



# **30. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM**

**PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG  
UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN**

**9./10. MÄRZ 2020**

© 2020 Technische Universität Dresden

Alle Rechte vorbehalten.

Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit schriftlicher Genehmigung des Herausgebers.

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von jedermann frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach  
Technische Universität Dresden  
Institut für Massivbau  
01062 Dresden

Redaktion: Silke Scheerer, Angela Heller

Layout: Ulrich van Stipriaan

Anzeigen: Harald Michler

Titelbild: Fehmarnsundbrücke, Zeichnung von Gerd Lohmer  
Broschüre Rotary und die Kunst / Gerd Lohmer  
(aus dem Privatarchiv von Bettina Lohmer)

Druck: addprint AG, Am Spitzberg 8a, 01728 Bannewitz / Possendorf

ISSN 1613-1169  
ISBN 978-3-86780-625-1



**TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DRESDEN**

**Institut für Massivbau** <http://massivbau.tu-dresden.de>

---

## **Tagungsband**

# **30. Dresdner Brückenbausymposium**

Institut für Massivbau

Freunde des Bauingenieurwesens e.V.

TUDIAS GmbH

9. und 10. März 2020

## Inhalt

<b>Grußwort des Rektors</b> .....	<b>9</b>
<i>Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland Hans Müller-Steinhagen</i>	
<b>Entwicklung des Instituts für Massivbau – Lehre und Forschung im Brückenbau an der TU Dresden</b> .....	<b>13</b>
<i>Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach</i>	
<b>Die neue Erhaltungsstrategie des Bundes – Planung und Bau von Brücken auf den Hauptverkehrsrouten</b> .....	<b>27</b>
<i>MR Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn</i>	
<b>Brücken aus bewehrtem UHPC (Stahl-UHFB)</b> .....	<b>33</b>
<i>Prof. Dr. Eugen Brühwiler, dipl. Ing. ETH/SIA, IABSE</i>	
<b>Nutzung von Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) im ASTRA – Rückblicke und Perspektiven</b> .....	<b>47</b>
<i>Stéphane Cuennet, Guido Biaggio</i>	
<b>Neufassung der Nachrechnungsrichtlinie für Massivbrücken</b> .....	<b>57</b>
<i>Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger, Viviane Adam M.Sc., Dr.-Ing. Frederik Teworte, Dr.-Ing. Naceur Kerkeni</i>	
<b>Historische Eisenbahnbrücken – Denkmale im Netz</b> .....	<b>71</b>
<i>Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx, Dipl.-Ing. Markus Köppel, Dipl.-Ing. Jens Müller</i>	
<b>85 Jahre Autobahnbrückenbau – 30 Jahre Dresdner Brückenbausymposium</b> .....	<b>83</b>
<i>Dipl.-Ing. Werner Buhl</i>	
<b>Gerd Lohmer (1909–1981) Der Brückenarchitekt der Nachkriegszeit</b> .....	<b>101</b>
<i>Prof. Cengiz Dicleli</i>	
<b>Ersatzneubau der Rheinbrücke Leverkusen – Gesamtplanung des 8-streifigen Ausbaus der A1 zwischen Köln und Leverkusen</b> .....	<b>123</b>
<i>Dipl.-Ing. (FH) Nicole Ritterbusch, Dr. sc. techn. Hans Grassl, Dominic Reyer, M.Sc.</i>	
<b>Ein neuer Schritt im Großbrückenbau: Querverschub einer Verbundbrücke mit Pfeilern und Gründung bei der Talbrücke Rinsdorf im Zuge der A 45</b> .....	<b>139</b>
<i>Dipl.-Ing. Roger Istel, Dipl.-Ing. Ralf Schubart</i>	
<b>S-Bahn-Querung im neuen Stuttgarter Tiefbahnhof S21 – erstmaliger Einsatz von interner verbundloser Vorspannung bei der DB AG</b> .....	<b>149</b>
<i>Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser, Dipl.-Ing. Angelika Schmid, Prof. Dr.-Ing. Christian Sodeikat</i>	
<b>Reduzierte Bauzeit bei Ersatzneubauten von Straßenbrücken durch Carbonbeton</b> .....	<b>165</b>
<i>Dr.-Ing. Sergej Rempel, Dipl.-Ing. (FH) Eugen Kanschin</i>	
<b>Robust, wirtschaftlich und schön – der Entwurf von integralen Brücken</b> .....	<b>177</b>
<i>Dipl.-Ing. Andreas Keil</i>	
<b>Neubau der Busbrücke über den Bahnhof in Zwolle</b> .....	<b>191</b>
<i>Dr.-Ing. Gerhard Setzpfandt, Tristan Wolvekamp MSc, Dipl.-Des. Marion Kresken</i>	
<b>Katastrophen vermeiden: Brückenmonitoring mit einem Netzwerk leistungsstarker dreiachsiger MEMS-Beschleunigungssensoren</b> .....	<b>207</b>
<i>Dipl.-Ing. Ulrich Dähne</i>	
<b>Brückenvielfalt in Süddeutschland und den Alpen – Bericht zur Brückenexkursion 2019</b> .....	<b>213</b>
<i>Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Dipl.-Ing. Philipp Riegelmann</i>	
<b>Chronik des Brückenbaus</b> .....	<b>227</b>
<i>Zusammengestellt von Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner</i>	

# S-Bahn-Querung im neuen Stuttgarter Tiefbahnhof S21 – erstmaliger Einsatz von interner verbundloser Vorspannung bei der DB AG

Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser<sup>1</sup>, Dipl.-Ing. Angelika Schmid<sup>2</sup>, Prof. Dr.-Ing. Christian Sodeikat<sup>3</sup>

## 1 Einleitung

Das Bahnprojekt Stuttgart Ulm („S21“) umfasst neben dem Neubau von zahlreichen Tunneln und Trassen auch eine komplette Umgestaltung des Eisenbahnknotens Stuttgart: Der alte Kopfbahnhof wird durch einen unterirdischen Durchgangsbahnhof ersetzt. Das Herzstück des alten Bahnhofs (der sogenannte Bonatzbau) bleibt erhalten und verbindet die Innenstadt mit den Gleisanlagen. Durch die neue Streckenführung können umfangreiche Gleisflächen im Zentrum Stuttgarts rückgebaut und durch Parkanlagen bzw. ein neues Stadtquartier ersetzt werden. Insgesamt handelt es sich um eine Fläche von rund 100 Hektar. S21 ist somit nicht nur verkehrstechnisch, sondern auch hinsichtlich der Stadtentwicklung von großer Bedeutung für Stuttgart.

Die Architektur des neuen Stuttgarter Bahnhofs stammt vom Düsseldorfer Architekten Christoph Ingenhoven, der 1997 nach drei Auswahlrunden einen mit 126 Teilnehmern besetzten internationalen Wettbewerb für sich entscheiden konnte [1]. Werner Sobek übernahm ab dem Jahr 2009 die Tragwerks- und Fassadenplanung für den neuen Tiefbahnhof. Im Rahmen dieser Planung wurde die Entwurfsplanung technischen Anforderungen angepasst und die Genehmigungs- und Ausführungsplanung erstellt.

Die Topographie des Stuttgarter Talkessels ebenso wie die erforderliche Unter- bzw. Übertunnelung von bestehenden Verkehrsbauwerken und Infrastruktureinrichtungen stellten die Planer vor besonders große Herausforderungen. Dies galt insbesondere für

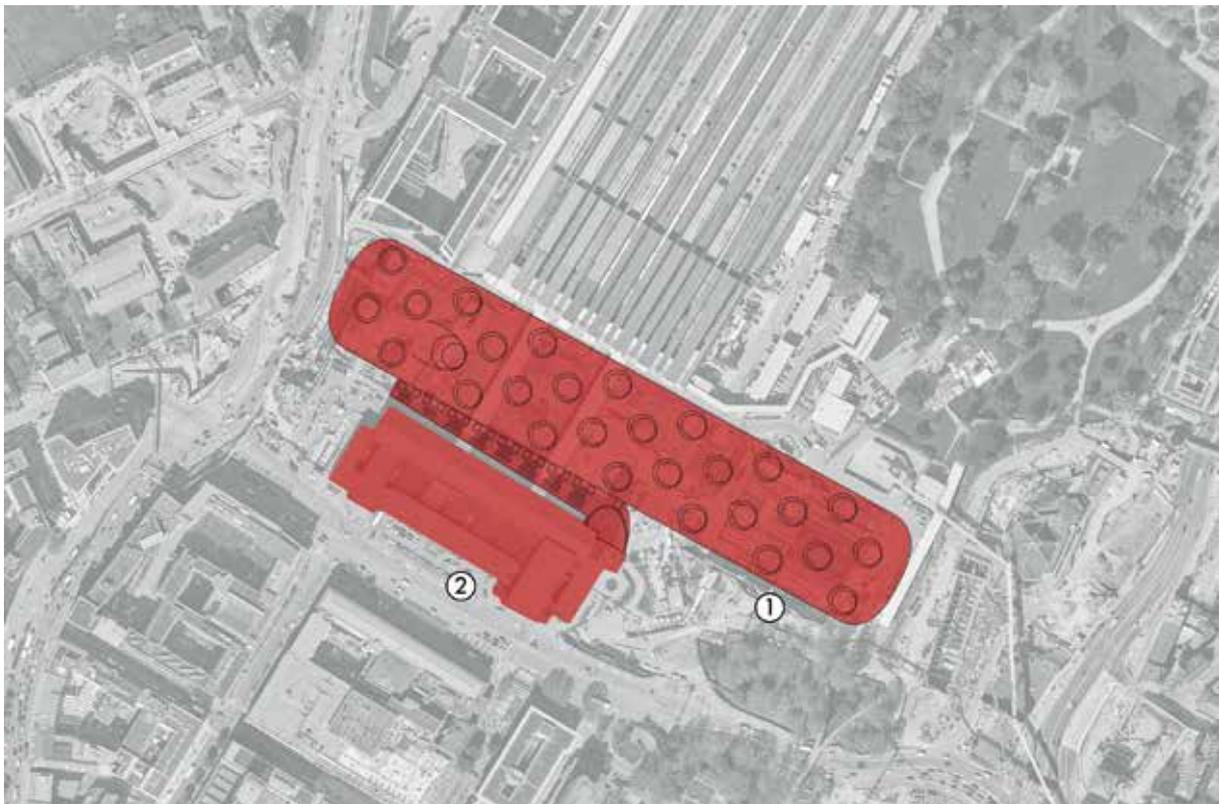


Bild 1 Übersichtsplan Stuttgarter Hauptbahnhof; 1) zeigt die neue Bahnsteighalle, 2) den Bonatzbau  
© Werner Sobek, Stuttgart

<sup>1</sup> BUNG GmbH, München

<sup>2</sup> Werner Sobek AG, Stuttgart

<sup>3</sup> Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH, München



Bild 2 Übersichtsplan Stuttgarter Hauptbahnhof; 1) zeigt die neue Bahnsteighalle, 2) den Bonatzbau; 3) verweist auf den bestehenden S-Bahn-Tunnel, 4) auf die neue S-Bahn-Querung  
© Werner Sobek, Stuttgart

die S-Bahn-Querung, die im vorliegenden Beitrag beschrieben wird. Der Fokus liegt dabei neben der Konstruktion mit ihrer internen verbundlosen Vorspannung auch auf dem über die normativen Anforderungen hinausgehenden Bemessungskonzept sowie dem Monitoring.

