

**Zeitschrift:** Tec21  
**Herausgeber:** Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein  
**Band:** 127 (2001)  
**Heft:** 5: Schwarzwaldbrücke

**Artikel:** Schwarzwaldbrücke in Basel: Beispiel einer Bauwerkserhaltung  
**Autor:** Lardi, Rodolfo / Abt, Lukas  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-80117>

### **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:** 16.03.2025

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



# Schwarzwaldbrücke in Basel

Beispiel einer Bauwerkserhaltung

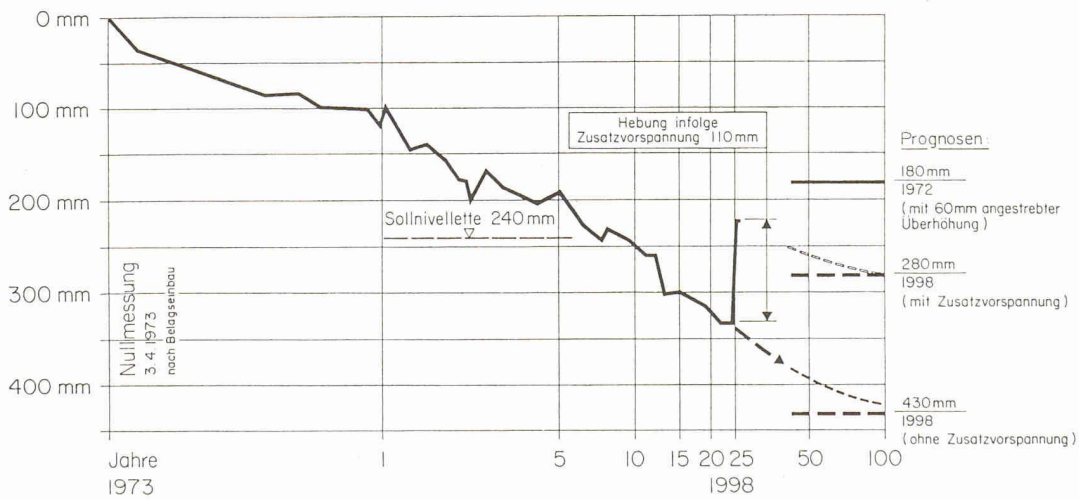
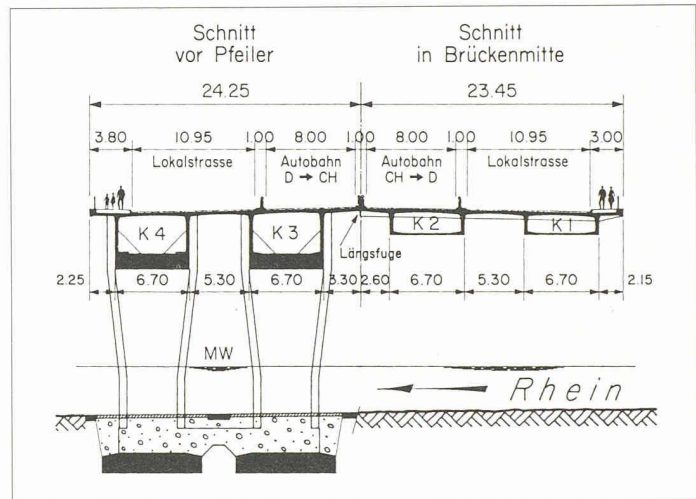
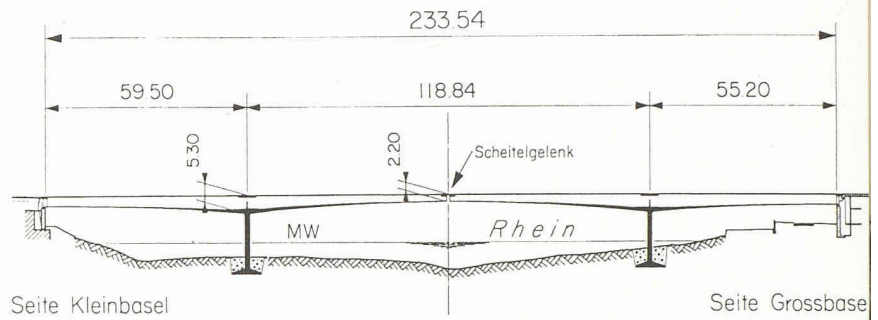
**Der Unterhalt der vorhandenen Infrastruktur, bestehend aus Brücken und anderen Kunstbauten des allgemeinen Tiefbaus, gewinnt immer mehr an Bedeutung. Durch den planmässigen Unterhalt wird einerseits die Nutzungsdauer verlängert, andererseits die Sicherheit der Benützer gewährleistet, und nicht zuletzt ermöglicht er, ein über die Jahre ausgeglichenes Budget zu gestalten. Dabei ist zwischen betrieblichem und baulichem Unterhalt zu unterscheiden [1]. Der nachfolgende Beitrag beschränkt sich auf die bauliche Erhaltung eines Brückenbauwerkes.**

