



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN Institut für Massivbau www.massivbau.tu-dresden.de



30. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM – ERGÄNZUNGSBAND 2021

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

8./9. MÄRZ 2021

WIR GESTALTEN AUTOBAHN



Leonhardt, Andrä und Partner
www.lap-consult.com

GESTALTUNGSHANDBUCH • MUSTERENTWÜRFE • AUSFÜHRUNGSPLANUNG

BAB A3, BW 400c
Foto: Hajo Dietz

© 2021 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, Sabine Wellner
Layout: Ulrich van Stipriaan
Anzeigen: Harald Michler

Titelbild: Die 1950 fertiggestellte Gänstorbrücke in Ulm soll 2024 abgebrochen und durch einen Neubau ersetzt werden. (Foto: Dicleli, 2008)

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

SSN 1613-6934
ISBN 978-3-86780-664-0



Tagungsband

30. Dresdner Brückenbausymposium

Ergänzungsband 2021

Institut für Massivbau
Bundesingenieurkammer
Verband Beratender Ingenieure VBI
Freunde des Bauingenieurwesens e.V.
TUDIAS GmbH

8. und 9. März 2021



Entspannt ankommen kann man nicht planen. Brücken schon.

Mobilität ist Fortschritt. Mobilität ist Lebensqualität. Mit den von uns geplanten Brücken leisten wir dazu einen wertvollen Beitrag. Bauen Sie auf mehr als 15 Jahre Erfahrung und planen Sie mit uns!



© Matthias Demel – BAB A7 Talbrücke Kürnach



K+S
Ingenieur-Consult
GmbH & Co. KG

Kompetent geplant, erfolgreich gebaut.

Beratung und Planung:

Konstruktiver Ingenieurbau ■ Brückenbau ■ Tunnelbau
U-Bahnbau ■ Spezialtiefbau ■ Hoch- und Industriebau

Inhalt

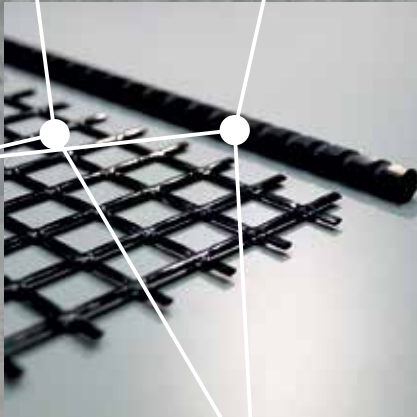
Herzlich Willkommen zum 30. Dresdner Brückenbausymposium 2021!	5
Entwicklung des Instituts für Massivbau – wie geht es weiter?	7
<i>Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx, Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach</i>	
Brücken aus Stahl-UHFB	11
<i>Prof. Dr. Eugen Brühwiler, dipl. Ing. ETH/SIA/IABSE</i>	
„Denkmalschutz ist vom Tisch!“	
Denkmalpflege und Denkmalschutz im Ingenieurbau	19
<i>Prof. Cengiz Dicleli</i>	
Bemessung der Carbonbetonbrücke in Ottenhöfen	37
<i>Prof. Dr.-Ing. Sergej Rempel, David Nigl M.Sc., Jan Bielak M.Sc.</i>	
Stadtbahnbrücke über die A8 in Stuttgart –	
Eine integrale Netzwerkbogenbrücke mit Carbonhängern	49
<i>Dipl.-Ing. Andreas Keil, Dipl.-Ing. Lorenz Haspel, Dipl.-Ing. (FH) Philipp Wenger</i>	
Nichtmetallische Bewehrung im Großbrückenbau –	
Kappenverbreiterung Carolabrücke Dresden	63
<i>Dr.-Ing. Harald Michler, Dipl.-Ing. Stefan Burgard, Dipl.-Ing. Holger Kalbe,</i> <i>Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach</i>	
Das Potential von Carbonbeton für den Brückenbestand –	
das ist heute schon möglich!	79
<i>Dipl.-Ing. Philipp Riegelmann, Dipl.-Ing. Sebastian May, Dr.-Ing. Alexander Schumann</i>	
Chronik des Brückenbaus	91
<i>Zusammengestellt von Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner</i>	
Inserentenverzeichnis	111



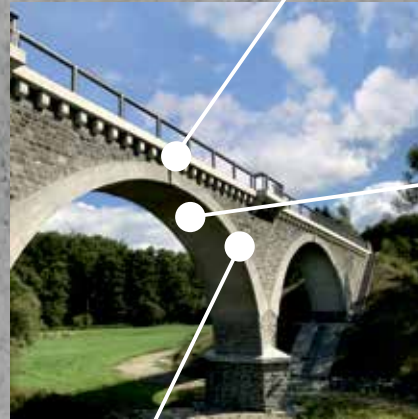
**Brückenneubau
in Albstadt-Margrethausen**

Mattenbewehrung

Stabbewehrung



**Brückensanierung
in Naila**



CARBONBETON



**Brückenneubau
in Albstadt-Ebingen**



**Brückenneubau
in Weinstadt**

**Verkleidung Brückenpfeiler
der Bosphorusbrücke**



Herzlich Willkommen zum 30. Dresdner Brückenbausymposium 2021!

Sehr geehrte Damen und Herren,
liebe Teilnehmerinnen und Teilnehmer,

eigentlich hätte alles so schön gepasst: das 30. Dresdner Brückenbausymposium in einem runden Jahr, nämlich 2020. Dass dies nicht geklappt hat, haben viele von Ihnen im März des vergangenen Jahres hautnah verfolgen können. Kurz vor dem festgesetzten Termin sahen wir uns gezwungen, das Symposium zu verschieben.

Seither gehört der Begriff Pandemie zu unserem alltäglichen Wortschatz. Und leider ist dies auch der Grund, weshalb wir das Dresdner Brückenbausymposium nun erstmals als digitale Veranstaltung durchführen. Das Online-Format hat Vorteile wie entfallende Reisezeiten; aber vor allem den großen Nachteil, dass das traditionelle Treffen von über tausend Brückenbauern sicher eine Spur unpersönlicher wird. Doch das über allem stehende Ziel, Menschenleben zu retten, erfordert in diesen Zeiten das Begehen neuer Wege und gleichzeitig die Bereitschaft, das Bestmögliche aus der Situation zu machen – und dies ist unser erklärtes Ziel!

Im Namen aller Veranstalter des Deutschen Brückenbaupreises und des Dresdner Brückenbausymposiums (Bundesingenieurkammer, Verband Beratender Ingenieure, Freunde des Bauingenieurwesens, TUDIAS und Institut für Massivbau) möchten wir uns für Ihre Treue sowie für Ihr Vertrauen zum Deutschen Brückenbaupreis und Dresdner Brückenbausymposium bedanken. Beide Veranstaltungen und auch das am Vortag des DBBS stattfindende 11. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen (SEUB) werden am 8. und 9. März 2021 online durchgeführt. Wir wollen Sie herzlich dazu einladen und Ihnen damit wieder die Gelegenheit geben, sich rund um den Brückenbau zu informieren und auszutauschen.

Zum Programm gehören:

- ☐ Zwei Symposien mit einem umfangreichen Programm an Fachvorträgen,
- ☐ Die Verleihung des Deutschen Brückenbaupreises 2020,
- ☐ Eine digitale Fachausstellung und
- ☐ Echtzeit-Referentengespräche.



Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach

Foto: Stefan Gröschel



Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx

Foto: Daniel Gebauer

Bei all den Herausforderungen, denen wir zurzeit gegenüberstehen, möchten wir die großartige Tradition der Verleihung des Deutschen Brückenbaupreises und des Dresdner Brückenbausymposiums aufrechterhalten und Ihnen weiterhin einen attraktiven Treffpunkt aller Brückenbauer anbieten. Sie können sicher sein, dass wir alles in unseren Kräften stehende unternehmen werden, um dieser Tradition Rechnung zu tragen, und bitten Sie, uns weiterhin wohlgesonnen zu sein und uns bei unseren Bemühungen zu unterstützen.

Und natürlich hoffen wir sehr, dass wir uns im Jahr 2022 wieder alle persönlich in Dresden treffen können.

Bleiben Sie gesund wünschen

Manfred Curbach und Steffen Marx



NACHHALTIG DICHT INSTANDHALTUNG – AUCH AN DEN BRÜCKENDETAILS

Wir bieten Lösungen auf Basis von PMMA-Flüssigkunststoff.

Der Werkstoff geht über seine Eigenschaft als Harz unter der Schweißbahn hinaus (H PMMA in Verbindung mit TL/TP BEL-EP)!
Entdecken Sie die Möglichkeiten bei der Abdichtung von Details an Brückenbauwerken.

- Einfache Verarbeitbarkeit (kalt) mittels Rührwerk und Mischeimer
- Kurze Sperrzeiten
- Kein Kocher erforderlich
- Flexibilität von Kleinstmaßnahmen bis hin zu Bauvorhaben größeren Umfangs
- Verarbeitung ab 0 °C
- Verschleißfest und mechanisch hoch belastbar
- Verlängerung der Instandhaltungsintervalle
- Anbindung an Asphalt, Beton, Stahl
- Hohlraumfreiheit und volle Befahrbarkeit nach 60 Minuten

Entwicklung des Instituts für Massivbau – wie geht es weiter?

*Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx, Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
Institut für Massivbau, TU Dresden*

1 Tradition verpflichtet!

Beton ist der wichtigste Baustoff der Gegenwart und er wird voraussichtlich auch in Zukunft unverzichtbar dominant bleiben. Das Institut für Massivbau (IMB) der TU Dresden hat seit der Erfindung des Stahlbetons maßgebliche Entwicklungsimpulse für die Massivbauweise gesetzt. Heute weltweit etablierte Berechnungsverfahren in der Stahlbetonbemessung lassen sich auf Dresdner Forschungsarbeiten zurückführen, auch an den modernen Sicherheitskonzepten waren Forscher des Instituts für Massivbau beteiligt [1].

Sind nach über 100 Jahren Anwendungserfahrung und vielen Forschungsprojekten nun alle Fragen zur Massivbauweise beantwortet? Oder können wir einfach so weitermachen wie bisher? Im Gegenteil. Angesichts der globalen

Ressourcenverknappung und des beschleunigten Klimawandels stehen wir vor gewaltigen Herausforderungen. Die gigantischen jährlichen Herstellungsmengen im Stahl- und Spannbetonbau sind einer der großen Treiber der ökologischen Probleme. Allein die Zementproduktion ist derzeit für ca. 8 % des weltweiten CO₂-Ausstoßes verantwortlich. Damit halten gerade wir Bauingenieure einen wichtigen Schlüssel zur Bewältigung der globalen Herausforderungen in der Hand. Ressourcenschonende neue Betone und Betonbauweisen, aber auch der Erhalt und die Weiternutzung des Bestands sind von höchster gesellschaftlicher Relevanz, und das Institut für Massivbau wird sich sowohl in der Grundlagen- als auch Anwendungsforschung im Rahmen von drei Forschungsschwerpunkten diesen Fragestellungen widmen. Tradition verpflichtet! Der Klimawandel auch.



Bild 1 Details Eingangsbereich des Beyer-Baus (2010)

Foto: Ulrich van Stipriaan

2 Carbonbeton

Der Carbonbeton ist ein bedeutender Beitrag für eine radikale Reduzierung des Materialverbrauchs in der Betonbauweise. Schon in den 1990er Jahren wurde deshalb der Textilbeton zu einem Hauptforschungsfeld des Instituts für Massivbau. Für die Erforschung der Grundlagen des Materials, der Berechnung und der Bemessung wurde bereits 1999 der DFG-Sonderforschungsbereich 528 [2] eingerichtet, welcher im Forschungsprojekt C³ – Carbon Concrete Composite [3] seine Fortsetzung mit dem Ziel der praktischen Umsetzung fand.

Gemeinsam mit der RWTH Aachen University ist es 2020 gelungen, den DFG-Sonderforschungsbereich/Transregio 280 einzuwerben, um darin Konstruktionsstrategien für Carbonbeton zu entwickeln [4]. Ziel ist es, neue Wege des Konstruierens zu finden, die speziell auf die Eigenschaften von Carbonbeton zugeschnitten sind, um das volle Leistungspotenzial von Carbonbeton ausschöpfen zu können.

3 Ingenieurbau

Eine funktionierende Infrastruktur ist die entscheidende Grundlage für eine leistungsfähige Volkswirtschaft. Ingenieurbauwerke bilden das Fundament der technischen Infrastruktur, sowohl für die Verkehrswege als auch für die Energie- und Wasserversorgung oder die Entsorgungseinrichtungen. Das Institut für Massivbau widmet sich in seiner Forschung daher insbesondere den Brücken und den Windenergieanlagen. Der Fokus liegt auf der Entwicklung neuer Bauweisen und besonders leichter Konstruktionen. Diese müssen robust und langlebig sowie effizient herzustellen sein und sollen gleichzeitig einen guten Beitrag zur Baukultur leisten.

Der digitale Wandel muss im Infrastrukturbereich definiert und vollzogen werden, speziell für Betrieb und Instandhaltung. Der Erhalt bestehender Bauwerke ist der wichtigste Beitrag der Bauingenieure für die Gesellschaft, weil damit am besten Ressourcen geschont und Emissionen vermieden werden. Entscheidend



Bild 2 Foyer des Beyer-Baus (2010)

Foto: Ulrich van Stipriaan



Bild 3 Wiese hinter dem Beyer-Bau mit Prototyp der ersten Brücke aus Textilbeton und dem Textilbeton-Rad DREHSDEN (2008) Foto: Ulrich van Stipriaan

dafür ist die genaue Kenntnis der Tragfähigkeit und der Restlebensdauer. Für deren Untersuchung werden am IMB neue Verfahren für das Bauwerksmonitoring und die experimentelle Bewertung von Tragwerken entwickelt, mit denen zukünftig eine prädiktive und digitalisierte Instandhaltung ermöglicht wird. Nicht zuletzt fördern wir den Wissensaustausch zu Methoden des Messens, zu Monitoringverfahren und zu Tragfähigkeitsuntersuchungen an Bauwerken durch das alle zwei Jahre stattfindende Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen (SEUB)“ [5], zu Themen also, die helfen, den Bestand zu erhalten und die Lebensdauer von Bauwerken zu erhöhen.

4 Spezielle Belastungsszenarien für Betontragstrukturen

Das effiziente Bauen mit Hochleistungsbetonen und die Entwicklung neuartiger, materialreduzierter Tragstrukturen ziehen nahezu zwangsläufig reduzierte Eigengewichtslasten und damit erhöhte dynamische Beanspruchungen nach sich. Diese haben häufig auch mehraxialen Charakter. Die Untersuchung solcher dynamischer und mehraxialer Belastungsszenarien und des Widerstands von

Betonstrukturen gegenüber diesen Beanspruchungen ist ein wichtiges grundlagenorientiertes Forschungsfeld für das IMB. Das Institut ist für diese Forschung insbesondere mit der Triaxialprüfmaschine (mehraxiale Beanspruchung), dem weltweit einmaligen biaxialen Split-Hopkinson-Bar und einer leistungsfähigen Fallanlage (Impakt) hervorragend ausgerüstet, s. a. [6]. Für die Untersuchung der Materialermüdung werden die bestehenden Anlagen aktuell erweitert und um Anlagen zur Bauteilprüfung ergänzt. Die Forschung zu besonderen Belastungsszenarien soll zukünftig fortgesetzt und weiter ausgebaut werden.

5 Methoden und Ausstattung des Instituts für Massivbau

Die experimentelle Versuchstechnik ist die Basis der Forschung am IMB. Mit dem Otto-Mohr-Laboratorium [7] und dem erfahrenen Team von IngenieurInnen und TechnikerInnen ist das Institut für die vielfältigsten versuchstechnischen Aufgaben gut aufgestellt. Statische und dynamische Lasten von 10 kN bis 10 MN können in kleine Materialproben und auch in sehr große Bauteile eingeleitet

und deren Reaktionen mit vielfältigsten Messmethoden beobachtet werden.

Jedoch erlaubt die verfügbare Messtechnik nur begrenzt Einsicht in die ablaufenden Versagensprozesse und es ist außerdem unmöglich, alle Parameter in realen Experimenten zu untersuchen. Deshalb sind die numerischen Simulationsmethoden die komplementäre Säule zu den experimentellen Methoden. Mit beiden Methodengruppen kann es gelingen, ein tiefes Verständnis von Materialien und Tragstrukturen zu entwickeln und praxistaugliche, validierte Modelle zu entwickeln. Das IMB will die numerischen Simulationsverfahren als leistungsfähiges Werkzeug für Betontragstrukturen nutzen und in Kooperationen mit Partnerinstituten weiterentwickeln.

Literatur

- [1] Steinbock, O.; Curbach, M.: Entwicklung des Instituts für Massivbau – Lehre und Forschung im Brückenbau an der TU Dresden. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 30. Dresdner Brückenbausymposium 2020, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2020, S. 6–23
- [2] Curbach, M.; Ortlepp, R. (Hrsg.): Sonderforschungsbereich 528 – Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung – Abschlussbericht. Dresden: SFB 528 und Institut für Massivbau der TU Dresden, 2012 – URL: <https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:bsz:14-qucosa-86425> (gekürzte Fassung)
- [3] Homepage des C³-Projekts: <http://www.bauen-neu-denken.de/>
- [4] Pressemitteilung zur Einrichtung des DFG-SFB/TRR 280: <https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/das-institut/news/sonderforschungsbereich-transregio-280-TRR>
- [5] Homepage des SEUB: <https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/das-institut/veranstaltungen/SEUB>
- [6] Ausstattung des Labors: <https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/labor/Equipment>
- [7] Homepage des OML: <https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/labor>

Alle Internetquellen wurden am 27.01.2021 geprüft.



Bild 4 Tafel im Beyer-Bau (2013)

Foto: Ulrich van Stipriaan

Brücken aus Stahl-UHFB

*Prof. Dr. Eugen Brühwiler, dipl. Ing. ETH/SIA/IABSE
ETH Lausanne (EPFL), Schweiz*

1 Einleitung

Im Tagungsband zum 30. Dresdner Brückenbausymposium habe ich in meinem Beitrag „Brücken aus bewehrtem UHPC (Stahl-UHFB)“ [1] den neuartigen Baustoff UHFB, seine grundlegenden, besonderen Eigenschaften im Vergleich zu herkömmlichen Betonen sowie sein Potential im konstruktiven Ingenieurbau im Allgemeinen und im Brückenbau im Speziellen vorgestellt. UHFB steht für einen zementgebundenen Ultra-Hochleistungs-Faserverbund-Baustoff, der in der SIA 2052 [2] geregelt ist. Der Begriff Stahl-UHFB wurde in Anlehnung an Stahlbeton gewählt und bezeichnet ein Komposit aus UHFB (mit Fasern) und Bewehrungsstahl. Stahl-UHFB kann sowohl mit schlaffer als auch mit Spannbewehrung ausgeführt werden.

Der Autor und sein Team an der ETH Lausanne (EPFL) forschen und entwickeln diesen neuartigen Baustoff UHFB seit mehr als 20 Jahren. Seit nunmehr 17 Jahren wird er vorwiegend für die Verstärkung und Abdichtung von Brücken- und Hochbauplatten eingesetzt.

In der Schweiz sind mehr als 200 Anwendungen bekannt, zumeist zur Instandsetzung und Verstärkung von bestehenden Betonbauwerken, z. B. [3], [4]. Dass der Baustoff aber auch für neu zu bauende Brückentragwerke geeignet ist, wurde ebenfalls in [1] dargelegt. Ausführlich vorgestellt wurden Entwurf, Projektierung, Bemessung und Ausführung einer 6,0 m spannenden UHFB-Bahnbrücke – wahrscheinlich der ersten weltweit auf einer Hauptlinie, in jedem Fall aber der ersten ihrer Art in der Schweiz (Bild 1), s. a. [5]. Ergänzt wurden diese Ausführungen durch die Beschreibung eines kontinuierlichen, messtechnischen Bauwerksmonitorings zur Überwachung des Tragverhaltens der UHFB-Brücke, welches nach der Inbetriebnahme der Brücke installiert wurde, und eine Kostenbetrachtung.

Am Schluss des Beitrags wurden kurz zwei weitere Stahl-UHFB-Brücken vorgestellt. An dieser Stelle möchte ich im vorliegenden Ergänzungsband anknüpfen.



Bild 1 Straßenunterführung Unterwalden der Schweizer Bundesbahnen SBB Foto: E. Brühwiler (2018)



Bild 2 Stahl-UHFB-Fußgängerbrücke „Martinet“ in Lausanne (2015) mit feingliedrigem „organischem“ Steg, der die Fertigungsmöglichkeiten von UHFB demonstriert Foto: E. Brühwiler

2 Weitere Stahl-UHFB-Brücken

2.1 Drei Fußgängerbrücken in vorgespannter Segmentbauweise

Der Baustoff Stahl-UHFB wurde weltweit schon oft für den Bau von Fußgängerbrücken eingesetzt. In den vergangenen fünf Jahren wurden in der Schweiz drei Fußgängerbrücken nach dem gleichen Tragwerksentwurf, jedoch mit unterschiedlicher Querschnittsausgestaltung, gebaut. Der Brückenbalken ist aus Fertigteilen in Segmentbauweise zusammengesetzt. Die Fertigteile wurden mit geradlinigen Vorspannkabeln in den Unter- und Obergurten zusammengespannt, sodass im Gebrauchszustand der Trogquerschnitt in Längsrichtung unter einer über den Querschnitt gleichmäßigen Druckspannung steht. In Querrichtung ist der Querschnitt mit einzelnen Betonstahlstäben in den Querrippen schlaff bewehrt. Bei den drei Brücken sind die Stege des U-förmigen Trogquerschnitts leicht nach außen geneigt, um die Raum-

wirkung für den Nutzer auf der Brücke zu verbessern.

Bei der Martinet-Fußgängerbrücke in Lausanne (Bild 2) wurde ein asymmetrischer Trogquerschnitt ausgebildet, wobei mit der Gestaltung des „organischen“ Stegs die Möglichkeiten einer feingliedrigen Ornamentierung, die nur mit UHFB machbar ist, demonstriert werden sollte [6]. Der 15,4 m gespannte Brückenbalken ruht auf Lagern und Widerlagern aus Beton.



Bild 3 Stahl-UHFB-Fußgängerbrücke in Le Bouveret (2018): die Gestaltung des Brückenträgers wird durch die länglichen Aussparungen im Steg dominiert, die eine Transparenz und ein Lichtspiel bewirken Foto: Sollertia SA



Bild 4 Stahl-UHFB Fußgängerbrücke „Chaumény“ in Montreux (2020) mit Steggestaltung, nach Montage mit einem Pneukran in der Nacht vom 10. auf den 11. Oktober 2020 Foto: E. Brühwiler

Die Fußgängerbrücke in Le Bouveret (Bild 3) weist einen leicht gebogenen und 26,5 m weit gespannten, einfachen Brückenbalken auf, der aus Fertigteilen in Segmentbauweise zusammengesetzt ist [7]. Dieser Stahl-UHFB-Balken ist mit den Widerlagern monolithisch verbunden, um Lager zu vermeiden.

Die Fußgängerbrücke Chaumény in Montreux überspannt zwei Bahngleise mit einer Spannweite von 22,5 m und stützt sich auf einem UHFB-Pfeiler und einer Betonwiderlagerbank ab (Bild 4). Vom Pfeiler führt eine Treppe, ebenfalls in UHFB-Bauweise, auf das Terrain. Alle Bauwerksteile und Auflagerdetails wurden mit Frisch-UHFB monolithisch vergossen, womit Ausrüstungsteile wie Lager oder Fugen vermieden werden konnten.

2.2 Zwei UHFB-Holz-Verbundbrücken für Forst- und Landwirtschaftsverkehr

Aus heutiger Sicht kann die traditionelle Verbundbauweise in Stahl-Beton und Holz-Beton als veraltet betrachtet werden, denn Stahlbeton ist ein vergleichsweise minderwertiger Partner zu Stahl, aber auch zu Holz. Fahrbahnplatten aus Stahlbeton von Stahl-Beton-Verbundbrü-

cken sind zudem rissanfällig und zeigen häufig bedeutende Schäden infolge Bewehrungskorrosion. Zudem dominiert die relativ schwere Stahlbetonplatte die Bemessung von Verbundbrücken und damit den Verbrauch von Stahl respektive Holz.

Demgegenüber ist der Baustoff UHFB ein wesentlich leistungsfähigerer Partner, insbesondere für den hochleistungsfähigen Baustahl, aber auch für Holz. Mit UHFB lässt sich im Vergleich zur traditionellen Stahlbetonplatte eine etwa 3- bis 4-mal leichtere Fahrbahnplatte bemessen, die zudem keine Risse aufweist und dauerhaft ist. Auch kann der Baustoffverbrauch von UHFB-Stahl- resp. UHFB-Holz-Verbundbrücken im Vergleich z. B. zu herkömmlichen Stahlbetontragwerken stark reduziert und damit die Umweltbilanz deutlich verbessert werden.

Die Gletschersandbrücke wurde 2018 in der Bergregion oberhalb Grindelwald für Forst- und Landwirtschaftsverkehr sowie für einen Hauptwanderweg gebaut. Es handelt sich um die Schweiz-weit erste Holz-UHFB-Verbundbau- brücke (Bild 5) [8], s. a. [1]. Die Verwendung von UHFB (mit Betonstahlstäben in Querrichtung) in Verbindung mit gebogenen Brettschicht- holzträgern brachte zahlreiche Vorteile der Leichtbauweise mit sich, die eine vereinfachte

Baurealisierung in einem abgelegenen Gebiet ermöglichte. Der UHFB überzeugte durch seine mechanischen Eigenschaften, die eine dünne Fahrbahnplatte ermöglichten, und durch seine Wasserundurchlässigkeit und Befahrbarkeit. Die UHFB-Platte übernimmt neben der statischen Funktion auch die Funktion der Brückenabdichtung und der Fahrbahnoberfläche, die mit einer Splittkieseinstreuung versehen ist und ein natürliches Erscheinungsbild ergibt.



Bild 5 Gletschersandbrücke bei Grindelwald, Schweiz – eine Holz-UHFB-Verbundbaubrücke (2018); das Foto zeigt die Arbeiten der Splittkieseinstreuung
Foto: E. Brühwiler

Nach dem gleichen Entwurfsprinzip für die UHFB-Holz-Verbundbauweise wurde im Jahre 2020 die Fruttlibrücke mit einer Spannweite von 10 m gebaut (Bild 6), [9]. Das Tragwerk wurde für das Normlastmodell für Straßenlasten bemessen. Die Oberfläche der 3,5 m breiten und 80 mm dicken UHFB-Fahrbahnplatte ist direkt befahrbar, indem Längsrillen zur Gewährleistung der erforderlichen Griffigkeit eingefräst und hervorstehende Stahlfasern durch Abflämmen entfernt worden waren. Die Baukosten lagen geringfügig tiefer als diejenigen für die Variante einer konventionellen Stahlbetonbrücke; die Bauzeit konnte jedoch deutlich verkürzt werden. Weitere Argumente zur Wahl der UHFB-Holz-Verbundbrücke sind die Gewährleistung der Dauerhaftigkeit sowie die vorteilhafte Ökobilanz. Ein Großteil des für den verwendeten Zement und Stahl der UHFB-Platte ausgestoßenen CO₂ ist im verbau-

ten Holz enthalten. Die Brückenkonstruktion ist somit beinahe CO₂-neutral.

Diese UHFB-Holz-Verbundbrücken sind aus Sicht der Nachhaltigkeit sehr attraktiv und werden wohl zu einer Regelbauweise werden und dies nicht nur in natürlicher Umgebung. Weitere ähnliche Projekte sind bereits in Planung.

2.3 Erste Straßenbrücke aus Stahl-UHFB in der Schweiz

Im November 2020 wurde in der Schweiz die erste Straßenbrücke aus Stahl-UHFB als zweispurige Zugangsbrücke zu einem Industriegelände gebaut (Bild 7). Die Brücke führt über einen Fluss. Aufgrund der Anforderungen an den Freiraum für das Hochwasser musste die Konstruktionshöhe minimal gehalten werden. Das wichtigste Projektziel bestand darin, eine möglichst unterhaltsame Konstruktion bei möglichst tiefen Baukosten zu realisieren.

Der Brückenbalken ist ein 25,0 m gespannter Plattenbalken mit variabler Trägerhöhe, bestehend aus einem Querschnitt mit vier Fertigteilträgern (Bild 8). In Feldmitte beträgt die Trägerhöhe 1,25 m, die sich im Randbereich auf



Bild 6 Fruttlibrücke in UHFB-Holz-Verbundbauweise (2020)
Foto: E. Kälin

0,75 m über dem Auflager verjüngt. Die variable Trägerhöhe ergibt sich aus dem relativ steilen Anstieg der Straßen in den Anschlüssen an die Brücke. Die vier Träger des monolithischen Plattenbalkens weisen einen konventionellen, T-förmigen Querschnitt auf, jedoch mit stark reduzierten Bauteildicken gegenüber traditionellen Stahlbetonträgern (Bild 8).

Die Fertigteilträger wurden auf beiden Betonwiderlagerbänken auf Neoprenauflagern aufgelegt. Dann wurde zur Vervollständigung der Fahrbahnplatte eine 50 mm dicke Stahl-UHFB-Schicht auf die vier Träger aufgebracht. Dabei wurden auch die drei Längsfugen zwischen den Fertigteilträgern vergossen und der Endquerträger an den beiden Brückenden hergestellt, sodass eine monolithische Konstruktion entstand. Durch das Fräsen von Längsrillen wurde die befahrbare, rutschfeste UHFB-Oberfläche erhalten.



Bild 7 Stahl-UHFB-Straßenbrücke: Aufnahme der Montage des Zweiten von vier Fertigteilträgern Foto: L. Boiron

3 Folgerungen und Ausblick

Die Stahl-UHFB-Bauweise beinhaltet die effiziente Kombination von Stahl und Zement als Grundidee. Die Stahl-UHFB-Bauweise im Brückenbau mit einem aus vergleichsweise dünnen Platten und versteifenden Rippen zusammengesetzten Querschnitt ist vom Stahlbau inspiriert, setzt jedoch die Vorspanntechnologie und gegossene Verbindungen gezielt ein.

Wegen seiner hohen Festigkeit und Dauerhaftigkeit ist Stahl-UHFB insbesondere für stark beanspruchte Brücken geeignet. Zudem ermöglicht Stahl-UHFB eine einfache Bemessung und Ausführung bei beschleunigtem Bauvorgang, wobei die Baukosten die Größenordnung der traditionellen Bauweisen nicht übersteigen. Der Baustoff UHFB eröffnet neue Perspektiven und ressourcenschonende Anwendungen, da UHFB-Tragwerke relativ leicht sind, d. h., pro Baustoffvolumeneinheit wird relativ viel Nutzlast aufgenommen, und gegenüber der Stahlbetonbauweise wird für die glei-

che Tragfunktion deutlich weniger Zement und etwa die gleiche Stahlmenge (Fasern mit eingerechnet) verbraucht. Ein großes Entwicklungspotenzial der UHFB besteht im Verbund mit Stahl oder Holz.

In diesem Beitrag wurden nur ausgeführte Brückenprojekte beschrieben, zu deren Entwurf, Bemessung und Ausführung der Autor wesentlich beigetragen hat. Die zahlreichen weiteren Projekte, die momentan in allen Brückensparten in Planung, Projektierung oder Ausschreibung sind, zeigen die zunehmende Nachfrage nach Brücken aus Stahl-UHFB.

Schließlich sei auf ein weiteres Entwicklungspotenzial hingewiesen, welches in der Kombination von UHFB (mit Dehnungsverfestigung) und Carbonbewehrung besteht. Der so gewonnene Baustoff „Carbon-UHFB“ könnte – gegenüber Carbonbeton – zu einer entscheidenden Verbesserung des Tragverhaltens von entsprechenden Tragwerken vor allem im Gebrauchszustand führen.