## 2 Der neue Tiefbahnhof

### 2.1 Städtebauliche Einbindung und architektonisches Konzept

Gemäß dem Entwurf von Christoph Ingenhoven entsteht die neue Bahnsteighalle unmittelbar hinter dem historischen Bonatzbau (Bild 1). Die derzeit oberirdisch verlaufenden Gleise werden rückgebaut und durch neue Gleisanlagen in Tunnelbauwerken ersetzt. Durch das Absenken der Gleisanlagen kann der Stuttgarter Schlosspark bis an die Rückseite des Bonatzbaus herangeführt werden. Die bisher durch die Gleisanlagen getrennten Stadteile Stuttgart-Ost und Stuttgart-Nord werden so nach mehr als 100 Jahren wieder fußläufig miteinander verbunden. Für Stuttgart ist das Projekt daher auch und insbesondere ein städtebauliches Projekt, das in Zeiten der zunehmenden

Urbanisierung und Wohnraumknappheit ein erhebliches Entwicklungspotential bietet.

Damit auch die Stuttgarter City städtebaulich möglichst fließend an den neu entstehenden Innenstadtbereich nördlich des Bahnhofs angebunden wird, darf das Dach der neuen Bahnsteighalle nicht zu hoch liegen. Gleichzeitig musste der Tiefbahnhof aufgrund der Besonderheiten der Stuttgarter Topographie so positioniert werden, dass er am nordwestlichen Ende *oberhalb* der bestehenden S-Bahn-Tunnel liegt (Bild 2), die Tunnelbauwerke am südöstlichen Anschluss aber *unterhalb* der Konrad-Adenauer-Straße verlaufen. Die Bahnsteighalle kann daher nur mit einer begrenzten Konstruktionshöhe und einem leichten Gefälle realisiert werden. Gleichzeitig sollte der Tiefbahnhof aber eine offene und großzügige Atmosphäre bieten und durch Tageslicht beleuchtet werden. Aus diesen Randbedingungen heraus entwickelte Christoph Ingenhoven die einzigartige Geometrie des neuen Bahnhofs mit seinen kelchartig geformten Stützen, die das Erscheinungsbild des Tiefbahnhofs entscheidend prägen (Bild 3). Die Kelchstützen reflektieren durch ihre geschwungene Form das auf die helle Betonstruktur treffende Tageslicht weit in die Halle hinein. Ventilationsklappen in



Bild 3 Innenansicht der unterirdischen Bahnsteighalle

© Ingenhoven Architekten, Düsseldorf

den die Stützen nach oben hin abschließenden Stahl-Glas-Schalen erlauben eine natürliche Belüftung und – durch den Luftaustausch mit den Tunnelröhren – auch eine natürliche Klimatisierung.

## 2.2 Geometrie und Tragwerk des neuen Tiefbahnhofs

Die 420 m lange, 80 m breite und bis zu 12 m hohe Bahnsteighalle besteht aus einem Trog aus Normalbeton und dem darauf fugenlos aufsetzenden Schalendach aus Weißbeton. Das gesamte Bauwerk ist als fugenlose Massivbaukonstruktion ausgelegt (Bild 4). Erst an den Übergängen zum Nord- und Südkopf finden sich Raumfugen. Die Anforderungen an den Massivbau sind durch die WU-Konstruktion des Troges und die Sichtbetonanforderungen (Sichtbetonklasse SB4) an die Weißbetonoberfläche des Schalendachs sehr hoch.

Die Deckenuntersicht des Schalendaches ist eine doppelt gekrümmte Fläche; die Bauteilstärken variieren je nach Beanspruchung zwi-

schen 45 cm im Feldbereich und 130 cm im Randbereich. Gestützt wird das Schalendach durch die Trogwände und 28 Kelchstützen. Topographisch bedingt variiert der Abstand zwischen Dach und Trog. Hierdurch verändert sich auch die Bauhöhe der Kelchstützen.

Aufgrund seiner Belastung aus dem Eigengewicht mit Erdauflast, den seitlichen Erdlasten, den Erdbebenlasten und den aus Kriechen und Schwinden sowie Temperaturänderungen erzeugten Zwangsbeanspruchungen des mit dem Trog monolithisch verbundenen Baukörpers ist das Schalendach keine rein druckbeanspruchte Konstruktion. Durch seine hochkomplexe geometrische Form aus

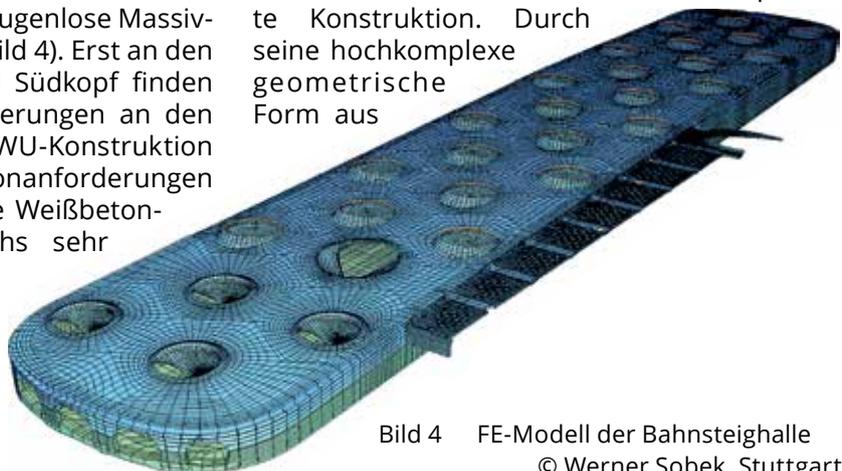


Bild 4 FE-Modell der Bahnsteighalle

© Werner Sobek, Stuttgart

antiklastisch gekrümmten Flächen reduziert das Schalendach die Zugkräfte und Momente in der Struktur aber erheblich. In Abschnitt 2.3.2 sind die Einwirkungen auf die S-Bahn-Querung beschrieben, nicht die auf Schalendach oder Bahnsteighalle.

Der Trog besteht aus der Bodenplatte, die entsprechend der Bahnsteig- und Gleisbereichsgeometrie in ihrer Dicke zwischen ca. 1 m und 2,5 m variiert, sowie den Wänden. Die Bodenplatte ist auf Pfählen gegründet. Lediglich im Bereich des bestehenden S-Bahn-Tunnels überspannt sie diesen als Brückenkonstruktion. Auf diese S-Bahn-Querung wird im Weiteren detailliert eingegangen.

## 2.3 Die S-Bahn-Querung

### 2.3.1 Geometrie und Tragwerk

Die Bodenplatte der Bahnhofshalle quert den bestehenden S-Bahn-Tunnel. Die Bodenplatte wird in diesem Bereich in Bahnhofslängsrichtung

als vorgespannte Brückenkonstruktion mit einer Spannweite von etwa 30 m ausgebildet, um eine Belastung des bestehenden Tunnelbauwerks durch die neue Bahnsteighalle zu verhindern. Das Brückentragwerk gründet auf Bohrpfahlwänden seitlich des S-Bahn-Tunnels. An den Stirnseiten des Brückentragwerks befindet sich jeweils ein Wartungsgang mit angrenzenden Technikräumen (Bilder 5–8).

Auf dem Brückentragwerk stehen zwei Kelchstützen – das Brückenbauwerk muss hier also auch Lasten aus dem Schalendach abtragen. Erschwerend für die Planer kommt hinzu, dass die Brücke auch vier große Durchbrüche für die Treppenabgänge zum S-Bahn-Tunnel aufnehmen muss. Aufgrund der hohen Belastung aus den Kelchstützen mit einer Größenordnung von jeweils 60 MN wird die Brücke vorgespannt. Hierzu wird die „interne Vorspannung ohne Verbund“ verwendet.

Durch die Vorspannung ohne Verbund können die Spannglieder frühzeitig eingebaut werden, auch wenn sie erst später vorgespannt werden,