Die Schwarzwaldbrücke über den Rhein ist Bestandteil des schweizerischen Nationalstrassennetzes sowie des lokalen städtischen Strassennetzes und wurde in den Jahren 1970 bis 1973 erbaut. Die im Freivorbau erstellte Brücke besteht in ihrem Querschnitt aus vier je 6,70 m breiten, nebeneinander liegenden Hohlkästen mit unterschiedlich breiten Kragplatten; je zwei Hohlkästen sind über die Fahrbahnplatte miteinander verbunden (Bilder 1a, b). Die Gesamtbreite der Brücke beträgt knapp 48 m. Als statisches System wurde eine Rahmenkonstruktion mit Scheitelgelenk gewählt. Ihre Mittelöffnung beträgt 118,84 m, die nördliche Seitenöffnung 59,50 m, die südliche 55,20 m. Die Verkehrsbelastung auf der Brücke hat nach der Inbetriebnahme im Dezember 1973 stetig zugenommen und liegt heute bei einem Durchschnittswert von über 100 000 Fahrzeugen pro Tag.

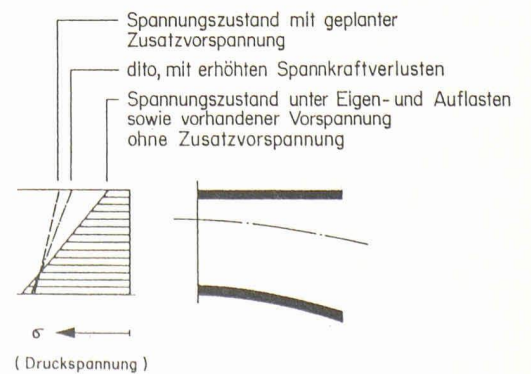
## Überwachung und Überprüfung

Der Bedeutung des Bauwerkes entsprechend wurde die Brücke von Anfang an einer dauernden Überwachung [2] ihrer wichtigsten Kennwerte unterzogen. Dabei zeigte sich bereits in einem frühen Stadium, dass der Scheitel eine unerwartet grosse kontinuierliche Zunah-

1a  
Längsschnitt Schwarzwaldbrücke  
1b  
Querschnitte mit Pegelstand Rhein



2  
Gemessene Durchbiegungen des Scheiteltgelenkes  
3  
Veränderung des Spannungszustandes



me der Durchbiegungen aufweist. Bild 2 zeigt den Verlauf der Scheiteleinsenkung des Hohlkastens K2 in Abhängigkeit der logarithmisch aufgetragenen Zeitachse. Hierbei ist zu beachten, dass die Durchbiegung des Scheitelgelenkes bei unterschiedlichen Temperaturen sowohl der Umgebung wie auch des Brückenkörpers gemessen wurde. Die konventionelle optische Messung zeigte bei den Temperaturschwankungen und den Vibrationen ihre Anfälligkeit auf Ungenauigkeiten. Weiter konnten die innen liegenden Hohlkästen infolge Sichtbehinderungen wie z.B. Lärmschutzwände nur teilweise konventionell eingemessen werden. Aufgrund der beobachteten Unzulänglichkeiten ist im Frühjahr 1997 ein vom «Institut de Statique et Structures – Béton Armé et Précontraint» der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Lausanne entwickeltes System für Langzeitmessungen [3] – ein hydrostatisches Nivellement – in allen vier Hohlkästen installiert worden. Diese hydrostatische Nivellierung beruht auf dem Prinzip der untereinander verbundenen Gefässe mit einer sich frei ein spielenden, horizontalen Flüssigkeitsoberfläche. Dieses System hat gegenüber dem konventionellen, optischen Nivellement den Vorteil, dass es auf elastische Durchbiegungen träge reagiert und dementsprechend die Erschütterungen infolge Verkehr ausgleicht sowie jederzeit ohne grossen Aufwand und an vielen Punkten abgelesen werden kann.