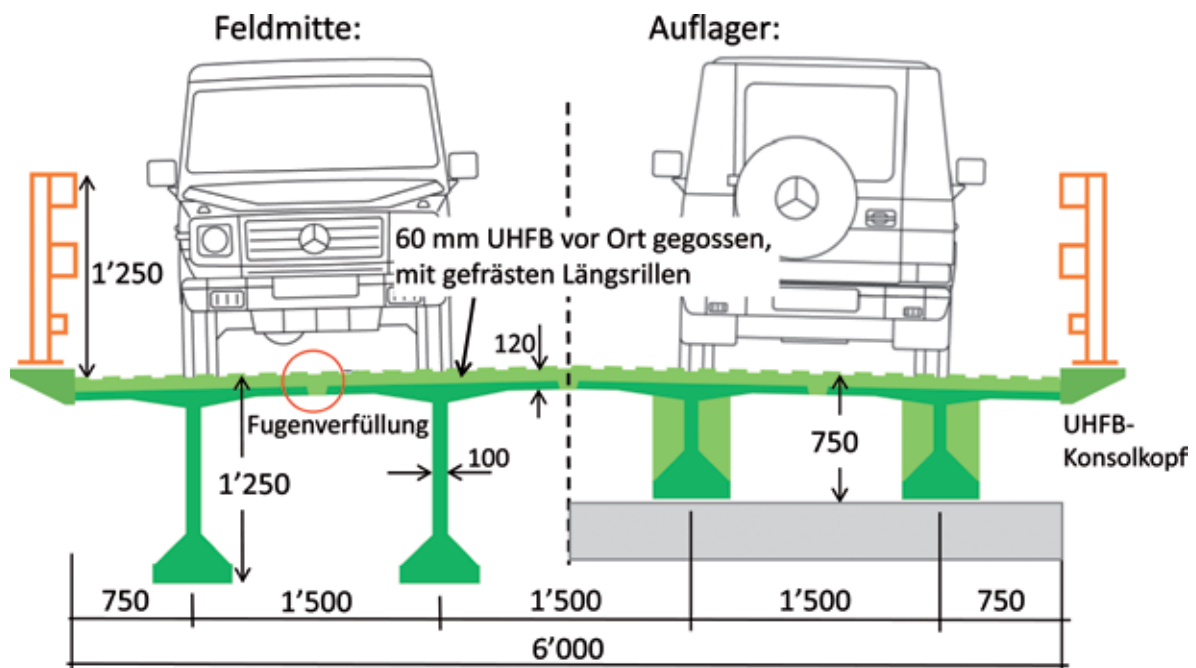


Bild 8 Stahl-UHFB-Straßenbrücke: Querschnitt (Vorprojekt) in Feldmitte und am Auflager, Variante mit schlaffer Bewehrung im Untergurt (2020) Zeichnung: E. Brühwiler

Literatur

- [1] Brühwiler, E.: Brücken aus bewehrtem UHPC (Stahl-UHFB). In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 30. Dresdner Brückenbausymposium, verlegt auf den 09.03.2021, Dresden: TU Dresden, 2020, S. 33–43
- [2] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein SIA (Hrsg.): Merkblatt SIA 2052 UHFB – Baustoffe, Bemessung, Ausführung. Zürich, 2016 (momentan in Überarbeitung)
- [3] Brühwiler, E.; Denarié, E.; Putallaz, J.-C.: Instandsetzung einer Betonbrücke mit ultrahochleistungsfähigem Faserfeinkornbeton (UHFB). Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005) 8, S. 822–827
- [4] Brühwiler, E.; Bastien-Masse, M.; Mühlberg, H.; Houriet, B.; Fleury, B.; Cuennet, S.; Schär, P.; Boudry, F.; Maurer, M.: Design of the strengthening of the Chillon viaducts deck slabs with reinforced UHPFRC. In: IABSE (International Association of Bridge and Structural Engineering) Zurich Switzerland (Hrsg.): Proc. of IABSE Conf., 23.–25.09.2015 in Genf (Schweiz), 2015, S. 1171–1178
- [5] Brühwiler, E.; Friedl, H.; Rupp, C.; Escher, H.: Bau einer Bahnbrücke aus bewehrtem UHFB – Weltweit erste Bahnbrücke aus UHFB auf einer Hauptlinie. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019) 5, S. 337–345
- [6] Robyr, D.; Galrito, R.; Brühwiler, E.: Passerelle du Martinet en BFUP armé. In: Proc. of 2ème Journée d'étude BÉTON FIBRÉ ULTRA-PERFORMANT – concevoir, dimensionner, construire | 2. Fachtagung ULTRA-HOCHLEISTUNGS-FASERBETON – entwerfen, bemessen, bauen, 22.10.2015 in Fribourg (Schweiz), 2015, S. 75–88
- [7] Teixeira, R.; Laurencet, P.; Brühwiler, E.: Passerelle intégrale en CFUP au Bouveret. In: Brühwiler, E.; Oesterlee, C.; Redaelli, D. (Hrsg.): Proc. of 3ème Journée d'étude BÉTON FIBRÉ ULTRA-PERFORMANT – concevoir, dimensionner, construire | 3. Fachtagung ULTRA-HOCHLEISTUNGS-FASERBETON – entwerfen, bemessen, bauen, 24.10.2019 in Fribourg (Schweiz), 2019, S. 169–178 – <https://www.heia-fr.ch/media/mk1l5m0a/tagungsband-uhfb-2019.pdf> (geprüft am 18.11.2020)
- [8] Berchtold, M.-A.; Hemmi, A.; Lauber, G.: Neubau Gletschersandbrücke in Grindelwald. In: Brühwiler, E.; Oesterlee, C.; Redaelli, D. (Hrsg.): Proc. of 3ème Journée d'étude BÉTON FIBRÉ ULTRA-PERFORMANT – concevoir, dimensionner, construire | 3. Fachtagung ULTRA-HOCHLEISTUNGS-FASERBETON – entwerfen, bemessen, bauen, 24.10.2019 in Fribourg (Schweiz), 2019, S. 145–150 – <https://www.heia-fr.ch/media/mk1l5m0a/tagungsband-uhfb-2019.pdf> (geprüft am 18.11.2020)
- [9] Kälin, E.: Erste Schweizer Holz-UHFB-Verbundbaubrücke für Schwerlasten: Neubau der Fruttlibrücke am Fuß der Rigi. BRÜCKENBAU 4 (2020), S. 36–39



BUNDEAUTOBAHN A1 | AS KÖLN-NIEHL – AK LEVERKUSEN-WEST

8-streifiger Ausbau inklusive Ersatzneubau der Rheinbrücke Leverkusen

Gesamtplanung

Verkehrsanlagen, Ingenieurbauwerke, Baugestalterische Beratung, Visualisierung, Geotechnik, Deponie, Emissionsschutz, Methodik Kampfmittelfreiheit, Lärmschutz, Luftschadstoffe, Aerodynamik, Windkanal, Hydraulik, Modellgerinne, Soilmorphologie, Kolkschutz, Baulogistik und SiGeKo





Die Verbindung von Funktion und Konstruktion

Mit ganzheitlichem Denken, eigenständigen Entwicklungen, ansprechender Gestaltung und insbesondere mit kompetenten Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern unterstützen wir unsere Auftraggeber bei der Realisierung ihrer anspruchsvollen Bauvorhaben. Im Großbrückenbau betreuen wir Projekte mit unterschiedlichen Tragkonstruktionen in allen relevanten Bauverfahren wie Freivorbau, Lehrgerüst oder Takt-schieben. Auch in anderen Bereichen des Bauwesens sind wir für Sie planend, überwachend, prüfend und gutachterlich tätig.

Unsere Tätigkeitsbereiche im Konstruktiven Ingenieurbau:

Straßen- und Eisenbahnbrücken | Geh- und Radwegbrücken | Stützbauwerke und Lärmschutzwände | Tunnel in allen Bauweisen | Trogbauwerke | Grünbrücken

Gemeinsam
mehr
erreichen

BAB A40 Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp
Ingenieurgesellschaft EHS – BUNG – Lavis



BAB A1 Rheinbrücke Leverkusen
Ingenieurgesellschaft EHS – BUNG – Bechert

Unternehmensgruppe BUNG | Englerstraße 4 | 69126 Heidelberg | Tel.: 06221 306-0 | info@bung-gruppe.de
www.bung-gruppe.de

KLÄHNE BUNG Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH | Behrenstraße 29 | 10117 Berlin
Tel.: 030 275639-0 | post@kl-ing.de | www.kl-ing.de

KLÄHNE
BUNG

BUNG

„Denkmalschutz ist vom Tisch!“ Denkmalpflege und Denkmalschutz im Ingenieurbau

Prof. Cengiz Dicleli

Institut für Angewandte Forschung IAF

an der Hochschule Konstanz für Technik, Wirtschaft und Gestaltung HTWG

1 Probleme der denkmal- geschützten Ingenieurbauten der 1950er und 1960er Jahre

„Schicksal der Freybrücke – ein Baudenkmal wurde entsorgt“, so heißt ein Artikel, der im Februar 2016 in der Zeitschrift Stahlbau erschien, [1]. Es handelte sich um die Freybrücke, eine der beiden Stahlbrücken des Karl Bernhard [2], die er

1909 entlang der Heerstraße über die Havel in Berlin fertiggestellt hatte. Sie war für die Ost-West-Verbindung der Hauptstadt von höchster Bedeutung und stand seit 1971 unter Denkmalschutz. Während ihre Schwesterbrücke über den Stößensee in den folgenden Jahren weiter vorschriftsmäßig gepflegt wurde, wurde die Freybrücke ihrem Schicksal überlassen, bis sie „alternativlos“ abbruchreif war und im März 2015 abgerissen werden konnte, um einem Er-

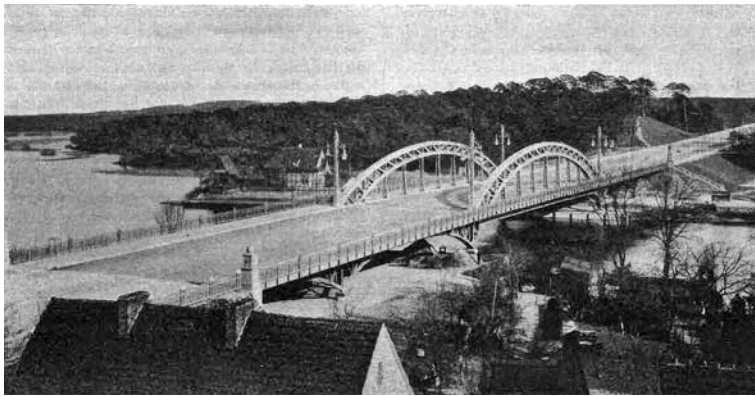


Bild 1 Freybrücke über die Havel in Berlin; Ingenieur: Karl Bernhard, erbaut 1909, abgerissen 2015

Foto: Zeitschrift für Bauwesen 61 (1911), S. 322

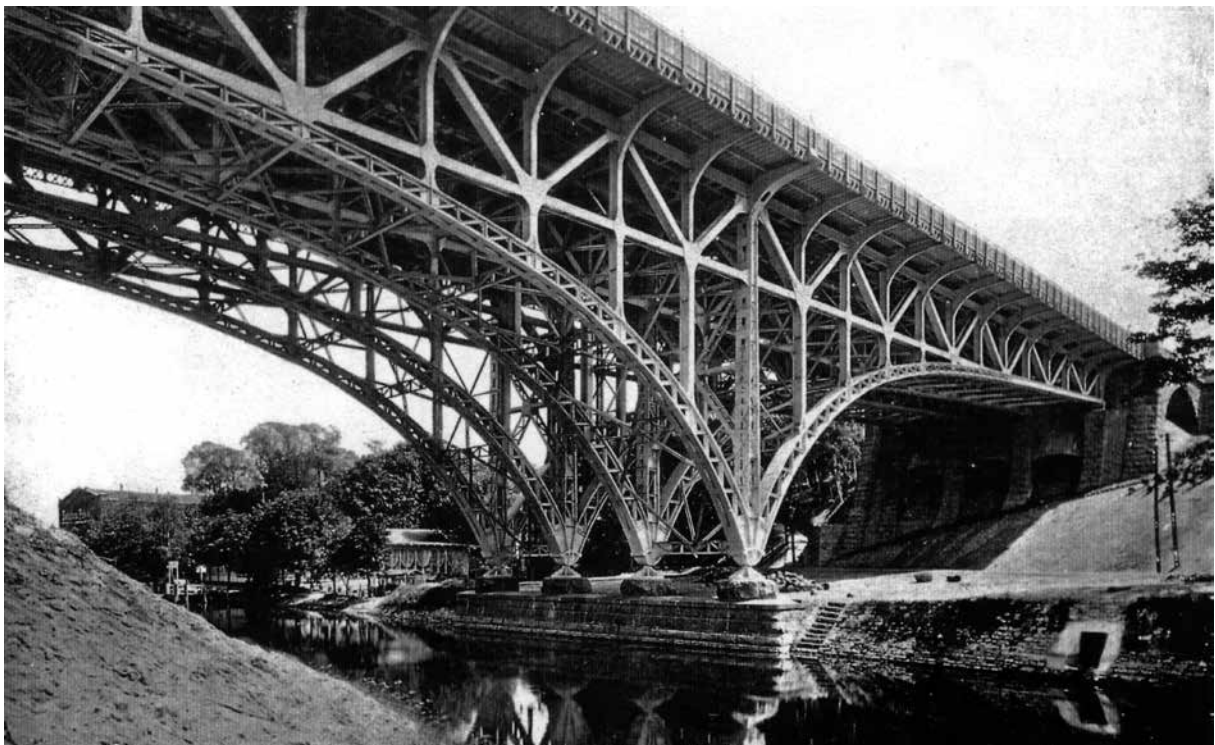


Bild 2 Stößenseebrücke in Berlin; Ingenieur: Karl Bernhard, erbaut 1909, instandgesetzt 2001

Foto: Atlas zur Zeitschrift für Bauwesen (1911), S. 29

satzneubau Platz zu machen; eine häufig angewandte Methode, um denkmalgeschützte Bauten doch noch entsorgen zu können.

Die Liste der Brücken, die, obwohl denkmalgeschützt, trotzdem auf der Abrissliste der Behörden stehen, ist lang und in der interessierten Fachöffentlichkeit leider nur lückenhaft bekannt. Auffallend ist dabei, dass bei den entsprechenden Entscheidungen der Denkmalschutzaspekt nicht immer bzw. selten eine Rolle zu spielen scheint. Zumindest wird er in der Öffentlichkeit in der Regel nicht eingehend kommuniziert. Aktuell sind viele denkmalgeschützte Brücken zum Abriss freigegeben. Einige sollen hier exemplarisch dargestellt werden.

Es sind insbesondere diejenigen Spannbetonbrücken abrisssgefährdet, die in den 1950er- und 1960er Jahren errichtet wurden. Die Gründe sind weitgehend bekannt. Es handelt sich hier oft um Ingenieurbauten, die kurz nach dem Ende des Zweiten Weltkriegs unter großem Zeitdruck und großer Mittel- und Materialknappheit entstanden sind. Der große Bedarf an Infrastrukturbauten nach dem Krieg führte dazu, dass unter anderem viele Brücken in kürzester Zeit saniert oder erneuert werden mussten. So mussten zum Teil unter großer technischer und unternehmerischer Risikobereitschaft neue Baustoffe und Bauverfahren entwickelt werden. Die Stahlknappheit eröffnete dem Betonbau neue Entwicklungs- und Einsatzmöglichkeiten.

So wurden z. B. neue Verfahren entwickelt, womit Spannbetonbrücken ohne Einsatz von Gerüsten errichtet werden können. Die Firma Dywidag mit ihrem Chefingenieur Ulrich Finslerwalder machte bereits 1950 als erste mit dem freien Vorbau von sich reden. Erst 1959 war die Baufirma Polensky & Zöllner mit ihrem Brückenbauer Hans Wittfoht mit der Entwicklung ihrer Vorschubrüstung marktreif, bei der die Rüstung nach dem Betonieren eines Abschnitts weiter verschoben wird, [3]. Deren Verfahren wurde auch von der Strabag AG übernommen. Das Taktschiebeverfahren der Stuttgarter Ingenieure Fritz Leonhard, Wolfhard Andrä und Willy Baur folgte erst 1964 und sorgte für weiteren Wettbewerb auf diesem Gebiet.

Die zweite Ursache für Brückenschäden sind Materialprobleme. In vielen Brücken wurde Spannstahl verwendet, der zu Korrosion und Rissen neigt. Hinzu kommt, dass bei der Herstellung des nachträglichen Verbundes die Spannelemente nicht immer sorgfältig ver-

presst werden konnten, sodass deren Korrosion nicht zu vermeiden war. Der immense Zuwachs der Verkehrsbelastung verleiht den alten Brücken schließlich den Todesstoß. Dem Mantra: „*Ein Lkw richtet so viel Schaden an wie 40.000 Autos*“ [4] (siehe auch die 4.-Potenz-Regel, z. B. [5]), scheint kein Denkmalschützer gewachsen zu sein.

Der Denkmalschutz wird bei den Abrissplanungen selten beachtet. Bei den Berichten über die geplanten Sanierungen und Erneuerungen von denkmalgeschützten Brücken wird der Denkmalschutzaspekt kaum erwähnt, geschweige denn thematisiert. Das Ausmaß und die Qualität mancher Sanierungsmaßnahme an Ingenieurbauten lassen oft nicht die Vermutung zu, dass diese unter sach- und fachgerechter Überwachung und Beratung seitens der Denkmalschutzbehörden vorgenommen worden sind. Manchmal ist den handelnden Behörden sogar nicht einmal bekannt, dass das betroffene Bauwerk unter Denkmalschutz steht, vgl. z. B. Abschnitt 3.1 zur Gänstorbrücke Ulm, vorletzter Absatz. So sorgfältig, ja manchmal sogar auch penibel diese bei Eingriffen an geschützten Kirchen, Schlössern und sonstigen Hochbauten Einfluss nehmen, so großzügig und uninformiert sind sie anscheinend beim Umgang mit Ingenieurbauten.

2 Die Rolle der Denkmalschutzbehörden

2.1 Organisation des Denkmalschutzes in Deutschland

Denkmalschutz ist in Deutschland Ländersache. Jedes Bundesland hat sein eigenes Denkmalschutzgesetz, das in den wesentlichen Punkten ähnlich formuliert ist. Beispielsweise definiert das Denkmalschutzgesetz des Landes Rheinland-Pfalz, hier aus gegebenem Anlass gewählt, die Aufgabe des Denkmalschutzes folgenderweise: „*Aufgabe des Denkmalschutzes und der Denkmalspflege sind Erhalt und Pflege von Kulturdenkmälern, außerdem deren wissenschaftliche Erforschung und das Einbeziehen der Ergebnisse dieser Forschung in die öffentliche Bildung und Erziehung. Kulturdenkmäler sollen in die Landesplanung, städtebaulichen Entwicklungen, den Naturschutz und die Landschaftspflege einbezogen und einer sinnvollen Nutzung zugeführt werden*“, [6], § 1. In diesem Zusammenhang gehören Brücken in die Kategorie „unbewegliche Kulturdenkmäler“. Kulturdenkmal wird ein Gegenstand,

wenn aus geschichtlichen, wissenschaftlichen, künstlerischen oder städtebaulichen Gründen ein öffentliches Interesse an seinem Erhalt besteht.

Weiter heißt es: *„Geschützte Kulturdenkmäler dürfen nur mit Genehmigung zerstört, abgebrochen, zerlegt oder beseitigt, umgestaltet oder sonst in ihrem Bestand verändert, in ihrem Erscheinungsbild nicht nur vorübergehend beeinträchtigt werden [...] Diese Genehmigung wird erteilt, wenn dies den Belangen des Denkmalschutzes nicht entgegensteht oder Belange des Gemeinwohls oder private Interessen überwiegen, denen nicht auf andere Weise Rechnung getragen werden kann“*, [6], § 13. Während Verstöße gegen die Bestimmungen des Denkmalschutzgesetzes in Rheinland-Pfalz als Ordnungswidrigkeiten gehandhabt werden, gelten sie z. B. nach dem Sächsischen Denkmalschutzgesetz zum Teil als Straftat, die mit bis zu zwei Jahren Haft bestraft werden kann, s. [7], § 35 Straftaten.

Auch die Organisation des Denkmalschutzes ist bundesweit ähnlich strukturiert, und die Denkmalschutzbehörden sind mit einem zwei- oder dreistufigen Aufbau in der staatlichen Verwaltungshierarchie eingegliedert, [8]. Die oberste Denkmalschutzbehörde ist das für Denkmalpflege zuständige Ministerium. Die obere Denkmalschutzbehörde ist die Aufsichts- und Dienstleistungsdirektion und ist in der Regel das Regierungspräsidium, während die untere in der Kreisverwaltung angesiedelt ist. Daneben gibt es Fachbehörden, die in den meisten Bundesländern als Landesamt für Denkmalpflege organisiert sind. Diese stellen die eigentlichen Fachleute für die Denkmalpflege zur Verfügung und beraten die Bauherren und die Denkmalschutzbehörden.

2.2 Das Personalproblem beim Denkmalschutz

Das Problem beim Denkmalschutz im Ingenieurbau fängt bereits bei den unteren Denkmalschutzbehörden an, wo selten Fachleute tätig sind, die über Kompetenzen bei der Beurteilung von denkmalgeschützten Ingenieurbauten wie z. B. Brücken verfügen. Auch bei den Landesämtern für Denkmalpflege, deren Fachpersonal sich in der Regel aus Kunsthistoriker/innen und Architekt/innen zusammensetzt, sind Bauingenieur/innen kaum anzutreffen. Das ist insofern auch nachvollziehbar, wenn man bedenkt, dass im Ingenieurstudium Fächer wie Baugeschichte oder Entwerfen und Gestalten von Ingeni-

eurbauten oft nur eine untergeordnete Rolle spielen. Auch die praktischen Tätigkeitsfelder der Bauingenieure sind nicht dazu geeignet, Kompetenzen und die nötige Sensibilität in der Geschichte des Ingenieurbaus zu vermitteln. Die Denkmalschutzbehörden hätten somit erhebliche Schwierigkeiten, wenn sie geeignete, kompetente und vor allem willige Bauingenieure für den Einsatz bei der Denkmalpflege suchten. So ist es auch nicht verwunderlich, wenn die Kollegen, die für den Erhalt und Erneuerung der geschützten Brücken zuständig sind, den Denkmalschutz eher als Behinderung bei der Wahrnehmung ihrer eigentlichen Aufgaben empfinden; als eine Aufgabe, die man besser nicht löst, sondern wie auch immer beseitigt.

3 Einige abrissgefährdete Brücken

3.1 Beispiel Gänstorbrücke Ulm (1950) [10], S. 132

Die nach nur knapp zehnmonatige Bauzeit am 10.12.1950 fertiggestellte Donaubrücke, die die Städte Ulm (Bayern) und Neu-Ulm (Baden-Württemberg) verbindet, ist ein Werk der Firma Dyckerhoff & Widmann mit ihrem Chefingenieur Ulrich Finsterwalder. Sie war eine neue Art von vorgespannter Rahmenbrücke, deren Riegel als Dreiecksbock mit vertikaler Druckstrebe und schrägem, vorgespanntem Zugstab ausgebildet wurden, Bilder 3 und 4. Der Scheitel und die Kämpfer des Rahmens sind so schlank bzw. elastisch, dass praktisch ein Dreigelenkrahn entstand, ohne dass an diesen Stellen tatsächliche Gelenke ausgebildet werden mussten. Dieses neuartige, von Finsterwalder als „gelenklose Rahmenbrücke“ bezeichnete System sorgte damals in der Fachwelt für Aufsehen.

Bereits 1981 wurden bei einer Brückenprüfung jedoch Risse festgestellt, die auf Korrosion von unvollständig verpressten Spanngliedern zurückgeführt wurden, [11]. Ab 1982 wurde die Brücke für Schwertransporte gesperrt und mehrfach nachgebessert bzw. verstärkt. Seit 2016/17 wurden Versuche unternommen, mit Hilfe von Bauwerksprüfungen und Nachberechnungen den Sanierungsaufwand und das Ziellastniveau abzuschätzen. 2017 wurde eine von der Stadt Ulm an das Ingenieurbüro Konstruktionsgruppe Bauen AG in Auftrag gegebene Untersuchung, an der auch die Technische Universität München mit einer Masterarbeit beteiligt war, abgeschlossen. Es wurde folgendes festgestellt: *„Bei der Gänstorbrücke handelt es sich in vielerlei Hinsicht um ein sehr bedeu-*

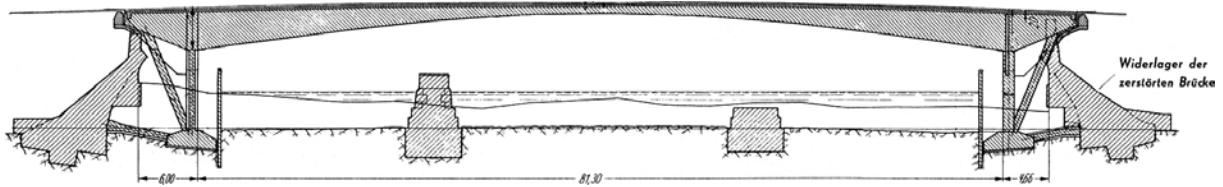


Bild 3 Gänstorbrücke Längsschnitt

Zeichnung: Privataarchiv Familie Finsterwalder



Bild 4 Die 1950 fertiggestellte Gänstorbrücke in Ulm soll 2024 abgebrochen und durch einen Neubau ersetzt werden.

Foto: Diciceli (2008)

tendes Bauwerk. Der von Ulrich Finsterwalder entworfene gelenklose, vorgespannte Rahmen erweist sich als robuste Konstruktion, die sich nach fast 67 Nutzungsjahren immer noch in einem erhaltenswerten Zustand befindet. [...] Bevor endgültige Schlussfolgerungen gezogen werden können, müssen u. a. noch die Annahmen auf der Einwirkungsseite über genauere Verkehrsuntersuchungen verifiziert und ergänzende Bauwerksuntersuchungen durchgeführt werden“, [12].

Weitere Untersuchungen haben inzwischen dazu geführt, dass die Brücke für Fahrzeuge mit einem Gesamtgewicht von mehr als 3,5 Tonnen und einer Höhe von 3,20 Metern gesperrt werden musste. Zusätzlich mussten die beiden mittleren Spuren ebenfalls gesperrt werden. Da die Brücke für die Infrastruktur der beiden Städte Ulm und Neu-Ulm unverzichtbar ist, wurde im Oktober 2018 endgültig der Abriss beschlossen, der allerdings aus verschiedenen Gründen erst 2024 erfolgen soll, [13].

Symptomatisch ist jedoch die Art und Weise, wie dies in der Tagespresse kommuniziert wurde. Die Südwest Presse titelte: „Denkmalschutz ist vom Tisch. Marode Brücke wird jetzt doch abgerissen“, [14]. Sie fuhr fort: „Die Gänstorbrücke ist nicht zu retten – was für die Stadtverwaltungen in Ulm und Neu-Ulm klar ist, hat nun auch das baden-württembergische Landesdenkmalamt eingesehen.“

Was hinter der letzten Bemerkung stand, ist nichts anderes als ein kleiner Skandal. Als die Neubauplanungen für die neue Brücke bereits liefen, kam im Juli 2020 völlig überraschend heraus, dass das Bauwerk auf der baden-württembergischen Seite bis zur Landesgrenze zu Bayern, d. h. bis zur Flussmitte, unter Denkmalschutz steht. Diese Hürde auf dem Weg zum Neubau konnte nun immerhin aus dem Weg geräumt werden. „Von bayerischer Seite her besteht [...] kein Denkmalschutz, weil die Kollegen von der anderen Donauseite nicht so schnell wa-

ren wie in Baden-Württemberg“, [14]. Das heißt, dass bis zum Abrissbeschluss im Oktober 2018 und darüber hinaus den Verantwortlichen der Stadt Ulm nicht einmal bekannt war, dass die Gänstorbrücke, wenn auch nur zur Hälfte, unter Denkmalschutz steht. Möglich ist auch, dass dieser Aspekt als unwichtig eingestuft oder aus taktischen Gründen nicht öffentlich behandelt wurde, vgl. auch Abschnitt 3.2 zur Nibelungenbrücke Worms. Gleichwohl war es der betreffenden Denkmalschutzbehörde ebenfalls unbekannt, dass der Abriss der Brücke bereits beschlossen war. So unter Druck geraten, blieb dem baden-württembergischen Landesdenkmalamt wohl nichts anderes übrig, als eilig dem Beschluss zuzustimmen.

Erschreckend ist auch die Ausdrucksweise, derer sich der Verfasser bei der Südwest Presse bedient. Der Denkmalschutz ist nichts anderes als eine Hürde, die aus dem Weg geräumt und vom Tisch gefegt werden muss. Das, was hier wie eine peinliche Provinzposse klingt, ist für unseren wertvollen Ingenieurbaubestand bitterer Ernst.

3.2 Beispiel Nibelungenbrücke Worms (1953), [9]

Eines der prominentesten Bauwerke, das, obwohl denkmalgeschützt, akut abrisssgefährdet ist, ist die Nibelungenbrücke in Worms. Prominent deswegen, weil sie die erste Spannbetonbrücke ist, die nach dem Zweiten Weltkrieg über den Rhein gebaut wurde, noch dazu in dem in den 50er Jahren des 20. Jahr-

hunderts neu entwickelten Verfahren des Freivorbauts. Es hat den Bau von Spannbetonbrücken weltweit revolutioniert. Ihre Erbauer, der Dywidag-Ingenieur Ulrich Finsterwalder und der Architekt Gerd Lohmer, waren international bekannte Brückenbauer, [10], S. 134.

Nachdem die um 1900 fertiggestellte Ernst-Ludwig-Brücke am 20. März 1945 durch die Wehrmacht gesprengt wurde, konnte am 10. November 1950 ein Wettbewerb für eine neue Rheinbrücke an der gleichen Stelle ausgeschrieben werden, aus dem der Vorschlag der Firma Dyckerhoff & Widmann als Sieger hervorging. Zuvor konnte Finsterwalder den Freivorbau mit Dywidag-Spannbeton an zwei kleineren Brücken erproben und unter Beweis stellen. 1950 wurde die Lahnbrücke Balduinstein (zurzeit ebenfalls zum Abriss freigegeben) mit einer Spannweite von 62 m fertiggestellt werden, Bild 5, der die Neckarbrücke in Neckarrems mit ihren 71 m folgte, [15], S. 52. Die Rheinbrücke in Worms konnte am 30. April 1953 nach einer Bauzeit von nur 23 Monaten eingeweiht werden, Bild 6, wodurch die Länder Rheinland-Pfalz und Hessen in Worms wieder durch eine Straßenbrücke verbunden waren. Die spektakuläre Baustelle zog Tausende von neugierigen Besuchern an; sie war „das Mekka der Bauingenieure“, [16], S. 189. Insgesamt wurden allein 3909 Ingenieure aus 23 Ländern gezählt, die beobachten konnten, wie die Brücke ausgehend von den Pfeilern in zwei Richtungen weiterwuchs, bis sich die beiden Vorbauwagen in der Mitte trafen.

Entsprechend der Bedeutung des Bauwerks

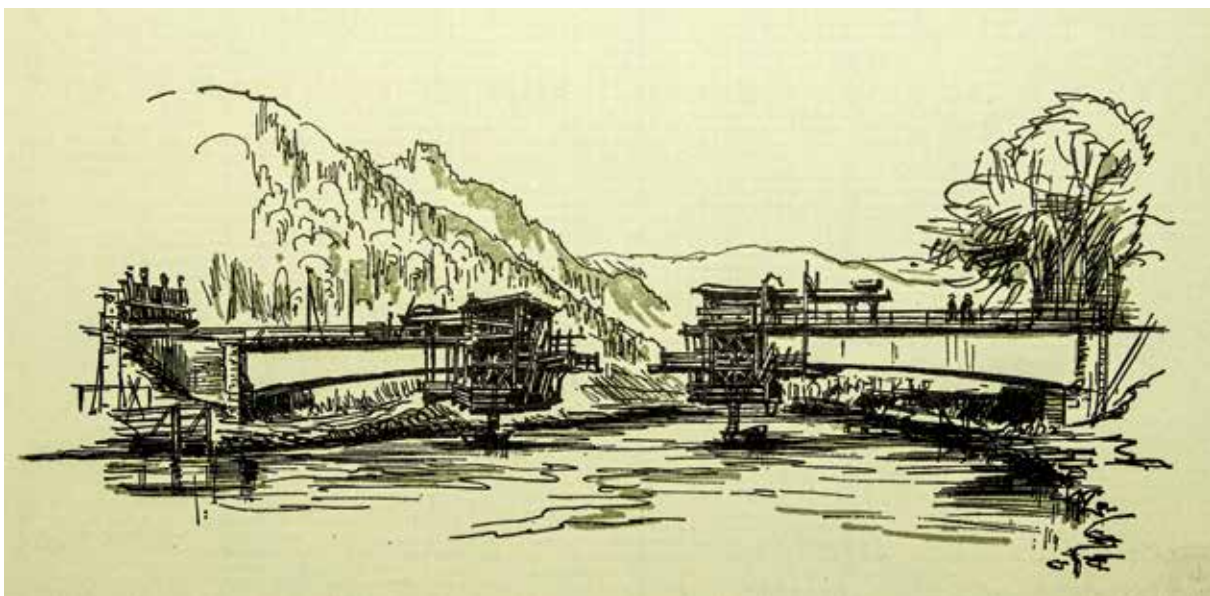


Bild 5 Die Lahnbrücke Balduinstein wird im Freivorbau hergestellt, Handskizze

Grafik: Weit spannt sich der Bogen 1865–1965, S. 188

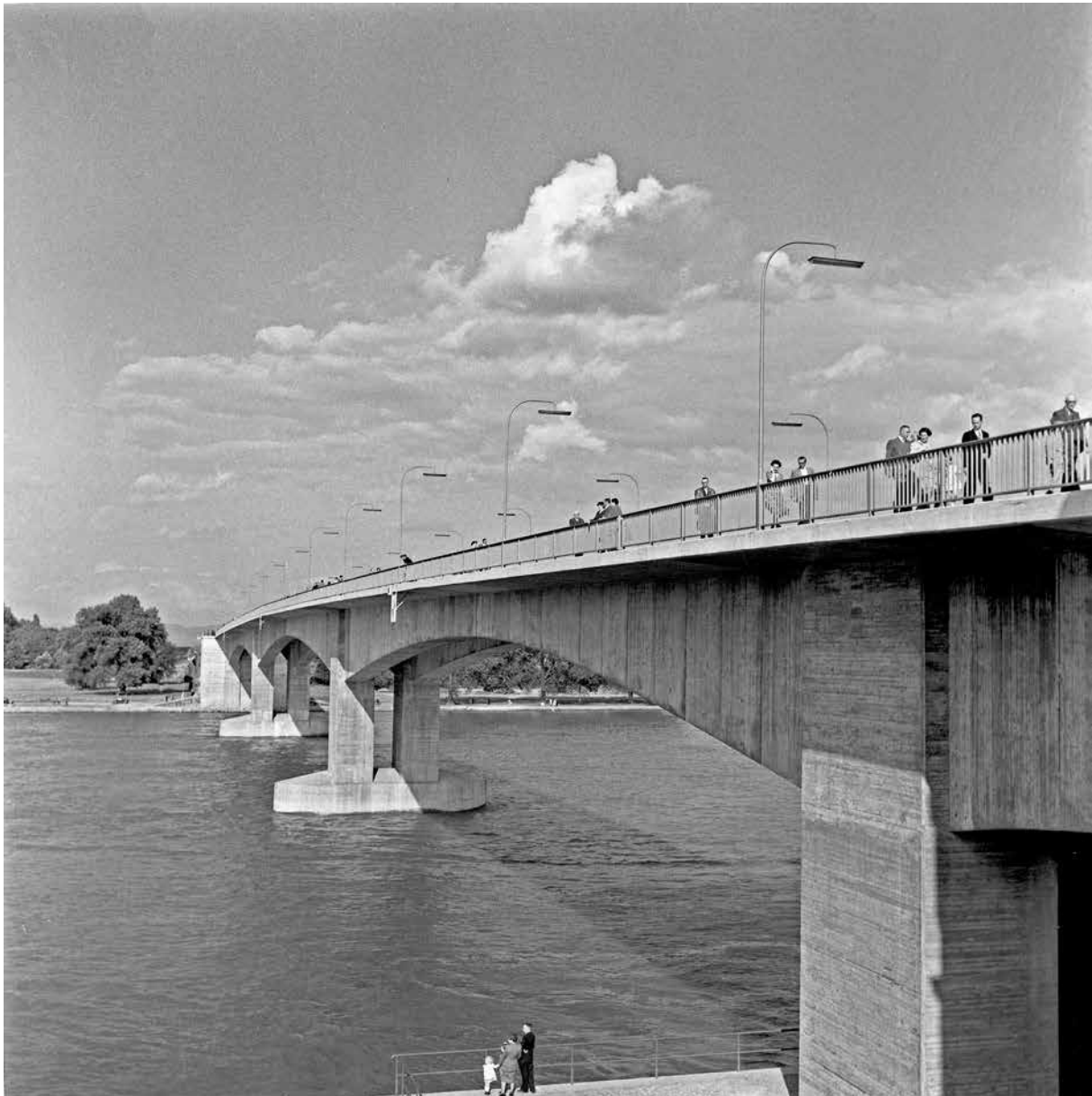


Bild 6 Kurz nach deren Eröffnung im April 1953 präsentiert sich die Nibelungenbrücke in Worms in bester Form
Foto: Stadtarchiv Worms, Abt. 319, Nr. 931_890-a1

wurde auch auf dessen Gestaltung großer Wert gelegt und der Architekt Gerd Lohmer damit beauftragt, dem die Brücke ihre gute Gestalt und ihre Anpassung an die weite Flusslandschaft sowie an den bereits vorhandenen Nibelungenturm verdankt.