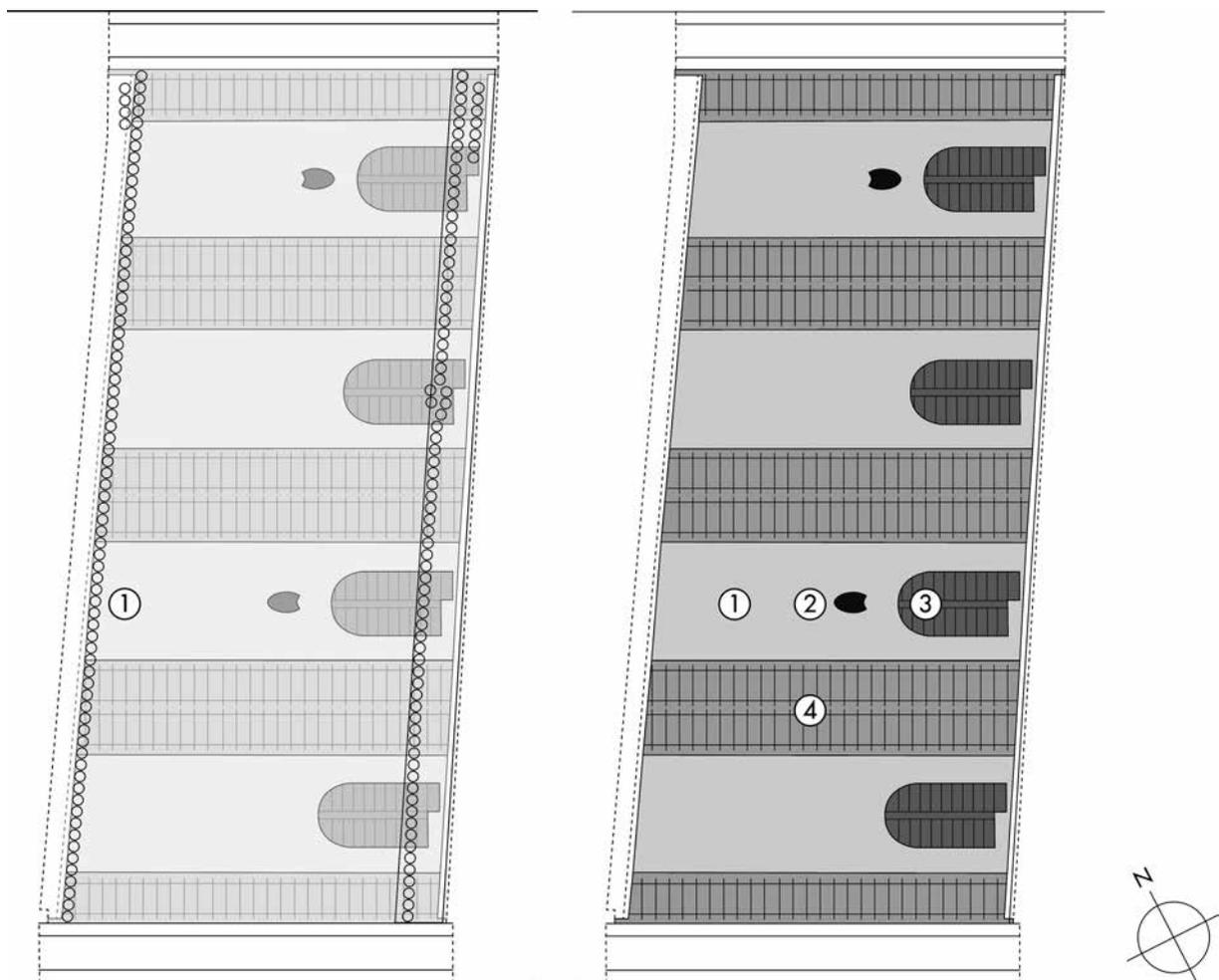


Bild 5 Grundriss der S-Bahn-Querung; Bohrpfahlwand (links) und 1) Bahnsteig, 2) Kelchstützenfuß, 3) Treppenabgang, 4) Gleisbereich (rechts)  
© Werner Sobek, Stuttgart

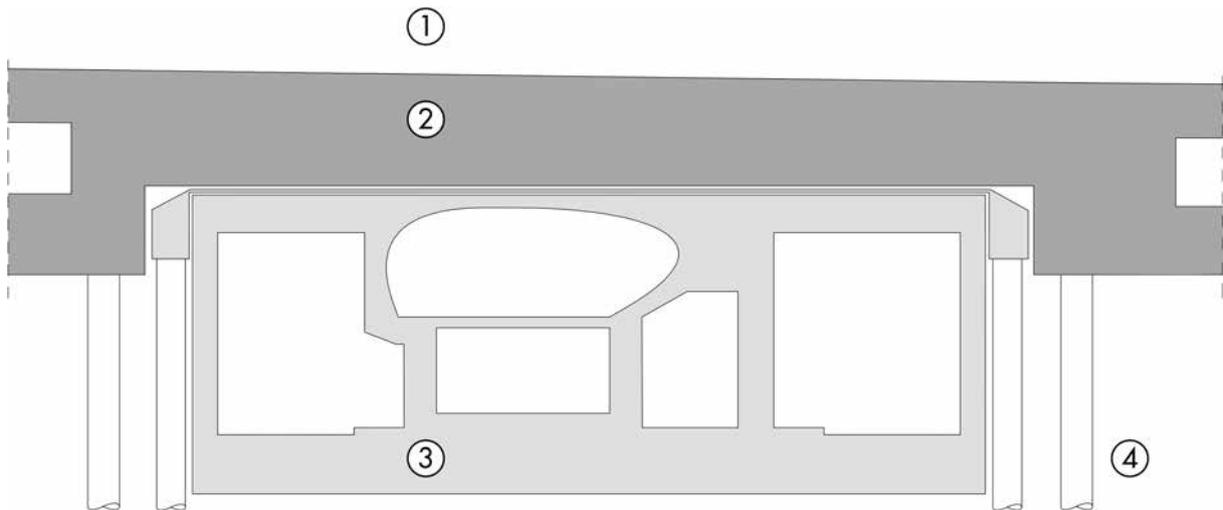


Bild 6 Längsschnitt durch die S-Bahn-Querung (Bahnsteig ohne Kelchstütze): 1) Bahnsteig, 2) Konstruktionsbeton S-Bahn-Querung, 3) bestehender S-Bahn-Tunnel, 4) Bohrpfehlwand

© Werner Sobek, Stuttgart

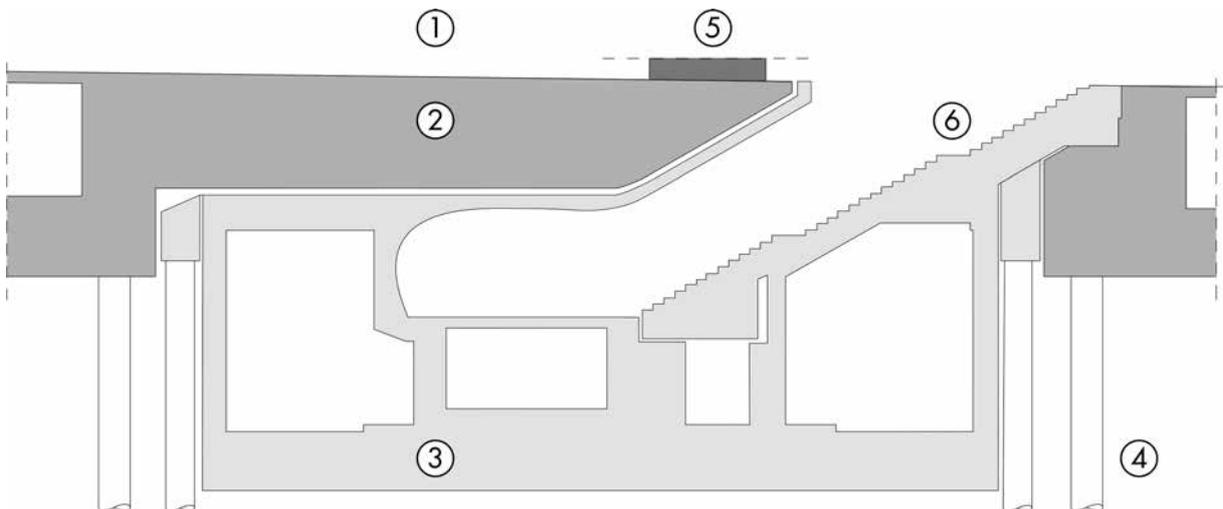


Bild 7 Längsschnitt durch die S-Bahn-Querung (Bahnsteig mit Kelchstütze): 1) Bahnsteig, 2) Konstruktionsbeton S-Bahn-Querung, 3) bestehender S-Bahn-Tunnel, 4) Bohrpfehlwand, 5) Kelchstütze, 6) Treppenabgang

© Werner Sobek, Stuttgart

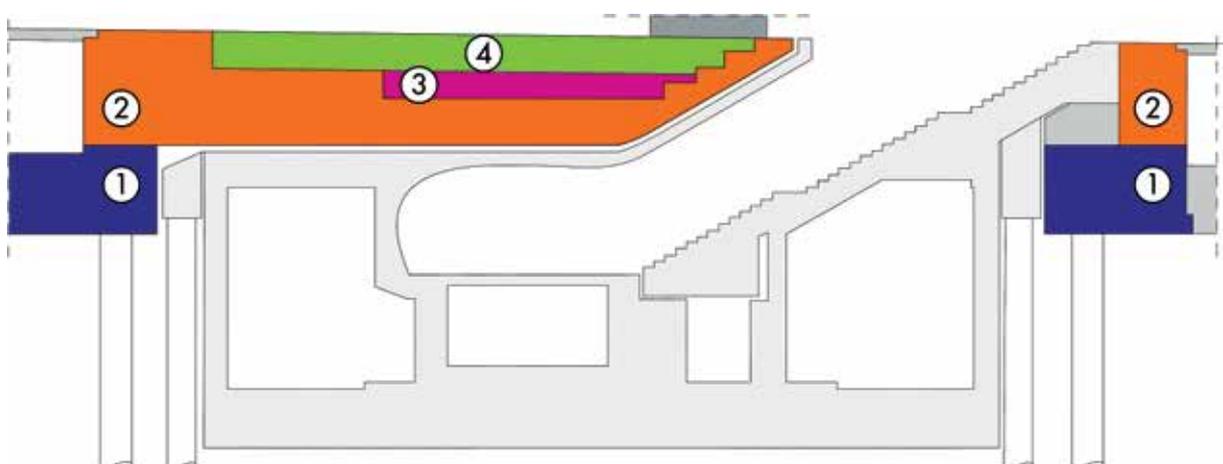


Bild 8 Typische Betonierabschnitte der S-Bahn-Querung

© Werner Sobek, Stuttgart

z. B. nach Bau des Schalendachs sowie vor Herstellung der monolithischen Verbindung der Brückenkonstruktion mit den benachbarten Bodenplatten. Darüber hinaus können auch die bis zum Ende der Rohbauarbeiten eintretenden Spannkraftverluste aus Schwinden und Kriechen durch erneutes Vorspannen kompensiert werden.

### 2.3.2 Einwirkungen und statische Systeme

Bestimmender Faktor für die Bemessung der S-Bahn-Querung sind die hohen Lasten aus dem Eigengewicht der zwei Kelchstützen sowie aus dem Schalendach und dessen Erdauflast. Weitere (jedoch deutlich untergeordnete) Einwirkungen stellen die Verkehrslasten auf den Bahnsteigen, der Zugverkehr in den Gleisbereichen sowie nach oben wirkender Wasserdruck dar. Für die Bemessung wurden darüber hinaus auch Temperatur- und Erdbebenlasten sowie Effekte aus Kriechen und Schwinden angesetzt. Bei den Temperaturlasten wurde zwischen Bau- und Endzustand unterschieden, da die Brückenkonstruktion während des Bauzustands der Witterung ausgesetzt ist.