Aus Bild 2 ist weiter ersichtlich, dass die vom Projektverfasser prognostizierte Scheiteleinsenkung zum Zeitpunkt  $t = \infty$  bereits zehn Jahre nach Fertigstellung des Bauwerkes erreicht worden ist. Eine Prognose nach dem heutigen Wissensstand ergab auf Grund einer auf dem bisherigen Verformungsverhalten basierenden Parameteranalyse eine voraussichtliche Scheiteleinsenkung nach Belagseinbau zum Zeitpunkt  $t = \infty$  von rund 430 mm. Die beobachteten und prognostizierten Scheiteleinsenkungen stellen eine Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit der Schwarzwaldbrücke dar, beispielsweise durch Lachenbildungen, die im Winter vereisen. Die Tragsicherheit des Bauwerkes ist jedoch gewährleistet.

Bei der letzten Hauptinspektion 1995 wurden vereinzelt an der Untersicht der Fahrbahnplatte, d.h. im Hohlkasten, Feuchtigkeitsspuren festgestellt. Diese Beobachtungen weisen darauf hin, dass die vorhandene Abdichtung ihre Funktion verloren hat. Bei Oberflächenmessungen des Belages wurde eine ausgeprägte Spurrillenbildung beobachtet, was aufgrund des 25-jährigen Gussasphaltbelages weiter nicht verwundert.

## Instandsetzungsmassnahmen

### Statisch konstruktive Verstärkung durch zusätzliche Vorspannung

Die aufgezeigte Problematik der stetig zunehmenden Scheiteleinsenkung führte zur Entscheidung, das Verformungsverhalten der Brücke durch eine zusätzliche externe Vorspannung zu verbessern. Dabei ist insbesondere zu bemerken, dass infolge der örtlichen Verhältnisse keine Möglichkeit besteht, hinter den Brückenenden Massnahmen wie Kabelverankerungen

usw. zu treffen. Weiter zu beachten waren die in grosser Anzahl und in teils einschneidender Lage vorhandenen und geplanten Werkleitungen in den Hohlkästen sowie der ausserordentlich dichte Verkehr auf der Brücke, der längerdauernde Spursperrungen praktisch nicht zulässt. Der Auftrag für die Projektierung und Bauleitung wurde auf Grund eines Einladungsverfahrens unter vier Ingenieurbüros vergeben. Entscheidend für den Zuschlag waren das vorgelegte Konzept und der verbindliche Pauschalpreis für die Honorierung der gesamten Ingenieurleistungen.

Mit der im nächsten Hauptkapitel beschriebenen externen Zusatzvorspannung wurde eine Hebung des Scheitels um rund 110 mm erzielt. Der weitere Verlauf der Kriechverformungen ist aufgrund der heutigen Kenntnisse schwer abzuschätzen, da der heute vorhandene Spannungszustand nicht genau bekannt ist. Es kann davon ausgegangen werden (aufgrund einer Parameteranalyse), dass, wenn überhaupt, die Durchbiegungen nur noch in sehr geringem Masse weiter zunehmen werden.

### Erneuerung der Abdichtung und Beläge

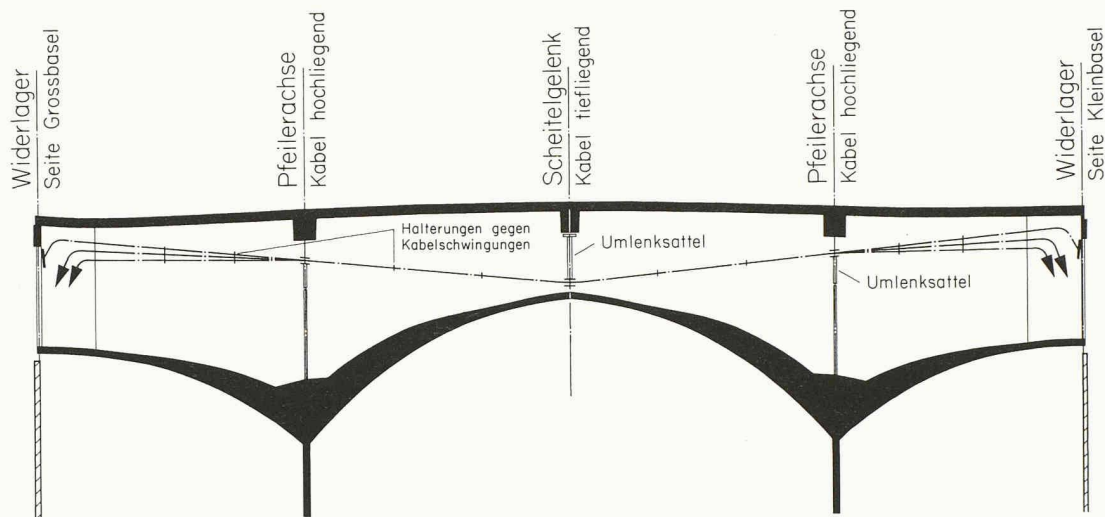
Nach dem erfolgreichen Einbau der erwähnten Zusatzvorspannung sind noch die defekte Abdichtung und der abgenutzte Belag zu ersetzen. Dabei wird folgender Aufbau gewählt: Der Untergrund wird mit einer mit Sand abgestreuten Epoxydharzversiegelung versehen. Darauf wird die Oberfläche mit vollverklebten Polymerbitumendichtungsbahnen abgedichtet. Als Trag- und Deckschicht sind je vier Zentimeter Gussasphalt vorgesehen.