Der seit der Einweihung der Nibelungenbrücke stark angewachsene Verkehr führte bereits in den 1960er Jahren zu der Überlegung, dass bald eine zweite Rheinbrücke erforderlich sein würde, [9], S. 78. 2008 wurde diese Vorhersage durch die Fertigstellung einer neuen Rheinbrücke in Parallelage und 16 m Abstand zu der Nibelungenbrücke realisiert. Die zweite Querung machte nunmehr die längst fällige Instandsetzung des denkmalgeschützten Bauwerks mög-

lich. Die „grundständige“ Sanierung wurde mit großer Sorgfalt 2010 bis 2013 von der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung (Hessen Mobil) durchgeführt.

Bereits 2005 wurde anhand einer statischen Berechnung festgestellt, dass die Biegebruchsicherheit und die Schubtragfähigkeit den heutigen Normen nicht mehr entsprechen. Der erste Mangel konnte durch die Anordnung zusätzlicher externer Spannglieder in den Hohlräumen der Stege behoben werden. Die Erhöhung der Schubtragfähigkeit wurde jedoch für nicht möglich, z. T. aber auch für nicht nötig erachtet [17]. Trotzdem wurde 2008 vereinbart, dass die Ertüchtigung der Nibelungenbrücke „nur für eine Restlebensdauer von 15 bis 20 Jah-



Bild 7 2008 wurde in nur 16 m Abstand zu der Nibelungenbrücke eine neue Rheinbrücke errichtet, die das Erscheinungsbild des denkmalgeschützten Bauwerks erheblich beeinträchtigt.

Foto: Dicleli (2019)

ren sorgen“ soll. Danach sei ein Ersatzneubau vorzusehen, [18].

Erst am 1. April 2019 gab der Landesbetrieb Mobilität (LBM) Worms bekannt, dass die Nibelungenbrücke abgerissen und durch einen Neubau ersetzt werden soll, obwohl sie unter Denkmalschutz steht und erst kürzlich grundständig saniert wurde.

bogene Form führen in schräger Perspektive zu unschönen Überlagerungen und somit zu erheblichen, ebenfalls „nicht nur vorübergehenden“ Beeinträchtigungen des Erscheinungsbildes der Brücke aus den 1950er Jahren, Bild 8.

Auf jeden Fall genehmigungspflichtig ist der nunmehr geplante Abriss.

Fazit

Die Abrissvereinbarung von 2008 wurde von allen Beteiligten (BMVI, Länderregierungen von Hessen und Rheinland-Pfalz, Hessen Mobil, LBM Worms) bis 2019 nicht öffentlich bekannt gegeben. Dadurch konnte diese Information diejenigen nicht erreichen, die sich eventuell für den Erhalt der Nibelungenbrücke eingesetzt hätten.

Die in unmittelbarer Nähe zum denkmalgeschützten Bauwerk gebaute neue Rheinbrücke, Bild 7, stellt eine erhebliche, „nicht nur vorübergehende“ Beeinträchtigung des Baudenkmals dar und wäre nach dem Denkmalschutzgesetz Rheinland-Pfalz genehmigungspflichtig gewesen, vgl. Abschnitt 2.1.

Ebenfalls genehmigungspflichtig wären auch die neuen Leuchten an der Nibelungenbrücke gewesen. Der mit nur 15 m viel zu eng gewählte Abstand zwischen den Masten (ursprünglich 25 m) und deren peitschenförmig ge-



Bild 8 Der zu enge Abstand der neuen Leuchten mit ihrer peitschenförmigen Form beeinträchtigt das Erscheinungsbild der Nibelungenbrücke ganz erheblich, vgl. Bild 6

Foto: Dicleli (2019)

3.3 Einige weitere Brücken mit bereits beschlossener Abrissplanung

Lahnbrücke Balduinstein (1951)

Die Lahnbrücke in Balduinstein bei Diez am Unterlauf des Flusses mit einer Spannweite von 62 m, Bild 9, ist die erste im Freivorbau errichtete Spannbetonbrücke weltweit, vgl. Abschnitt 3.2. Der Grund für den Ersatzneubau ist wie oft der schlechte bauliche Zustand, die eingeschränkte Fahrbahnbreite (5,50 m) und die seit langem auf 12 t begrenzte Traglast. Das Planfeststellungsverfahren [19] ist bereits durchgeführt. Mit den Baumaßnahmen sollte 2020 begonnen werden.



Bild 9 Lahnbrücke Balduinstein – die erste Spannbetonbrücke der Welt, die 1951 im Freivorbau errichtet wurde – wird bald abgerissen und durch einen Neubau ersetzt.
Foto: Dicleli (2008)

Maxbrücke Schweinfurt (1960)

Die Mainbrücke in Schweinfurt, Bild 10, ist ein Werk des Dywidag-Ingenieurs Herbert Scham-



Bild 10 Es ist geplant, auch die Mainbrücke in Schweinfurt ab 2027 durch einen Neubau zu ersetzen.
Foto: Dicleli (2018)

beck (1927–2013). Die Spannbetonbrücke mit fünf Feldern und einer Gesamtlänge von 259 m überquert den Main und einen seiner Seitenarme. Zuletzt wurde sie 2016/17 für 1,5 Millionen Euro saniert. Sie soll ab 2027 durch eine neue Brücke ersetzt werden, [20].

Rheinbrücke Bendorf (1965)

Bereits 12 Jahre nach dem Bau der Nibelungenbrücke Worms markierte die Fertigstellung der Rheinbrücke Bendorf, Bild 11, mit einer Spannweite von 208 m den technischen und gestalterischen Höhepunkt des Freivorbau-Verfahrens in Deutschland. So konnte z. B. die Pfeilerdicke der Hauptöffnung auf 2,80 m im Vergleich zu der Wormser Brücke mit ihren 6,0 m dicken Pfeilern reduziert werden, obwohl sich die Kragarmlängen nahezu verdoppelt hatten, [10], S. 139. Somit ist dieses Werk von Ulrich Finsterwalder und Gerd Lohmer die schönste und eleganteste Betonbrücke über den Rhein.

Auch für die Bendorfer Brücke naht leider das Lebensende. 2015 lobte LBV Rheinland-Pfalz eine Machbarkeitsstudie für einen Ersatzneubau der Rheinbrücke aus, der etwa ab dem Jahre 2030 geplant ist, [21]. Es werden verschiedene Varianten einschließlich einer Tunnellösung vom zuständigen Autobahnamt Montabaur untersucht.



Bild 11 Die elegante Rheinbrücke Bendorf steht auch bereits auf der Abrissliste. In 10 bis 15 Jahren wird es soweit sein.

Foto: Dicleli (2008)

Hochstraße Weidetorbrücke Hannover (1964) [10], S. 140/141

In den 1950er Jahren zwang die Zunahme des städtischen Verkehrs die Planer dazu, über der normalen Straßenebene eine zweite Verkehrsebene vorzusehen. So entstanden in vielen Städten zahlreiche Hochstraßen, wobei der Raum darunter als Parkplatz, als Verkehrsraum und ähnliches verwendet werden konnte.



Bild 12 Die 440 m lange Weidetorbrücke in Hannover ist eines der schönsten Beispiele der pilzartigen Hochstraßen von Dywidag aus den 1960er Jahren.

Foto: Dywidag Werkfoto, Privatarchiv Familie Finsterwalder

Finsterwalder und Lohmer entwickelten dafür spezielle Pilzkonstruktionen mit nur einer mittig angeordneten Stützenreihe. Diese Lösung war nicht nur ästhetisch anspruchsvoll, sondern erlaubte es auch, den Raum unter der Brücke optimal zu nutzen.

Ebenfalls in diesem Zusammenhang entstand 1964 in Hannover im Stadtteil Kleefeld-Buchholz im Zuge des Messeschnellweges die Hochstraße Weidetorbrücke, Bild 12, die leider auch schon ihre besten Zeiten hinter sich hat. Sie ist seit Juli 2020 für Fahrzeuge gesperrt, die schwerer als 3,5 Tonnen sind, und der Verkehr wurde in beiden Richtungen jeweils auf eine Spur beschränkt. Auch wenn die 440 m lange Brücke zunächst aufwendig saniert werden wird, wird ein Abbruch in absehbarer Zeit wahrscheinlich nicht zu vermeiden sein, [22].

4 Die Pflege des Erscheinungsbildes der Ingenieurbauten

Unter Schutz eines Bauwerks versteht man in der Regel die Pflege und den Erhalt des Baukörpers selbst. Bei denkmalgeschützten Bauwerken wie Kirchen, Schlössern und sonstigen herausragenden Hochbauten ist es selbstverständlich, dass auch deren Umgebung in einem ordentlichen Zustand gehalten wird. Auch eventuell notwendige Veränderungen bei der Ausstattung der Bauwerke werden gewissenhaft überwacht, damit die Forderungen der Denkmalpflege eingehalten werden.

Bei vielen denkmalgeschützten Ingenieurbauwerken scheint diese Sorgfalt jedoch nicht erforderlich zu sein. Bauliche Veränderungen oder Ergänzungen werden sorglos durchgeführt, auch wenn diese das Erscheinungsbild des Bauwerks erheblich beeinträchtigen, vgl. Abschnitt 4.4. Bei vielen Brücken lässt man die Auflager bzw. Widerlager durch Pflanzen und Bäumchen überwuchern, sodass diese bestenfalls noch im Winter hinter entlaubten Zweigen schemenhaft zu erahnen sind. Oft führt dieser Zustand, der eigentlich leicht zu beheben wäre, dazu, dass das Baudenkmal nicht mehr in seiner Gesamtheit erlebbar ist. Dass die Widerlager der Brücken in städtischem Kontext meist mit banalem, langweiligem Graffiti verunstaltet sind, wagt man in diesem Zusammenhang kaum noch zu erwähnen, weil diese Unsitte bereits zum Kulturgut unserer Zeit geworden zu sein scheint und von den Verantwortlichen gerne übersehen bzw. in Kauf genommen wird.

Beispiele für diese Nachlässigkeiten, die die Denkmalschutzmaßnahmen zum Teil ad absurdum führen, sind leider zahlreich. Es sind im Wesentlichen folgende Beeinträchtigungen, die an vielen Bauwerken auch gleichzeitig anzutreffen sind.

4.1 Unpassende Anbauten

Die Dyckerhoff-Brücke in Wiesbaden-Schierstein (1964), Bild 13, ist eine bautechnische Pionierleistung von Finsterwalder und Lohmer. Sie war die erste Spannbetonbrücke in weißem, hochfestem Leichtbeton und wurde im Freivorbau errichtet. Eine der Besonderheiten der eleganten Bogenbrücke über den Schiersteiner Hafen sind die markanten, auskragenden Rampen an den beiden Auflagerbereichen, [10], S. 143. Die Deutsche Lebensretungsgesellschaft, die am südlichen Auflager der Brücke einen Stützpunkt unterhält, hat sich nicht geschaut, ausgerechnet zwischen den beiden Rampen der Brücke eine Baracke zu errichten, Bild 14.

4.2 Farbveränderungen bzw. Graffiti

Bei Instandsetzungsarbeiten von Spannbetonbrücken lassen die Verantwortlichen ihrer Fantasie manchmal freien Lauf und versehen die Konstruktionen mit Farbgestaltungen, die mit dem Original nichts mehr zu tun haben. So geschehen z. B. bei der Rheinbrücke Bendorf.



Bild 13 Eine der Besonderheiten der Dyckerhoff-Brücke Schierstein (1964) sind die beidseitigen, weit auskragenden Rampen. Modell und Modellfoto: Privatchiv Oliver Fritz



Bild 14 Das geht gar nicht! Die DLRG hat am südlichen Auflager der eleganten Brücke ihre Baracken rücksichtslos unter und zwischen den Rampen der Brücke errichtet. Fotos: Dicleli (2019)

Die farblichen Applikationen stammen nicht vom Architekten Gerd Lohmer, der bei solchen Bauten nie zur Farbe gegriffen, sondern andere, subtilere Mittel eingesetzt hat, Bild 15, vgl. [23], S. 91, Abb. 9.

wärtiges Problem, so z. B. an der Havelbrücke in Berlin-Spandau (1998), Bild 16, einem Werk der Büros Schlaich Bergermann Partner mit Gerkan, Marg und Partner.

Graffiti an Ingenieurbauwerken mit ihren meist Sichtbeton-Oberflächen ist leider ein allgegen-



Bild 15 Auch bei der Rheinbrücke Bendorf haben die Verantwortlichen keine Bedenken gehabt, das Bauwerk mit neuen farbigen Applikationen zu schmücken.

Foto: Dicleli (2008)



Bild 16 Die Sichtbeton- und Stahlflächen bei den Brücken (hier die Havelbrücke in Berlin Spandau) sind vor wildem Graffiti kaum wirksam zu schützen.

Foto: Inge Kanakaris-Wirtl: <http://www.flickr.com/photos/bridgestream/> | <https://structurae.net/de/medien/104330-havelbruecke-berlin-spandau>



Bild 17 Der nördliche Auflagerbereich und die Rampen des Dyckerhoff-Stegs sind durch kleine Bäume und Unterholz überwuchert. Foto: Dicleli (2019)

4.3 Überwucherung durch Bäume und Gebüsch

Während ihre südlichen Rampen durch eine Baracke beeinträchtigt werden, verschwindet der nördliche Auflagerbereich der Schiersteiner Brücke im Gebüsch, Bild 17.

Auch bei den Illerbrücken in Kempten sind die Auflagerbereiche vollkommen überwuchert,

Bild 18. Die weltgrößten Stampfbetonbrücken wurden von der Firma Dyckerhoff & Widmann in Zusammenarbeit mit der Firma Alfred Kunze Kempten im Jahre 1906 fertiggestellt, [24].

Der Dywidag-Ingenieur Helmut Bomhard und der österreichische Architekt Roland Rainer sind die Erbauer der Friedrich-Ebert-Halle in Ludwigshafen. Als sie im März 1965 eröffnet



Bild 18 Auch die Widerlager der berühmten Stampfbetonbrücken über die Iller (1906) sind fast vollständig überwuchert. Foto: Nicolas Janberg (Structurae)



Bild 19 Friedrich-Ebert-Halle in Ludwigshafen (1965) mit dem skulpturalen Knotenpunkt Ende der 1960er Jahre. Foto: Privatarhiv Helmut Bomhard, Presse-Bilder-Dienst Kortokraks & Leß Ludwigshafen

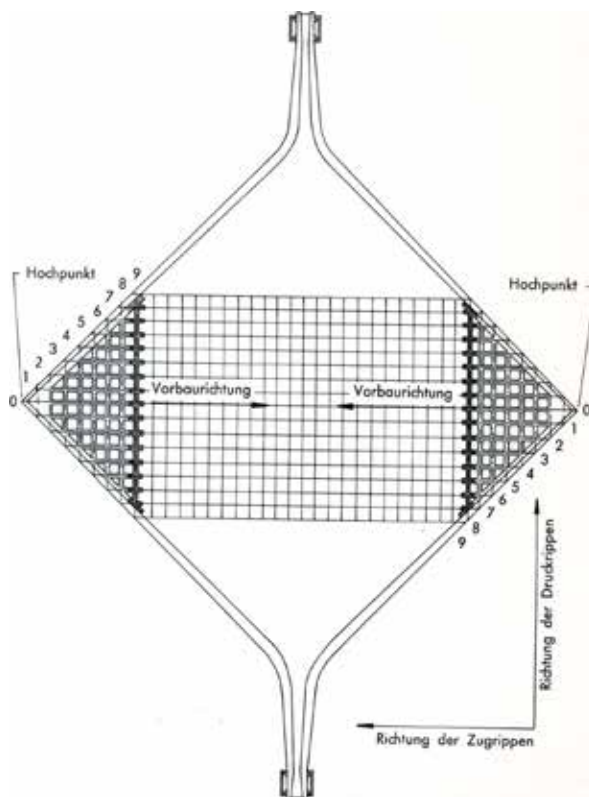


Bild 20 Friedrich-Ebert-Halle: Systemskizze mit Zug- und Druckrippen
Zeichnung: Privatarhiv Helmut Bomhard

wurde, war ihr Dach die größte Hyparschale in Deutschland, [25]. Die Druckkräfte in den mächtigen Randträgern werden in zwei skulptural gestalteten Fußpunkten zusammengeführt, um deren Horizontalkomponenten mittels eines vorgespannten Zugbalkens unter dem Hallenboden miteinander zu verbinden, Bilder 19 und 20.

Die jeweiligen Vertikalkomponenten werden über Stahlrollenlager in den Baugrund abgeführt, die unter dem wuchtigen Knoten, fast versteckt, angebracht sind. Die Enden der 80 Spannkabel wurden an den Knotenpunkten bewusst sichtbar gelassen und das Gelände abgesenkt, um das Zusammenspiel der Kräfte zu zelebrieren. Nach einigen Sanierungen der Dachfläche wurden die Sichtbeton-Randträger zum Teil weiß übertüncht und die Spannköpfe abgedeckt. Die Gartenpfleger haben die Knotenpunkte rundum bepflanzt, um die von ihnen wahrscheinlich als hässlich empfundene Konstruktion unsichtbar zu machen, Bild 21.

Die Mehrzweckhalle ist denkmalgeschützt.



Bild 21 Der Versuch der Gartenbaukunst, den „unförmigen“ Knotenpunkt zu verstecken.

Foto: Dicleli (2017)

4.4 Bauliche Veränderungen

Die 1953 fertiggestellte Nibelungenbrücke in Worms wurde 2010 bis 2013 grundständig saniert, vgl. Abschnitt 3.2. Dabei wurden leider auch die Leuchten, die im Abstand von 25 m angeordnet waren, durch formal unpassende Designerleuchten mit gebogenen Masten ersetzt. Deren Abstand wurde auf 15 m reduziert. Die Gesamterscheinung der 1950er Jahre Brücke wurde dadurch nachhaltig beeinträchtigt, Bild 8 (vgl. auch Bild 6).

wichtigen Front mit dem Haupteingang werden so die aktuellen Veranstaltungen angekündigt, wofür sicherlich andere, geeignetere Möglichkeiten denkbar wären, Bild 22.

4.5 Anbringung von unpassenden Schriftzügen

Die Kongresshalle in Berlin, heute Haus der Kulturen der Welt, wurde 1957 als Beitrag der USA zur Internationalen Bauausstellung 1957 errichtet. Dieses Bauwerk mit einer bewegten Geschichte und von großer baugeschichtlicher Bedeutung für Berlin wird heute durch übergroße Schriftzüge verunstaltet. An der



Bild 22 Übergroße Schriftzüge an der ehemaligen Kongresshalle in Berlin (heute: Haus der Kulturen der Welt) sind leider eine Dauereinrichtung geworden und zeugen vom respektlosen Umgang mit dem geschichtsträchtigen Baudenkmal. Foto: Dicleli (2018)



Bild 23 Mit Zeiss-Dywidag-Schalen 1931 in Budapest fertiggestellte Markthalle verfällt zurzeit von Jahr zu Jahr, weil für sie keine geeignete Nutzung und kein Betreiber gefunden werden kann.

Foto: Dywidag Werkfoto

4.6 Allgemeine Verwahrlosung

Bei größeren denkmalgeschützten Gebäuden wird deren Erhaltung finanziell oft problematisch, wenn die ursprüngliche Nutzung wegfällt und sich keine geeignete neue Nutzung mehr anbietet. So fristet z. B. die Großmarkthalle Leipzig von Dischinger ihr Dasein am Rande der Verwahrlosung. Die Großmarkthalle in Frankfurt a. M. konnte durch die Übernahme durch die

Europäische Zentralbank gerettet werden, auch wenn dabei größere Eingriffe in deren Bausubstanz in Kauf genommen werden mussten.

Die Großmarkthalle Budapest, die Finsterwalder 1931 zusammen mit dem Architekten Aladar v. Münnich nach dem Frankfurter Vorbild fertiggestellt hatte, steht seit Jahrzehnten leer und ist dem Abriss geweiht, wenn keine passende Nutzung gefunden werden kann, Bild 23.



Bild 24 Die Träger der 1938 nach der Lizenz von Eugen Freyssinet in Oelde, Westfalen, hergestellten denkmalgeschützten Spannbetonbrücke fristen ein trauriges Dasein an einer einsamen Ecke einer Autobahnraststätte.

Foto: Dicleli

4.7 Fragwürdige Denkmalpflege

Die erste Spannbetonbrücke mit Verbund in Deutschland stand in NRW am Hesseler Weg an der Autobahn A2 zwischen Oelde und Beckum und diente als Überführung eines Wirtschaftswegs. Sie wurde von der Firma Wayss & Freytag nach der Lizenz von Eugen Freyssinet in einem Spannbett hergestellt und bestand aus vier nebeneinandergestellten Einzelträgern mit I-Querschnitt, [26].

Die Konstruktion stand seit 1991 unter Denkmalschutz. Als sie 2012 dennoch durch einen Neubau ersetzt werden sollte, kam man auf eine ausgefallene Idee. Die Träger wurden einzeln abmontiert und wurden auf die 1,5 km entfernte Rastanlage Vellern-Süd (Fahrtrichtung Hannover) transportiert, um dort als „Baudenkmal außer Diensten“ wieder aufgestellt zu werden, Bild 24. Sie kann und soll von den Rastenden nicht nur bewundert, sondern auch als Picknickplattform genutzt werden. Dem engagierten Denkmalfreund fällt es schwer, sich darüber zu freuen, dass dadurch immerhin die historischen Träger erhalten geblieben sind. Vielleicht hätte für ein so bedeutendes Denkmal eine würdigere Lösung gefunden werden können.

5 Fazit

Insbesondere die Spannbetonbrücken aus den 50er und 60er Jahren des 20. Jahrhunderts sind dem heutigen Verkehr und den modernen Baubestimmungen aus verschiedenen Gründen, die im Abschnitt 1 kurz dargestellt wurden, nicht gewachsen. Die meisten davon sind unverzichtbar für die Infrastruktur der betreffenden Regionen. Die Sanierung solcher Ingenieurbauten ist oft aus technischen oder finanziellen Gründen kaum möglich, sodass sie erneuert werden müssen, auch wenn sie unter Denkmalschutz stehen. Es ist jedoch nicht hinnehmbar, dass auch bei Bauwerken, die baugeschichtlich eine immense Bedeutung haben, wie z. B. die Nibelungenbrücke Worms, keine Ausnahmen gemacht werden.

Bei allem Respekt für diejenigen Kollegen, die für die Sicherheit, Standfestigkeit und Wirtschaftlichkeit dieser Bauwerke verantwortlich sind, muss festgestellt werden, dass hier Defizite beim Bewusstsein und bei der Sensibilität für die Bedeutung des Denkmalschutzes unterstellt werden müssen. Das wird solange nicht zu beheben sein, solange die längst fällige Reform im Bauingenieurstudium bezüglich der

Wichtigkeit von Fächern wie z. B. Geschichte des Ingenieurbaus weiter vernachlässigt wird. Am wichtigsten dürfte dabei die Sensibilisierung der Gesellschaft für den Erhalt wichtiger Ingenieurbauten sein. Das öffentliche Engagement für den Erhalt z. B. der Nibelungenbrücke wird dazu beitragen, die Bedeutung solcher Bauwerke vor Augen zu führen.

Literatur

- [1] Dicleli, C.: Schicksal der Freybrücke – ein Baudenkmal wurde entsorgt. Stahlbau 85 (2016) 2, S. 161–168
- [2] Dicleli, C.: Der Bauingenieur Karl Bernhard – Erbauer der AEG-Turbinenhalle. Bau-technik 87 (2010) 4, S. 220–228
- [3] Zilch, K.; Weiher, H.: 120 Jahre Spannbetonbau – von Doebling und Jackson bis heute. Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008) 6, S. 425–430
- [4] Frommeyer, L.: Brücken in Deutschland – Sie ertragen uns nicht mehr. 02.03.2020, Der Spiegel: <https://www.spiegel.de/auto/bruecken-in-deutschland-sie-ertragen-uns-nicht-mehr-a-3c5deb73-010c-4698-9973-e4808fc6e743> (aufgerufen am 17.12.2020)
- [5] Wikipedia: Vierte-Potenz-Gesetz. <https://de.wikipedia.org/wiki/Vierte-Potenz-Gesetz> (aufgerufen am 05.01.2021)
- [6] Denkmalschutzgesetz Rheinland-Pfalz vom 23. März 1978, zuletzt geändert durch § 32 des Gesetzes vom 17.12.2020.
- [7] Sächsisches Denkmalschutzgesetz vom 3. März 1993 (SächsGVBl. S. 229), das zuletzt durch Artikel 2 des Gesetzes vom 2. August 2019 (SächsGVBl. S. 644) geändert worden ist.
- [8] Wikipedia: Denkmalbehörde. <https://de.wikipedia.org/wiki/Denkmalbehörde> (aufgerufen am 08.12.2020)
- [9] Dicleli, C.: Die Nibelungenbrücke Worms. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Bd. 27, 2020
- [10] Dicleli, C.: Ulrich Finsterwalder – Doyen des Brückenbaus. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 26. Dresdner Brückenbausymposium am 14./15.3.2016 in Dresden, TU Dresden: Institut für Massivbau, 2016, S. 119–151
- [11] Daten und Fakten zur Gänstorbrücke in: Internettauftritt der Stadt Ulm <https://www.ulm.de/leben-in-ulm/verkehr-und-mobilitaet/verkehrsprojekte/gaenstorbruecke/daten-und-fakten-zur-gaenstorbruecke> (aufgerufen am 11.11.2020)

- [12] Müller, A.: Nachrechnung der Gänstorbrücke Ulm – Zusatzbetrachtungen Robustheit. In: Förderverein Massivbau der TU München e.V. (Hrsg.): Tagungsband zum 21. Münchner Massivbauseminar am 24.11.2017 in München, 2017, S. 23 ff.
- [13] Kolb, Ch.: Irreparabel! Gänstorbrücke zwischen Ulm und Neu-Ulm wird abgerissen. Südwest Presse, 4. Oktober 2018, <https://www.swp.de/suedwesten/staedte/ulm/gaenstorbruecke-zwischen-ulm-und-neu-ulm-wird-abgerissen-28060552.html> (aufgerufen am 13. Oktober 2018)
- [14] Dirner, N.: Marode Brücke wird jetzt doch abgerissen. Südwest Presse, 3. September 2019, <https://www.swp.de/suedwesten/staedte/ulm/gaenstorbruecke-denkmalschutz-ist-vom-tisch-33019623.html> (aufgerufen am 11.11.2020)
- [15] Dyckerhoff & Widmann AG (Hrsg.): Festschrift Ulrich Finsterwalder – 50 Jahre für Dywidag. Karlsruhe: Verlag G. Braun, 1973
- [16] Klass, G. v.: Weit spannt sich der Bogen. 1865–1965. Die Geschichte der Bauunternehmung Dyckerhoff & Widmann. Wiesbaden: Verlag für Wirtschaftspublizistik H. Bartels KG, 1965
- [17] Pelke, E.; Zichner, T.: Ertüchtigung der Nibelungenbrücke Worms. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) 2, S. 113–130
- [18] Aktenvermerk des Amtes für Straßen und Verkehrswesen (ASV) Darmstadt vom 17.06.2008; zitiert im Vermerk des Landesbetriebs Mobilität Rheinland-Pfalz von der Besprechung in Bonn vom 10.05.2018 mit BMVI und Hessen Mobil
- [19] Planfeststellungsverfahren für den Ausbau der K 25 durch Ersatzneubau der Lahnbrücke in Balduinstein vom 9. September 2019. <https://pfv.lbm-rlp.org/de/planfeststellungsverfahren/k-str/k25-ersatzneubau-lahnbruecke-balduinstein/> (aufgerufen am 05.12.2020)
- [20] Schikora, O.: Neubau der Maxbrücke frühestens ab 2027. Mainpost vom 14.11.2019, aktualisiert am 07.04.2020, https://www.mainpost.de/regional/schweinfurt/neubau-der-maxbruecke-fruehestens-ab-2027-art-10350946?wt_mc=rss (aufgerufen am 22.12.2020)
- [21] Morcinek, D.: Großprojekt A 48: So sehen erste Pläne für eine neue Brücke aus. Rhein-Zeitung vom 26.10.2017, https://www.rhein-zeitung.de/region/aus-den-lokalredaktionen/koblenz-und-region_artikel,-grossprojekt-a-48-so-sehen-erste-plaene-fuer-eine-neue-bruecke-aus-_arid,1722685.html (aufgerufen am 07.12.2020)
- [22] NDR Nachrichten Studio Hannover: www.ndr.de/nachrichten/niedersachsen/hannover_weser-leinegebiet/hannover-marode-Weidetorbruecke-wird-einspurig.weidetor112.html. (aufgerufen am 08.12.2020)
- [23] Finsterwalder, U.; Schambeck, H.: Von der Lahnbrücke Balduinstein bis zur Rheinbrücke Bendorf. Der Bauingenieur 40 (1965) 3, S. 85–91
- [24] <https://structurae.net/de/bauwerke/obere-illerbruecke-kempten-i> (aufgerufen am 11.12.2020)
- [25] Gunßer, Ch.: ... in die Jahre gekommen. deutsche bauzeitung db (2015) 05, S. 52
- [26] Janberg, N.: Bauwerksgeburtstag 75 Jahre erste Spannbetonbrücke mit Verbund in Deutschland. momentum Magazin, 11.11.2013. <https://momentum-magazin.de/de/75-jahre-alteste-spannbetonbruecke-mit-verbund-in-deutschland/> (aufgerufen am 13.12.2020).

Eco-friendly
Sustainable
Efficient

Carbon
Reinforced
Concrete
Is Our Passion

CARBOCON

Contact us and find out more!
Your CARBOCON – Team
www.carbocon.com





solidian

Brücken für Generationen

Wir bewehren Brücken für eine Zukunft ohne Korrosionsschäden

Lernen Sie unsere Bewehrungen und ihre Vorteile kennen!

build solid.



Alkalibeständig



Minimale Wartungskosten & Längere Lebensdauer



Bis zu 7x stärker als Stahl



Ressourcenschonend



Kein Bedarf an Oberflächenschutzsystemen

Details zu unseren modularen Systembrücken gibt's auf unserem Messestand oder auf unserer Homepage!
www.solidan.com



solidian GRID



solidian REBAR



solidian REMAT



new Homepage



solidian

📍 Sigmaringer Straße 150
72458 Albstadt, DE - EU

☎ +49 74 3110 3135
✉ info@solidian.com



Bemessung der Carbonbetonbrücke in Ottenhöfen

Prof. Dr.-Ing. Sergej Rempel¹, David Nigl M.Sc.², Jan Bielak M.Sc.³

1 Einführung

Die alte Behelfsbrücke über die Acher in Ottenhöfen konnte aufgrund der gravierenden Schäden wirtschaftlich nicht mehr instand gesetzt werden (Bild 1). Aus diesem Grund wurde das Ingenieurbüro R+S aus Achern mit der Planung einer neuen Brückenkonstruktion beauftragt. Bei dem Entwurf wurden besondere Anforderungen an die Tragfähigkeit, die Schlankheit, die Dauerhaftigkeit und die Wirtschaftlichkeit gestellt.

Die Wünsche des Bauherrn konnten mit einer hybriden Brückenkonstruktion erfüllt werden. Die eingesetzten Stahlträger und Carbonbetonplatten bilden zusammen eine optimale Tragkonstruktion. Während die Stahlträger den Lastabtrag in Längsrichtung gewährleisten, übernehmen die Platten den Lastabtrag in Querrichtung.

Durch den Einsatz der korrosionsresistenten Carbonbewehrung konnte die Plattenstärke auf 10 cm reduziert werden. Gleichzeitig konnte auf eine Abdichtung und Asphaltenschutzschicht verzichtet werden, wodurch mit einer Verringerung der Instandsetzungskosten zu rechnen ist [1]. Durch die zusätzlichen Einsparungen kann die im Vergleich zur Stahlbewehrung teurere Carbonbewehrung refinanziert werden.

Bei den bisher realisierten Carbonbetonbrücken waren aufwendige und kostenintensive

Tragfähigkeitsuntersuchungen notwendig, um die erforderliche Zustimmung im Einzelfall (ZiE) mit vorhabenbezogener Bauartgenehmigung (vBg) zu erhalten. Der Aufwand hierfür kann erheblich reduziert werden, wenn die Tragfähigkeiten mit Bemessungsmodellen nachgewiesen werden. Zusammen mit den eingesparten Aufwendungen für Abdichtung und Schutzschicht können so bereits zum Herstellzeitpunkt wirtschaftliche Brückenkonstruktionen entstehen, die sich beim Preis im Vergleich zur herkömmlichen Stahlbetonbrücke nicht unterscheiden.

Bei der hier vorgestellten Brücke in Ottenhöfen konnte erstmals vollständig auf experimentelle Untersuchungen im Vorfeld der Ausführung verzichtet und die Tragfähigkeit anhand von Bemessungsmodellen nachgewiesen werden. In diesem Beitrag werden die rechnerischen Nachweise für Carbonbetonbauteile vorgestellt.



Bild 1 Ansicht der alten Brücke in Ottenhöfen

Foto: Sergej Rempel

¹ Hochschule Augsburg

² Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren (ILEK), Universität Stuttgart

³ Institut für Massivbau, RWTH Aachen University

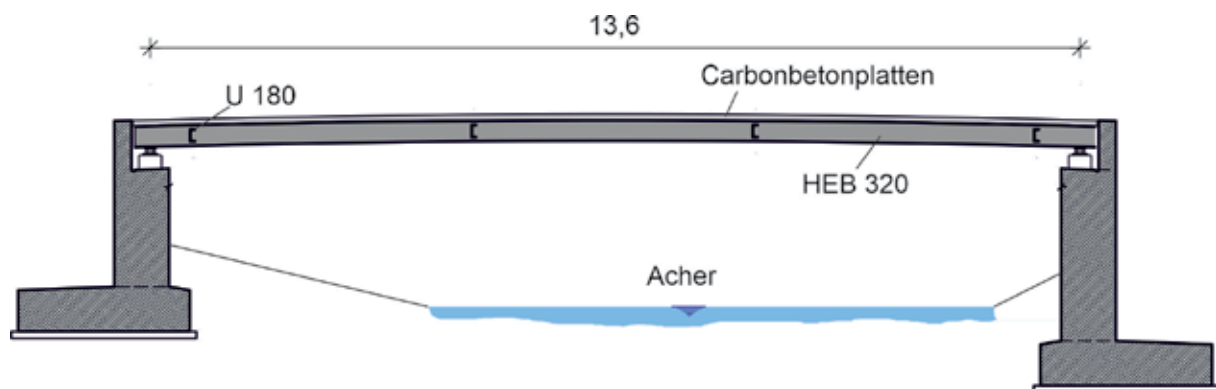


Bild 2 Längsschnitt der neuen Brücke in Ottenhöfen

Zeichnung: R+S Ingenieure

2 Bauwerksbeschreibung

Die Rad- und Fußgängerbrücke in Ottenhöfen hat eine Spannweite von 13,6 m, überquert den Fluss Acher (Bild 2) und kreuzt das Gewässer in einem Winkel von 100 gon. Der Brückenüberbau kann in zwei Einheiten aufgeteilt werden. Die erste Gruppe bilden vier Stahlträger vom Typ HEB 320 im Achsabstand 0,8 m, die in Längsrichtung der Brücke verlaufen. Die Profile haben eine leichte Überhöhung mit einem Stich von 0,1 m in der Mitte der Brücke. Zu Aussteifungszwecken sind an vier Stellen Querprofile vom Typ U 180 angeordnet (Bild 3).