Je nach Bauzustand wurden der Bemessung unterschiedliche statische Systeme zugrunde gelegt. Im Bauzustand spannt das Brückenbauwerk zwischen den beiden Pfahlkopfbalken und stellt somit einen Einfeldträger mit einseitig verschieblichem Lager (Gleitlager im Bauzustand) dar. Aufgrund ihrer Geometrie wurde die Brücke aber nicht als simpler Träger, sondern als Rahmen modelliert. Unter diesem statischen System werden neben den o. g. Lasten die Frischbetonlasten der verschiedenen Bauabschnitte aufgebracht. Sobald Brücke und Schalendach vollständig hergestellt sind, wird die Brücke an ihren beiden Längsenden monolithisch mit den angrenzenden Bodenplatten der Bahnhofshalle verbunden. Hierdurch entsteht für das Brückentragwerk eine Durchlaufwirkung.

### 2.3.3 Bauablauf

Die Herstellung der S-Bahn-Querung erfolgt bei laufendem S-Bahn-Betrieb. Vor Erstellung der Bodenplatte wurden vorbereitende Gründungsarbeiten durchgeführt. Dazu gehören auch die beiden o. g. Bohrpfahlwände und Pfahlkopfbalken. Die Brücke wird anschließend in mehreren Teilen auf dem vorhandenen S-Bahn-Tunnel betoniert. Zwischen der Decke des S-Bahn-Tunnels und dem Brückenbauwerk dient eine 10 cm dicke Schicht aus einem Sand-Kies-Gemisch als „Schalung“.

Teile des S-Bahn-Tunnels sollen entsprechend der ursprünglichen Belastung aus Überbauung und Erdüberschüttung nur eine Last abtragen, die einer Betonierhöhe von 1,3 m entspricht. Die einzelnen Abschnitte werden daher zunächst nur bis zur jeweils zulässigen Höhe betoniert, d. h. bis zu einer Höhe von 1,3 m in Feldmitte und von 3 m bzw. 3,3 m in den Auflagerbereichen. Letztgenannter Wert entspricht bereits der endgültigen Dicke des Tragwerks.

Die unteren Betonierabschnitte sind insgesamt in neun Areale unterteilt: Zunächst werden die Bahnsteigbereiche betoniert, anschließend die Gleisbettbereiche. Nach Erhärten des unteren Betonierabschnitts und nach Aufbringen eines Teils der vorgesehenen Vorspannung wird das Sand-Kies-Gemisch abgesaugt. Hierdurch entsteht die für den Endzustand erforderliche Fuge zwischen den beiden Bauwerken. Die Decke des S-Bahn-Tunnels wird dadurch nicht mehr durch das Brückentragwerk belastet. Dieses lagert seitlich auf den Pfahlkopfbalken der Bohrpfahlwände. Hierbei ist, wie bereits dargelegt, auf der einen Seite ein Gleitlager zwischen Brücke und Pfahlkopfbalken angeordnet. Dieses stellt sicher, dass das Brückentragwerk während der sukzessiven Spannarbeiten alternierend zur Herstellung der restlichen Betonierabschnitte einseitig verschieblich gelagert ist und so keine Spannkraften in die Gründung abfließen.

Das Schalendach wird in mehreren Schritten betoniert: Zunächst werden die Kelchfüße hergestellt, dann die oberen Bereiche der Kelche. Das Schließen der Schwindgassen zu den benachbarten Kelchachsen erfolgt im Anschluss. Die Fuge zwischen den Pfahlkopfbalken und den benachbarten Bodenplatten wird erst nach Fertigstellung des Schalendachs sowie den letzten Spannvorgängen geschlossen. Dann verliert auch das beschriebene Gleitlager seine Funktion.

Die Vorspannung wird während des Bauablaufs sukzessive mit der Laststeigerung aufgebracht, um in allen Bauzuständen Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit zu gewährleisten. In den ersten beiden Spannvorgängen werden diejenigen Spannglieder angespannt, die benötigt werden, um das Eigengewicht der eigentlichen Brückenkonstruktion aufzunehmen. Einige Spannglieder werden bereits vorher im Rahmen einer Schwindvorspannung angespannt. Im dritten Spannvorgang wird so viel Spannkraft aufgebracht, dass die Verformungen aus dem Bau der Kelchfüße kompensiert werden und die Konstruktion etwas überhöht

wird. Dies wird auch in Bezug auf die Bautoleranzen abgestimmt. Der dritte Spannvorgang muss in mehrere Abschnitte unterteilt werden, da die beiden Kelche auf der S-Bahn-Querung nicht gleichzeitig betoniert werden. Im vierten Spannvorgang werden die während des Baus der Kelche eingetretenen Verformungen ausgeglichen. So wird auch für das Schließen der Schwindgassen sichergestellt, dass die Kelche die richtige Lage zu den benachbarten Bauabschnitten aufweisen. Auch dieser Spannvorgang muss in mehrere Abschnitte unterteilt werden, entsprechend dem zeitlichen Ablauf der Herstellung der beiden Kelche auf der Brücke. Der fünfte und letzte Spannvorgang findet nach Schließen der Schwindgassen im Schalendach statt. In diesem Spannvorgang werden zum einen durch das Betonieren der Schwindgassen entstandene Verformungen ausgeglichen und zum anderen Spannkraftverluste aus Schwinden und Kriechen des Betons kompensiert. Zuletzt werden die beiden Fugen zwischen den Pfahlkopfbalken und den benachbarten Bodenplatten geschlossen.

### 3 Interne Vorspannung ohne Verbund

#### 3.1 Spannverfahren

Vom Tragwerksplaner wurde eine Anwendung von internen Spanngliedern mit Spannverfahren ohne Verbund vorgesehen, um den Anforderungen aus Herstellung und Belastung Rechnung zu tragen. Wesentliche Unterschiede der internen Spannverfahren ohne Verbund gegenüber den Spannverfahren mit nachträglichem Verbund sind:

- Während Spannglieder ohne Verbund einen werkseitigen Korrosionsschutz besitzen, wird der Korrosionsschutz bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund erst durch das Verpressen der Hüllrohre mit Zementmörtel auf der Baustelle hergestellt.
- Bei Spanngliedern ohne Verbund können im Gegensatz zu Spanngliedern mit nachträglichem Verbund keine tangentialen Kräfte entlang der Spannglieder aufgenommen

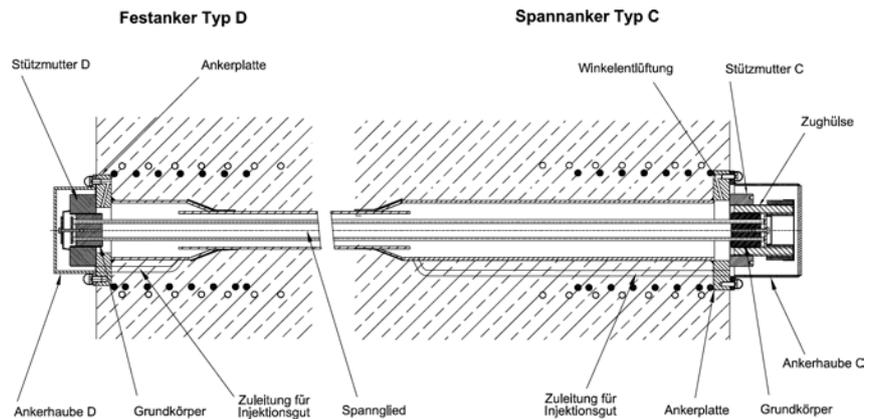


Bild 9 Spannglied „SUSPA-Draht intern ohne Verbund“ im Endzustand, Auszug aus [3], Anlage 3

© DYWIDAG-Systems International GmbH, Königsbrunn

werden. Dadurch ergeben sich bei Spanngliedern ohne Verbund geringere Zusatzdehnungen aus den Einwirkungen und eine daher größere Menge an Betonstahlbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

- Die Hüllrohre der Spannglieder ohne Verbund sind auch im Endzustand eine Schwächung der Druckstreben, während dies bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund nur für den Bauzustand gilt.
- Spannglieder ohne Verbund können auch im Endzustand nachgespannt werden, Spannglieder mit nachträglichem Verbund können nur im Bauzustand vor dem Verpressen ausgetauscht und nachgespannt werden.

#### 3.1.1 Längsvorspannung

Für die Längsvorspannung kommt das Spannverfahren „SUSPA-Draht intern ohne Verbund“ Spanngliedertyp CD-84, St 1570/1770, Spannkraft  $P_{0,max} = 4123 \text{ kN}$  [2], [3] zum Einsatz. Die Spannglieder bestehen aus 84 kaltgezogenen und jeweils 7 mm dicken Spannstahlsträhnen mit rundem glattem Querschnitt sowie deren Verankerungen (Bild 9). Die Spannstahlsträhne sind in einem Hüllrohr angeordnet und werden im Herstellwerk mit einem Korrosionsschutz versehen, der aus einem mit Korrosionsschutzmasse verpressten PE-Hüllrohr besteht. Die Verankerung der Spannstahlsträhne erfolgt über kalt aufgestauchte Köpfechen. Für das Spannverfahren „SUSPA-Draht intern ohne Verbund“ liegen bereits Erfahrungswerte aus mehreren Pilotprojekten für die Anwendung als interne Längsvorspannung ohne Verbund bei Straßenbrücken vor [4].

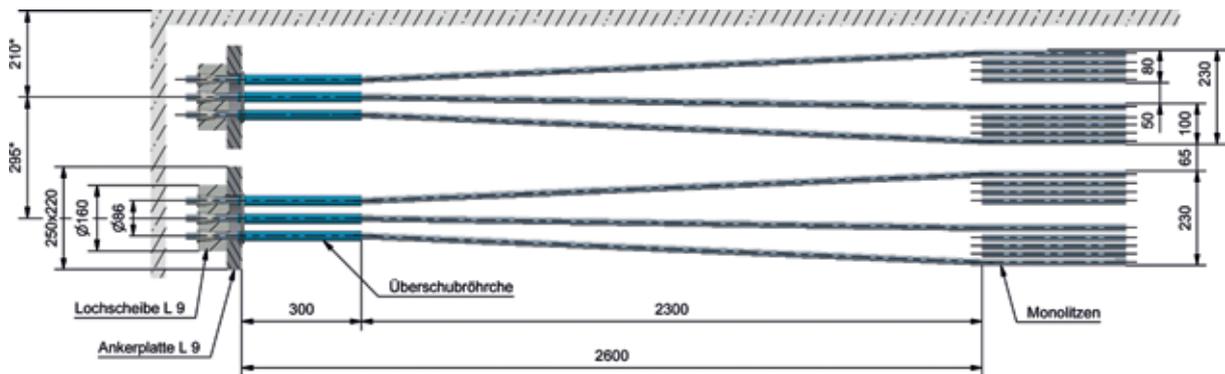


Bild 10 Spannglied „BBV Litzenspannverfahren Typ Lo9 ohne Verbund“, [5], Anlage 11

© BBV Systems, Bobenheim-Roxheim

### 3.1.2 Quervorspannung im Bereich unter den Kelchstützen

Eine Quervorspannung wird nur im Bereich unter den Kelchstützen vorgesehen. Es wird das Spannverfahren „BBV Litzenspannverfahren Typ Lo ohne Verbund“ [5], [6] eingesetzt. Die Spannglieder Lo9 bestehen aus neun 7-drähtigen Spannstahlilitzen St 1668/1860 mit

150mm<sup>2</sup> Nennquerschnitt und einer Spannkraft  $P_{0,max} = 1944$  kN. Weitere Bestandteile des Spannverfahrens sind die Korrosionsschutzmasse, der PE-Mantel sowie die Verankerung (Bild 10). Für dieses Spannverfahren liegen bislang Erfahrungen im Straßenbrückenbau als Querspannglied für vorgespannte Fahrbahnplatten, im Behälterbau sowie im Hochbau für vorgespannte Deckenkonstruktionen vor.