### Externe Zusatzvorspannung

#### Kabelführung

Die statischen Verhältnisse der Brücke ergeben infolge Eigenlasten nahezu auf der ganzen Brückenlänge negative Biegemomente. Um den übermässigen Verformungen wirksam entgegenzutreten, sind deshalb mit einer zusätzlichen externen Vorspannung in möglichst weiten Bereichen des Brückenträgers positive Biegemomente zu erzeugen. Damit wird gleichzeitig der Spannungszustand derart verändert, dass auch weitere zu Verformungen führende Kriecheffekte unterbunden oder zumindest stark reduziert werden. Bild 3 zeigt an einem typischen Querschnitt die Veränderung des Spannungszustandes.

Die externe Zusatzvorspannung liegt innerhalb der Brückenkästen jeweils direkt neben den Stegen. Pro Kasten sind beidseits je drei grosse Vorspannkabel angeordnet. Verankert nahe den Brückenenden, laufen die Kabel geradlinig bis in den Stützenbereich, wo sie möglichst hochliegend vertikal umgelenkt werden und wiederum in gestreckter Linie ohne weitere Umlenkungen bis zum Scheitelgelenk verlaufen. Hier liegen die Kabel direkt über dem Kastenboden und werden mittels einer Stützkonstruktion umgelenkt, aber trotz des Scheitelgelenkes jedoch nicht abgespannt, sondern in analoger Weise zum andern Brückenende weitergeführt und verankert (Bild 4). Horizontale Umlenkungen sind keine erforderlich.



4

**Wirkungsweise der Zusatzvorspannung infolge des exzentrischen Scheitelgelenkes. Drei Kabel mit je 3531 kN pro Steg (10-fach überhöhte Darstellung)**

5

**Endverankerung (vordere Bewehrung noch nicht verlegt)**

Unabhängig von der Lage der Kabel im Mittelfeld muss die eingeleitete Normalkraft in Feldmitte über das Scheitelgelenk, einem Betongelenk von 16 cm Dicke, übertragen werden. Die Wirkungslinie der Normalkraft hat damit auf der ganzen Länge den grösstmöglichen Abstand von der Schwerachse der Brücke. Die vertikale Umlenkung der Kabel in Feldmitte verstärkt diesen Effekt zusätzlich.

#### Endverankerungen

Die Endverankerung der Kabelkräfte und deren Einleitung in den Brückenträger erfolgt über 54 cm dicke Stegvorbetonierungen (Bilder 5, 6). Zwecks optimaler Kraftübertragung wurden die Stege aufgeraut und mit Injektionsankern zur Kraftübertragung versehen. Die Vorbetonierung erfolgte über die volle Höhe der Stege, wobei die obere Anschlussfuge zur Fahrbahnplatte mittels Injektionen ausgepresst wurde. Wegen den unzähligen auf der unteren Bewehrung der Fahrbahnplatte liegenden Vorspannkabel konnten hier keine Injektionsanker gesetzt werden. Die Vorspannkräfte werden demnach vorerst in die Stege eingeleitet, von wo dann ein grösserer Anteil in die Fahrbahnplatte, ein geringerer Teil in die untere Kastenplatte abwandert. Die in den Stegen vorhandene Bügelbewehrung wird dadurch zusätzlich belastet. Sie genügt dieser erhöhten Beanspruchung knapp; auf eine Verstärkung derselben konnte verzichtet werden. Die entsprechenden Nachweise der Bügelbeanspruchung wurden an einem Fachwerkmodell mit flachen Beton-Druckdiagonalen vorgenommen (Bild 7).

Mit dem gleichen Modell wurde die Längszugkraft in der unteren Kastenplatte infolge Biegemoment und Querkraft ermittelt. Die teilweise ungenügende Längsbewehrung wurde durch Zulagen in der Vorbetonierung ergänzt; die Lastübertragung wurde ebenfalls durch Injektionsanker sichergestellt. Auf diese Weise gelang es, die hohen Vorspannkräfte lediglich mit schlaffen Injektionsankern ohne Stegvorspannung in die Brückenkonstruktion einzuleiten.