Die zweite Gruppe bilden sieben Carbonbetonplatten, die auf den Stahlträgern zwängungsfrei auf Elastomerstreifen aufgelagert sind. Zur Übertragung von Horizontalkräften infolge von Bremskräften sowie als Sicherung gegen Abheben wurden in jeder Platte an vier Punkten

Schraubverbindungen angeordnet. In den Carbonbetonplatten wurden dazu Hülsenanker als Einbauteile vorgesehen. Eine Verbundwirkung wurde nicht angesetzt, d. h. die Betonplatte wurde nicht als Druckgurt der Stahlträger aktiviert. In der Bemessung wurden die Stahlträger und der Carbonbetonüberbau separat behandelt.

Die Carbonbetonplatten haben eine konstante Höhe von 0,1 m und werden direkt befahren. Auf eine Schutzschicht konnte in diesem Fall verzichtet werden, da sie für die korrosionsresistente Carbonbewehrung nicht benötigt wird und der Beton den Anforderungen der Expositionsklasse XF4 genügt. Die Elemente haben eine Abmessung von 3 m × 2 m und sind mit je einer Lage solidian GRID Q142/142-CCE-38 auf Plattenoberseite und -unterseite bewehrt. Zusätzlich mussten an den langen Seiten jeder Platte in Brückenquerrichtung auf einer

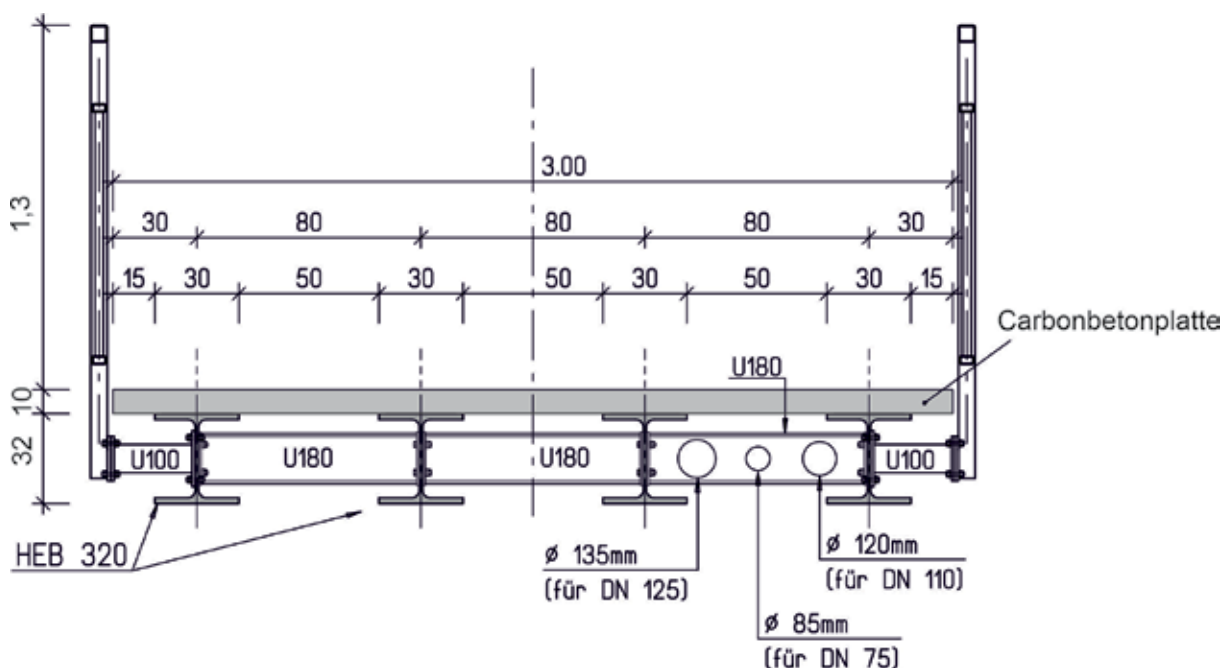


Bild 3 Querschnitt der Brücke

Zeichnung: R+S Ingenieure

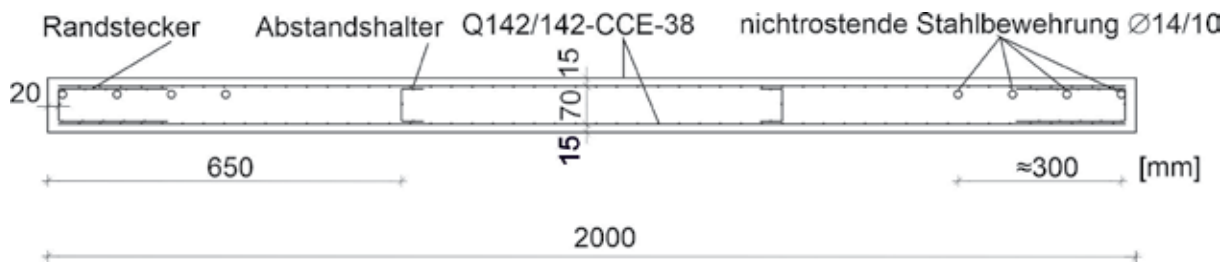


Bild 4 Querschnitt der Platte (Schnitt parallel zur Brückenlängsrichtung)

Zeichnung: Sergej Rempel

Breite von 0,3 m je vier Bewehrungsstäbe aus nichtrostendem Stahl zum Nachweis der ausreichenden Querkrafttragfähigkeit angeordnet werden (s. Abschnitt 4.3).

Der Überbau wurde an den Enden auf zwei Kastenwiderlager positioniert. Diese wurden flach gegründet und mit einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37 (mit Luftporenbildner) und einer herkömmlichen Stahlbewehrung ausgeführt. Die statische Bemessung erfolgte nach dem herkömmlichen Verfahren aus dem Eurocode 2 [2] und wird daher im Beitrag nicht weiter behandelt.

3 Materialien

3.1 Stahlträger

Die vier in Längsrichtung spannenden Träger sind Standardprofilen nach DIN EN 10034:1994-03 [3] und konnten gemäß Eurocode 3 [4] bemessen werden.

3.2 Beton

Für die Carbonbetonplatten wurde ein Beton mit der Festigkeitsklasse C50/60 verwendet. Die Rezeptur wurde von der Firma Grötz Bau entwickelt und entspricht den Anforderungen des Eurocode 2 [2] bzw. der DIN EN 206 [5]. Das Größtkorn wurde im Hinblick auf die Maschenweite der Carbonbewehrung zu 8 mm gewählt. Aufgrund der korrosionsbeständigen Carbonbewehrung bestanden keine Anforderungen an einen Schutz der Bewehrung, womit die Expositionsklassen XC und XD entfallen konnten. Für den mechanischen Abtrieb war die Klasse XM1 ausreichend. Der maßgebende Fall für die Expositionsklasse war der Widerstand gegen Frost und Tausalz, wofür XF4 zwingend erforderlich war. Die Eigenschaften des Betons für die Bemessung sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Da es sich um einen Normbeton handelte, konnten bei der Bemessung das Parabel-Rechteck-Diagramm für den Spannungs-Dehnungs-Verlauf aus dem Eurocode 2 [2] verwendet werden. Vereinfachende Alternativen hierzu wären der lineare Ansatz oder auch der eines rechteckigen Spannungsblocks, die eine geschlossene Lösung des Biegeproblems ermöglichen [6]. Es sei darauf hingewiesen, dass bei normalfesten Betonen und der Druckzone als maßgebendem Versagenskriterium der lineare Ansatz geringere Momentenwiderstände vorhersagt.

3.3 Carbonbewehrung

Für die Carbonbetonplatten wurde die epoxidharzgetränkte Carbonbewehrung solidian GRID Q142/142-CCE-38 verwendet. Es handelt sich hierbei um ein biaxiales, symmetrisches Gelege. Sie wurde in der oberen und der unteren Lage als flächige Bewehrung eingesetzt (Bild 4 und Bild 5). Als C-förmiges Bewehrungselement zur Randeinfassung und als Abstandhalter wurden dreidimensionale Profile verwendet, die aus dem gleichen Grundmaterial herstellerseitig vorgeformt wurden (Bild 4).

Für die Bemessung der Carbonbetonplatte wurde ein linear-elastisches Materialverhal-

Tabelle 1 Kennwerte des verwendeten Betons, nach [2]

Kennwert	Einheit	Wert
Druckfestigkeit	f_{cm}	[N/mm ²] 58
	f_{ck}	[N/mm ²] 50
	f_{cd}	[N/mm ²] 28,3
Zugfestigkeit	f_{ctm}	[N/mm ²] 4,1
E-Modul	E_{cm}	[N/mm ²] 37.000
Bruchdehnung	ϵ_{c2}	[‰] 2,0
	ϵ_{cu2}	[‰] 3,5

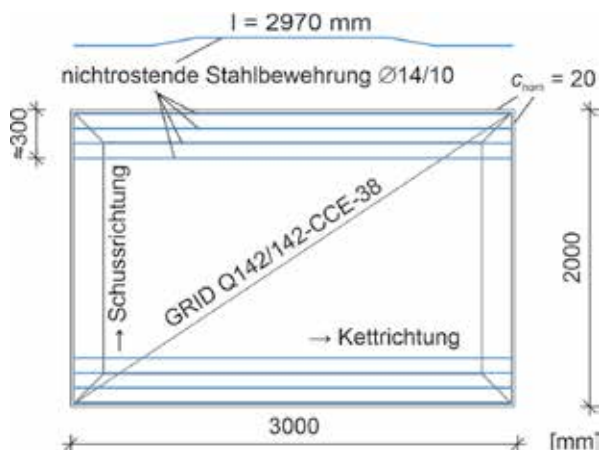


Bild 5 Auszug aus dem Bewehrungsplan der Carbonbetonplatten
Zeichnung: Sergej Rempel

ten für die Bewehrung angesetzt (Bild 6). Die Ermittlung der dafür benötigten Materialkennwerte Bruchspannung f_t , Bruchdehnung ε_t und E-Modul E_t erfolgt am standardisierten Faserstrangzugversuch [7]. Hierfür wird ein 160 mm langer Faserstrang aus einer Bewehrungsmatte herausgeschnitten und in einer Zugprüfmaschine bis zum Bruch belastet. Der ermittelte Mittelwert der Bruchspannung f_{tm} aus dem Versuch wird anschließend mit einem Effektivitätsfaktor α_{eff} auf die effektive Bruchspannung $f_{tm,eff}$ abgemindert. Mit der Reduzierung der Bruchspannung wird der Einfluss der Anzahl und der Prüflänge der Faserstränge berücksichtigt [7]. Die Umrechnung ist notwendig, da der einzelne Faserstrang aus dem standardisierten Zugversuch nicht auf das reale Bauteilverhalten übertragbar ist. Weitere Informationen dazu können [7] entnommen werden.

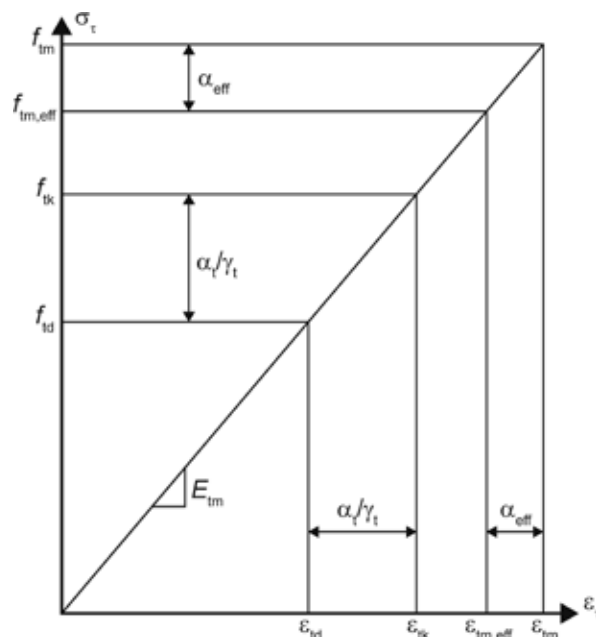


Bild 6 σ - ε -Linie der Bewehrung für die Querschnittsbemessung
Grafik aus [8]

Mit der effektiven mittleren Bruchspannung $f_{tm,eff}$ kann anschließend der charakteristische 5%-Quantilwert (Normalverteilung) der Bruchspannung f_{tk} ermittelt werden. Unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_t und dem Abminderungsfaktor α_t darf abschließend der Bemessungswert f_{td} bestimmt werden (Tabelle 2). Der mittlere E-Modul E_{tm} , der im Faserstrangzugversuch ermittelt wird, wird für den Spannungs-Dehnungs-Verlauf im Bemessungszustand nicht abgemindert. Das hat zur Folge, dass die Bruchdehnung ε_t im charakteristischen Zustand ε_{tk} und im Bemessungszustand ε_{td} infolge des linearen Verlaufs mit den Hooke-

Tabelle 2 Kennwerte der verwendeten Bewehrung

Kennwert		Einheit	Kettrichtung	Schussrichtung
E-Modul	E_{tm}	[N/mm ²]	205.140	234.152
Bruchspannung	f_{tm}	[N/mm ²]	2.692	2.898
	$f_{tm,eff}$	[N/mm ²]	2.281	2.420
	f_{tk}	[N/mm ²]	2.000	2.106
	f_{td}	[N/mm ²]	1.538	1.620
Bemessungswert Dehnung	ε_{td}	[‰]	7,5	6,9
Achsabstand Faserstränge	A	[mm]	38	38
Faserstrangquerschnittsfläche	A_{FS}	[‰]	5,42	5,42
	a_{Matte}	[‰]	142	142

schen Gesetz ($\sigma = E \cdot \varepsilon$) berechnet werden kann.

Für den Teilsicherheitsbeiwert γ_t kann ein Wert von 1,3 angenommen werden, falls es sich um eine Biegebeanspruchung handelt. Weitere Details zum Teilsicherheitsbeiwert sind in [8] enthalten. Der Abminderungsfaktor α_t berücksichtigt weitere Einflüsse, wie z. B. den Dauerstand. Dieser kann bei einer epoxidharzgetränkten Carbonbewehrung zu 1,0 gesetzt werden [9]. Aber auch die Temperaturbeständigkeit sollte beachtet werden. Falls die Zugfestigkeit aus dem standardisierten Zugversuch bei einer Temperaturbeanspruchung von 80 °C nicht erreicht wird, sollte ein Reduktionsfaktor berücksichtigt werden. Dieser sollte von den Bewehrungsherstellern angegeben werden.

Die Materialkennwerte für die eingesetzte Bewehrung der Brücke in Ottenhöfen sind in Tabelle 2 zusammengefasst. Diese Eigenschaften sollten für die Bemessung von weiteren Carbonbetonbauteilen vom Bewehrungshersteller angegeben werden.

3.4 Nichtrostende Betonstahlbewehrung

An den beiden langen Seiten jeder Carbonbetonplatte wurden jeweils vier nichtrostende Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 14 mm auf einer Breite von 300 mm angeordnet (Bild 5). Die verwendete Bewehrung hat eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung mit der Nummer Z-1.4-153 [10]. Folglich konnte die Bemessung des bewehrten Querschnitts im Randbereich nach Eurocode 2 [2] erfolgen und wird daher in diesem Beitrag nicht näher erläutert.

3.5 Verbindungselemente

Für die Verbindung der Platte mit den außenliegenden Stahlträgern wurden Hülseanker T-FIXX A4 M20x70 der Firma Halfen eingesetzt (Bild 7 und Bild 8). Als Toleranzausgleich in der Schnittstelle Stahlbau – Massivbau mussten übergroße Löcher vorgesehen werden. Der Obergurt des Stahlträgers und dahingehend die effektive Flanscbreite sollten nicht durch eine Bohrung geschwächt werden, weshalb zusätzliche seitliche Stahlaschen angeschweißt wurden. Insgesamt wurden dabei acht Anker je Platte verwendet (Bild 8). Die Bemessung der Hülseanker erfolgte mit den Tragfähigkeitswerten der eu-

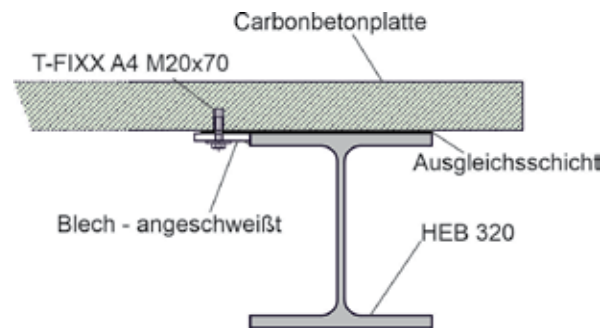


Bild 7 Detail des Ankeranschlusses
Zeichnung: R+S Ingenieure

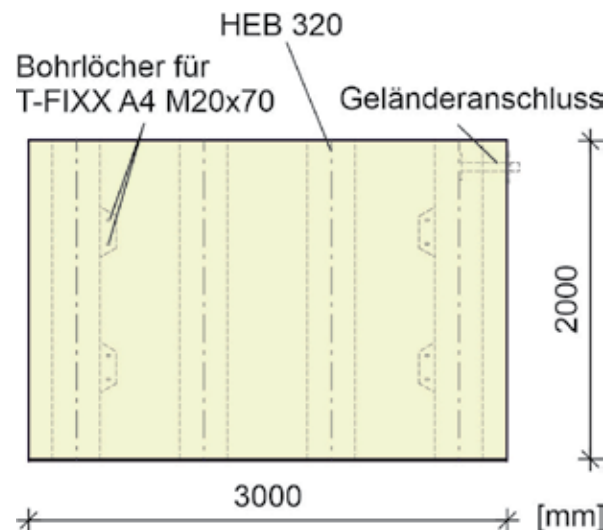


Bild 8 Positionen der Anschlüsse in der Platte
Zeichnung: R+S Ingenieure

ropäischen technischen Bewertung (ETA) mit der Nummer 13/0222 [11], wobei die Tragfähigkeit auf der sicheren Seite liegend für unbewehrten Beton angesetzt wurde.

4 Bemessung der Carbonbetonplatten

4.1 Einwirkungen und Ermittlung der Schnittgrößen

Die Haupttragrichtung der Carbonbetonplatten ist in Brückenquerrichtung. Das statische System ist ein Durchlaufträger mit drei Feldern und Kragarmen an den beiden Rändern. Die Spannweiten betrugen 80 cm (s. Bild 3).

Für die Ermittlung der Schnittgrößen wurde neben dem Eigengewicht der Konstruktion auch eine vollflächige Nutzlast angesetzt. Letztere war für die Bemessung der Carbonbetonplatten jedoch von untergeordneter Bedeutung, da die Einzellasten aus dem Fahrzeugverkehr maßgebend waren.

Die Brücke dient als Notentlastung für die parallel zum Radweg verlaufende Landstraße, weshalb Einzellasten eines 16-t-LKW mit einer Radaufstandsfläche von $40\text{ cm} \times 40\text{ cm}$ als Verkehrslast berücksichtigt werden mussten. Der lichte Raum zwischen den Geländern hat eine Breite von ca. 3 m und entspricht damit der Breite des 16-t-LKW. Demzufolge ist die Lastpositionierung beschränkt und lediglich variabel in Brückenlängsrichtung. Eine Lastvariation in Brückenquerrichtung geht zwangsläufig mit einer Kollision des 16-t-LKW mit der Geländerkonstruktion einher. Jener Havarie-Lastfall blieb daher unberücksichtigt.

Die geographische Lage der Gemeinde Ottenhöfen bedingt ein erhöhtes Schneeaufkommen in den Wintermonaten. Vor diesem Hintergrund wurde zusätzlich ein 12-t-Fahrzeug mit einer kleineren Radaufstandsfläche von $20\text{ cm} \times 20\text{ cm}$ zur Schneeräumung berücksichtigt. Die Lastpositionierung erfolgte hierbei auf Grundlage des Eurocode 1, Teil 2 [12] für den außergewöhnlichen Lastfall einer unplanmäßigen Anwesenheit von Fahrzeugen auf der Brücke. Im Gegensatz zum 16-t-LKW ist die Breite des Dienstfahrzeugs reduziert und erfordert somit ein breiteres Spektrum möglicher Lastpositionen.

Sowohl für die Radaufstandsfläche des 16-t-LKW als auch des kleineren 12-t-Dienstfahrzeugs wurde eine beidseitige Lastverteilung unter einem Winkel von 45° bis zur Schwereachse der Carbonbetonplatte angenommen. Eine Ausnahme bildeten die Plattenränder im Bereich der Stoßfugen. Hier wurde lediglich eine einseitige Lastausbreitung in Plattenlängsrichtung berücksichtigt.

Letztendlich erfolgte die Ermittlung der Schnittgrößen auf Basis einer Finite-Elemente-Simulation am Gesamtsystem. Das Gesamtsystem setzte sich dabei aus der Modellierung der Carbonbetonplatten und der Hauptlängs-

träger zusammen und umfasste somit die wesentlichen Tragelemente des Brückenüberbaus. Durch den Einbezug der Träger lag eine elastische Lagerung der Carbonbetonplatten vor. Diese Art der Modellbildung erlaubte es, das Plattentragverhalten möglichst realitätsgetreu nachzubilden.

4.2 Biegung

4.2.1 Allgemeiner Ablauf der Biegebemessung

Bei der Biegebemessung wird auf das Verfahren aus dem Stahlbetonbau zurückgegriffen [13]. Dabei kann entweder bei bekannter Bewehrungsmenge $A_{t,vorh}$ die Querschnittstragfähigkeit M_R oder bei einem einwirkenden Moment M_E die erforderliche Bewehrung $A_{t,erf}$ ermittelt werden [14]. Bei diesem Bemessungsverfahren werden folgende Annahmen getroffen:

- ❑ Die Dehnungen bleiben während der gesamten Belastung linear über die Querschnittshöhe verteilt.
- ❑ Die Zugfestigkeit des Betons wird nicht angesetzt. Somit müssen alle Zugkräfte von der Bewehrung abgetragen werden.
- ❑ Die Bewehrung und der Beton weisen vollkommenen Verbund auf.
- ❑ Für die Bemessung werden separat ermittelte Materialkennwerte für die textile Bewehrung und für den Beton verwendet.

Dieses Verfahren für die Biegebemessung darf für beliebige Querschnitte angewendet werden. Die Lösung wird dabei iterativ ermittelt und kann „händisch“ erfolgen. Hierfür

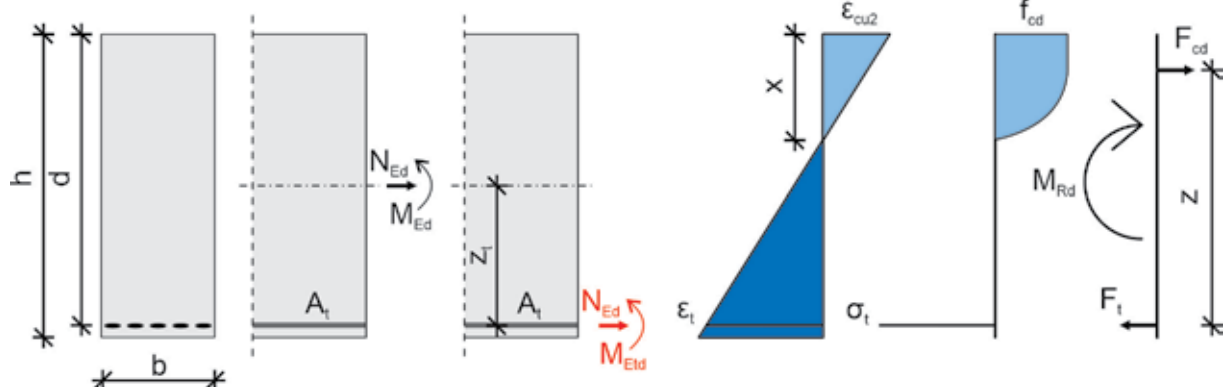


Bild 9 Ermittlung der Biegetragfähigkeit, Annahme: Betonversagen

Grafik: Sergej Rempel

sind u. a. die geometrischen Größen Breite b , Höhe h und statische Nutzhöhe d erforderlich (Bild 9).

Falls die Bewehrungsquerschnittsfläche $A_{t,vorh}$ bekannt ist und die Biegetragfähigkeit M_R gesucht wird, werden im ersten Schritt der Bemessung die Randdehnung des Betons ϵ_c und der textilen Bewehrung ϵ_t geschätzt (Bild 9). Bei einem Biegeversagen wird es entweder zum Überschreiten der Druckspannung des Betons oder zum Zugbruch der Bewehrung kommen. Aus diesem Grund ist es sinnvoll, entweder die Bruchdehnungen der Bewehrung ϵ_{td} oder des Betons ϵ_{cu2} einzusetzen (Bild 9). Mit den Materialgesetzen für die einzelnen Komponenten können mit den geschätzten Dehnungen die Spannungen für den Beton σ_c und das Textil σ_t berechnet werden (Abschnitt 3). Anschließend werden durch die Integration der Spannungen die Betondruckkraft F_c und die Textilzugkraft F_t bestimmt. Falls ein Gleichgewicht der beiden Kräfte $F_c = F_t$ vorliegt, können der innere Hebelarm z und anschließend der Biege Widerstand M_R mit Gleichung (1) berechnet werden. Bei einem Ungleichgewicht der Kräfte muss ein erneuter Iterationsschritt durchgeführt werden, beginnend mit einer neuen Abschätzung der Dehnungsverteilung.

$$M_R = F_t \cdot z = A_{t,vorh} \cdot \sigma_t \cdot z \quad (1)$$

Alternativ kann auch der erforderliche Bewehrungsquerschnitt $A_{t,erf}$ ermittelt werden, falls das einwirkende Biegemoment M_E bekannt ist. Dabei unterscheidet sich das Vorgehen lediglich im letzten Schritt, indem nur die Integration für die Betondruckkraft F_c durchgeführt wird. Anschließend wird mit dem inneren Hebelarm z

die Biegetragfähigkeit M_R mit Gleichung (2) bestimmt und mit dem einwirkenden Moment M_E verglichen. Wenn das Gleichgewicht der Momente $M_R = M_E$ erreicht ist, wird mit Gleichung (3) der erforderliche Bewehrungsquerschnitt $A_{t,erf}$ berechnet. Bei einem Ungleichgewicht ist durch Neuschätzung der Dehnungsverteilung ein weiterer Iterationsschritt erforderlich.

$$M_R = F_c \cdot z \quad (2)$$

$$A_{t,erf} = M_E / (z \cdot \sigma_t) \quad (3)$$

4.2.2 Biegebemessung der Carbonbetonplatte

Bei der Biegebemessung der Carbonbetonplatte für die Brücke in Ottenhöfen wurde das Bemessungsverfahren eingesetzt, das in Abschnitt 4.2.1 beschrieben wurde. Bei dem iterativen Prozess wurde die Bruchdehnung der Bewehrung ϵ_{td} erreicht und es kam zu einem Zugbruchversagen (Bild 10). Mit der zugehörigen Bruchspannung $f_{td} = 1.538 \text{ N/mm}^2$ und der Bewehrungsquerschnittsfläche $a_t = 142 \text{ mm}^2/\text{m}$ konnte die Zugkraft zu $F_t = 217 \text{ kN/m}$ bestimmt werden. Da sich die horizontalen Kräfte $F_c = F_t$ im Gleichgewicht befunden haben, konnte die Biegetragfähigkeit m_{Rd} mit dem inneren Hebelarm z berechnet werden, Gleichung (4).

$$m_{Rd} = F_t \cdot z = 217 \text{ kN/m} \cdot 0,08 \text{ m} = 17,4 \text{ kNm/m} \quad (4)$$

Aufgrund der symmetrischen Bewehrungsanordnung ist die ermittelte Biegetragfähigkeit m_{Rd} von $17,4 \text{ kNm/m}$ sowohl für einen Nachweis im Feld wie auch über der Stütze gültig. Das maßgebende einwirkende Biegemoment

m_{ed} betrug gemäß der Statik $11,9 \text{ kNm/m}$ und war somit geringer als die ermittelte Biegetragfähigkeit m_{Rd} .

Im Zuge der Produktionskontrolle wurden indirekt auch Untersuchungen zur Biegetragfähigkeit durchgeführt. Die dort ermittelte Biegetragfähigkeit von $m_{Rd,exp} = 18,5 \text{ kNm/m}$ lag etwas oberhalb der theoretisch berechneten Tragfähigkeit. Somit konnte gegenüber der Bauaufsicht die Tauglichkeit des theoretischen Modells bestätigt werden.

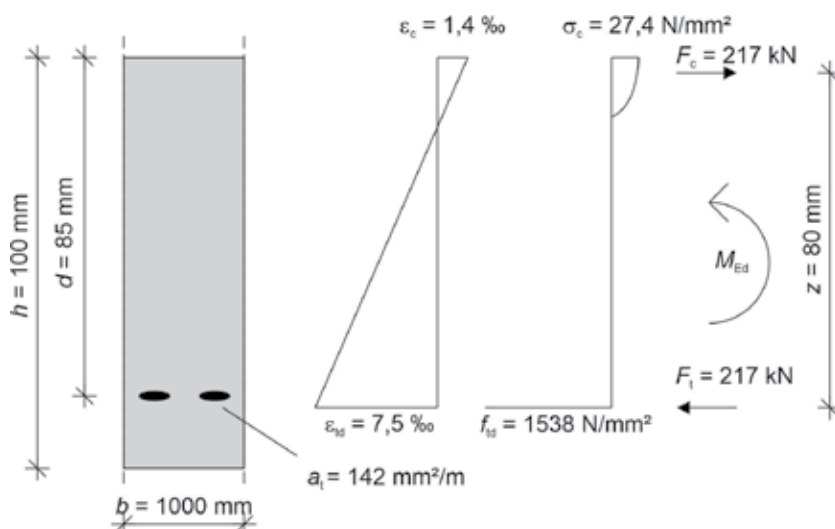


Bild 10 Ermittlung der Biegetragfähigkeit der Carbonbetonplatte

Grafik: Sergej Rempel

4.3 Querkraft

Der Querkraftnachweis für carbonbewehrte Betonbauteile mit und ohne Querkraftbewehrung war in Deutschland bei Planung und Ausführung der Brücke nicht in einer Richtlinie oder Norm geregelt. Es existieren allerdings Ingenieurmodelle für Betonbauteile mit Faserverbundkunststoffen (FVK), z. B. [15], und in internationalen Normen auch Bemessungsmodelle, z. B. [16]–[18], die für dünne Carbonbetonplatten mit textiler FVK-Bewehrung übernommen oder adaptiert werden können. Im vorliegenden Fall wurde das Bemessungsmodell, welches vom Technical Committee 250 SC2 (Working Group 1/Task Group 4 – Shear) für den Entwurf des neuen Eurocode 2 für Stahlbeton vorgeschlagen wurde, für FVK-Bauteile adaptiert. Die ursprünglichen Formeln wurden aus der *Critical Shear Crack Theory* (z. B. [19], [20]) vereinfacht und enthalten in der Grundform den Elastizitätsmodul der Bewehrung als Variable. Dies ermöglicht die Übertragung auf andere Bewehrungstypen wie CFVK. Es sei darauf hingewiesen, dass die verwendeten Formeln einen Zwischenstand (Draft 3) zum Zeitpunkt der Planung der Brücke darstellen.

Die für die Bemessung der Brücke verwendete Grundformel ist in [21] angegeben. Der Vorfaktor des Modells wurde anhand einer Datenbank des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen auf Mittelwertniveau der Materialeigenschaften (E-Modul, Betonfestigkeit) kalibriert, die seinerzeit 61 Versuche an Einfeldträgern mit ähnlichen Querschnittsgeometrien mit textiler FVK-Bewehrung und Querkraftversagen aufwies. Der Unterschied zum Vorfaktor im Stahlbetonbau von 0,6 betrug lediglich 9 %. Unter Annahme einer Normalverteilung für den Quotienten aus experimenteller und theoretischer Bruchlast wurde mittels der Standardabweichung der Versuchsdatenbank das charakteristische Niveau des Modells als 5-%-Quantil festgelegt. Um vom charakteristischen Niveau auf das Mittelwertniveau umzurechnen, wurde schlussendlich ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,5 basierend auf früheren Versuchsergebnissen in Rücksprache mit der zuständigen Bauaufsichtsbehörde festgelegt. Das Modell kann den Einfluss der Schubslankheit für effektive Schubspannweiten a_{cs} zwischen dem Ein- bis Vierfachen der statischen Nutzhöhe günstig berücksichtigen und ist auch für Durchlaufsysteme tauglich. Die Datenbasis für die Kalibrierung des Vorfaktors lag etwa in dieser Bandbreite. Es sei darauf hingewiesen, dass das Modell mit dem projektspezifisch kalibrierten Vorfaktor für größere Schubslankheiten,

die bei hochzugfesten Bewehrungen auftreten können, ggf. unsichere Ergebnisse liefern würde. Der maßgebende Bemessungsschnitt lag im Abstand d zum Anschnitt des oberen Flansches des Stahlträgers. Das im Bauwerk vorhandene Momenten-Querkraft-Verhältnis im kritischen Lastfall, welches auf Basis der FE-Berechnung im Abstand d zum Auflager ermittelt wurde, lag bei ca. 1,0 und unterschied sich damit nur geringfügig von dem einer Einzellastbeanspruchung bei Einfeldträgern. Insgesamt ergab sich ein rechnerischer Querkraftwiderstand auf Bemessungsniveau im Abstand d von 33 kN/m.

