Beton im Bereich $s_{Rm}/2$ beidseits des Risses nur geringe Spannungen aufweist, kann der Einfluss von ϵ_{cm} vernachlässigt werden. Für die Ermittlung von ϵ_{sm} in Abhängigkeit von ϵ_s^II (Stahldehnung im Rissquerschnitt) wurden verschiedene, relativ komplizierte Ansätze