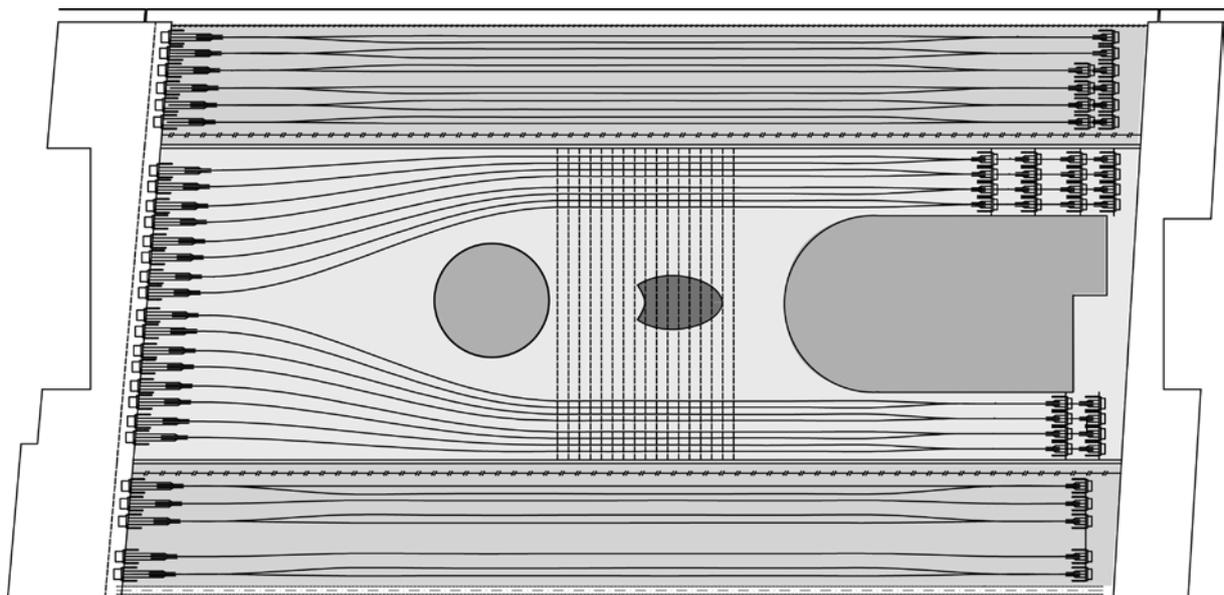


Bild 11 Spanngliedführung – Grundriss Achse AE

© Werner Sobek, Stuttgart

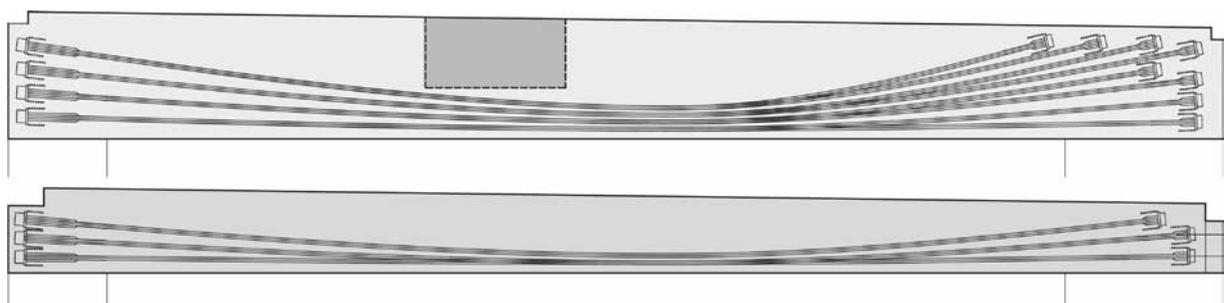


Bild 12 Spanngliedführung – Längsschnitte

© Werner Sobek, Stuttgart

## 3.2 Spanngliedführung

### 3.2.1 Längsrichtung

Die Spanngliedführung und die Anzahl der Spannglieder ergeben sich aus den statischen Anforderungen an Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit sowie aus den geometrischen Randbedingungen (Bilder 11 und 12). Im Bereich der Treppenabgänge werden die Spannglieder in den Bahnsteigen horizontal verschwenkt und in Richtung BA 12 konzentriert in mehreren Festankerreihen verankert. Die Spannanker werden in den Bahnsteigen ausnahmslos auf der Seite in Richtung BA 10 angeordnet und sind vom Wartungsgang aus zugänglich.

### 3.2.2 Querrichtung

Die Anordnung der Quervorspannung erfolgt in den Bahnsteigbereichen unterhalb der Kelchstützen. Die Spannglieder verlaufen im Grundriss gerade, in Vertikalrichtung gekrümmt und werden mit Spann- bzw. Festankern an den Bahnsteigkanten verankert (Bilder 13 und 14).

## 3.3 Bemessungsansätze und konstruktive Maßnahmen

Für die Bemessung vorgespannter Eisenbahnbrücken gelten die in der ELTB eingeführten Normen und Richtlinien, insbesondere [7]. Zusätzliche Anforderungen für Brücken mit interner Vorspannung ohne Verbund enthält [8]. Bei der Nachweisführung wurde folgenden Aspekten in besonderem Maße Rechnung getragen:

- ❑ Die interne Vorspannung ohne Verbund ist keine Regelbauweise der DB AG.
- ❑ Durch die eingeschränkten Inspektionsmöglichkeiten ergeben sich be-

sondere Anforderungen, da insbesondere die Unterseite des Tragwerkes nicht zugänglich ist.

Die nachfolgend beschriebenen Maßnahmen zur Kompensation der eingeschränkten Inspektionsmöglichkeiten im Rahmen der Bemessung haben folgende Zielsetzungen:

- ❑ Schaffung zusätzlicher Sicherheiten/Tragreserven,
- ❑ Minimierung einer Rissbildung unter planmäßigen Lasten,
- ❑ robuste Ausbildung des Tragwerkes.

### 3.3.1 Bemessungsansätze in Längsrichtung

In Längsrichtung werden folgende Verschärfungen der Bemessungsansätze vorgenommen:

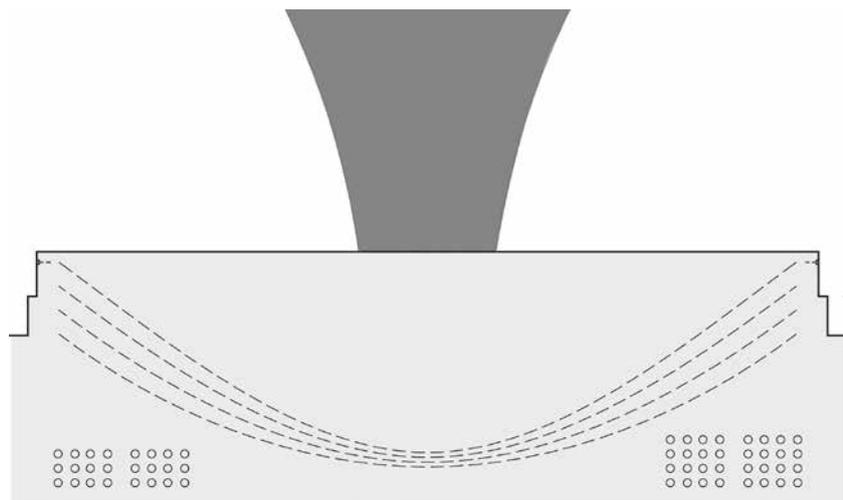


Bild 13 Querschnitt Spanngliedführung – Quervorspannung – im Bahnsteigbereich © Werner Sobek, Stuttgart

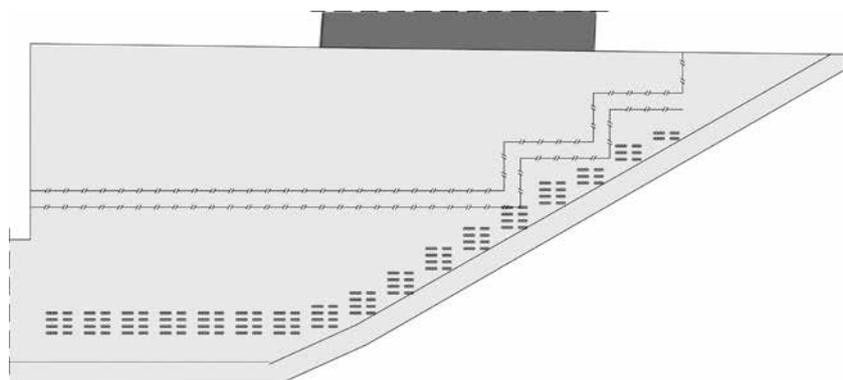


Bild 14 Querschnitt Quervorspannung im Bahnsteigbereich in Achse Kelchstütze © Werner Sobek, Stuttgart

### a) Festlegung einer Druckspannungsreserve beim Dekompressionsnachweis

Gemäß [7], Tabelle 7.102DE ist der Dekompressionsnachweis bei verbundloser Vorspannung mit einer geforderten Randspannung von  $0 \text{ N/mm}^2$  unter der quasi ständigen Einwirkungskombination mit einem Lastanteil der Eisenbahnverkehrslasten von 0,2 zu erbringen. Anstelle des Dekompressionsnachweises wird hier eine Druckspannungsreserve von mindestens  $-0,5 \text{ N/mm}^2$  unter der häufigen Einwirkungskombination vorgesehen. Da so ein deutlich größerer Anteil veränderlicher Lasten abgedeckt ist als in der quasiständigen Einwirkungskombination, wird das Risiko einer Rissbildung deutlich reduziert.