Die maximale Querkrafteinwirkung infolge der Radeinzellasten des unplanmäßigen Fahrzeuges ergab sich an den langen Plattenrändern. Da kein Lastübertrag mittels Schubdollen o. ä. von einer in die nächste Platte vorgesehen war, kommt es hier zu einer Lastkonzentration im Bemessungsschnitt. Eine günstige Wirkung der auflagnahen Einzellast konnte mangels experimenteller Untersuchungen nicht angesetzt werden. Der rechnerische Querkraftwiderstand der Carbonbetonplatte reichte nicht aus, um die Tragfähigkeit nachzuweisen. Darüber hinaus konnte zu diesem Zeitpunkt der potenziell positive Einfluss der Durchlaufwirkung der Platte noch nicht in Ansatz gebracht werden, da die bisherigen Querkraftversuche ausschließlich an Einfeldsystemen durchgeführt wurden [22]. Um eine schnelle Umsetzung der Brücke ohne aufwändige experimentelle Untersuchungen im Vorfeld zu gewährleisten, entschied sich der Bauherr nach Absprache von Planer, Gutachter und Bauaufsicht für ein hybrides Bewehrungskonzept. Die Carbonbetonplatten wurden dazu im fugennahen Bereich mit einer Zulagebewehrung aus nichtrostender Betonstahlbewehrung nachgewiesen und hergestellt. Der rechnerische Nachweis der Querkrafttragfähigkeit erfolgte in diesem Bereich auf Basis des Eurocode 2 [2] und unter Einbezug der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung der nichtrostenden Bewehrungsstäbe Z-1.4-153 [10]. Unter der Prämisse, dass sich ein jeder Biegeschubriss aus einem vorherigen Biegeriss entwickelt, wurde die Bewehrungsführung der nichtrostenden Stabstähle dem Verlauf des Biegemoments angepasst und von der unteren in die obere Lage gekröpft, s. a. Bild 5. Wegen der hohen Bruchdehnung der Carbonbewehrung konnte ein vorzeitiges Versagen der Carbonfaserstränge im kritischen Schubriss ausgeschlossen werden. Die Verträglichkeit der Dehnungen ist bei einer hybriden Bewehrung in jeder Bemessungssituation zu gewährleisten, selbst wenn die Carbonbewehrung rechnerisch nicht angesetzt wird,

um einen ungewollten Bruch der Faserstränge mit Betonabplatzung zu vermeiden.

Durch die obere Bauaufsichtsbehörde wurde in der Zustimmung im Einzelfall mit vorhabenbezogener Bauartgenehmigung eine Produktionskontrolle angeordnet, um die Einhaltung der in den theoretischen Nachweisen angenommenen Materialkennwerte und Toleranzen sowie die Tauglichkeit der verwendeten Modelle zu überprüfen. Es wurden Versuche an insgesamt sechs carbonbewehrten Plattenstreifen mit Durchlaufwirkung durchgeführt. Der Fokus der Untersuchung lag hier auf der Querkrafttragfähigkeit; die Biegetragfähigkeit und die Verankerung wurden indirekt mit behandelt. Die Probekörper bildeten das Tragverhalten des Durchlaufsystems als Einfeldträger mit Kragarmbelastung statisch bestimmt nach. Die Querschnittshöhe und Bewehrungsmenge entsprachen dem realen Bauteil im Mittelbereich der Platte, d. h. die Randbereiche mit Zulagebewehrung wurden nicht untersucht. Die Rissbilder wie auch die Tragfähigkeiten waren bei allen Probekörpern vergleichbar. Die Versuche am Durchlaufsystem haben allerdings gezeigt, dass der Querkraftwiderstand im Vergleich zum Einzelsystem und im Vergleich zur Vorhersage auf Mittelwertniveau signifikant höher war. Im vorliegenden Durchlaufsystem konnte sich aufgrund des spezifischen Verhältnisses von Stütz- zu Feldmoment von 1 : 2 sowie der geometrischen Randbedingungen ein Druckbogen ausbilden, der einen direkten Lastabtrag ermöglichte und damit den Querkraftwiderstand steigerte. Hätten die Versuchsergebnisse bereits vor der Erteilung der ZiE/vBg vorgelegen, hätte u. U. auf die Anordnung von Zulagebewehrung verzichtet werden können [22].

4.4 Endverankerung

Der Nachweis der Endverankerung der Carbonbewehrung in Haupttragrichtung der Platten, d. h. in Brückenquerrichtung, war im vorliegenden Fall wegen der breiten Obergurte und der kurzen, seitlich überstehenden Kragarme unkritisch. Für die Beurteilung gegenüber der Bauaufsicht wurden theoretische Vergleichsrechnungen auf Basis der Untersuchungen in [23] durchgeführt. Hierfür wurden die vorhandene Querschnittsfläche der Biegezugbewehrung, die rechnerische Zugfestigkeit des Betons und die vorhandene Betondeckung von 15 mm mit Ergebnissen aus vorangegangenen experimentellen Untersuchungen am Institut für Massivbau der RWTH Aachen mit diesem Bewehrungsmaterial in Relation gesetzt. Die umlaufend vorhandene Randeinfassung ist darüber hinaus mit der Biegelängsbewehrung gestoßen und trägt konstruktiv zur Endverankerung bei.

In den Querkraftversuchen im Rahmen der Produktionskontrolle wurde ein Auflagerüberstand vergleichbar zum realen Bauwerk gewählt. Hierdurch konnte die Annahme der wirksamen Endverankerung im Kurzzeitversuch schließlich gegenüber der Bauaufsicht final bestätigt werden. Für diesen Typ Bewehrung ist der Formschluss mit Spaltrissbildung als Versagensmechanismus des Verbundes maßgebend. Hierbei ist der Beton auf der Widerstandsseite die maßgebende Komponente, weshalb – wie auch im Stahlbetonbau – keine Abminderung des Verbundes infolge Dauerstand angesetzt wurde.

5 Herstellung und Ausführung



Bild 11 Bewehrungskorb

Der Bewehrungskorb wurde bei der Firma solidian GmbH gemäß dem Bewehrungsplan vollständig vorgefertigt. Zum Bewehrungskorb gehörten neben der oberen und unteren flächigen Lage auch die C-förmigen Abstandhalter und Randeinfassungen aus solidian GRID Q142/142-CCE-38 sowie die nichtrostenden Bewehrungsstäbe in den Randbereichen (Bild 11).

Die Bewehrung wurde mit einer Betondeckung von 15 mm sowohl oben als

Foto: Sergej Rempel



Bild 12 Betonage

Foto: Sergej Rempel

auch unten eingebaut. Die zulässige Einbautoleranz betrug 4 mm und durfte in 9 von 10 Fällen nicht überschritten werden.

Die Bewehrungskorb konnte aufgrund des geringen Gewichts von zwei Personen in die Schalung gelegt werden, in der bereits die Hülsenanker vorher positioniert worden waren (Bild 12). Im nächsten Schritt wurde der fließfähige Beton eingebracht, der nur noch minimal verdichtet werden musste. Hierfür wurden dünne Rüttelflaschen ($\varnothing$ 25 mm) eingesetzt.

Abschließend wurden die Carbonbetonplatten zur Baustelle transportiert, dort auf den Stahlträgern ausgerichtet und verschraubt. Neben der Befestigung des Geländers waren keine weiteren Arbeiten notwendig und die Brücke konnte für den Verkehr freigegeben werden.

6 Zusammenfassung

Die hybride Brückenkonstruktion in Ottenhöfen ermöglicht eine wirtschaftliche Lösung, die nicht nur architektonisch ansprechend, sondern auch dauerhaft ist (Bild 13). Die schlanken Carbonbetonplatten benötigen keine schützen-

de polymere Abdichtung oder Asphaltzuschicht und werden somit die Instandhaltungskosten reduzieren. Trotz der Filigranität der Konstruktion konnte eine Tragfähigkeit für ein 16-t-Fahrzeug sichergestellt werden.

Eine Besonderheit der Brücke war das Vorgehen bei der Ermittlung der Biegetragfähigkeit. Bei den bisher realisierten Carbonbetonbrücken wurde die Tragfähigkeit experimentell ermittelt. Das führte zu höheren Kosten und einer Verzögerung der Fertigstellung. Bei diesem Projekt konnte sowohl die Biege- wie auch die Querkrafttragfähigkeit mit den vorhandenen Bemessungsmodellen ermittelt werden. Die abschließende Produktionskontrolle bestätigte die theoretischen Modelle.

Danksagung

Für die Realisierung der Hybridbrücke war eine gute Zusammenarbeit der Projektpartner notwendig. Die Generalplanung hat das Ingenieurbüro R+S, Achern, übernommen. Die statische Berechnung der Carbonbetonplatte wurde durch die Firma solidian GmbH, Albstadt, durchgeführt und von dem Ingenieurbüro Stech, Achern, geprüft. Das notwendige Gutachten für



Bild 13 Ansicht der fertiggestellten Brücke

Foto: R+S Ingenieure

die Tragfähigkeit wurde vom Institut für Massivbau der RWTH Aachen erstellt und die anschließende Erteilung der ZiE/vBg erfolgte durch das RP Tübingen. Die Herstellung der Carbonbetonplatten oblag der Firma Grötz Bau, Gaggenau, und die Montage die Firma Huber Bau, Ottenhöfen. Besonderer Dank geht an den Bauherren, die Stadt Ottenhöfen, für die Möglichkeit dieses Bauwerk realisieren zu dürfen.

Literatur

- [1] Grace, N. F.; Jensen, E. A.; Eamon, C. D.; Shi, X.: Life-Cycle Cost Analysis of Carbon Fiber-Reinforced Polymer Reinforced Concrete Bridges. *ACI Structural Journal* 109 (2012) 5, S. 697–704
- [2] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010.
- [3] DIN EN 10034:1994-03: I- und H-Profil aus Baustahl; Grenzabmaße und Formtoleranzen; Deutsche Fassung EN 10034:1993.
- [4] DIN EN 1993-1-1:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005 + AC:2009.
- [5] DIN EN 206:2017-01: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013+A1:2016.
- [6] Rempel, S.: Zur Zuverlässigkeit der Bemessung von biegebeanspruchten Betonbauteilen mit textiler Bewehrung. Diss., RWTH Aachen University, 2018
- [7] Rempel, S.; Ricker, M.: Ermittlung der Materialkennwerte der Bewehrung für die Bemessung von textilbewehrten Bauteilen. *Bauingenieur* 92 (2017), S. 280–288
- [8] Rempel, S.; Ricker, M.; Hegger, J.: Safety Concept for Textile-Reinforced Concrete Structures with Bending Load. *Applied Science* 10 (2020) 20, 7328 – DOI: 10.3390/app10207328
- [9] Spelter, A.; Bergmann, S.; Bielak, J.; Hegger, J.: Long-Term Durability of Carbon-Reinforced Concrete: An Overview and Experimental Investigations. *Applied Sciences* 9 (2019) 8, 1651 – DOI: 10.3390/app9081651
- [10] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-1.4-153: Nichtrostender, kaltverformter Betonstahl in Ringen B500B NR. Werkstoff 1.4571. 10.11.2017

- [11] ETA-13/0222: DEMU Hülseanker T-FIXX der Firma Halfen. 04.12.2015
- [12] DIN EN 1991-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010.
- [13] Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau. 2. Aufl., Heidelberg: Springer Verlag, 2010
- [14] Rempel, S.; Kulas, C.: Biegetragverhalten getränkter textiler Bewehrungselemente für Betonbauteile. Bauingenieur 90 (2015) 6, S. 248–251
- [15] Kurth, M.: Zum Querkrafttragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung. Diss., RWTH Aachen University, 2012
- [16] ACI 440.1R-15: Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan (USA), 2015
- [17] CSA S806-12:2017: Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymers. Canadian Standards Association, Mississauga (Ontario, Kanada), 2012, reaffirmed 2017
- [18] Japan Society of Civil Engineers (JSCE): Recommendation for design and construction of concrete structures using continuous fiber reinforcing materials. Concrete Engineering Series 23, 1997
- [19] CEN/TC250/SC2 Project Team T1: Background documents to the final PT1 draft prEN 1992-1-1:2018.
- [20] Cavagnis, F.; Fernández Ruiz, M.; Muttoni, A.: A mechanical model for failures in shear of members without transverse reinforcement based on development of a critical shear crack. Engineering Structures 157 2018, S. 300–315 – DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.12.004
- [21] Bielak, J.; Adam, V.; Hegger, J.; Classen, M.: Shear Capacity of Textile-Reinforced Concrete Slabs without Shear Reinforcement. Applied Sciences 9 (2019) 7, 1382 – DOI: 10.3390/app9071382
- [22] Bielak, J.; Will, N.; Hegger, J.: Zwei Praxisbeispiele zur Querkrafttragfähigkeit von Brückenplatten aus Textilbeton. Bautechnik 97 (2020) 7, S. 499–507
- [23] Bielak, J.; Spelter, A.; Will, N.; Claßen, M.: Verankerungsverhalten textiler Bewehrungen in dünnen Betonbauteilen. Beton- und Stahlbetonbau 113 (2018) 7, S. 515–524

www.sandstrahl-schuch.de

**SANDSTRAHL
SCHUCH**

• STAHL • BETON • STEIN



- Anwendung diverser Strahlverfahren
- Korrosions- und Brandschutz
- Betoninstandsetzung
- Abdichtung
- Fußbodensanierung
- Rissinjektion
- Bauteilverstärkung
- Steinreinigung & -instandsetzung
- Graffiti - Entfernung & -Schutz



02826 Görlitz • Holteistraße 10 • Tel. (03581) 8 38 38 • Fax (03581) 70 42 22
02788 Hirschfelde • Siliziumstr. 1/2 • Tel. (035843) 2 74 - 0 • Fax (035843) 2 74 - 44

Stadtbahnbrücke über die A8 in Stuttgart – Eine integrale Netzwerkbogenbrücke mit Carbonhängern

*Dipl.-Ing. Andreas Keil, Dipl.-Ing. Lorenz Haspel, Dipl.-Ing. (FH) Philipp Wenger
schlaich bergemann partner, Stuttgart*

1 Einführung

Für die Verlängerung der U6 bis zum Flughafen Stuttgart muss die Bundesautobahn A8 östlich der Anschlussstelle Stuttgart-Degerloch (B27) von den Gleisen überquert werden. Diese Querung befindet sich in exponierter Lage, in einem komplexen Umfeld eines großen Verkehrsknotens. Die BAB A8 ist eine der wichtigsten Verkehrsadern des Landes und die Anschlussstelle Stuttgart-Degerloch eines der am stärksten frequentierten Tore in die Stadt. Die Autobahn selbst hat an dieser Stelle sechs Fahrspuren sowie vier Ein- und Ausfädelspuren und misst eine Breite von ca. 80 m.

Ziel war es, für diese exponierte Lage eine technisch und gestalterisch gute Lösung zu finden. Deshalb wurden drei Büros aufgefordert, im Rahmen eines Wettbewerbes Lösungsvorschläge zu erarbeiten. Der von schlaich bergemann

partner vorgeschlagene Entwurf einer schlanken Netzwerkbogenbrücke wurde zur weiteren Bearbeitung ausgewählt.

2 Entwurf

Eine gute Gestaltung sowie eine hohe Dauerhaftigkeit waren wesentliche Anforderungen an den Neubau. Ebenso sollte die stark frequentierte A8 so wenig wie möglich von der neuen Brücke beeinträchtigt werden – während der Bauzeit, aber auch für spätere Wartungsarbeiten am Bauwerk. Deshalb wurde eine Brückenkonstruktion gewählt, deren Hauptfeld die gesamten Verkehrsflächen stützenfrei überspannt. Dies bedeutete, dass keine baulichen Maßnahmen auf dem schwer zugänglichen Mittelstreifen stattfinden mussten und es ermöglichte gleichzeitig maximale Transparenz und gute Sichtbeziehungen für die Autofahrer.



Bild 1 Ansicht von Osten, Visualisierung im Zuge des Vorentwurfes

© schlaich bergemann partner

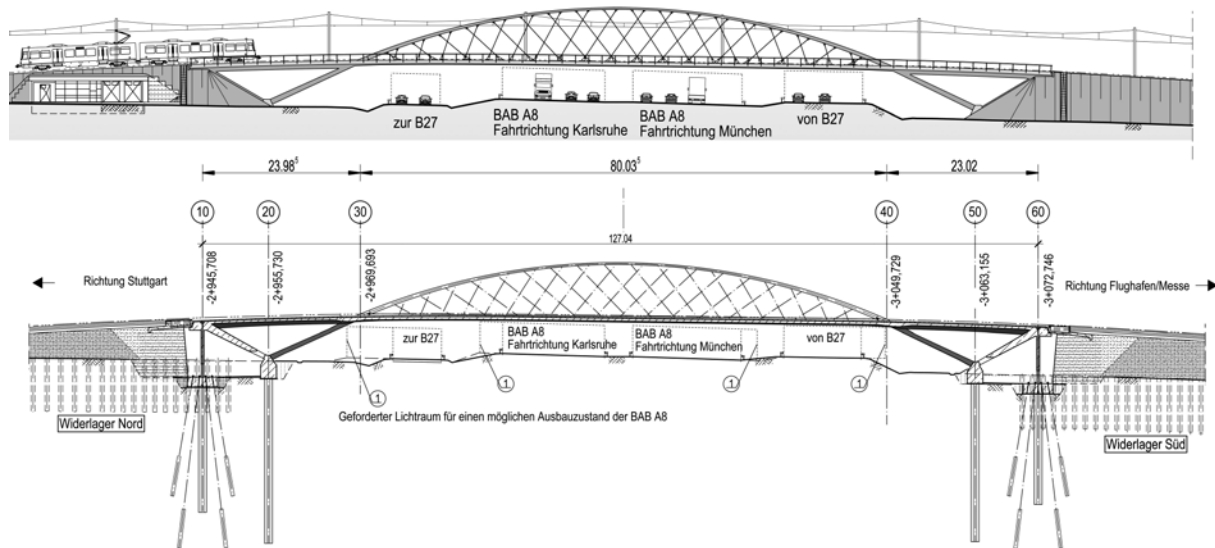


Bild 2 Längsansicht und Längsschnitt

© schlaich bergemann partner

Bei einer Spannweite von 80 m sowie der vorgegebenen Trassierung und den einzuhaltenen Lichträumen kam nur eine Brücke mit obenliegendem Tragwerk in Frage.

Nach Untersuchungen unterschiedlicher Varianten wie Trog-, Zügelgurt- und Fachwerkbrücken fiel die Wahl schlussendlich auf die Netzwerkbogenbrücke (Bilder 1 und 2), die trotz schlanker Querschnitte eine sehr hohe Steifigkeit aufweist.

Dieser Tragwerkstyp erlaubt auch eine problemlose Herstellung in Seitenlage neben der Autobahn mit anschließendem Einschub als 'ein Stück Brücke'. Um die sehr exponierte Brückensilhouette so offen und transparent wie möglich zu halten, wurden beidseitig zwei Seitenfelder angefügt und der Bogen bis zum Straßenniveau weitergeführt. Für größtmögliche Robustheit und minimalen Wartungsaufwand wurde die Brücke als integrales Bauwerk entworfen. Dabei sollten die Auflagerwände an den Widerlagern und die Tiefgründungen der Bogenfundamente in Längsrichtung möglichst nachgiebig sein, um Zwangskräfte zu minimieren. Für einen minimalen Wartungsaufwand über den Verkehrsflächen wurde eine schlanke Betonfahrbahnplatte als Überbau gewählt. Diese bietet gleichzeitig ausreichend Eigengewicht im Hinblick auf ein optimales Hängerlayout des Netzwerkbogens, um der bei diesem Brückentypus bekannten Problematik der Ermüdung der Hänger zu begegnen. Die Ermüdungsproblematik führte ebenfalls dazu, dass die ursprünglich vorgesehenen Hänger aus vollverschlossenen Spiralseilen durch Carbonzugglieder ersetzt wurden – eine Innovation, die den Entwurf von Brücken mit hohen Ermü-

dungslasten stark und nachhaltig beeinflussen wird [1] – und dies nicht nur im Hinblick auf die Wahl der Hänger, sondern auch im Hinblick auf eine wirtschaftlichere Dimensionierung von Bogen, Überbau und Unterbauten [2].

3 Konstruktion

3.1 Tragprinzip

Bild 3 zeigt schematisch die Zusammensetzung und Wirkungsweise des Tragwerks.

Im Wesentlichen besteht das Tragwerk aus einem zentralen Bogen mit Zugband, der an den Enden auf einen aufgelösten Kragträger aufgesetzt wird (Bild 4). Sofern am Übergang die Neigung des Bogens und die der schrägen Stütze des Kragarms identisch sind, können die Druckkräfte des Bogens und die Zugkräfte im Überbau durchgeleitet werden.

Am Kämpfer ergibt sich ein biegesteifer Kraftschluss zwischen Bogen und V-Stützen sowie dem Überbau vor und nach dem Kämpfer. Der kontinuierlich durchlaufende Überbau ist im Bereich des Netzwerkbogens engmaschig unterstützt und spannt im Bereich der Seitenfelder 24 m weit. Die Stützmomente aus dem Hauptfeld können daher nur einen geringen Anteil des Stützmomentes aus dem Seitenfeld kompensieren. Deshalb werden über die biegesteife Kopplung auch Biegemomente in den Bogen und die V-Stützen übertragen, was sich im Hinblick auf die Dimensionierung nachteilig auswirkt. Allerdings kann durch eine möglichst schlanke und biegeeweiche Ausbildung dieses hoch beanspruchten Details die Beanspruchung vorteilhaft beeinflusst werden.

Das Besondere eines Netzbogenbogens liegt im Zusammenwirken von Bogen, Hänger und Deck (Bild 5). Es entsteht eine Art Fachwerk, in dem sich die geneigten und überkreuzten Hänger des Netzbogenbogens sowohl beim lokalen Lastabtrag der Radlasten in unmittelbarer Nähe des Hängers als auch beim globalen Lastabtrag von unsymmetrischen Lasten (halbseitige Last) beteiligen. Die Hänger übernehmen hierbei die Funktion als Schubfeld zwischen Bogen und Deck. Insbesondere die hieraus resultierenden zyklischen Lastwechsel erfordern eine hohe Ermüdungsfestigkeit der Zuelemente [3]. Während die zur Last hin geneigten Hänger zusätzlich zu ihrer Vorspannung weiter auf Zug beansprucht werden (dargestellt in rot) werden die Zugkräfte in den entgegengesetzt geneigten Hängern verringert (nicht dargestellt). Damit diese Hänger infolge halbseitiger Verkehrslasten nicht vollständig entlastet werden (Hängerausfall auf Druck), muss im Eigengewichtszustand ausreichend Vorspannung vorhanden sein [4], [5]. Durch die Abfolge von Entlastung und Belastung erfahren die Hänger bei jeder Zugüberfahrt einen signifikanten ermüdungswirksamen Lastwechsel [2].

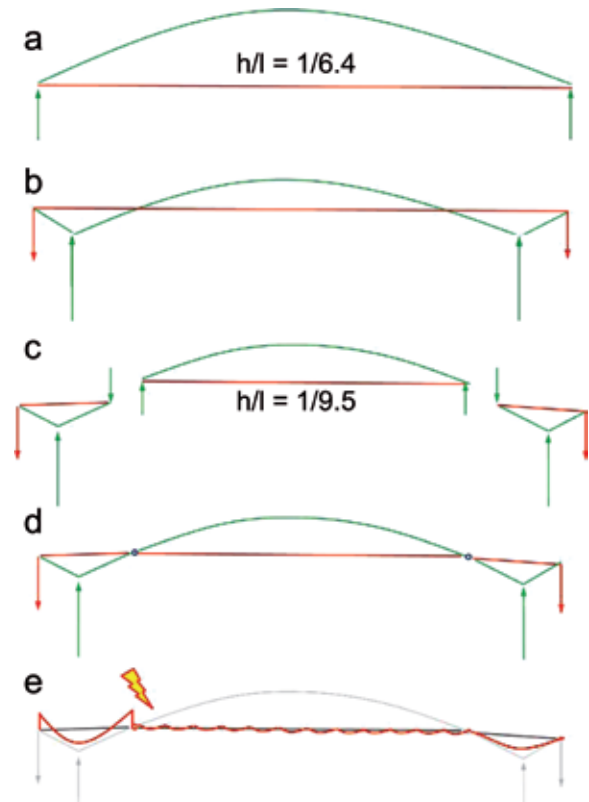


Bild 3 Schema der Zusammensetzung und Wirkungsweise des Tragwerks

© schlaich bergemann partner

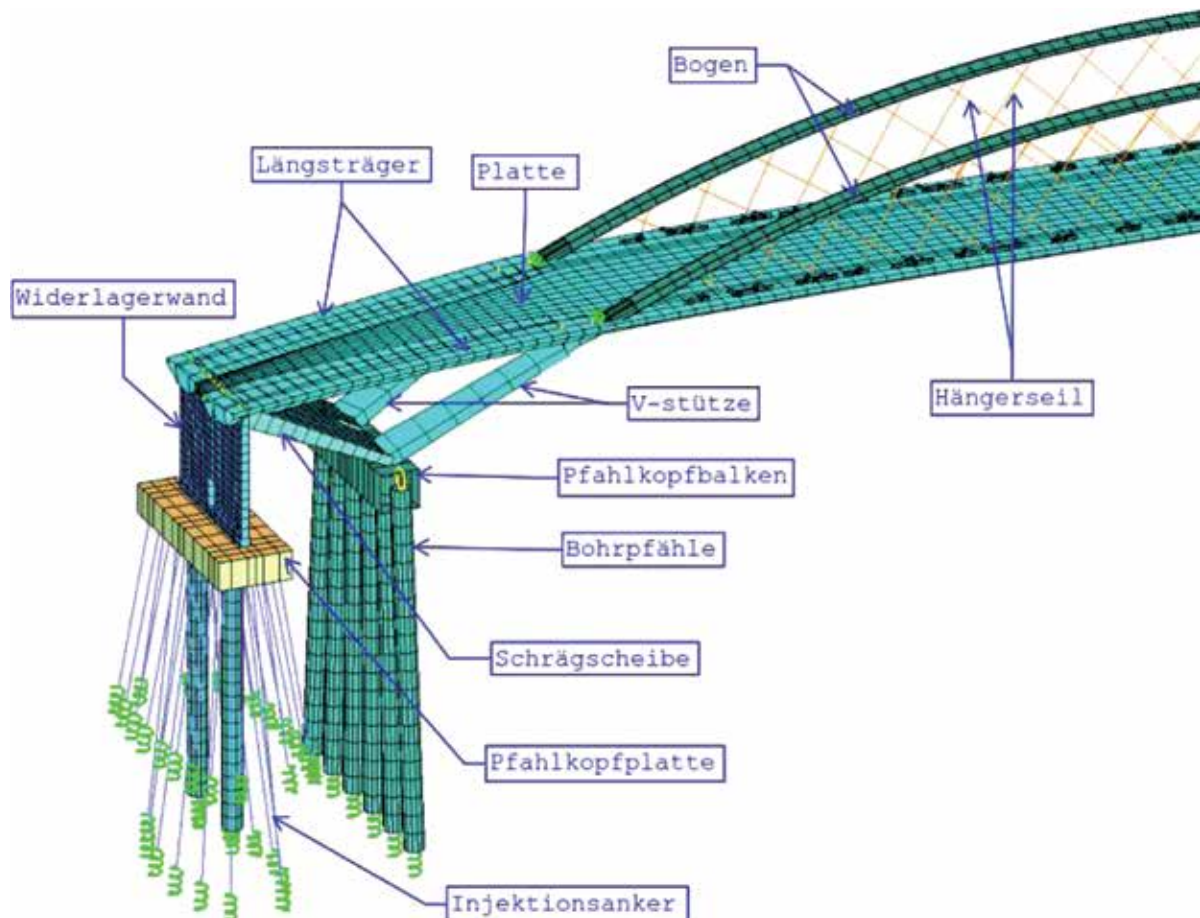


Bild 4 FE-Berechnungsmodell und Bezeichnung der Tragwerksteile

© schlaich bergemann partner

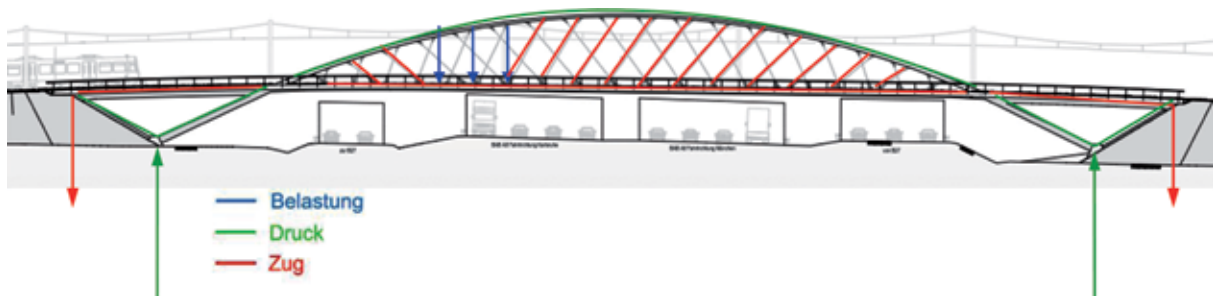


Bild 5 Lastabtrag, vereinfachte Prinzipskizze

© schlaich bergemann partner

Die beiden Seitenfelder wirken als Zugband des dreieckigen Sprengwerkes und als Biegeträger für Verkehrslasten. Die V-Stützen führen die Vertikalkomponente der Eigengewichts- und Verkehrslasten zu den Druckfundamenten Achse 20/50. Die dabei entstehende Horizontalkomponente wird über die schrägen Scheiben zum Ende des Überbaus hin kurzgeschlossen und erlaubt eine Umlenkung der verbleibenden horizontalen Zugkraft aus dem Deck in eine vertikale Zugkraft, welche von den Zugfundamenten Achse 10/60 aufgenommen wird. Aus Verkehrslasten ergeben sich für die Fundamente somit ausschließlich vertikale Kraftkomponenten. Aus Wind, Bremsen und Anfahren sowie Temperatur ergeben sich vergleichsweise kleine horizontale Lastanteile, welche primär über die eingespannten Pfähle der Pfahlgründung abgetragen werden.

Tragerelemente eingesetzt. Diese werden zum Abtrag von vertikalen (Druck-)Kräften und Horizontalkräften herangezogen. Die axialen Kräfte werden über Spitzendruck und Mantelreibung in den Baugrund eingeleitet. An den Widerlagern der Fahrbahnplatte in den Achsen 10 und 60 sind Gründungen mit Verpressankern (Litzenankern) vorgesehen. Hierdurch können die an diesen Stellen im Bauwerk auftretenden Zugkräfte im Baugrund verankert werden. Um die Verformungen aus Verkehrslasten zu begrenzen, werden auch in den Zugfundamenten je zwei Großbohrpfähle eingesetzt. Beim Vorspannen der Verpressanker werden diese auf Druck vorbelastet. Infolge vertikaler Zugkräfte aus Verkehr werden die eingepprägten Druckspannungen in den Pfählen abgebaut, wobei sich die Ankerzugkräfte nur geringfügig verändern.

An den Fußpunkten der V-Stützen in den Achsen 20 und 50 werden Bohrpfähle als Grün-

Um temperaturbedingte Ausdehnungen in Längsrichtung zu ermöglichen, benötigt eine

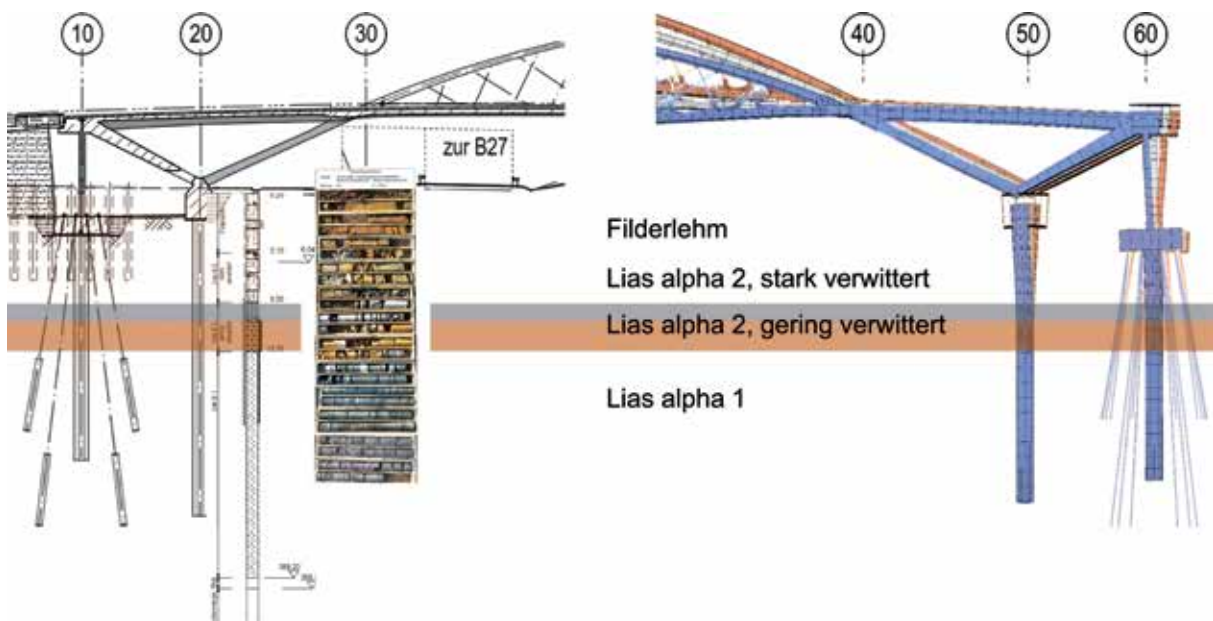


Bild 6 Geologische Verhältnisse, Bohrkerne, Schichtenaufbau mit oberflächennaher, „weicher“ Schicht aus Filderlehm und stark verwittertem Lias α_2 , gefolgt von einer tieferliegenden, tragfähigen Schicht (links) sowie temperaturbedingte Verformungen (überhöht dargestellt): rot Ausdehnung im Sommer, blau Verkürzung im Winter (rechts)

© schlaich bergemann partner

Verlauf Bogenquerschnitt

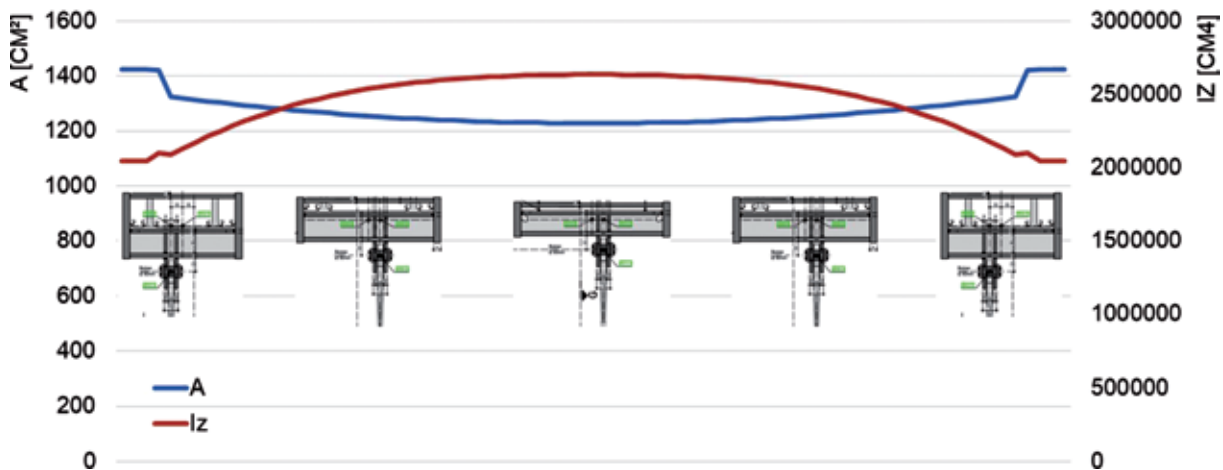


Bild 7 Variation Bogenquerschnitt: gedrungenes Rechteck am Kämpfer und flaches breites Rechteck am Scheitel
© schlaich bergermann partner

integrale Lagerung des gesamten Tragwerks in Längsrichtung flexible Gründungen. Die geologischen Verhältnisse mit einer 9 m mächtigen, oberflächennahen, „weichen“ Schicht aus Filderlehm und einer darunterliegenden, ca. 4 m starken, „harten“ Schicht ermöglichen eine solche flexible Ausführung (Bild 6). An den Zugfundamenten in den Achsen 10 und 60 werden vertikal vorgespannte Betonlamellen eingesetzt, die Verformungen in Längsrichtung ermöglichen. Im rechten Teil der Darstellung in Bild 6 sind temperaturbedingte Verformungen überhöht dargestellt: rot – Ausdehnung im Sommer, blau – Verkürzung im Winter. Mit diesem Lagerungsschema gelingt es, den Bewegungsruehpunkt der Brücke in Brückenmitte einzustellen. Trotz der Länge des Überbaus von 127 m können die Verformungen an den beiden Widerlagern so begrenzt werden, dass auf Schienenauszüge verzichtet werden kann. Um dies zu belegen, wurde ein Schienenspannungsnachweis erforderlich.