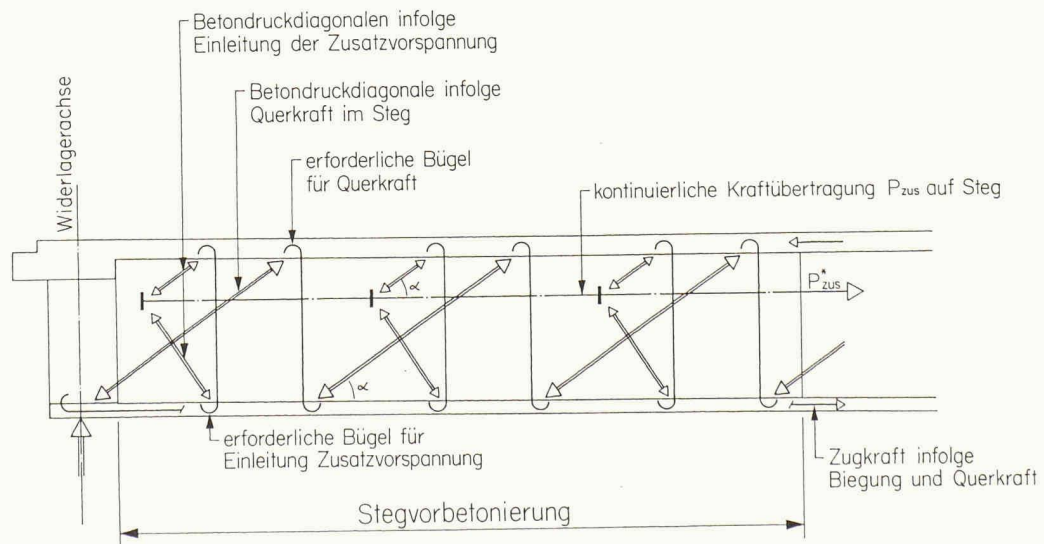


6

Endverankerung mit Stegvorbetonierung, provisorische  
Kabelhalter am Steg

7

Fachwerkmodell für die Lasteinleitung am Brückende

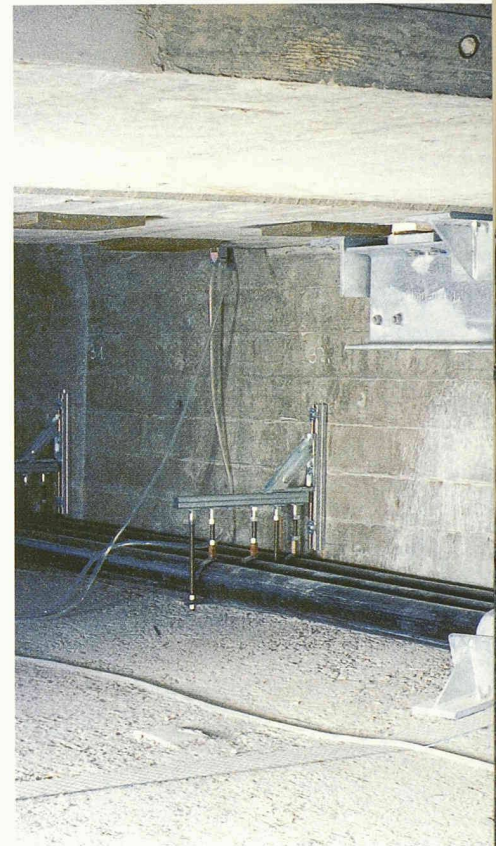
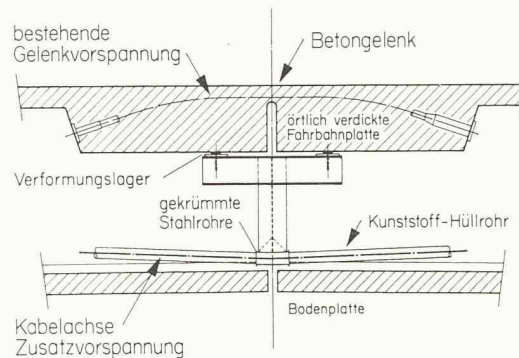


8

### Scheitelgelenk mit Umlenkkonstruktion

9

### Umlenkkonstruktion im Scheitel (mit Sicherheitsanschlügen)



#### Umlenksättel im Stützenbereich

Die Umlenkwinkel sind klein (rund  $1^\circ$  bis  $2^\circ$ ), so dass hier auf aufwändige Umlenkkonstruktionen verzichtet werden konnte. Allerdings ist zu beachten, dass die Umlenkwinkel im Bruchzustand infolge der grossen Scheiteleinsenkung wesentlich grösser werden (bis etwa  $6,5^\circ$ ), was bei der Dimensionierung der Umlenkungen zu berücksichtigen war. Die Kabel werden direkt unterhalb der Fahrbahnplatte in kurzen, gekrümmten Stahlrohren umgelenkt; diese geben die Umlenkkräfte über vertikale Stahlstützen des Profiltyps HEB 300 auf die nur im unteren Kastenbereich vorhandenen, dreieckförmigen Querscheiben ab.