### b) Erhöhung des Bewehrungsgrades durch eine Festlegung des Vorspanngrades

Die erforderliche Betonstahlmenge ergibt sich zunächst aus den geforderten Nachweisen der Tragfähigkeit, dem Robustheitsnachweis und dem Nachweis der Rissbreitenbegrenzung gemäß DIN EN 1992-2 einschließlich der Nationalen Anhänge [7] und [9]. Zusätzlich wird der Nachweis der Biegebewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Ansatz eines Ausfalls von Spanngliedern vorgesehen. Als Ausfallgrad wird ein Wert von 25 % der Spannkraft angesetzt. Im Ergebnis führt dies zu einer Erhöhung der erforderlichen Betonstahlbewehrung und zu einer Erhöhung der Robustheit der Konstruktion.

## 3.3.2 Bemessungsansätze in Querrichtung

### a) Einwirkungskombination beim Rissbreitennachweis in Querrichtung

Die Quervorspannung ist nur lokal zur Lastabtragung unter den Kelchstützen vorgesehen, so dass grundsätzlich die Nachweise des Tragwerkes in Querrichtung als Stahlbetonbauteil nach [7], Tabelle 7.102DE zu führen sind. Durch die Lage im Grundwasser ergibt sich der Rechenwert der zulässigen Rissbreite gemäß ZTV-ING [10] zu  $0,15 \text{ mm}$ .

Wegen der fehlenden Inspektionsmöglichkeiten und der Abweichung von der Regelbauweise der DB infolge der Verwendung der internen Spannglieder ohne Verbund wird der Rissbreitennachweis in Querrichtung nach [7], Tabelle 7.102DE als Kompensationsmaßnahme nicht in der häufigen Einwirkungskombination, sondern in der seltenen Einwirkungskombination mit dem Rechenwert der zulässigen Rissbreite

von  $0,15 \text{ mm}$  geführt. Damit wird die Stahlspannung der Bewehrung wesentlich reduziert und die Gefahr von großen Rissbreiten vermindert. Um analog zur Brückenlängsrichtung zusätzliche Tragreserven im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei der Betonstahlbewehrung zu schaffen, werden die Nachweise für die Bügel- und Biegebewehrung unter Berücksichtigung eines theoretischen Spanngliedausfalls von mindestens 15 % geführt.

### 3.3.3 Nachspannbarkeit und Austauschbarkeit von Spanngliedern

Die Anforderungen hinsichtlich der Nachspannbarkeit und Austauschbarkeit der internen Längsspannglieder ohne Verbund sind in [8], Kapitel 3.2 geregelt.

Bei den Längsspanngliedern ist grundsätzlich eine Kontrolle der Spannkraft, eine Kraftregulierung sowie ein Austausch möglich. Die erforderliche Zugänglichkeit der Spannanker ist nach dem Rückbau der Vorsatzschale für alle Spannglieder gegeben. Weiterhin ergeben sich bzgl. der Nachspannbarkeit konstruktive Randbedingungen hinsichtlich der folgenden Punkte:

- Arbeitsraum für Pressen,
- Arbeitsraum und Möglichkeit zum Einschrauben der Spannspindel.

Bei den Querspanngliedern ist eine Spannkontrolle mittels Abhebeversuch und ein Nachspannen nach Abtrennen der Litzenüberstände nicht möglich, aber nach [8] auch nicht gefordert. Darüber hinaus ist aufgrund der geringen Spanngliedlänge der Querspannglieder der Nachspannweg so gering, dass der Mindestabstand des Keileinbisses von  $15 \text{ mm}$  nicht eingehalten wäre.

Entsprechend den Anforderungen nach [8] ist ein Austausch des Spannstahls der Längsspannglieder mit dauerhafter Wiederherstellung des Korrosionsschutzes zu ermöglichen. Nach [2] ist dies beim Spannsystem SUSPA Draht intern gegeben. In der Literatur (z. B. in [11]) sind mehrere Brücken dokumentiert, bei denen die Austauschbarkeit durch Ausziehversuche erfolgreich belegt wurde. Für die hoch belasteten Bahnsteigbereiche wird hier ein Grad der Austauschbarkeit von 90 %, für die Gleisbereiche von 100 % erreicht.

Die Monolitzen und die Korrosionsschutzmasse der Querspannglieder sind prinzipiell

austauschbar. Hierfür liegen in der Literatur dokumentierte Erfahrungswerte aus Pilotprojekten vor, z. B. in [12]. Nach Entfernen der Betonvorsatzschalen auf beiden Verankerungsseiten, dem Freilegen der Anker und dem Entspannen des betroffenen Spanngliedes kann der litzenweise Austausch durch Ankoppeln der neuen an die alte Litze und Durchziehen erfolgen. Die Korrosionsschutzmasse bleibt im Wesentlichen an den Litzen haften und wird dadurch beim Einziehen der neuen Litze ausgetauscht und nachfolgend durch Nachverpressen mit Korrosionsschutzfett komplettiert.

## 4 Monitoring

### 4.1 Anlass

Die Brückenunterseite des Bauwerks ist nicht inspizierbar, da der Abstand zur Oberseite der darunter liegenden S-Bahntunneldecke nur rd. 10 cm beträgt und diese Fuge im Grundwasser liegt. Die Feststellung einer Rissbildung infolge möglicher Überlastung des Bauteils oder infolge möglicher Spannstahlausfälle ist somit auf herkömmlichem Wege nicht möglich.

Die fehlende Inspizierbarkeit an der Brückenunterseite wird deshalb durch eine Dauerüberwachung in Form eines Monitorings ersetzt, welches aus verschiedenen, sich ergänzenden Messsystemen besteht und der Erreichung der gleichen Sicherheit dient. Vom

Eisenbahnbundesamt wurde diesbezüglich eine Zustimmung im Einzelfall und von der Deutschen Bahn eine unternehmensinterne Genehmigung erteilt.

Die einzelnen Messsysteme beziehen sich auf die Überwachung der Längsvorspannung, der Quervorspannung und des Brückenüberbaus im Gesamten.

### 4.2 Datenverarbeitung

Die Messdaten sämtlicher Monitoringsysteme werden automatisch erfasst und gespeichert. Die Datenaufnahme, -speicherung, -bewertung und Generierung von Alarmwerten erfolgt in vier Stufen (Bild 15).

In Stufe 1 werden die Messdaten von speziellen Messrechnern aufgenommen und analysiert (z. B. Schallemissionsmessungen und faseroptische Messungen). Stufe 2 bildet ein Edge-Server, in dem sämtliche Messdaten fusioniert, gespeichert und weitergehend analysiert werden. Stufe 3 bildet ein spezielles Dashboard. Hier werden die Daten visualisiert. Sie sind für einen ausgewählten Personenkreis einseh-, aber nicht manipulierbar. Im Dashboard erfolgen auch das Reporting und der Datenexport für weitergehende Analysen (Stufe 4), z. B. an die Tragwerksplaner. Daten externer Analysen können dann in den Edge-Server und das Dashboard zurückgeführt werden.

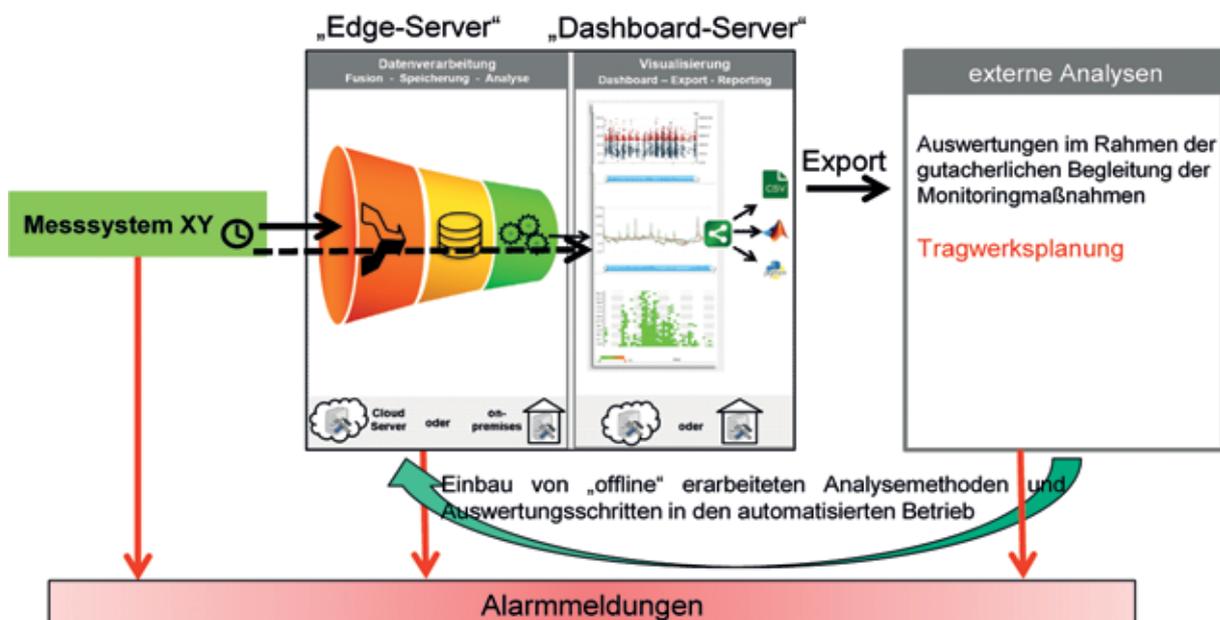


Bild 15 Schema der Datenverarbeitung und Generierung von Alarmmeldungen

### 4.3 Schallemissionsmessungen

#### 4.3.1 Grundlagen

Mit dem Messverfahren Acoustic Emission (AE) werden Schallemissionen (SE) gemessen, welche sich als elastische Wellen bei spontaner Energiefreisetzung in Festkörpern ausbreiten. Weitere Informationen und Praxisanwendungen an Brückenbauwerken sind z. B. [13, 14, 15] zu entnehmen. Bei Schallereignissen in Festkörpern entstehen drei unterschiedliche Wellenarten: Kompressionswelle/Longitudinalwelle/p-Welle, Scherwelle/s-Welle sowie Oberflächenwelle/Rayleigh-Welle/R-Welle. Jede Wellenart weist eine andere Ausbreitungsgeschwindigkeit auf; dies muss in der Sensoranordnung und der Auswertung von Schallsignalen berücksichtigt werden.