Die Erddämme zur Weiterführung der Trasse werden als selbsttragende, kunststoffbewehrte Erdbauwerke ausgeführt. Die Anbindung der anschließenden Dämme erfolgt über eine Schleppplatte und flexible Übergangskonstruktionen.

3.2 Bogen

Die Bogenachse wurde durch einen Formfindungs-

prozess ermittelt. Sie liegt nahe einer quadratischen Parabel und kann durch drei Kreisbogenabschnitte hinreichend genau abgebildet werden. Der Bogenquerschnitt verändert sich über die Länge von einem gedrungenen Rechteck am Bogenfußpunkt hin zu einem flachen breiten Rechteckquerschnitt am Bogenscheitel. Hierbei wird die Querschnittsfläche nahezu konstant gehalten (Bild 7). Gleichzeitig wird das Trägheitsmoment um die vertikale Achse zur Bogenmitte hin vergrößert, wodurch das Stabilitätsverhalten der freistehenden Bögen günstig beeinflusst werden konnte. Die beiden Bögen sind als luftdicht geschweißte Stahlhohlkastenquerschnitte ausgeführt (Bild 8).

3.3 Überbau

Das Brückendeck besteht aus einer längs und quer vorgespannten Spannbetonplatte mit einer Breite von 8,5 – 11,7 m. In Querrichtung



Bild 8 Bogenfeld im Bauzustand nach der Hängermontage

© sbp/Matthias Längle



Bild 9 Querschnitt Hauptfeld mit Querspanngliedverlauf und seitlich angeordneten Randbalken
© schlaich bergemann partner

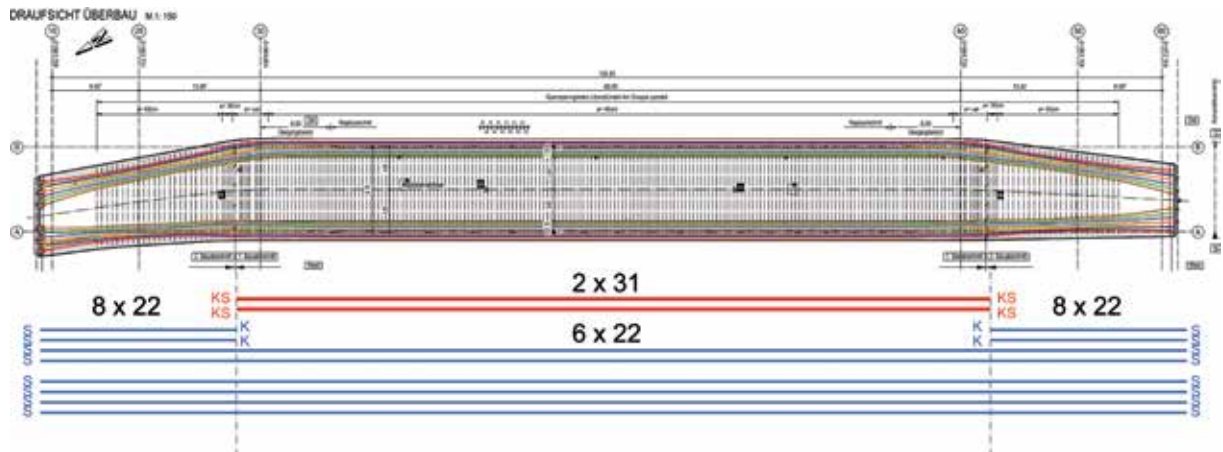


Bild 10 Längsvorspannung: Bauabschnitt 1 (rot) und Ergänzung nach Herstellung der Seitenfelder (blau)
© schlaich bergemann partner

wirkt die Fahrbahnplatte als Einfeldträger für Linielasten und als teilweise zweiachsig abtragende Platte mit weicher Einspannung der Ränder für lokale Einzellasten (Tandemlasten).

Der Überbau besteht aus einer Fahrbahnplatte und seitlich angeordneten Randbalken mit veränderlichem Querschnitt. Der Querschnitt des Überbaus im Bogenfeld orientiert sich an der Spanngliedführung der Quervorspannung (Bild 9).

Die seitlichen Ränder sind mit einem durchgehenden Flachstahl, dem sog. „Randblech“, eingefasst. Dieses Blech übernimmt einerseits die Funktion einer Randeinfassung mit Tropfkante, verfügt andererseits

ISOMETRIE
Bereich Achse 40 - 60

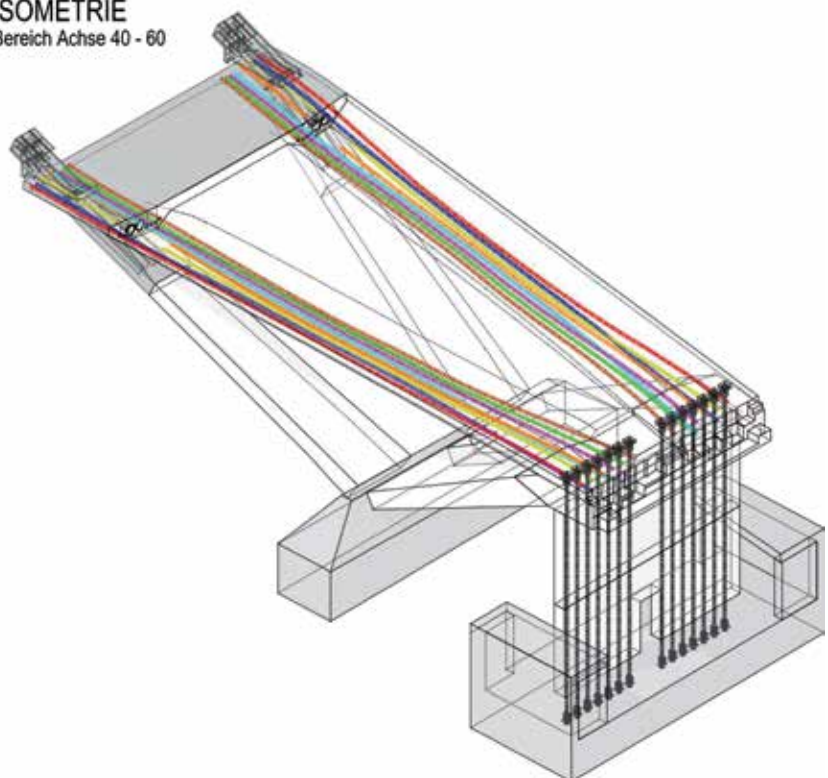


Bild 11 Isometrie Seitenfeld mit Spanngliedführung der Längsvorspannung und der vertikalen Spannglieder in der Zugverankerung der Widerlagerwand
© schlaich bergemann partner

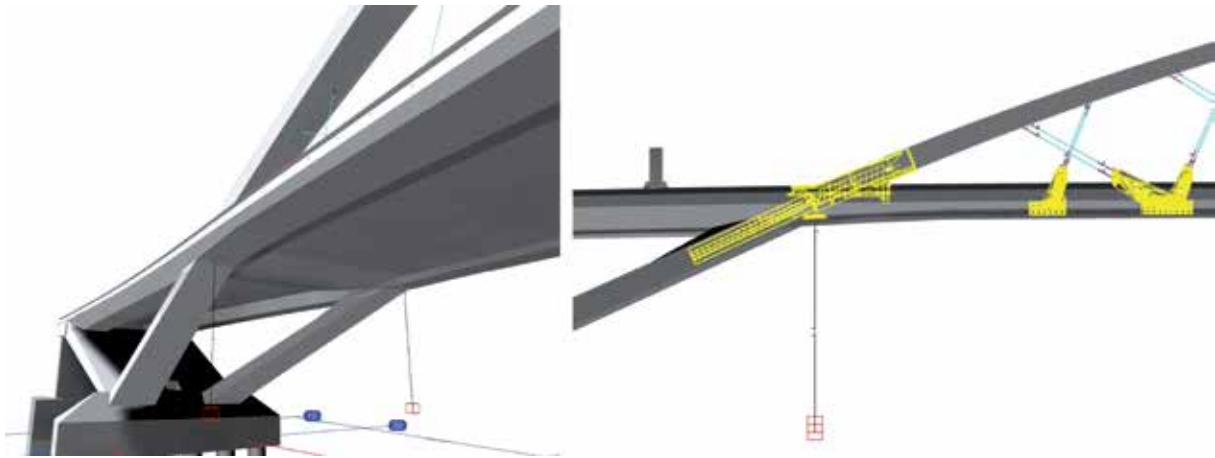


Bild 12 Untersicht und Seitenansicht mit hervorgehobenen Einbauteilen am Kämpfer und an den Hängerverankerungen © schlaich bergemann partner

rerseits über angeschweißte Laschen zur Aufnahme der Geländerpfosten und bildet dadurch einen optisch einheitlichen Abschluss in der Brückenansicht. Zudem werden über das Randblech auch der Lastabtrag horizontaler Verkehrslasten aus dem Oberbau in den Überbau gewährleistet und beidseitig die äußere und innere Erdung des Bauwerks auf ganzer Länge geführt.

Die Anordnung der Längsvorspannung wird im Bereich des Bogenfeldes auf die Randträger konzentriert. Zu den Widerlagerscheiben hin werden die Spannstränge weiter aufgefächert (Bild 10). Dadurch werden die linienförmig anschließenden Widerlagerscheiben gleichmäßiger belastet und es wird der erforderliche Platz für die Verankerungen gewonnen (Bild 11).

Der Anschluss der Hänger erfolgt über Einbauteile, welche als stehende Blechscheiben in den Randträger des Bogensegmentes inte-

griert sind (Bild 12). Die Einleitung der Hängerkräfte in den Randbalken des Überbaus erfolgt über Betondübel. Zusätzlich wurden randnahe Kopfbolzen angeordnet und für die Lasteinleitung der Hängerkräfte bemessen.

Im Bereich der Seitenfelder sind die Randträger mit 85 cm Bauhöhe in Feldmitte stärker ausgebildet und auch im Grundriss breiter ausgeführt, um die Spannweite der Seitenfelder zu überbrücken. Die vorhandene Längsvorspannung wird in diesem Bereich dazu benutzt, durch eine veränderliche Höhenlage die Momente aus Eigengewicht zu kompensieren.

Die Fahrbahnplatte weist im Bogensegment eine konstante Dicke auf. Im Bereich der Bogenkämpfer wird die Fahrbahnplatte lokal vergrößert. Damit entsteht ein Querriegel, um die Spreizkräfte aus den V-förmig nach außen geneigten Stützstreben kurzzuschließen.

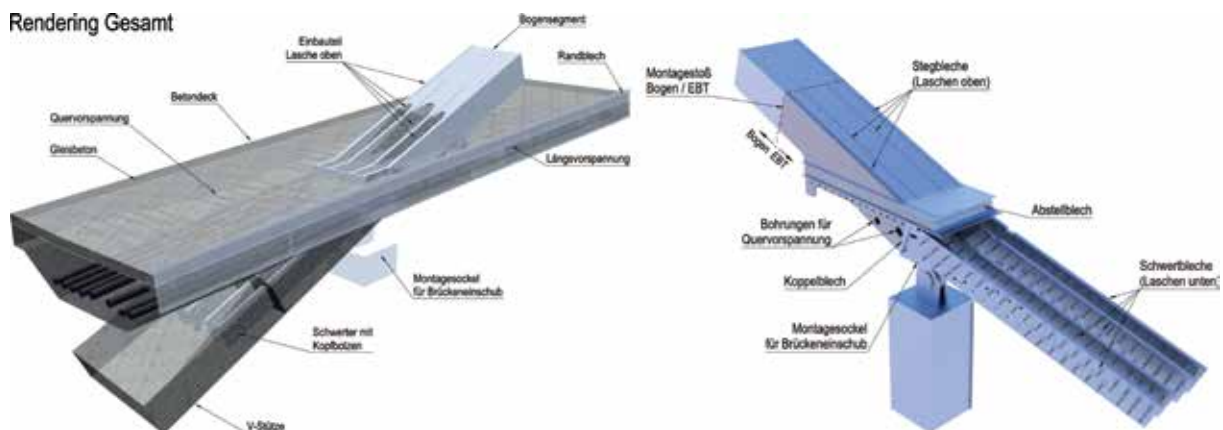


Bild 13 Kämpferdetail – Durchdringung Längsvorspannung mit vertikalen Schwertblechen des Kämpfer-einbauteils © schlaich bergemann partner

3.4 Kämpfer

Das Kämpferdetail der Stadtbahnbrücke ist eine Schlüsselstelle des Tragwerks.

Es wurde bereits erläutert, weshalb eine Minimierung der Bauhöhen und damit eine möglichst geringe Biegesteifigkeit dieses Knotens eine der essenziellen Randbedingungen darstellt. Die Durchbildung des Kämpferdetails ist daher von extrem beengten Platzverhältnissen geprägt. Die Bogendruckkräfte werden aus dem Hohlkasten zunächst in vier vertikal stehende Laschen eingeleitet. An einem gemeinsamen Koppelblech (Bild 13) knicken die Laschen im Grundriss in die Flucht der jeweiligen V-Stütze ab und leiten einen großen Teil der Bogendruckkräfte durch das Kämpferdetail hindurch über liegende Kopfbolzen direkt in die V-Stützen ein. Zwischen den vertikal stehenden Laschenblechen werden die Längsspannglieder durch das Knotendetail hindurchgeführt. Zum Ablasten der Einbauteile in der Schalung und zum temporären Lastab-

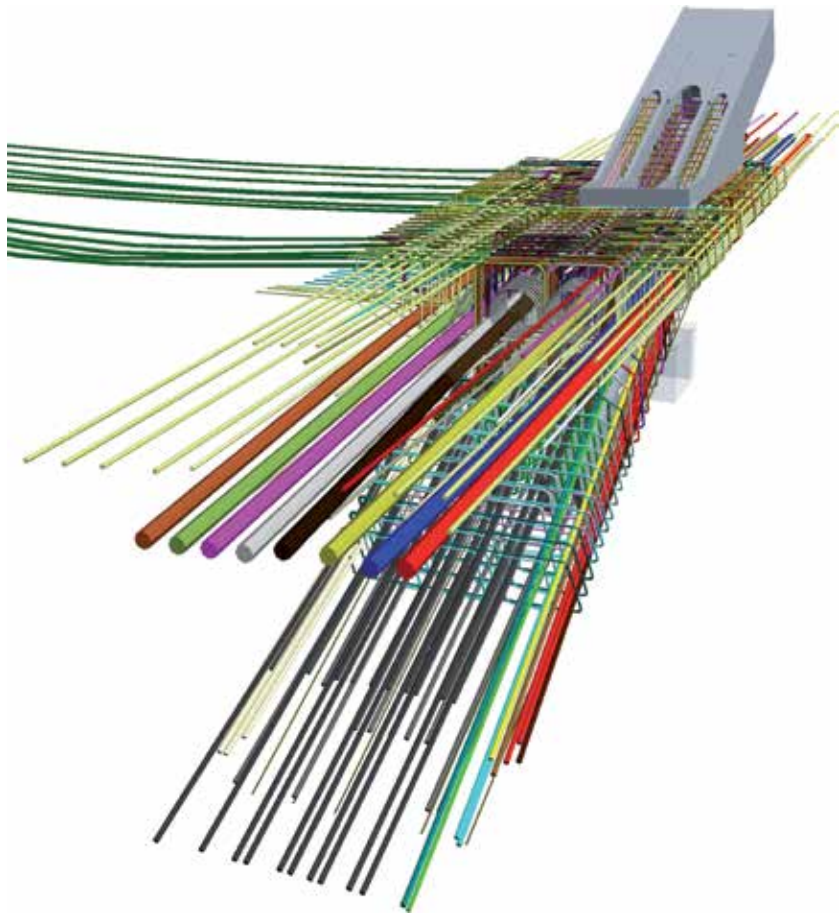


Bild 14 Kämpferdetail – Bewehrungsplanung

© schlaich bergemann partner

trag des vormontierten Bogensegmentes beim Brückenverschub und bis zur Herstellung der Unterbauten wurde unterseitig eine Kopfplatte direkt am Einbauteil vorgesehen.



Bild 15 Carbonhänger

© sbp/Andreas Schnubel



Bild 16 Montage der Hängerseile aus Carbon

© sbp/Lorenz Haspel

Die Bewehrungsplanung im Bereich der Kämpfer erfolgte vollständig am 3D-Modell (Bild 14). Auch zur Planung der Einbaureihenfolge und zur Abstimmung mit der ausführenden Firma wurden verschiedene 3D-Modelle herangezogen.

100 Jahren Einsatz in der Brücke mit deutlich überhöhten Lasten entspricht – konnte eine Eignung für den Einsatz als Netzwerkhänger belegt werden und führte zum weltweit erstmaligen Einsatz von Carbonhängern bei einem solchen Brückentyp (Bild 15).

3.5 Hänger

Im Zusammenhang mit dem Materialwechsel zwischen Stahl im Bogen und Spannbeton im Überbau wurde ein Hängersystem gesucht, dass vor Ort reibungslos eingebaut werden und zudem Bauleranzen und Kriechverformungen durch längenverstellbare Anschlüsse ausgleichen kann. Zunächst waren vollverschlossene Seile mit Gewindefittingen vorgesehen. Aus parallellaufenden Untersuchungen mit Carbonzuggliedern wurde das enorme Potenzial dieses Werkstoffes hinsichtlich seiner Betriebsfestigkeit ersichtlich, sodass es nahe lag, den Einsatz von Zuggliedern aus Carbon für einen Netzwerkbogen zu untersuchen. Im Laufe der weiteren Untersuchungen zeigte sich, dass hierdurch der Querschnitt drastisch verkleinert werden konnte und sich im Hinblick auf Dauerhaftigkeit, windinduzierte Schwingungen und die Möglichkeiten der Netzoptimierung allgemein weitere Vorteile ergaben. Durch Traglast- und Ermüdungsversuche mit jeweils 11,3 Mio. Lastwechseln – was einer Beanspruchung von

4 Montagekonzept und Bauverfahren

Parallel zur Herstellung der Erddämme erfolgte die Herstellung der Tiefgründung und der Verpressanker. Zunächst wurde das zentrale Bogenfeld des Überbaus im Bereich des späteren Dammes südlich der Autobahn auf einem Hilfsgerüst hergestellt. Nach Fertigstellung der Spannbeton-Fahrbahnplatte wurden die in Segmenten vorgefertigten Bögen auf Gerüsttürmen aufgelegt und verschweißt. Anschließend erfolgte die Montage der Hängerseile (Bild 16). Damit war das Bogensegment in sich tragfähig und das Hilfsgerüst konnte entfernt werden.

Mit Hilfe von Schwerlastmodultransportern (SPMT- *Self-Propelled Modular Transporter*, Bild 17) wurde das rund 1400 t wiegende Bogensegment angehoben, im Rahmen einer Vollsperierung der Autobahn in seine Endlage verfahren und auf zwei temporäre Gerüsttürme je Seite in Endlage abgestapelt (Bild 18). Im Anschluss daran wurde das Tragwerk mit den schrägen



Bild 17 Fahrvorgang des Bogensegmentes über die Autobahn durch Schwerlastmodultransporter (SPMT – Self-Propelled Modular Transporter) © Octonauten

V-Stützen und Seitenfeldern zum eigentlichen Brückenbauwerk vervollständigt. Der Lückenschluss zu den Pfahlkopfbalken erforderte bei dem integralen Tragwerk für eine Dauer von ca. 18 Stunden möglichst konstante Temperaturen nahe 10 °C. Nach Herstellung der Seitenfelder

wurde die endgültige Vorspannung in Überbau, Widerlagerwände und Verpressanker eingebracht und damit das Tragwerk vollständig aktiviert, sodass die temporäre Unterstützung der Kämpfer entfernt werden konnte. Im Nachgang erfolgten die Herstellung des bewehr-



Bild 18 Bogensegment in seiner Endlage auf den temporären Gerüsttürmen

© Octonauten

ten Erdkörpers und der Schleppplatten zum Anschluss der Trasse an die Erddämme sowie Oberbau und Ausbau (Bilder 19 und 20).

und Bogen realisieren, was zu mehr Wirtschaftlichkeit und dadurch auch Nachhaltigkeit führt. Zudem erlaubt das geringere Gewicht eine einfachere Montage.

5 Schlussbemerkung

Mit der Stadtbahnbrücke wurde ein besonderes Projekt realisiert. Es zeigt eindrücklich, wie durch die integrale Bauweise und den Einsatz eines Hochleistungswerkstoffes ein Tragwerk mit geringem Materialeinsatz sowie hoher Transparenz und gestalterischer Qualität realisiert werden kann. Durch die geringere Bauteilsteifigkeit in der Hängerebene lassen sich gegenüber herkömmlichen Netzwerkbogenbrücken deutliche Einsparungen in Überbau

„Gemeinsam kann man viel bewegen!“, stand auf dem Banner, welches im Zuge des Brückenverschubes am Tragwerk angebracht war. In diesem Fall trifft das insbesondere auch auf die Zusammenarbeit aller Projektbeteiligten zu. Das außergewöhnliche Engagement und der große persönliche Einsatz jedes Einzelnen sind mindestens so bemerkenswert wie das Erscheinungsbild der Brücke selbst und Grund für uns, dieses Engagement hier ausdrücklich zu würdigen und allen dafür zu danken.

Beteiligte

Bauherr	Steffen Schäfer, Dr. Volker Christiani, Bruno Schwarz und Teams / SSB AG Ulrich Decker, Joachim Andelfinger, Jonathan Essner / TBA Stuttgart
Entwurfs- und Ausführungsplanung	Andreas Keil, Lorenz Haspel, Philipp Wenger und Team / schlaich bergemann partner
Prüfingenieure / Gutachter	Prof. Urs Meier, Christoph Czaderski, Robert Widmann und Team / Empa Prof. Ulrike Kuhlmann, Jochen Raichle, Ulrike Spiegelhalder / Bürogemeinschaft Nellingen Prof. Hans-Peter Günther / b-d-e
Firmen	Alexander Krölls, Joachim Sauer, Jürgen Abb, Jens-Uwe Engler, Simon Bade und Team / Adam Hörnig Markus Plakolb, Thomas Rittmannsberger und Team / MCE Andy Winistörfer, Arne Gülzow und Team / CarboLink
Bauüberwachung	Rainer Mattheisl / SWECO Tobiasz Koza / Schüßler-Plan

Bauwerks-Kenndaten

Stützweite von Widerlager Achse 20 zu Achse 50:	107 m
Spannweite Bogen:	80 m
Bogenstich:	8,5 m
Länge des Überbaus gesamt:	127 m
Breite des Überbaus:	8,5 – 11,7 m
Brückenfläche:	1424 m ²
Längsgefälle:	von 3,5 % bis –4,4 %
Quergefälle:	2 % (nach München), Kappen: 6 % / –2 %

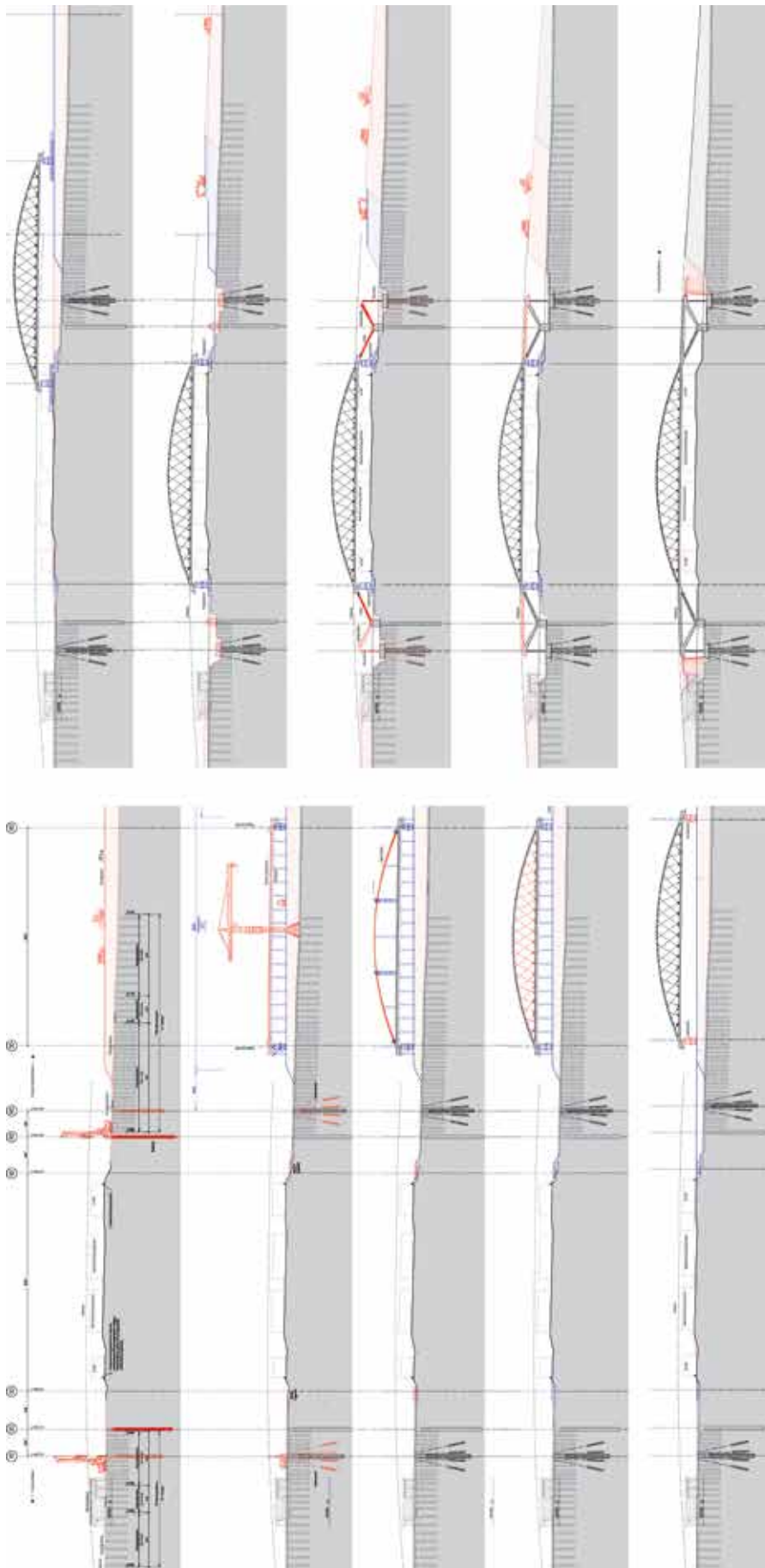


Bild 19 Erläuterung Bauablauf

© schlaich bergemann partner



Bild 20 Bogenfeld nach erfolgreichem Einschub über die gesperrte Autobahn

© sbp/Daniel Nieffer

Literatur

- [1] Haspel, L.: Netzwerkbogenbrücken mit Hängern aus Carbon. Stahlbau 88 (2019), H. 2, S. 153–159
- [2] Haspel, L.: Bauen mit Zuggliedern aus Carbon (Keynote). In: Bischoff, M.; von Scheven, M.; Oesterle, B. (Hrsg.): Tagungsband zur 14. Fachtagung Baustatik – Baupraxis, 23./24.03.2020 an der Universität Stuttgart, 2020, S. 25–42 – online veröffentlicht unter: <https://elib.uni-stuttgart.de/handle/11682/10779>
- [3] Schlaich, M.; Zwingmann, B.; Liu, Y.: Zug-elemente aus CFK und ihre Verankerungen. Bautechnik 89 (2014), H. 12, S. 841–850
- [4] Geißler, K.; Steinmann, U.; Graße, W.: Netzwerkbogenbrücken – Entwurf, Bemessung, Ausführung. Stahlbau 77 (2008), H. 3, S. 158–171
- [5] Gauthier, P.; Krontal, L.: Erfahrungen mit Netzwerkbogenbrücken im Eisenbahnbrückenbau. Stahlbau 79 (2010), H. 3, S. 199–208



solidian

Brücken für Generationen

Wir bewehren Brücken für eine Zukunft ohne Korrosionsschäden

Lernen Sie unsere Bewehrungen und ihre Vorteile kennen!

build solid.



Alkalibeständig



Minimale Wartungskosten & Längere Lebensdauer



Bis zu 7x stärker als Stahl



Ressourcenschonend



Kein Bedarf an Oberflächenschutzsystemen

Details zu unseren modularen Systembrücken gibt's auf unserem Messestand oder auf unserer Homepage!
www.solidan.com



solidian GRID



solidian REBAR



solidian REMAT



new Homepage



solidian

📍 Sigmaringer Straße 150
72458 Albstadt, DE - EU

☎ +49 74 3110 3135
✉ info@solidian.com



Nichtmetallische Bewehrung im Großbrückenbau – Kappenverbreiterung Carolabrücke Dresden

*Dr.-Ing. Harald Michler¹, Dipl.-Ing. Stefan Burgard², Dipl.-Ing. Holger Kalbe³,
Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach¹*

Vorab: Dieser Artikel basiert auf dem Entwurf für eine englischsprachige Veröffentlichung in der Zeitschrift CEND. Der Inhalt wurde für die Veröffentlichung in diesem Band überarbeitet und gekürzt.

1 Einleitung

1.1 Zum Projekt

Die 1971 errichtete Carolabrücke überführt mit einer Länge von ca. 375 m die Bundesstraße B 170 in Dresden über die Elbe. Der Brückenzug besteht aus drei Überbauten als Gerberträger mit Spannbetonhohlkästen. Die größte Stützweite beträgt im Stromfeld 110 m. Aktuell finden umfangreiche Sanierungsarbeiten an der Brücke statt. Dazu gehört auch eine Verbreiterung der Geh- und Radwege und damit der Kappen – eine Chance für den praktischen Einsatz von nichtmetallischer Bewehrung.

Der Einsatz von nichtmetallischer Bewehrung in den Kappen der Carolabrücke hat eine besondere Relevanz für die gesamte Entwicklung im Bauen mit nichtmetallischen Bewehrungen und speziell im Projekt C³ – Carbon Concrete Composite [1]. Die im folgenden vorgestellte Anwendung dient dazu, die Vorzüge nichtmetallischer Bewehrungen im Bauwesen zu demonstrieren sowie Erfahrungen unter Praxisbedingungen zu sammeln – beides Aspekte, die die Etablierung dieser neuartigen Bewehrungssysteme unterstützen. Die Anwendung von nichtmetallischen Bewehrungen zur Verbesserung der Lebensdauer von Kappen ist neu. Beim Projekt Carolabrücke können parallel mehrere Systeme unter gleichartigen Bedingungen ihre Leistungsfähigkeit zeigen. Die Verarbeitung im „normalen“ Betrieb einer Stahlbetonbaustelle bietet eine ideale und öffentlichkeitswirksame Präsentation von Carbon- und Basaltbewehrungen.

1.2 Brückenkappen

Im Brückenbau stellt die Kappe eines der am stärksten beanspruchten Bauteile dar. Maßgebend sind die Umwelteinflüsse. Neben aggressiven Medien wie Salze und CO₂ wirken hauptsächlich thermische Beanspruchungen auf diese ein. Um den Frost-Tausalz-Widerstand zu erhöhen, werden dem Kappenbeton Mikroluftporen zugesetzt. Eine große Betondeckung soll die Stahlbetonbewehrung vor Korrosion schützen. In dieser dicken, unbewehrten Betonzone können sich Risse entwickeln, ohne unmittelbar durch eine Bewehrung gebremst zu werden. Will man in diesem Bereich die Rissbreite im Entstehungsprozess begrenzen, so ist zwingend eine nicht rostende Bewehrung erforderlich. Diesen Gedanken der optimalen Bewehrungsanordnung greift das vorgestellte Projekt auf. Innerhalb der Betondeckung, also oberflächennah, wird eine zusätzliche nichtmetallische Bewehrung verlegt, um die Rissbreiten geringer zu halten und damit gleichzeitig zur Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit beizutragen. Ein möglicher Ansatz ist, eine nicht rostende Bewehrung innerhalb der sonst erforderlichen Betondeckung von ca. 4,5 cm (+ Verschleißschicht) einzusetzen, da bei einem solchen Material eben kein Korrosionsrisiko besteht. Damit liegt diese Bewehrung zudem genau dort, wo die Risse im Bauteil entstehen. Durch die Anordnung einer entsprechend feinen Bewehrung soll es gelingen, das Rissbild dahingehend zu beeinflussen, dass die Rissbreiten minimiert werden. Dieser Ansatz sollte im Auftrag der Stadt Dresden näher untersucht werden.