#### Scheitelgelenk

Die Umlenkstelle in Feldmitte bot grössere Probleme, wengleich auch hier die Umlenkwinkel mit rund  $2^\circ$  recht gering sind. Das Scheitelgelenk mit Drehpunkt innerhalb der Fahrbahnplatte erforderte zweierlei Massnahmen: Erstens muss die vertikale Ablenkkraft etwa gleichmässig auf die Brückenträger beidseits des Gelenks übertragen werden. Zweitens treten wegen den Durchbiegungen infolge Verkehr, Temperatur usw. mit den entsprechenden Winkelbewegungen des Gelenkes auf Höhe der Zusatzvorspannkabel Längenänderungen in der Grössenordnung von etwa 20 mm auf. Ein T-Profil als Stützbock gibt die Umlenkkräfte über Verformungslager beidseits des Gelenks auf die Verdickung der Fahrbahnplatte ab und bleibt bei sich ändernder Durchbiegung des Brückenträgers bezüglich der Spannkabel in unveränderter Lage. Diese selbst können die Längenänderung problemlos aufnehmen, da sie frei gespannt sind.

Das vorhandene Scheitelgelenk in Brückenmitte ist als Betongelenk über die ganze Fahrbahnbreite ausgebildet; dieses weist allerdings lediglich eine einseitige Einschnürung auf der Untersicht auf. Die ursprüngliche Gelenkvorspannung erzeugte eine zentrische Pressung von rund  $3 \text{ N/mm}^2$ , welche nun durch die Zusatzvorspannung auf etwa  $15 \text{ N/mm}^2$  erhöht worden ist (Bilder 8, 9).

#### Bauvorgang

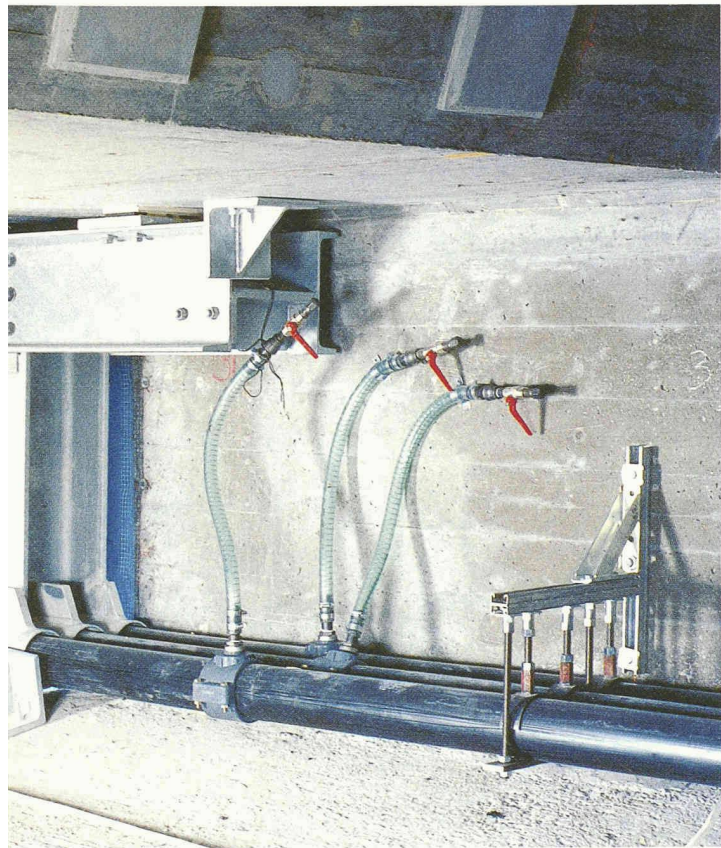
##### Vorbereitungen und Platzverhältnisse

Zu den Brückenkästen waren vorerst zusätzliche Zugänge von den vorhandenen Uferstrassen mittels Durchbrüchen in den unteren Kastenplatten zu erstellen. Alsdann sind diverse Werkleitungen umgelegt worden, um an den Stegen knappen Platz für die Zusatzvorspannung zu schaffen. Sämtliche Arbeiten wurden ohne jede Behinderung des Verkehrs auf der Brücke ausschliesslich vom Kasteninnern aus ausgeführt; auf Durchbrüche in der Fahrbahnplatte konnte verzichtet werden (Bild 10).