Bei Schallereignissen muss zwischen Quellen innerhalb des Bauwerks und Quellen außerhalb des Bauwerks unterschieden werden. Schallquellen innerhalb des Bauwerks (interne Quellen) sind z. B.:

- Spannstahlbrüche, Betonstahlbrüche,
- Rissentstehung im Beton oder Stahlbauteilen,
- Verbundversagen zwischen Bewehrung und Beton,
- Reibung von Spannstahl in unverpressten Hüllrohren [14].

Schallquellen außerhalb des Bauwerks (externe Quellen) sind z. B.:

- Arbeiten am Bauwerk (Ausführung von Bohrungen, Arbeiten mit mechanischen Hämmer etc.),
- Unfall- bzw. Anprallergebnisse.

Eine exakte Zuordnung stellt das Herzstück jeder Schallanalyse dar, ist mitunter jedoch schwierig. Werden durch ein Schallereignis vorab eingestellte Schwellwerte überschritten, beginnt die Datenspeicherung. Anhand bestimmter Parameter wird dann analysiert, ob es sich bei diesem Schallereignis um einen Spannstahlbruch

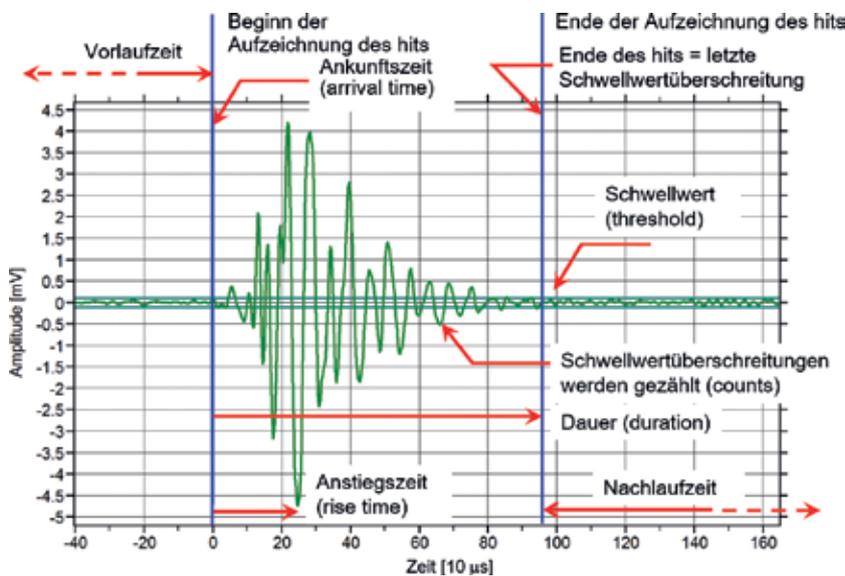


Bild 16 Schallsignal bei einem Spannstahlbruch (Amplituden-Zeit-Verlauf) mit Darstellung wesentlicher Schallparameter [13]

© Vallen Systeme GmbH,  
Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH

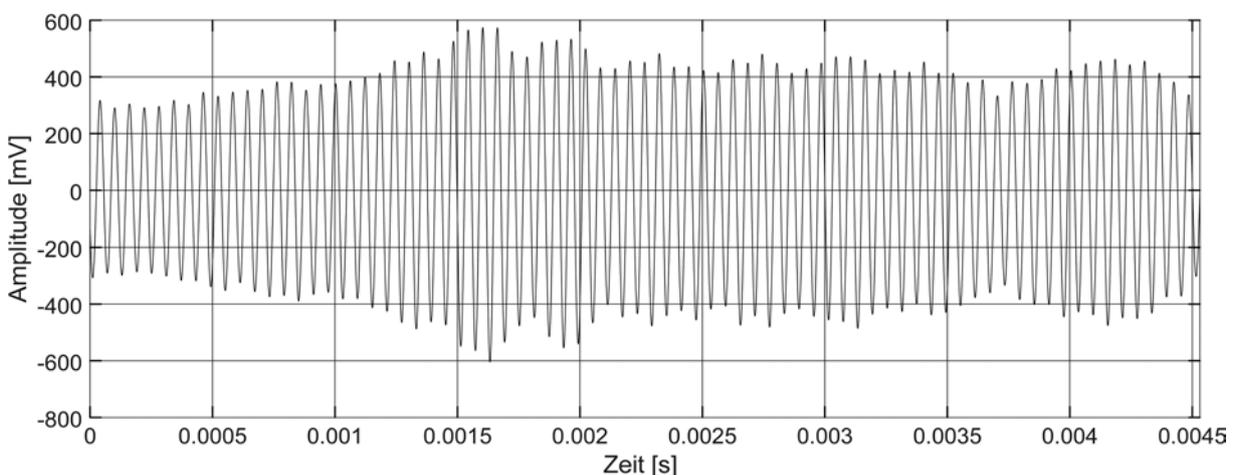


Bild 17 Schallsignale eines Schlagbohrers [13]

© Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH

handelt oder das Schallereignis eine andere Quelle hat. Bild 16 zeigt das Schallsignal eines Spannstahlbruchs (interne Quelle), Bild 17 die Schallsignale von Arbeiten an einem Bauwerk mit einem Schlagbohrer (externe Quelle).

#### 4.3.2 Schallemissionen am Bauwerk

Die Brücke ist in Längs- und Querrichtung vorgespannt; bezüglich der Quervorspannung gibt es keine Sensoren, welche die Spannkraft direkt messen könnten. Aus diesem Grund wird die Quervorspannung mit Schallsensoren auf etwaige Bruchereignisse hin überwacht. Die Schallsensoren werden jeweils im geometrischen Schwerpunkt von vier Spannankern wechselseitig auf beiden Bahnsteigseiten angebracht. Bei einem Bruchereignis ist dann eine Zuordnung zu einer bestimmten Vierergruppe möglich (Bild 18). Da die eigentliche Betonoberfläche nach der Betonage nicht mehr zugänglich ist, werden die Schallsignale über Wave Guides, an deren Ende die Schallsensoren befestigt sind, nach außen geleitet (Bild 19).

#### 4.4 Verformungsmessungen

Durch automatisierte Verformungsmessungen wird das Tragverhalten des Bauwerks fortlaufend überprüft. Hierzu werden kennzeichnende Punkte im Bahnsteig- und Gleisbereich mit motorisierten Totalstationen fortlaufend überwacht. Die gemessenen Verformungen werden mit rechnerisch ermittelten Verformungen abgeglichen und bewertet. Für diese Bewertung müssen alle Einflüsse auf das Bauwerk erfasst und rechnerisch berücksichtigt werden. Maßgebenden Einfluss haben hierbei der Grundwasserdruck von bis zu 0,4 bar und die Temperaturverteilung über den Querschnitt. Beide Einflussgrößen erreichen die Größenordnung der lastbedingten Verformungen.

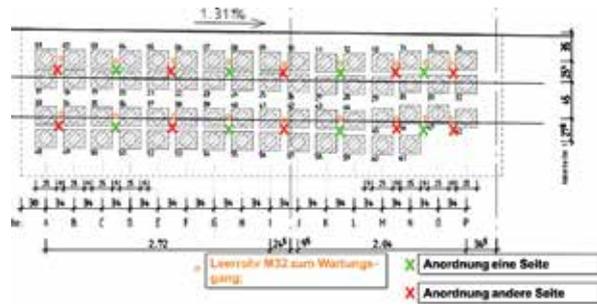


Bild 18 Schematische Anordnung der Schallsensoren jeweils im geometrischen Schwerpunkt einer 4-er Gruppe von Spannankern © Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH (Ankerköpfe: Werner Sobek, Stuttgart)

#### 4.5 Temperaturmessungen

Die Temperaturen werden an verschiedenen Stellen der Bahnsteig- und Gleisbereiche jeweils über die gesamte Querschnittshöhe gemessen. Die Messungen erfolgen durch Temperatursensoren, welche der jeweiligen Bauteilhöhe angepasst sind und jeweils 6 bzw. 8 einzelne Temperaturfühler PT 1000 aufweisen. Die Kabel sind im Inneren eines Trägerrohres verlegt; die Temperaturfühler werden an der jeweiligen Messhöhe nach außen geführt (Bild 20). Der Temperatursensor wird dann in ein einbetoniertes Leerrohr, welches mit einem speziellen Wärmeleitfett gefüllt ist, eingeführt.

#### 4.6 Verformungsmessungen mit Glasfaseroptik

Die Unterseite des Brückenquerschnitts wird durch Dehnungsmessungen mit Glasfaserleitungen (Lichtwellenleiter), welche auf der untersten Bewehrungslage befestigt sind, auf eine mögliche Rissbildung überwacht. Zum Einsatz kommt hierbei das OFDR-Verfahren