Ein zweiter Schritt wäre, die Stahlbewehrung zumindest an der Oberfläche komplett durch eine nichtmetallische Bewehrung zu ersetzen und diese von vornherein optimierter, also näher an der Oberfläche, einzubauen. Dieser Gedanke wurde bei den Untersuchungen be-

¹ Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden

² Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG Dresden

³ SGL Brückenplanungs- und Brückenbausteuerung der Stadt Dresden

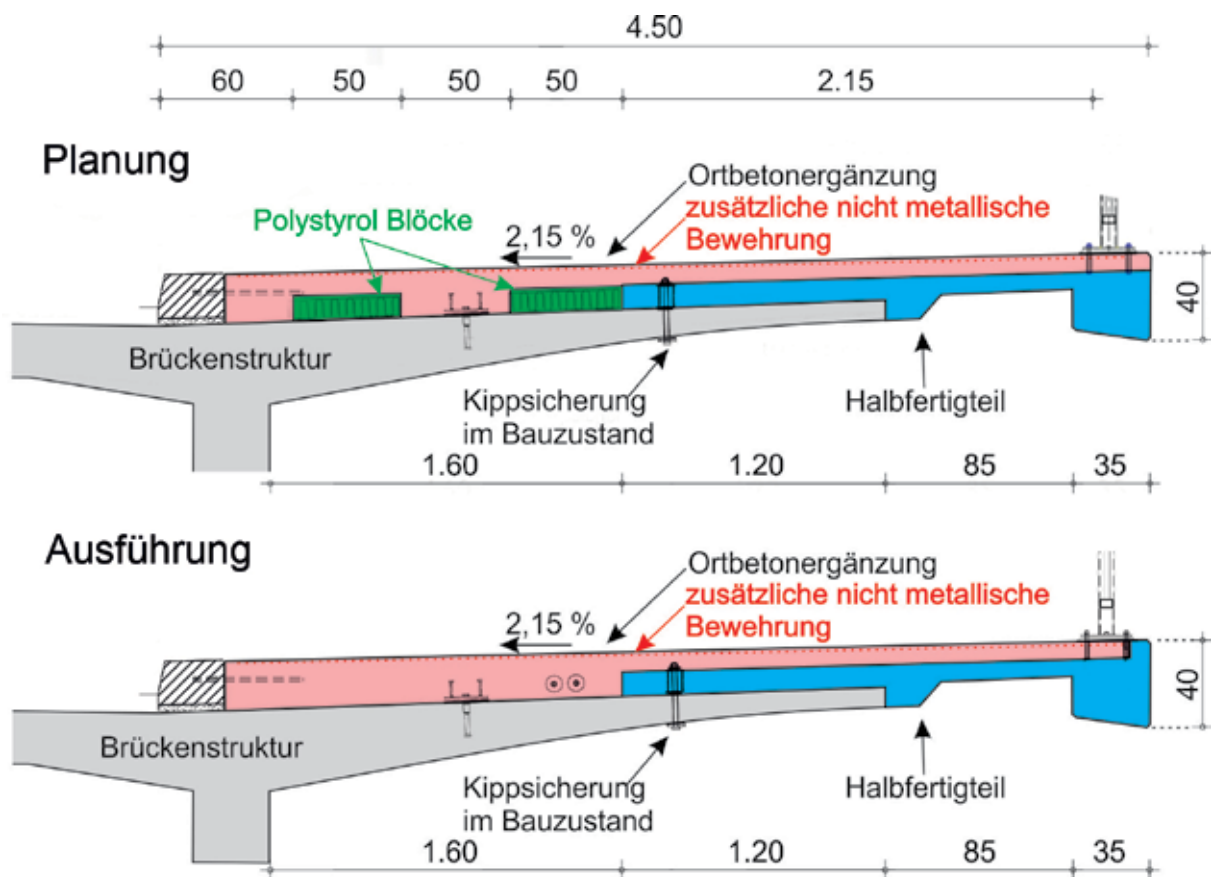


Bild 1 Verbreiterung der Kappen; oben: Variante mit Kanälen zur Gewichtseinsparung ; unten: ausgeführte Variante der Kappe als Halbfertigteil
Grafik: Harald Michler

rücksichtigt, jedoch im Bauwerk noch nicht umgesetzt.

Neben dem Projektziel, die Rissbreiten zu minimieren und damit die Dauerhaftigkeit der Brückendecke zu vergrößern, kam bei der Carolabrücke hinzu, dass zur Herstellung der um 1,10 m verbreiterten, kombinierten Geh- und Radwege eine Bautechnologie unter Verwendung von Halbfertigteilen die einzige ökonomisch sinnvolle Variante darstellte (Bild 1). Nachteil dieser Bauweise ist, dass an den Fertigteilfugen und am Übergang zum reinen Ortbetonquerschnitt Unstetigkeiten entstehen, die eine erhöhte Rissneigung aufweisen. Auch hier sollte sich eine fein verteilte, nichtmetallische Bewehrung positiv auswirken.

Am Beispiel des Kappenquerschnittes für den verbreiterten Geh- und Radweg der Carolabrücke Dresden sollte dieses Vorgehen in der Praxis erprobt werden. Als Vorbereitung wurden ein Einbautest durchgeführt und die Beeinflussung der Rissentwicklung durch eine zusätzliche nichtmetallische Bewehrung im Labor versuchstechnisch überprüft.

2 Zur Materialwahl

In einem Materialscreening wurden die verfügbaren nichtmetallischen Bewehrungen hinsichtlich ihrer Eignung bezüglich Grundmaterial, Geometrie, Verbund und Steifigkeit vergleichend bewertet. Natürlich musste auch das Betonieren der Kappe durch die nichtmetallische Bewehrung hindurch möglich sein, was in dem angesprochenen Einbauversuch im Maßstab 1:1 überprüft wurde. Im Ergebnis sollte eine Empfehlung für bis zu drei Bewehrungsmaterialien ausgesprochen werden, da im Projekt die Möglichkeit bestand, verschiedene Bewehrungen in unterschiedlichen Teilbereichen zu erproben.

Mögliche nichtmetallische Bewehrungen werden inzwischen von etlichen Anbietern geführt. Von den zu Projektbeginn verfügbaren Produkten lag lediglich für die ComBar-Serie der Firma Schöck eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des DIBt vor [2]. Als Ergebnis der Forschung im C³-Konsortium sind allerdings etliche Versuchswerte und Erfahrungen zu weiteren nichtmetallischen Bewehrungsmaterialien

en vorhanden. Folgende Produkte wurden im Rahmen des Screenings in Erwägung gezogen:

- ❑ Owens Corning Infrastructure Solutions, LLC, Toledo: Stäbe aus Glas- und Carbonfasern (Aslan™ – Glass Fiber Reinforced Polymer Rebar und Carbon Fiber Reinforced Polymer Bars),
- ❑ Deutsche Basalt Stab GmbH, Stuttgart: Basaltstäbe (T4),
- ❑ Basalt Fibertec GmbH, Rohrbach (CH): Bewehrungsstäbe (Basalt),
- ❑ Hitexbau GmbH, Augsburg: Carbonfasergelege (HTC 21/21-40),
- ❑ Hubei Yulong Group Jinli New Materials Co., Ltd, Zhejiang (China): Bewehrungsstäbe, (Fiberglass FRP bolt, GFRP bar)
- ❑ Schöck Bauteile GmbH, Baden-Baden: Glasfaserstäbe (ComBar),
- ❑ solidian GmbH, Albstadt: Carbonfasergelege (solidian GRID Q71/71-CCE-51) und Carbonfaserstab (solidian REBAR Ø4-CCE oder solidian REBAR Ø6-CCE),
- ❑ thyssenkrupp Carbon Components, Kesselsdorf: Carbonfaserstab (Carbon4ReBAR),
- ❑ TOKYO ROPE MFG. Co., LTD, Tokyo (Japan): Carbonfaserstab (CFCC),
- ❑ Wilhelm Kneitz Solutions in Textile GmbH, Hof: Carbonfasergelege (SITGrid039 bzw. SITGrid040).

Folgende Aspekte flossen in die Bewertung ein:

Grundmaterial: Als Grundmaterialien für die Fasern kommen Glas, Basalt und Carbon in die engere Wahl. Die Materialien sind als Multifilamentbündel verfügbar, bestehend aus jeweils mehreren Tausend Endlosfilamenten, die mit einer Kunststoffmatrix zu einem leistungsfähigen Kompositmaterial verbunden werden. Carbon gilt in der Regel als alkalibeständiger als Glas oder Basalt. Zudem wird bei beiden Fasertypen ein gewisses Kriechen beobachtet. Im Kompositmaterial wird das Kriechen nichtmetallischer Bewehrungselemente aber weitgehend vom Matrixmaterial dominiert, sodass auch bei Carbonbewehrungen Kriechen auftreten könnte.

Geometrie: Die Betondeckung für den Bewehrungsstahl in den Kappen wird auf $c \geq 45$ mm

ausgelegt. Die nichtmetallische Bewehrung soll mit einer Betondeckung $c_{nm} > 15$ mm innerhalb von c verlegt werden, zuzüglich 5 mm Verschleißschicht. Für runde Stabbewehrungen ist in aktuellen Normentwürfen eine Betondeckung von mindestens dem zweifachen Stabdurchmesser bzw. dem einfachen Größtkorndurchmesser als Diskussionsgrundlage enthalten. Mit dem für den Kappenbeton der Carolabrücke vorgesehenen Größtkorn kann eine Betondeckung von 15 mm realisiert werden, der Stab-Außendurchmesser sollte somit 8 mm nicht übersteigen. Der Thyssen-Stab Carbon4ReBAR ist beispielweise aktuell nur mit einem Außendurchmesser von 10 mm lieferbar und damit zu dick. Der kleinste Glasstab Schöck-ComBar besitzt einen Nenndurchmesser von 8 mm und einen Außendurchmesser von 9 mm, was gerade an der gesetzten Grenze liegt. Für die Geometrie von Gelegen ist das Größtkorn maßgebend.

Verbund: Glatte Carbonstäbe sind nicht geeignet, genügend Verbundkraft je Längeneinheit zur Verfügung zu stellen, um für ein entsprechend fein verteiltes Rissbild sorgen zu können. In der Regel weisen für den Einsatz als Betonbewehrung vorgesehene Stäbe eine verbundverbessernd gestaltete Oberfläche auf. Hierzu werden unter anderem eingefräste Rillen (zum Beispiel Schöck- oder Thyssen-Stab), schraubenförmige Umwicklungen wie beim solidian-Stab oder eine Zahnstruktur wie beim Basaltstab verwendet, um nur einige zu nennen, siehe zum Beispiel [3]–[6].

Steifigkeit: Neben dem Verbundverhalten bestimmt die Steifigkeit der Bewehrung das Rissbild maßgebend. Der Erfahrungsschatz im Bauwesen basiert hierbei hauptsächlich auf dem Betonstahl mit einem E-Modul von ca. 210.000 MPa bis zur Fließgrenze. Örtliche Überbelastungen werden dann durch das Fließen abgebaut und ermöglichen das bekannte duktile Tragverhalten im Stahlbeton. Ein Fließen kann für keines der betrachteten nichtmetallischen Materialien beobachtet werden. Ein sprödes Versagen im Rissquerschnitt ist über die Bemessung oder über geeignet abnehmende Verbundeigenschaften sicher zu vermeiden. Im Rahmen der gewählten Bauaufgabe sollte die Steifigkeit den Wert von 200.000 MPa nicht deutlich unterschreiten. Carbon erfüllt diese Vorgabe in der Regel gut (siehe z. B. solidian GRID oder REBAR), Basaltfasern bewegen sich in der Nähe zu diesem Wert. Glas wiederum hat eine deutlich geringere Steifigkeit. Beim Schöck-Glasfaserstab ComBar wird bspw. ein E-Modul von

ca. 60.000 MPa angegeben. Glas hat hier also einen systembedingten Nachteil.

Kompatibilität: Eingesetzt wird die Bewehrung mit einem üblichen C25/30 LP (Kappenbeton). Eine Verarbeitung mit Betoneinbau von oben durch das mehrlagige Bewehrungsgitter hindurch muss sichergestellt sein. Eine als Mindestwert definierte notwendige Maschenweite von ca. 50 mm erwies sich später im Einbautest (siehe Abschnitt 3) als noch zu klein, um das Größtkorn von 16 mm im Wesentlichen ungehindert durchzulassen. Um dennoch eine möglichst fein verteilte Bewehrung zur Minimierung der Rissbreiten und Rissabstände einzubringen, wurde das größte baupraktische Raster mit 66,6 mm festgelegt.

Der Einsatz von „feineren“ Bewehrungsgittern wie SITGrid039 oder SITGrid040 (Referenzmaterialien aus dem Projekt C³ – Carbon Concrete Composite [1], [7]) scheitert an dieser Forderung. Bei Verwendung von Bewehrungsgittern mit geringerer lichter Maschenweite wäre nur ein nachträgliches Einrütteln der textilen Bewehrung in den Frischbeton als Bautechnologie anwendbar. Die Bahnen der textilen Bewehrung werden hierbei aufgelegt und mittels einer Rüttelplatte ca. 8–10 mm tief in den Beton eingearbeitet [2]. Abstandhalter und Fixierungen der nichtmetallischen Bewehrung wären nicht erforderlich. Beim Einrütteln findet ein entsprechendes Nachverdichten der oberen Betonbereiche statt, was sich im Allgemeinen positiv auf die Oberflächenqualität auswirkt, da damit ein dichteres Gefüge erzeugt wird. Bei Kappen ist dies aber kontraproduktiv zu der Verwendung von Luftporenbildnern (LP). Der Einsatz von engmaschigeren Textilien mit optimaler Lage für die Begrenzung von Oberflächenrissen scheint erfolgversprechend, weshalb dieses Verfahren bei der versuchstechnischen Überprüfung der Begrenzung der Rissbreiten mit betrachtet wird. Die weitreichenden Konsequenzen dieses Verfahrens bedürfen aber noch einer weitergehenden Analyse und Betrachtung, was den Projektrahmen überstieg. Für die aktuelle Bauaufgabe wurden folglich solche Materialien dann nicht verwendet.

Wertung: In die Wertung flossen zusätzlich zu den zuvor näher erläuterten Aspekten auch aktuelle Preise und Erfahrungen des Instituts für Massivbau der Technischen Universität Dresden mit ein. In die engere Auswahl für den Einsatz bei der Brückenkappe kamen ein Gelege und ein Stab auf Carbonfaserbasis (solidian GmbH) sowie ein Basaltstab (Deutsche Basalt

Stab GmbH); im Labor wurden zusätzlich Experimente mit zwei Carbonfasergelegen mit geringerer Maschenweite (Wilhelm Kneitz Solutions in Textile GmbH und ITM, TU Dresden) durchgeführt. Weiterführende Angaben zu den Materialien enthält Tabelle 1 in Abschnitt 4.

3 Großflächiger Einbauversuch

Ziel des Einbauversuches war es, die Technologie – d. h. die Verwendung eines regelkonformen Kappenbetons und dessen Einbau mittels Betonpumpe – einer ersten praktischen Erprobung zu unterziehen und eventuelle Schwachpunkte zu erkennen. Darauf aufbauend konnten bei der Ausführungsplanung für die Brücke die Erkenntnisse berücksichtigt werden.

Bei den neuen Kappen für die Carolabrücke werden Halbfertigteile mit einer Ortbetonergrünung mit einem Beton C25/30 LP und üblicher Betonstahlbewehrung Ø 10 mm, s = 12,5 cm kombiniert. Auf dieser Grundbewehrung wird die nichtmetallische Bewehrung verlegt. Auf der Testfläche bei der Firma Hentschke Bau wurden alle drei vorausgewählten Bewehrungsmaterialien fortlaufend eingebaut. Bild 2 zeigt einen Blick auf die eingebauten Bewehrungen. Bei jedem Material wurde ein Bewehrungsstoß ausgebildet und es wurden jeweils zwei Fertigteilfugen gekreuzt. Je nichtmetallischer Bewehrung wurde eine 4 m breite Fläche benötigt. Angemerkt sei, dass auf die zur Gewichtsreduzierung vorgesehenen Styrodurblöcke (siehe Bild 1, unten, und blaue Elemente in Bild 2, Mitte und links) dann später beim realen Bauwerk verzichtet wurde.

Die erforderliche Unterstützung der nichtmetallischen Bewehrung wurde mit Faserzementleisten bewerkstelligt, die auf der Stahlbewehrung auflagen (ebenfalls in Bild 2 zu sehen). Das Betonieren erfolgte mit einer Betonpumpe und üblichem Equipment von einem fahrbaren Wagen aus, um die Bewehrung beim Betonieren nicht betreten zu müssen. Die Flaschenrüttler hatten einen Durchmesser von 5 cm, um das Raster der nichtmetallischen Bewehrung durchdringen zu können. Im Nachgang wurde die Oberfläche mit einer Rüttelbohle abgezogen und ein Besenstrich aufgebracht.

Bei den Kappen sind verschiedene Einbausituationen zu realisieren (vgl. Bild 1): zum einen der flächige Einbau einer relativ dünnen Betonschicht oberhalb der Fertigteile (ca. 10 cm), zum anderen das Betonieren der relativ tiefen



Bild 2 Eingebaute Bewehrung, von links nach rechts: solidian REMAT-CCE-Ø4-10/10 – 100 × 100 mm; solidian GRID Q71/71-CCE-51 – 71 × 71 mm; Basalt T4 – 66 × 100 mm Fotos: Harald Michler

Plattenbereiche zwischen den Aussparungen. Untersucht wurden während und nach dem Einbauversuch:

- ☐ Das Einbauen der Bewehrungen inkl. erforderlichen Abstandhaltern und Unterstützungen,
- ☐ Das Verhalten der Bewehrung unter Baustellenbedingungen (z. B. Begehrbarkeit der Bewehrung),
- ☐ Betoneinbau und Verdichten,
- ☐ Das Verhalten der Konstruktion infolge Befahrens im Bereich der auskragenden Fertigteile (Belastung durch Baustellenfahrzeuge),
- ☐ Die Lagegenauigkeit der Bewehrung durch nachträgliches Aufsägen der Probefläche.

Interessant war auch die Zeit, die jeweils für das reine Betonieren benötigt wurde. Es ergaben sich ca. 20 Minuten für die Variante solidian REMAT, ca. 35 Minuten für das solidian GRID und ca. 12 Minuten bei Verwendung der Basaltstäbe T4.

Das Fazit aus dem Einbauversuch mit Fokus auf der nichtmetallischen Bewehrung lautet:

1. Die Faserbeton-Abstandhalter waren ungeeignet und werden durch nichtmetallische Stäbe ersetzt. Zum Fixieren sind Kabelbinde-der gut geeignet.

2. Das Betreten der nichtmetallischen Bewehrung ist möglich, sollte aber weitgehend vermieden werden. Es werden entsprechende Gehhilfen (Bohlen) empfohlen.
3. Der Betoneinbau durch die nichtmetallische Zusatzbewehrung hindurch ist möglich. Die benötigten dünnen Rüttelflaschen verzögern allerdings insgesamt das Arbeiten. Beim Verteilen des Betons stellt die nichtmetallische Bewehrung eine zusätzliche Behinderung dar, die den Beton am Verlaufen hindert. Größere Öffnungsweiten sind vorteilhaft.
4. Beim Betoneinbau verformt sich die nichtmetallische Bewehrung unter der Last des aufliegenden Betons. Beim Einrütteln des Betons wird diese Verformung für die steiferen Bewehrungen solidian REBAR und den Basaltstab teilweise zurückgenommen. Die Lagegenauigkeit muss durch einen geringeren Abstand der Unterstützungen verbessert werden.
5. Das Abziehen der Betonoberfläche mit einer Rüttelbohle wurde durch die nichtmetallische Bewehrung nicht beeinflusst. Für den Besenstrich muss die Betondeckung der nichtmetallischen Bewehrung mindestens dem Größtkorndurchmesser entsprechen, ansonsten werden die Körner herausgezogen und durchbrechen die Oberfläche.

Insgesamt war der Einbauversuch erfolgreich, was die spätere Lagekontrolle der nichtmetallischen Zulagebewehrung bestätigt (nähere Ausführung

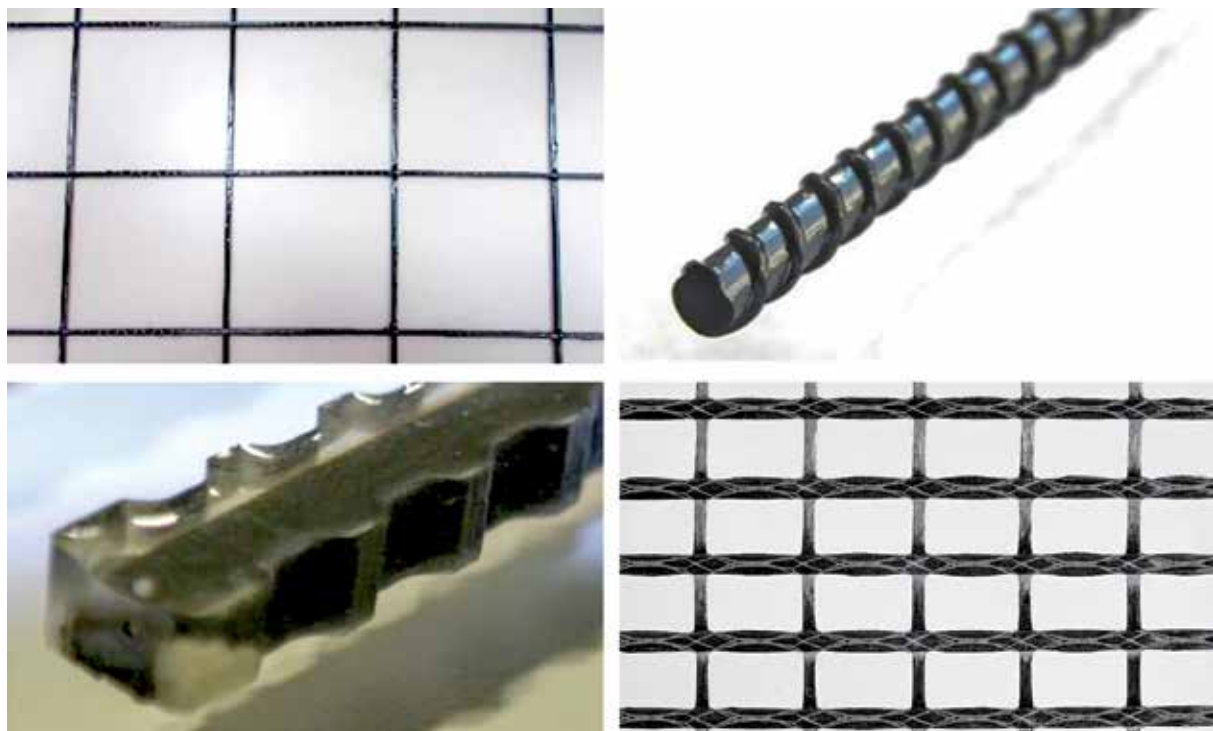


Bild 3 Überblick der nichtmetallischen Zulagebewehrungen, von links oben nach rechts unten:
 B01 – solidian GRID Q71/71-CCE-51 (© solidian GmbH),
 B02 – solidian REBAR-Ø4-CCE (© solidian GmbH),
 B03 – Basaltstab LAP T4 (© Deutsche Basalt Stab GmbH),
 B05 – Prinzipfoto SITgrid040 und NWM5- 001-17-130 (© IMB der TU Dresden)

dazu enthält die Diplomarbeit von Fabian Schierack [8]). Für das solidian GRID wurden zu große Lageabweichungen festgestellt. Zusammen mit den erschwerten Bedingungen beim Betonieren infolge der geringen Maschenweite wird diese Variante folglich nicht für den Einsatz bei der Carolabrücke weiterverfolgt. Bei den stabförmigen Bewehrungen wurden ebenfalls Lageabweichungen festgestellt, weshalb für das reale Bauwerk das Unterstützungskonzept geändert wird.

Eine Einweisung in die speziellen Anforderungen und Gegebenheiten ermöglicht es jeder betonierenden Mannschaft, auch mit nichtmetallischer Bewehrung umzugehen. Bei der Festlegung der Betondeckung ist – neben dem Größtkorn – ein ausreichendes Vorhaltemaß für Einbautoleranzen der als Auflage dienenden Stahlbewehrung und der weichen, Nichtmetallbewehrung vorzusehen.

4 Versuchstechnische Überprüfung der Rissweitenentwicklung

4.1 Herstellung der Probekörper

Die Probekörper für die Labortests wurden ebenfalls im Fertigteilwerk der Firma Hentsch-

ke Bau, direkt im Anschluss an die Herstellung der Testfläche, hergestellt. Je nichtmetallischer Bewehrung wurde ein Probekörper vorgesehen, zudem ergänzend ein Referenzkörper (Balken Nr. B04) ohne nichtmetallische Zulagen. In Tabelle 1 sind Informationen zu den Bewehrungen und Probekörpern zusammengefasst. Die Daten werden in Bild 3 ergänzt.

Die Stahlbetonbalken für die Labortests hatten alle einen Querschnitt von ca. 26 cm × 50 cm. Gleichbleibend ist ein Bewehrungskorb aus Betonstahl mit einer Längsbewehrung Ø 10. Die nichtmetallische Bewehrung wurde jeweils auf der Biegezugseite innerhalb der Betondeckung eingebaut, siehe Bild 4.

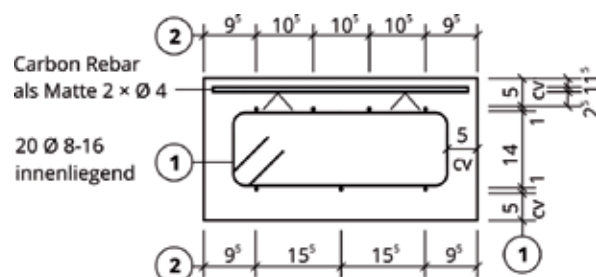


Bild 4 Querschnitt der Probekörper
 Zeichnung: LAP, modifiziert

Tabelle 1 Übersicht der Prüfkörper und Kennwerte der Bewehrungen

Probekörper Daten	B01 solidian GRID	B02 solidian REBAR	B03 Basaltstab T4	B05a NWM5-001- 17- 130	B05b SITgrid040
Handelsname (Hersteller)	GRID Q71/71- CCE-51 (solidian)	REBAR Ø 4- CCE (solidian)	LAP T4 (Deutsche Basalt Stab)	- (ITM der TU Dresden)	SITgrid040 (Wilhelm Kneitz)
Material Faserstrang	Carbon	Carbon	Basalt	Carbon	Carbon
Material Matrix (Hersteller)	Epoxidharz	Epoxidharz	Polyester- harz	Lefasol BT91001-1 (Lefatex)	CHT TRC VP A317 (CHT)
Achsabstand der Stränge in [mm]	71			12,7	12,7
Einzelstrang- querschnitts- fläche in [mm ²]	3,62	-	1,8	1,81	1,81
Strangquer- schnittsfläche in [mm ²]	3,62	12,6 (Stab)	7,2	1,81	1,81
Bewehrungsquer- schnittsfläche in [mm ² /m]	51	126 (Stab)	72	142	142
Char. Bruch- festigkeit [MPa] bezogen auf Faser- querschnittsfläche	3.200 längs 3.400 quer	2.300 (Stab)	1.950	ca. 2.750	ca. 3.000
E-Modul [MPa]	>200.000	159.000 (Stab)	85.000	ca. 221.000	ca. 210.000

Bild 5 zeigt das Betonieren exemplarisch. Die Abstandhalter waren hier dichter verlegt, um eine höhere Lagegenauigkeit im Vergleich zum Einbauteil zu erreichen.

Die in den Labortests zusätzlich betrachteten Gelege (Bewehrungen B05a und b in Tabelle 1) wurden nachträglich von oben in die Balkenoberfläche eingerüttelt. Großmaßstäblich könnte dies durch den Einsatz eines Oberflächenrüttlers erfolgen.

In einem früheren Forschungsvorhaben [9] wurden mit einem derartigen System gute Ergebnisse erzielt, daran sollte angeknüpft werden, um eine alternative Methode der Kappenherstellung bereitstellen zu können. Der damals verfolgte Gedanke, eine Bewehrung möglichst nah an der Oberfläche einzubauen und damit Risse noch effektiver in ihrer Breite zu beschränken, wird bei den Kappen der Carolabrücke mit deutlich verbesserten Materialien umgesetzt.

4.2 Prüfung

Die Prüfung erfolgte im 4-Punkt-Biegeversuch. Bild 6 zeigt den Versuchsaufbau und die Kameraanordnung für die Photogrammetrie zur Untersuchung der Rissweiten. Zusätzlich wurden auch induktive Wegaufnehmer (IWA) verwendet. Einen Eindruck von der Auswertung des Rissbildes anhand der Photogrammetriedaten zeigt Bild 7 für eine gegebene Laststufe. Die Rissweiten wurden an möglichst vielen Stellen ermittelt und dann statistisch ausgewertet.

4.3 Auswertung

Die Prüfkörper wurden belastet, bis die Stahlbewehrung vermutlich ins Fließen geriet, dann wurde entlastet. Dabei wurden die Risse und Rissbreiten beobachtet. Ziel war, die Rissbildung der Balken bei gleichartiger Beanspruchung gegenüberzustellen. In Bild 8 sind die Maschinenkraft-Durchbiegungs-Linien der sechs Prüf-



Bild 5 Herstellung der Balken, hier B03
Foto: Harald Michler

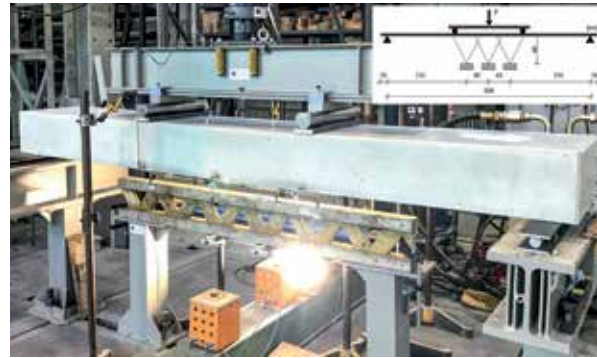


Bild 6 Versuchsaufbau
Foto: Philipp Riegelmann

körper dargestellt. Für den unverstärkten Körper B04 ist die stahlbetontypische Rissbildung deutlich erkennbar. Bei der Maximallast im Referenzkörper von 60 kN zeigen alle verstärkten Balken eine deutlich kleinere Durchbiegung.

einer Kraft von 40 kN, bei der der Stahl im Referenzprüfkörper noch nicht ins Fließen gekommen ist, lag die durchschnittliche Rissweite bei etwa 0,05 mm. Im Vergleich dazu wurde beim Referenzprüfkörper B04 eine Rissweite von 0,33 mm gemessen.

Bild 9 verdeutlicht die Wirksamkeiten der zusätzlichen Bewehrungen für die mittleren Rissbreiten; Bild 10 stellt als Extremwertbetrachtung die maximalen Rissweiten je Probekörper und Laststufe dar, da für Bauteile in der Regel die maximalen Rissweiten maßgebend hinsichtlich möglicher Schädigungen sind. Deutlich zu erkennen ist, dass die in den Versuchen gemessenen Rissweiten durch alle oberflächennahen, nichtmetallischen Bewehrungen verbessert werden konnten.

Ferner ist eine deutliche Gruppenbildung erkennbar: zum einen die in der Betondeckung eingebauten Bewehrungen B01–B03, die die mittlere Rissbreite in etwa halbieren, zum anderen die nachträglich eingerüttelten Bewehrungen B05a und B05b, die nochmals eine Halbierung schaffen. Innerhalb der für das Bauvorhaben relevanten Gruppe B01–B03 gibt es nur geringe Unterschiede mit einem leichten Vorteil für den solidian REBAR.