##### Endverankerungen

Die Erstellung aller 16 Endverankerungen erfolgte nacheinander gemäss folgendem Ablauf, der auf Grund von zwei Vorversuchen im Hohlkasten K1 festgelegt wurde (Bild 11):

- Anzeichnen der bestehenden Bewehrung im Steg.
- Bohren und Versetzen der rund 200 Injektionsanker zwischen den vorhandenen Bewehrungen in regelmässigem, auf die zu übertragenden Kräfte abgestimmtem Raster.



10

Enge Platzverhältnisse neben Wasser- und Gasleitung

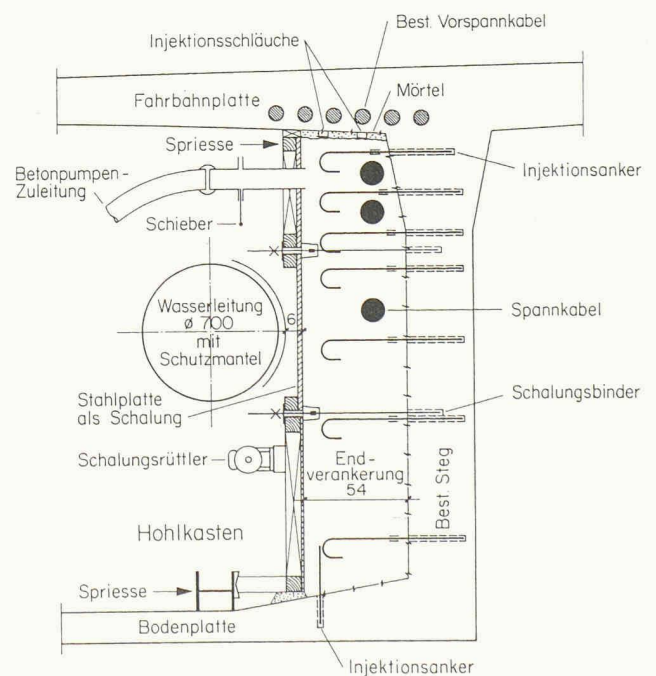
11

Querschnitt durch Verankerung – Platzverhältnisse

- Höchstdruckwasserstrahlen der Betonoberfläche zum Aufrauen der Verbundfuge.
- Verlängern der Injektionsanker mit Muffen und Hakeneisen.
- Montage von Injektionsschläuchen unter der Fahrbahnplatte für späteres Verpressen dieser horizontalen Arbeitsfuge.
- Verlegen der Bewehrung, der Kunststoffhüllrohre und der Ankerkörper. Sichern der Ankerverlängerungen durch Verschweissen mit Längseisen.
- Zuschalen bis unter die Fahrbahnplatte mit verschliessbaren Anschlussstutzen für die Schläuche der Betonpumpe, sowie mit einzelnen, ebenfalls verschliessbaren Beobachtungsfenstern. Zusätzlich wurden direkt unter der Fahrbahnplatte kleine Stützen zum Verpressen der obersten Zone mit Mörtel eingebaut.
- Betonieren mit Pumpbeton, Verdichtung ausschliesslich mit fest an der Schalung montierten Aussenvibratoren. Unmittelbar nach Verfüllung wurde der durch Nachsacken des Betons sich unvermeidlich bildende dünne Spalt zwischen neu eingebrachtem Beton und Fahrbahnplattenunterseite mit Mörtel ausgespresst.
- Nach Erhärten des Betons, kurz vor dem Spannen der Kabel: zusätzliches Verpressen der Verbundfuge über die eingelegten Injektionsschläuche.

#### Verlegen und Spannen der Kabel

Nach der Montage der Umlenkkonstruktionen, welche insbesondere im Scheitel wegen der ausserordentlichen Enge hinter den Wasser- und Gasleitungen schwierig war, erfolgte die Verlegung der Hüllrohre aus PEHD-Material. Im Abstand von rund 1,80 m wurden an den