Bild 19 Wave Guide zur Weiterleitung von Schallsignalen

© Vallen Systeme GmbH

## Temperatursensor - Sensoraufbau

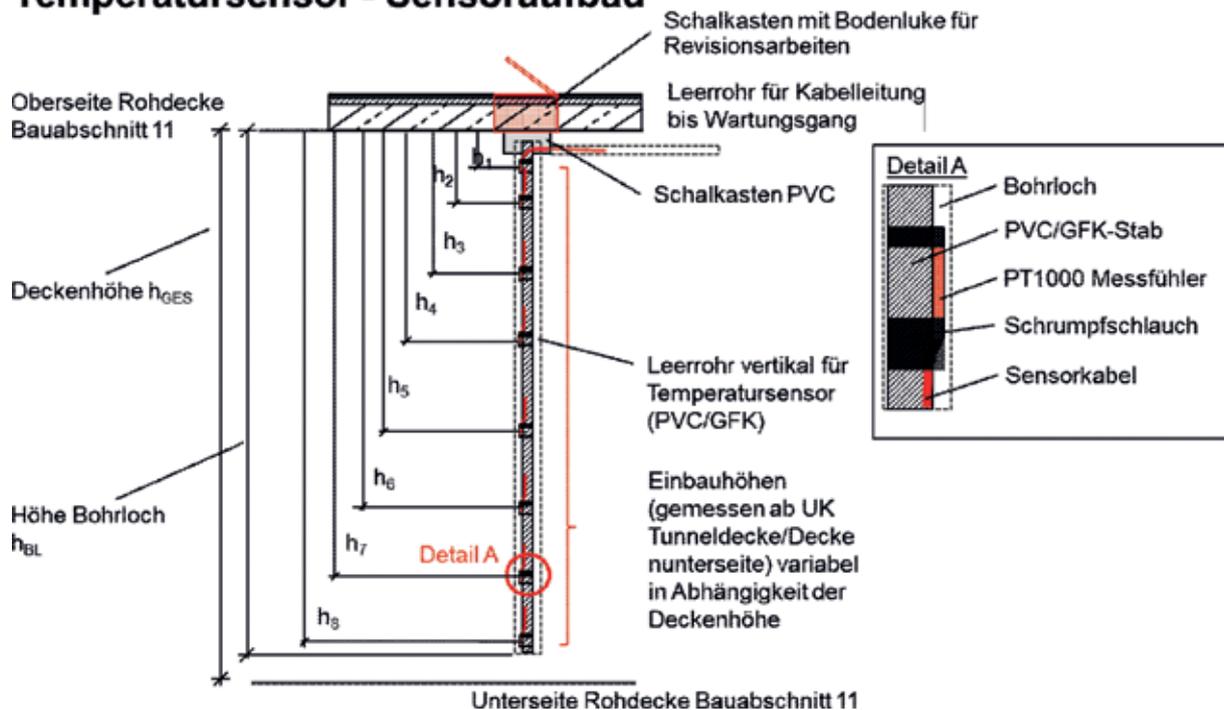


Bild 20 Schematischer Aufbau eines Temperatursensors

© Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH

(Optical Frequency Domain Reflectometer), welches mit einer Frequenzanalyse arbeitet und die Rayleigh-Streuung verwendet. Während der Messung werden Lichtsignale von einem Messgerät in die Glasfaserleitungen eingeleitet; die rückgestrahlten Signale werden mit demselben Messgerät gemessen und ausgewertet. Mit dem OFDR-Verfahren kann die Dehnung entlang des gesamten Lichtlei-

ters/Messkabels ortsverteilt gemessen werden.

Die Ortsauflösung liegt im Millimeter- bis Zentimeterbereich, die Messzeit ist mit Abtastraten von bis zu 250 Hz sehr gering. Die Messungen erfolgen mit einem Dehnungsincrement von 10 mm. Dies bedeutet, dass die Dehnung jeweils auf eine „virtuelle“ Messkabellänge von 10 mm bezogen wird. Dadurch kann die Dehnungszunahme infolge eines Risses in dem gemessenen Inkrement jeweils eindeutig bestimmt werden. Durch den parallelen Einbau von speziellen Glasfaserkabeln zur Temperaturmessung werden Temperatureinflüsse auf die Dehnungsmessung kompensiert. Bild 21 zeigt einen Laborversuch der TU Graz, bei dem die Rissbildung mit dem OFDR-Verfahren eindeutig nachgewiesen wurde. Für weitere Informationen s. z. B. [16].

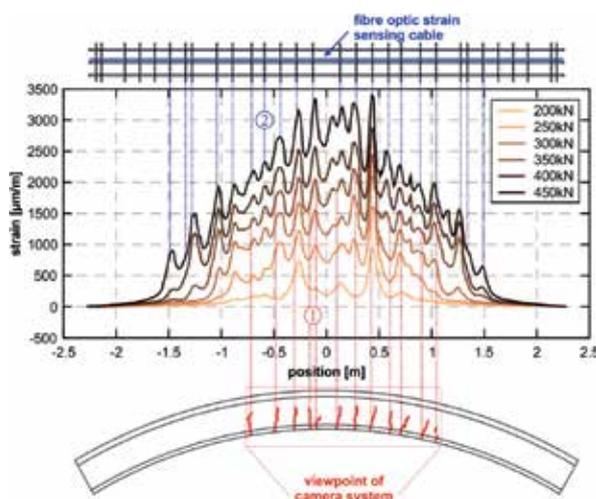


Bild 21 Laborversuch an einem Tübbing zur Detektion von Rissen mit dem OFDR-Verfahren

© Christoph Monsberger und Werner Lienhart, TU Graz [07]

## 5 Schlussbemerkung

Der neue Tiefbahnhof Stuttgart ist ein technisch komplexes Bauwerk mit zahlreichen innovativen Komponenten. Neben den Kelchstützen wird insbesondere bei der Überbrückung der S-Bahn-Tunnel technisches Neuland betreten. Wegen der hohen Vertikallasten aus den Kelchstützen und den Anforderungen aus

dem Bauablauf wird hier erstmals bei einem Projekt der DB AG die interne verbundlose Vorspannung eingesetzt. Zur Kompensation der fehlenden Zugänglichkeit zur Inspektion des Bauwerks wird eine verschärfte Bemessung vorgenommen sowie ein komplexes Monitoringsystem verwendet. Mit dem innovativen Vorspannsystem und der permanenten Überwachung des Tragwerks wird langfristig eine uneingeschränkte Nutzung der Konstruktion sichergestellt.

## Literatur

- [1] Bechmann, R.; Schmid, A.; Noack, T.; Sobek, W.: Neuland in Planung und Realisierung: Die Kelchstützen des neuen Stuttgarter Hauptbahnhofs. *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019) 5, S. 346–355
- [2] Z-13.2-109: SUSPA-Draht intern ohne Verbund. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des DIBt, Berlin, 5.3.2019
- [3] Z-13.3-139: SUSPA-Draht EX für externe Vorspannung mit 30 bis 84 Spannstahldrähten nach DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-2. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des DIBt, Berlin, 13.4.2018
- [4] Mehlhorn, G.; Curbach, M. (Hrsg.): *Handbuch Brücken*. 3. Aufl., Berlin: Springer Vieweg, 2014
- [5] Z-12.3-70: BBV Litzenspannverfahren Typ Lo 140 mm<sup>2</sup> und 150 mm<sup>2</sup> ohne Verbund. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des DIBt, Berlin, 16.7.2015
- [6] Z-12.3-84: Spannstahllitzen St 1660/1860 aus sieben kaltgezogenen, glatten Einzeldrähten mit Nenndurchmesser: 6,9-9,3-11,0-12,5-12,9-15,3 und 15,7mm sowie Korrosionsschutzsysteme für die Nenndurchmesser: 12,5 – 12,9 – 15,3 und 15,7mm. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des DIBt, Berlin, 17.9.2018
- [7] DIN EN 1992-2/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln.
- [8] DIN EN 1992-2/NA Anhang NA.UU. Ergänzungen für Brücken mit internen Spanngliedern ohne Verbund in Längstragrichtung.
- [9] DIN EN 1992-2:2010-12: N Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008.
- [10] Bundesanstalt für Straßenwesen (Hrsg.): *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauwerke*. Bergisch-Gladbach, 2018
- [11] Haupt, R.; Henneck, M.: Pilotprojekt Roßriether-Graben-Brücke. In Zilch, K. (Hrsg.): *Massivbau 2006, Forschung, Entwicklung und Anwendung*, Berlin, 2006
- [12] Zilch, K.; Göger, G.; Roos, F.; Gläser, Ch.: *Fertigteilebrückenbau mit Hochleistungsbeton B 85 und verbundloser interner Längsvorspannung (Ortsumgehung Bad Griesbach – St 2116)*. *Bauingenieur* 76 (2001) 4, S. 157–161
- [13] Sodeikat, Ch.; Groschup, R.; Knab, F.; Obermeier, Ph.: *Acoustic Emission in der Bauwerksüberwachung zur Feststellung von Spannstahlbrüchen*. *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019) 10, S. 707–723
- [14] Müller, A.; Sodeikat, Ch.; Schänzlin, J.; Knab, F.; Albrecht, L.; Groschup, R.; Obermeier, Ph.: *Die Gänstorbrücke in Ulm – Untersuchung, Probelastung und Brückenmonitoring*. *Beton- und Stahlbetonbau* (Aufsatz angenommen, Veröffentlichung 02/2020 geplant)
- [15] Schacht, G.; Käding, M.; Bolle, G.; Marx, S.: *Konzepte für die Bewertung von Brücken mit Spannungsrissskorrosionsgefahr*. *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019) 2, S. 85–94
- [16] Fischer, O.; Thoma, S.; Crepez, S.: *Quasi-kontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen*. *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019) 3, S. 150–159
- [17] Monsberger, C.; Lienhart, W.: *In-situ Deformation Monitoring of Tunnel Segments using High-resolution Distributed Fibre Optic Sensing*. In: Chan, T.; Mahini, S. (Hrsg.): *Structural Health Monitoring in Real-World Application – Proc. of the 8<sup>th</sup> Int. Conf. on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure (SHMII-8)*, 5.–8.12.2017 in Brisbane (Australien), Red Hook (NY): Curran Associates, Inc., 2018, S. 109–120

- 
- 9 Grußwort des Rektors
  - 13 Entwicklung des Instituts für Massivbau –  
Lehre und Forschung im Brückenbau an der TU Dresden
  - 27 Die neue Erhaltungsstrategie des Bundes –  
Planung und Bau von Brücken auf den Hauptverkehrsrouten
  - 33 Brücken aus bewehrtem UHPC (Stahl-UHFB)
  - 47 Nutzung von Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) im ASTRA –  
Rückblicke und Perspektiven
  - 57 Neufassung der Nachrechnungsrichtlinie für Massivbrücken
  - 71 Historische Eisenbahnbrücken – Denkmale im Netz
  - 83 85 Jahre Autobahnbrückenbau – 30 Jahre Dresdner Brückenbausymposium
  - 101 Gerd Lohmer (1909–1981) – Der Brückenarchitekt der Nachkriegszeit
  - 123 Ersatzneubau der Rheinbrücke Leverkusen – Gesamtplanung  
des 8-streifigen Ausbaus der A1 zwischen Köln und Leverkusen
  - 139 Ein neuer Schritt im Großbrückenbau: Querverschub einer Verbundbrücke mit Pfeilern  
und Gründung bei der Talbrücke Rinsdorf im Zuge der A 45
  - 149 S-Bahn-Querung im neuen Stuttgarter Tiefbahnhof S21 –  
erstmaliger Einsatz von interner verbundloser Vorspannung bei der DB AG
  - 165 Reduzierte Bauzeit bei Ersatzneubauten von Straßenbrücken durch Carbonbeton
  - 177 Robust, wirtschaftlich und schön – der Entwurf von integralen Brücken
  - 191 Neubau der Busbrücke über den Bahnhof in Zwolle
  - 207 Katastrophen vermeiden: Brückenmonitoring mit einem Netzwerk  
leistungsstarker dreiachsiger MEMS-Beschleunigungssensoren
  - 213 Brückenvielfalt in Süddeutschland und den Alpen – Bericht zur Brückenexkursion 2019
  - 227 Chronik des Brückenbaus