Stegen provisorische Kabelhalter montiert, auf welchen die leeren Hüllrohre verlegt und verschweisst wurden. Danach wurden die je 19 Litzen pro Kabel durch die Endverankerung und einbetonierten Anker hindurch in bekannter Weise auf rund 225 m Länge eingestossen. Nach Montage der Ankerbüchsen wurden die vier korrespondierenden Kabel zweier durch die Fahrbahnplatte miteinander verbundener Kastenträger jeweils gleichzeitig an einem Ende auf volle Kraft gespannt. Die geringen Umlenkungen erübrigten ein Nachspannen der langen Kabel am anderen Ende; durch Überspannen konnten die Reibungsverluste vollständig eliminiert werden. Die anschliessende Injektion der Hüllrohre erfolgte in einem kombinierten Verfahren mittels Teilvakuum und Verpressen auf Grund vorgängig im Werk durchgeführter Versuche. Mittels Probekörpern wurde nachgewiesen, dass der Abbindeprozess durch die Vibrationen infolge Verkehr im Mittelfeld nicht beeinträchtigt wurde. Nach der Demontage der provisorischen Kabelhalter wurden die Kabel zur Vermeidung von Schwingungen in den Drittelpunkten fixiert.

### Erfolgskontrolle

Die Hebung des Brückenscheitels wurde während dem Spannen der Kabel mittels dem vor Beginn der Bauarbeiten eingerichteten hydrostatischen Nivellement laufend kontrolliert. Es zeigte sich, dass der erwartete bzw. berechnete Wert von 110 mm einige Stunden nach dem Spannen praktisch genau erreicht wurde («verzögert elastische Verformung», Einfluss Belag, Bild 2). Zusätzlich zur Kontrolle der Scheitelhebungen wurde die Veränderung des Knickwinkels im Scheitel durch Messung des Fugenspaltes mittels Präzisionsmessuhren (Differenz unten/oben im Hohlkasten) ermittelt. Auch diese Werte entsprachen den Erwartungen und bestätigten damit auch das einwandfreie elastische Funktionieren des Betongelenks. Seit dem Vorspannen im Frühjahr 1999 blieb die Höhenlage stabil; die in Zukunft regelmässig weiterzuführenden Nivellements werden die weitere Entwicklung der Scheiteldurchbiegung aufzeigen.

### Baukosten

Die Kosten für die gesamte Massnahme einschliesslich der gleichzeitig im Kasteninnern durchgeführten Instandsetzungsarbeiten und dem Ingenieurhonorar beliefen sich auf rund Fr. 3 100 000.--, wobei der Anteil der reinen Vorspannarbeiten (Liefen, Verlegen, Spannen und Injizieren der Kabel) rund Fr. 1 200 000.-- betrug.

---

Rodolfo Lardi, Dr. dipl. Ing. ETH, Tiefbauamt des Kantons Basel-Stadt, Ingenieurbau, Münsterplatz 11, 4001 Basel, Lukas Abt, dipl. Ing. ETH, Schmidt + Partner Bauingenieure AG, Bachlettenstrasse 52, 4054 Basel

### AM BAU BETEILIGTE

#### EIGENTÜMER

Kanton Basel-Stadt

#### BAUHERR

Baudepartement Basel-Stadt/Tiefbauamt

#### PROJEKTVERFASSER UND ÖRTLICHE BAULEITUNG

Schmidt + Partner Bauingenieure AG, 4054 Basel

#### OBERBAULEITUNG

Tiefbauamt Basel-Stadt

#### PRÜFINGENIEUR

Prof. Dr. P. Marti, ETH Hönggerberg, 8093 Zürich

#### BAUMEISTERARBEITEN

Preiswerk + Cie AG (Batigroup), 4025 Basel

#### VORSpanNARBEITEN

VSL (Schweiz) AG (Subunternehmer), 3421 Lyssach

#### FERTIGBETON FÜR ENDVERANKERUNGEN

Fertigbeton AG (Subunternehmer), 4127 Birsfelden

#### STAHLBAUARBEITEN

Preiswerk + Esser AG (Subunternehmer), 4058 Basel

#### INJEKTIONEN

Krattiger AG (Subunternehmer), 4422 Arisdorf

### Literatur

- [1] SIA 162/5 Erhaltung von Betontragwerken; Empfehlung, Ausgabe 1997, Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein.
- [2] SIA 469 Erhaltung von Bauwerken, Norm, Ausgabe 1997, Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein.
- [3] Favre, R.; Burdet, O.; Charif, H.; Hassan, M.; Markey, I., Beurteilung von Massivbrücken aufgrund von Belastungsversuchen und Langzeitbeobachtungen. Empfehlung für die Vorspannung, Forschungsauftrag 83/90 des Bundesamtes für Strassenbau, 1995.

### Dank

Ein besonderer Dank gilt dem Prüfingenieur, Prof. Dr. P. Marti, ETH Zürich, für seine wertvollen konstruktiven Anregungen.