Die größte Verbesserung lieferte das im Prüfkörper B05b verbaute Textil SITgrid040, welches eine Weiterentwicklung aus [9] ist. Bei

Bei der Laststufe 40 kN erreichen beide solidian-Bewehrungen eine Rissbreite von ca. 0,12 mm und damit deutlich mehr als eine Halbierung der mittleren Rissbreite gegenüber

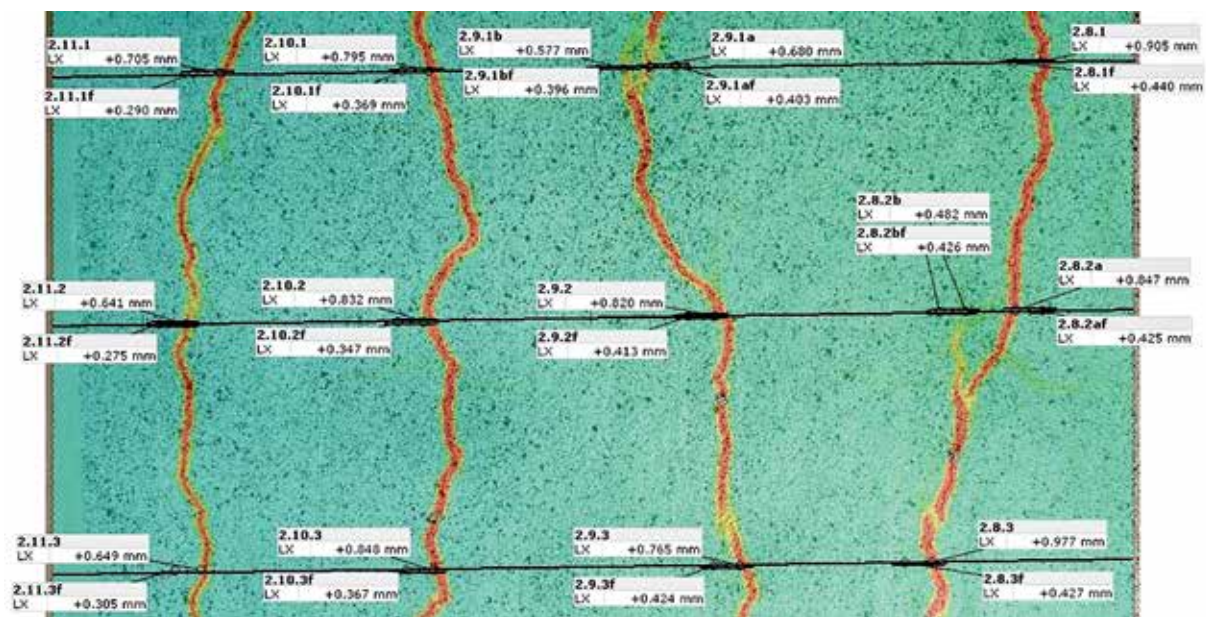


Bild 7 Beispielhafte Darstellung der Auswertung hinsichtlich der Rissweiten

Grafik: Auszug aus der GOM-Auswertung

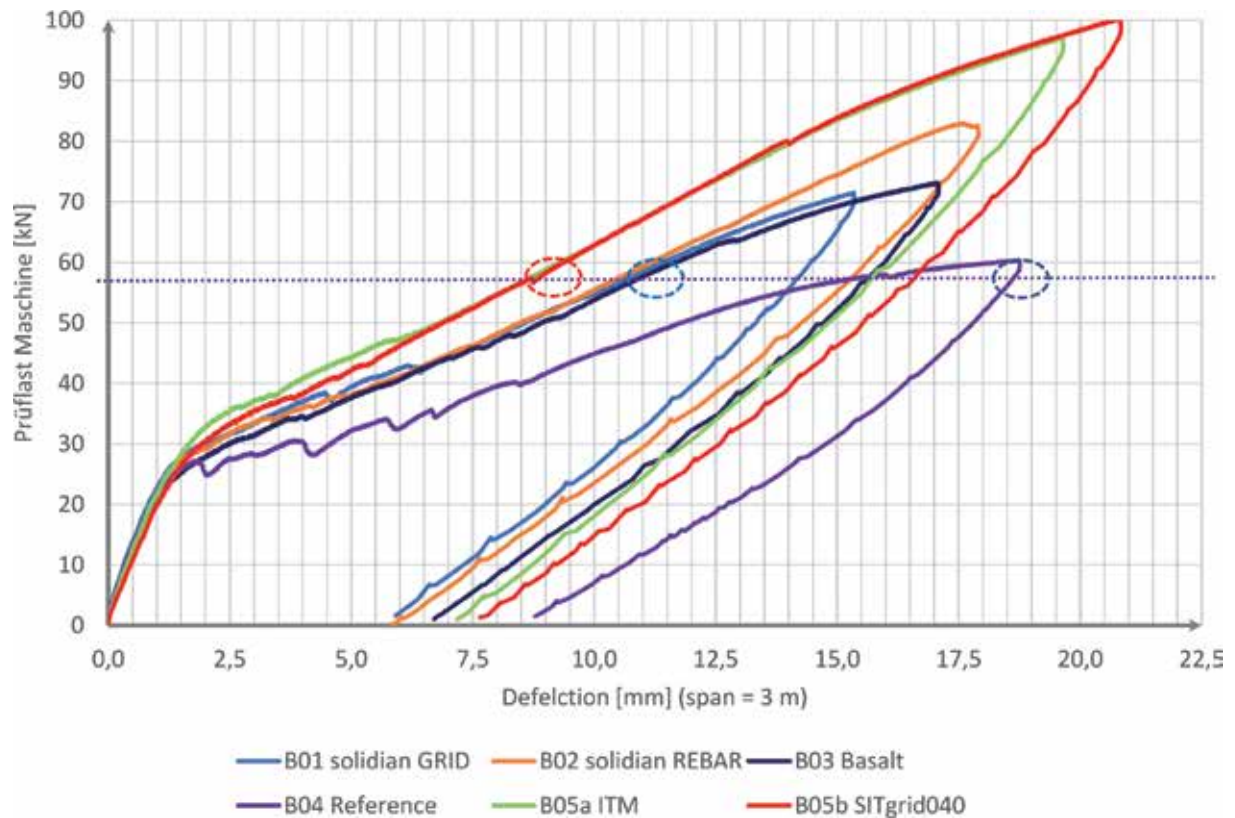


Bild 8 Vergleich der Mittendurchbiegung zur Prüflast

Grafik: Philipp Riegelmann und Harald Michler

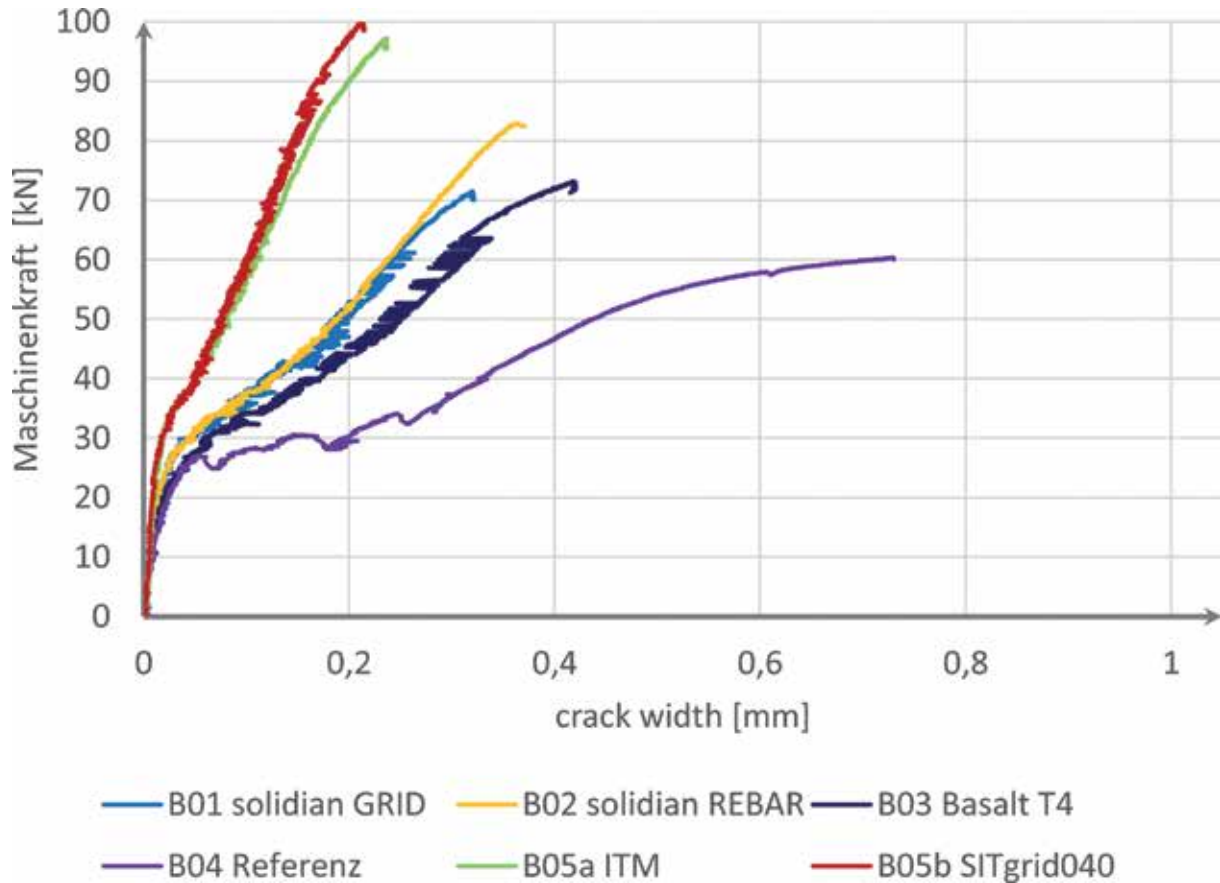


Bild 9 Vergleich der mittleren Rissweiten

Grafik: Philipp Riegelmann und Harald Michler

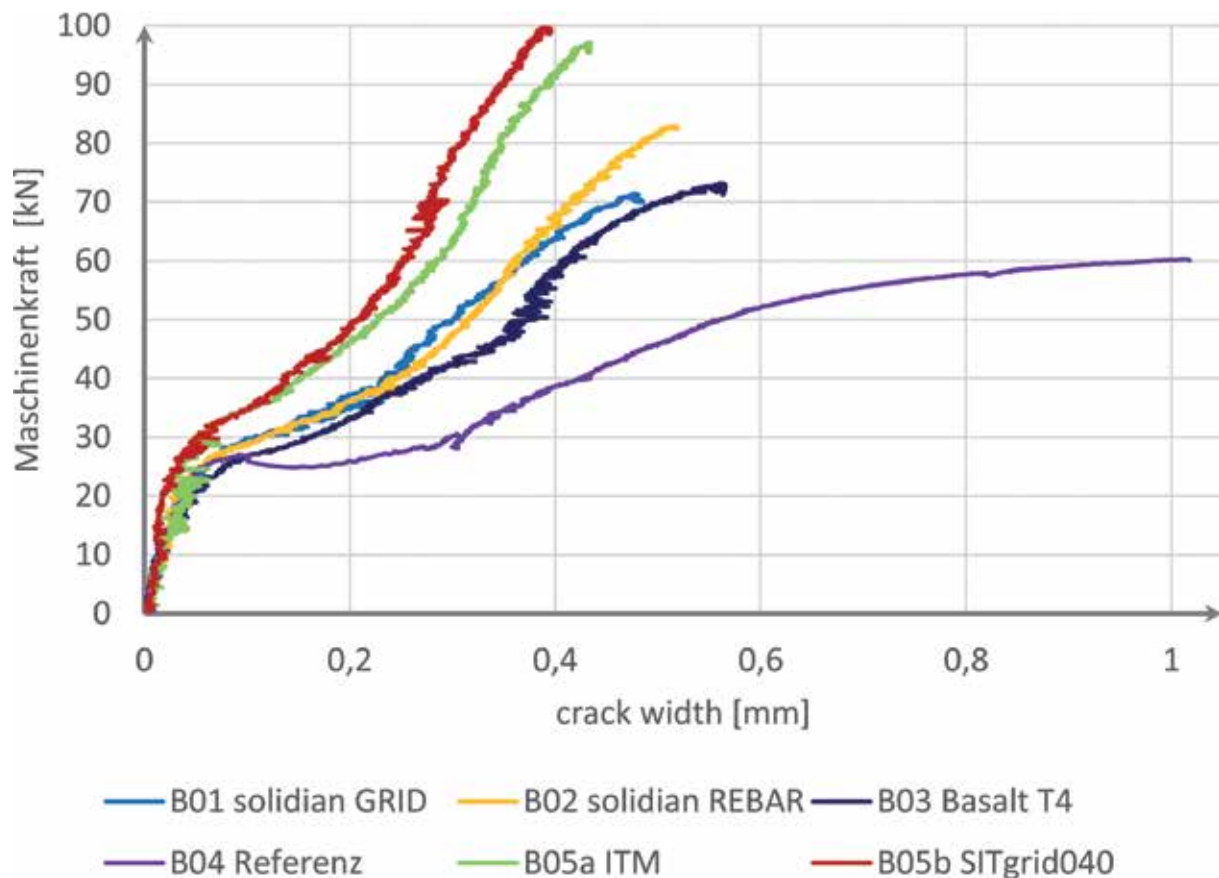


Bild 10 Vergleich der maximalen Rissweiten

Grafik: Philipp Riegelmann und Harald Michler

dem Referenzbalken B04. Die Basaltbewehrung B03 schneidet mit 0,16 mm geringfügig schlechter ab, halbiert aber auch noch die Rissbreite des Referenzbalkens. In der Praxis dürfte dies keinen erkennbaren Unterschied machen.

Beachtenswert ist, dass die beiden feinmaschigeren Gelege die Rissweiten im Ergebnis nochmals mehr als halbieren. Beide erreichen einen Wert von 0,05 mm und damit lediglich 15 % der Rissweite des Referenzbalkens. Allerdings weisen diese Bewehrungen mit ca. 140 mm²/m auch den doppelten Bewehrungsquerschnitt

gegenüber der Bewehrung solidian GRID mit 71 mm²/m auf.

Die Untersuchung der maximalen gemessenen Rissbreiten sollte sicherstellen, dass die mit den durchschnittlichen Rissweiten beobachteten Verbesserungen auch für die maximalen Rissbreiten zutreffend sind. Diese maximalen Rissweiten sind für die Dauerhaftigkeit von größerer Bedeutung. Das grundsätzliche Verhalten war hier vergleichbar. Detaillierter wäre eine Betrachtung von Rissklassen, was aber den Rahmen dieser Veröffentlichung

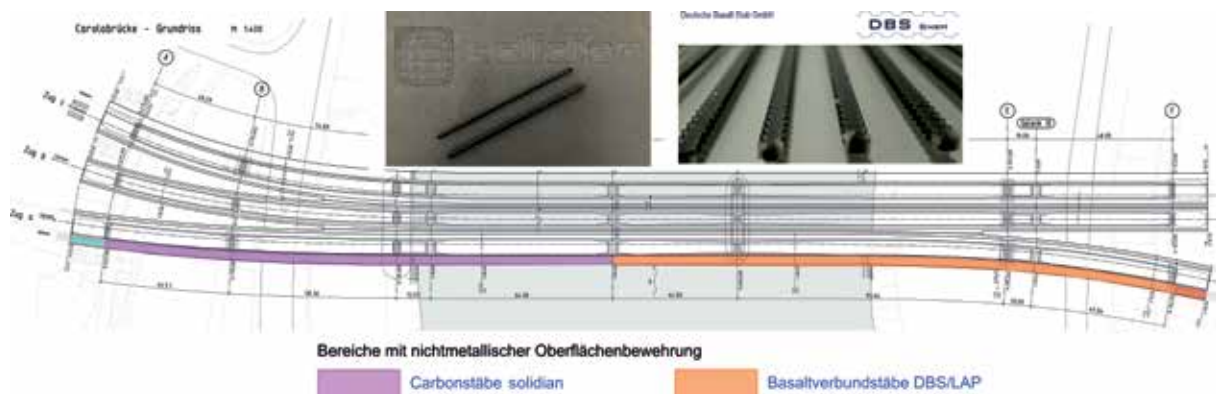


Bild 11 Aufteilung der nichtmetallischen Bewehrung

Grafik: LAP, modifiziert von Harald Michler



Bild 12 solidian REMAT fertig zum Einbau

Foto: Harald Michler

sprengen würde. Eine weiterführende Betrachtung zur Berechnung der Rissweiten ist in [8] enthalten und ist Gegenstand der laufenden Forschung.

5 Praxiserprobung auf der Carolabrücke

Der Einbau der Bewehrung auf der Carolabrücke wurde dann vom Planer – LAP – im Zuge der Ausführungsplanung und basierend auf den Erkenntnissen aus Einbauversuch, Labortests und Berechnungen durchgeführt. Das Material solidian GRID wurde dabei nicht berücksichtigt, sodass nur zwei Materialien im Praxistest zum Einsatz kommen, Bild 11. Im Zuge der Ausführungsplanung entfallen auch die Kanäle zur Leichterung der Kappen. Auf der Altstädter Seite werden die Stäbe von solidian verwendet, die als fertige Matten in voller Kappenbreite fertig angeliefert wurden, sodass kein Verschnitt entstand, Bild 12. Als Matten sind die Stäbe solidian REBAR unter dem Handelsnamen solidian REMAT erhältlich. Im Kreuzungspunkt der Stäbe waren maschinell eingebrachte Kunststoffverbindungen aus Spritzguss angeordnet. Auf der Neustädter Seite wurden die Basaltstäbe eingesetzt. Diese kamen ebenfalls als fertige Matten auf die Baustelle, die Stäbe mussten

hier allerdings vor dem Einbau noch händisch mit Kabelbindern zu Matten verbunden werden.

Die Kappen wurden in üblicher Art ausgebildet. Halbfertigteile überragen den Kragarm und erlaubten die Herstellung ohne aufwändige Schalung. Die mit Anschlussbewehrung versehenen Halbfertigteile wurden auf dem Konstruktionsbeton ausgerichtet und fixiert anschließend die herausragende Anschlussbewehrung mit der Ortbetonbewehrung ergänzt. Der Bewehrungseinbau erfolgte durch eine Bewehrungskolonne wie im Brückenbau üblich. Eine besondere Herausforderung stellte bei diesem Bestandsbauwerk die Herstellung einer Sollgradienten für den Gehweg dar, wodurch die Stärke der Kappen nicht unerheblich schwankte. Um die Bewehrung für die Dauerhaftigkeit des Bauwerks zu optimieren, wurde die Oberkante der Stahlbetonkappenbewehrung relativ genau an der Sollgradienten ausgerichtet, sodass die Betondeckung über der Stahlbetonkappenbewehrung konstant und die Lage der nichtmetallischen Bewehrung einheitlich war. Hierzu wurde der Bewehrungskorb der Stahlbetonkappenbewehrung mit Abstandshaltern variabler Dicke auf dem Konstruktionsbeton aufgelagert. Dies geschah im Nachgang zu den Stahlbetonbewehr-



Bild 13 Verlegte Basaltbewehrung – Basalt T4

Foto: Harald Michler

rungsarbeiten durch Spezialisten der Firma Hentschke Bau.

Ab dem 19. August 2020 erfolgte die Kappenbetonage mit der Basaltbewehrung beginnend abschnittsweise vom Neustädter Ufer. Die Basaltstäbe wurden in einem Raster von 66,6 mm in Längsrichtung verlegt, in Querrichtung der Brücke wurden die Stäbe mit einem Abstand von 10 cm verlegt. Die vorgefertigten Matten aus Basaltstäben konnten hierbei einfach an entsprechenden Beweh-

rungeisen fixiert bzw. Stahlbetonstäbe als Abstandshalter zugelegt werden. Das Fixieren wurde wiederum mit Kabelbindern vorgenommen. Bild 13 zeigt einen Ausschnitt der verlegten Basaltbewehrung. Das Betonieren der Kappen mit solidian-Bewehrung startete am 3. September 2020. Um eine elektrisch leitende Verbindung zwischen der Stahlbetonbewehrung und der Carbonbewehrung zu unterbinden (siehe beispielsweise [10]), wurden die Carbonmatten auf diagonal verlegten Basaltstäben als Abstandhalter



Bild 14 Verlegte Carbonbewehrung – solidian REMAT

Foto: Harald Michler



Bild 15 Betonierplattformen und Rüttelbohle

Foto: Harald Michler

verlegt, siehe Bild 14. Da auch die Befestigung der Geländerpfosten mit nachträglich gesetzten Verbundankern erfolgte, ist auch an dieser Stelle kein elektrischer Kontakt zwischen den verschiedenen, leitenden Materialien vorhanden.

Für das Betonieren standen zwei verfahrbare Plattformen zur Verfügung, auf denen die betonierende Mannschaft Platz fand, Bild 15. Abgeschlossen wurde der Einbau des Betons, indem mit einer Rüttelbohle eine glatte Oberfläche über die gesamte Kappenbreite in einem Zug hergestellt wurde. Als Nacharbeiten wurden der Besenstrich aufgebracht und natürlich die erforderliche Abdeckung sowie Nachbehandlung des Betons vorgenommen. Insgesamt konnten die Arbeiten planmäßig abgeschlossen werden.

6 Zusammenfassung

Als Ergebnis der hier vorgestellten Versuche lässt sich sagen, dass eine zusätzliche Lage nichtmetallischer Bewehrung, die oberflächennah in den Betonquerschnitt eingebracht wird, zu einer deutlichen Reduzierung der zu erwartenden Rissweiten um gut die Hälfte führt. Die Handhabung im Betonierprozess beeinflusst allerdings die Materialauswahl maßgebend. Die erreichte Reduzierung der zu erwartenden Rissbreiten war für die untersuchten Materialien nahezu gleich, obgleich es Unterschiede im Material, im Materialeinsatz und Raster gab. Die Laborversuche zeigten aber auch, dass mit der Technologie des nachträglichen Einrüttelns der Carbonbewehrung in Form von feinen Textilbetongittern die zu erwartenden Rissbreiten nochmals halbiert werden können. Jedoch ist

zu beachten, dass hierbei deutlich mehr Fasermaterial in Form von Carbonfilamenten eingesetzt wird als beispielsweise beim Basaltstab, siehe Tabelle 1.

Der Einbau der Bewehrung auf einem knapp 380 m langen Brückenbauwerk funktionierte reibungslos, womit die Anwendbarkeit unter Beweis gestellt wurde. In dem Projekt Carolabrücke wurden verschiedene nichtmetallische Bewehrungen im praktischen Einsatz erprobt, das Bauteilverhalten kann nun im praktischen Gebrauch beurteilt und verglichen werden.

Danksagung

Besonderer Dank gebührt der Stadt Dresden, die bereit war, die auch maßgeblich in Dresden entwickelte Bauweise von Beton mit nichtmetallischer Bewehrung in einem vergleichenden Bauvorhaben einzusetzen. Besonderer Dank gilt der Abteilung Brücken- und Ingenieurbau, die sich hier für die Stadt Dresden an eine neue Aufgabe herangewagt hat, ebenso dem Team von LAP, denn das Umsetzen neuer Bauaufgaben bedarf doch an vielen Stellen besonderer Aufmerksamkeit und unkonventioneller Ideen. Desgleichen hat auch die ausführende Firma Hentschke Bau diese zusätzliche Herausforderung mit Bravour gemeistert und zudem im Planungsprozess wertvolle Beiträge geleistet. Dank gilt auch dem großen Engagement der Bewehrungshersteller solidian und DBS, die nicht nur Material geliefert haben, sondern sich auch in die Planung und das Einbaukonzept dieser neuartigen Bewehrung auf einer fast normalen Brückenbaustelle eingebracht haben.

Beteiligte

An der Planung und Durchführung waren folgende Partner beteiligt:

Initiator und Bauherr	Landeshauptstadt Dresden, Straßen- und Tiefbauamt, Abt. Brücken- und Ingenieurbau (Ansprechpartner: Herr Kalbe und Frau Göbel)
Planung Kappen und Testfläche sowie Bewehrungsmaterialien Basaltstab und Einbauplanung	Leonhardt, Andrä und Partner, Beratende Ingenieure VBI AG, Dresden (Ansprechpartner: Herr Burgard)
Bewehrungsmaterial Solidian und Einbauplanung	solidian GmbH, Albstadt (Ansprechpartner: Herr Seeger)
Bewehrungsmaterial Basaltstab und Einbauplanung	Deutsche Basalt Stab GmbH, Stuttgart
Herstellung der Probeflächen und Prüfkörper	Hentschke Bau GmbH Beton Fertigteilwerk, Bautzen (Ansprechpartner: Herr Jesse)
Wissenschaftliche Begleitung und Durchführung der Untersuchung der Rissbreitenentwicklung	Institut für Massivbau (Ansprechpartner: Herr Michler) sowie Otto-Mohr-Laboratorium der Technischen Universität Dresden

Literatur

- [1] Homepage des Projekts C³ – Carbon Concrete Composite: <https://www.bauen-neu-denken.de> (geprüft am 25.01.2021)
- [2] Z-1.6-238: Zulassung „Bewehrungsstab Schöck ComBAR aus glasfaserverstärktem Kunststoff, Nenndurchmesser: 8, 12, 16, 20 und 25 mm“. Geltungsdauer aktuell bis 01.01.2024
- [3] Schumann, A.; May, M.; Schladitz, F.; Scheerer, S.; Curbach, M.: Carbonstäbe im Bauwesen Teil 2: Verbundverhalten – Verbundversuche an unterschiedlichen Carbonstäben. Beton- und Stahlbetonbau 115 (2020), H. 12, S. 962–971 – DOI: 10.1002/best.202000047
- [4] Suppanz, F.; Kromoser, B.: Verbundverhalten subtraktiv bearbeiteter FCK-Stäbe in UHPC. Beton- und Stahlbetonbau 115 (2020), H. 7, S. 504–513
- [5] Pritschow, A.: Zum Verbundverhalten von CFK-Bewehrungsstäben in Bauteilen aus ultrahochfestem Beton. Diss., Universität Stuttgart, 2016
- [6] Preinstorfer, P.; Kromoser, B.; Kollegger, J.: Kategorisierung des Verbundverhaltens von Textilbeton. Bauingenieur 94 (2019), H. 11, S. 416–424 – DOI: 10.37544/0005-6650-2019-11-30
- [7] Panzer, J.: Referenztextil für das C³-Projekt – Kurzübersicht zum FuE-Projekt. online: https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/forschung/Forschungsfelder/TRC-C3/C3-vorhaben/copy2_of_C3-V1.5 (geprüft am 20.07.2020)
- [8] Schierack, F.: Verwendung nichtmetallischer Bewehrungen als rissbreitenbeschränkende Bewehrung in Brückenkappen. Diplomarbeit, HTW Dresden, 2020
- [9] Michler, H.; Wienke, B.; Butler, M.: Textile Carbon-Bewehrung bei wasserundurchlässigen Betonstrukturen. Forschungsbericht, Institut für Massivbau der Technischen Universität Dresden, Dresden, 2011
- [10] Triebert, J.; May, M.; Curbach, M.: Corrosion tests for hybrid construction with concrete, metal and carbon. In: C³ – Carbon Concrete Composite e. V.; TUDALIT e. V. (Hrsg.): Tagungsband der 12. Carbon- und Textilbetontage, 22./23.09.2020 (in Dresden und digital), 2020, S. 60–69

Korrosionsfrei bewehrt.

Schöck Combar®: Dauerhaft mit Glasfaserverbundwerkstoff.

Zuverlässig bewehrt seit 2008

Der von Schöck eigens entwickelte Glasfaserverbundwerkstoff Combar® ist der einzige nicht metallische Bewehrungsstab mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung des DIBt.
combar-de@schoeck.com

[www.schoeck.com/
de/combar](http://www.schoeck.com/de/combar)



CARBOCON

Der Marktführer bei Carbonbeton!

- Planer für Neubau und Verstärkung
- Gutachter/Berater für ZiE und Zulassungen
- Eigen-/Fremdüberwachung
- Produkt-/Prototypenentwicklung

Kontaktieren Sie uns!
Ihr CARBOCON – Team
www.carbocon.de



Instandsetzung Brücke Naila



Verstärkung Autobahnbrücke Nidda



Neubau Carbonbetonbrücke S111



Verstärkung Autobahnunterführung

Das Potential von Carbonbeton für den Brückenbestand – das ist heute schon möglich!

Dipl.-Ing. Philipp Riegelmann, Dipl.-Ing. Sebastian May, Dr.-Ing. Alexander Schumann
CARBOCON GMBH, Dresden

1 Einleitung

Die meisten Straßenbrücken im Netz der Bundesfernstraßen in Deutschland wurden im Zeitraum zwischen 1965 und 1985 errichtet [1], [2]. Davon sind knapp 70 % in Spann- und 17 % in Stahlbetonbauweise ausgeführt worden [3]. Während der vergangenen Jahrzehnte jedoch sind die Brücken in Deutschland einer ständig wachsenden Belastung ausgesetzt: durch die Zunahme des Güterverkehrs und der damit einhergehenden hohen dynamischen Beanspruchung weisen Bestandsbauwerke teils erhebliche Tragfähigkeitsdefizite auf [4]. Aufgrund normativer Änderungen durch den heutigen Kenntnisstand besitzen zahlreiche Bauwerke zusätzlich rechnerische Defizite in der Tragfähigkeit, vgl. [5]. So sind bei den älteren Bestandsbrücken vor allem Mängel im Bereich der Querkraft, der Torsionslängsbewehrung, des Gurtanschlusses und der Ermüdung in den Koppelfugen zu nennen [6]. Lassen sich diese Defizite rechnerisch mit alternativen Nachweisformaten [5] nicht beheben, muss das Bestandsbauwerk entweder abgerissen und neugebaut oder verstärkt werden.

Beim Abriss des Bestandsbauwerks und dem Ersatzneubau entstehen für den Verkehr erhebliche Einschränkungen. So führt der Ersatzneubau im Allgemeinen zu langen Sperrzeiten von Fahrspuren, was wiederum einen signifikanten Einfluss auf die Verkehrsführung und den Verkehrsfluss hat. Darüber hinaus kann es durch den Verkehrsstau an Baustellen zu erheblichen wirtschaftlichen Schäden in den nationalen und internationalen Lieferketten kommen. Zusätzlich zu den wirtschaftlichen und logistischen Auswirkungen eines Ersatzneubaus nehmen heutzutage auch die Aspekte der Nachhaltigkeit bzw. des Ressourcenverbrauchs eine immer stärkere Rolle bei der Beurteilung von Bestandsbauwerken ein. So fallen in Deutschland mit 230 Mio. Tonnen Bau- und Abbruchabfällen knapp 55 % des jährlichen Abfallaufkommens im Bauwesen an [7]. Hierzulande wird der gebrochene Recycling-Beton in der Regel nur als Schottermaterial weiterverwendet, die im Beton gebundenen

Ressourcen (Sand, Gestein, Wasser) können für den Neubau nicht erneut genutzt werden. Aktuell werden jährlich allein über 50 Mio. Kubikmeter Transportbeton in Deutschland verbaut [8]. Der Verein Deutscher Zementwerke (VDZ) gibt für 2019 einen Zementverbrauch von knapp 30 Mio. Tonnen an [9]. Die Herstellung einer Tonne Zement ist in Deutschland mit rund 600 kg CO₂-Emission verbunden [9]. Das Bauwesen gilt daher als einer der treibenden Faktoren bei der Klimaerwärmung.

Infolge der Ressourcenverknappung weltweit und der steigenden CO₂-Emissionen ist der Erhalt von Bestandsbauwerken die ökologischste und wirtschaftlichste Alternative. Aus diesem Grund sollte die Verstärkung von Bauwerken im Vergleich zum Abriss und Ersatzneubau, soweit technisch möglich, immer angestrebt werden.

Zur Vermeidung von kostenintensiven, zeitaufwendigen und ressourceninvasiven Neubauten konnte sich in den vergangenen Jahren neben den klassischen Verstärkungsmaßnahmen (u. a. externe Vorspannung, Spritzbeton) die Verstärkung mit Carbonbeton immer mehr am Markt etablieren, insbesondere im Bereich des Hoch- und Wohnungsbaus, aber auch schon vereinzelt im Brückenbau, u. a. [10] bis [17].

In diesem Beitrag wird das hohe Potential des Werkstoffs Carbonbeton speziell für den Brückenbau im Bereich der Verstärkung vorgestellt. Denn mit Hilfe der leistungsfähigen und nicht rostenden Verstärkungsvariante können aufgrund der dünnen Schichtstärken im Vergleich zur konventionellen Spritzbetonverstärkung über 85 % an Ressourcen und über 52 % an CO₂-Emission eingespart werden [18], wodurch auch der Brücken- und Ingenieurbau einen Beitrag zur CO₂-Reduzierung leisten kann. Neben dem Aspekt der Ressourcenersparnis ergeben sich, bedingt durch die hohe Leistungsfähigkeit und der hohen Resistenz der Carbonfasern gegenüber nahezu allen Medien, vielfältige Anwendungsbereiche. Darüber hinaus konnte durch experimentelle Versuche an klein- und großbauteiligen Probekörpern gezeigt werden,

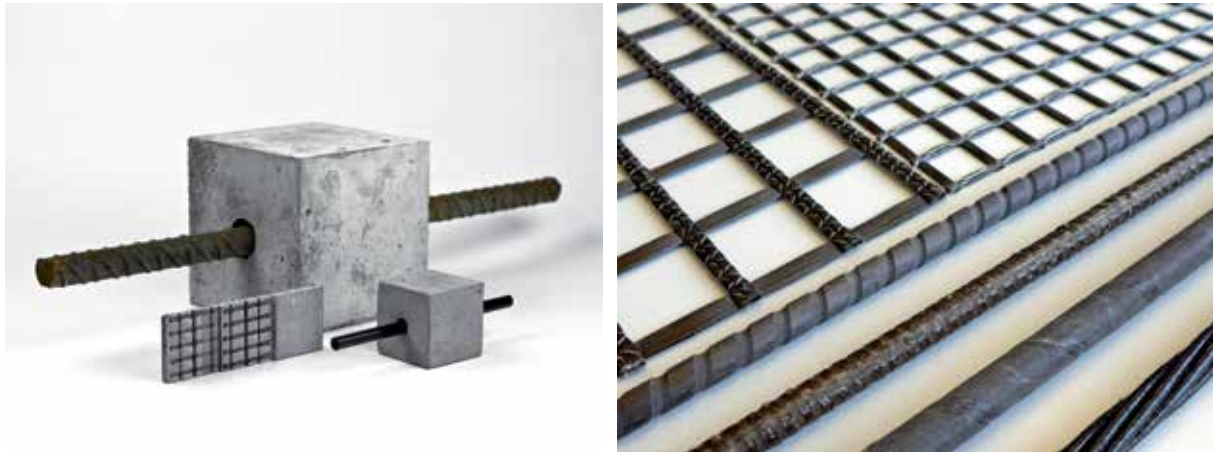


Bild 1 Größenvergleich Carbonbeton – Stahlbeton (links) sowie Carbongelege und -stäbe für die Anwendung in Beton (rechts) Fotos: © Jörg Singer, filmaton (links), © Sandra Kranich, C³ (rechts)

dass die hochfeste Carbonbewehrung nahezu ermüdungsresistent und somit speziell für den Brückenbau prädestiniert ist [19], [20].

2 Der Verbundwerkstoff Carbonbeton

Der Verbundwerkstoff Carbonbeton besteht aus der hochzugfesten und nicht korrodierenden Carbonbewehrung sowie in der Regel aus einem Feinbeton – einem höherfesten Beton mit einem geringen Größtkorn. Durch die Verwendung eines höherfesten Betons kann die hochleistungsfähige Bewehrung bei dünnen Betondeckungen voll ausgenutzt werden. Jedoch kommen heutzutage neben den Feinbetonen auch vermehrt konventionelle DIN-Betone zum Einsatz. Der Werkstoff Carbonbeton findet heutzutage neben dem Verstärkungsbereich auch Anwendung im Neubau, z. B. für Fußgängerbrücken, siehe u. a. [21], [22].

Das Verstärken von Stahlbetonbauteilen mit Carbonbeton ist seit 2014 in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung [23] für den Hochbau geregelt. Im Hochbau z. B. können mit Hilfe dieser Zulassung Bestandsdecken bemessen und mit Carbonbeton verstärkt werden. Abhängig von der statisch erforderlichen Lagenzahl der Verstärkung sind Schichtstärken zwischen 10 bis 20 mm üblich. Durch den minimalinvasiven Eingriff werden nur sehr geringe Zusatzlasten infolge von Eigengewicht in den Bestand gebracht, wodurch viele Bestandsbauwerke vor dem Abriss gerettet werden können.

Nachfolgend wird auf die bei der Verstärkung zum Einsatz kommenden Komponenten näher eingegangen.

2.1 Bewehrung

Die verwendeten Bewehrungen beim Carbonbeton, früher auch Textilbeton genannt, wurden in den vergangenen Jahren stetig weiterentwickelt und optimiert. Zu Beginn der Forschungen wurden Gitter aus Glasfasern verwendet, die Zugfestigkeiten im Bereich von 600 bis 1.300 N/mm² aufwiesen [24]. Später kamen vermehrt Carbongitter der früheren Generationen zum Einsatz, die sogar Zugfestigkeiten im Bereich von 2.000 N/mm² erlaubten (vgl. [25]). Bis heute konnte die Leistungsfähigkeit noch einmal wesentlich gesteigert werden, insbesondere durch verbesserte Herstellungstechnologien und bessere Tränkungen. Infolgedessen sind Zugfestigkeiten von über 3.000 N/mm² kein Wunschdenken mehr, u. a. [26].

Zusätzlich zu den verbesserten Zugtragfähigkeiten der Carbongelege konnten die aktuellen Carbongelege auch hinsichtlich des Anwendungsbereiches im Brückenbau optimiert werden. Im Vergleich zu früheren Gelegen kann die heutige Gelegegeneration für Temperaturen von -20 °C bis +80 °C eingesetzt werden, da die neueren Tränkungen Glasübergangstemperaturen von über 100 °C aufweisen [27]. Darüber hinaus weisen die aktuellen Carbongelege eine für den Brückenbau erforderliche Grundrobustheit gegenüber zyklischen Beanspruchungen auf, worauf in den Abschnitten 3 und 4 näher eingegangen wird.

Carbongelege bestehen aus einzelnen Fasersträngen in Längs- (Kettfaden) und Querrichtung (Schussfaden) und sind ähnlich einer herkömmlichen Bewehrungsmatte aufgebaut. Jeder Faserstrang besteht dabei aus mehre-

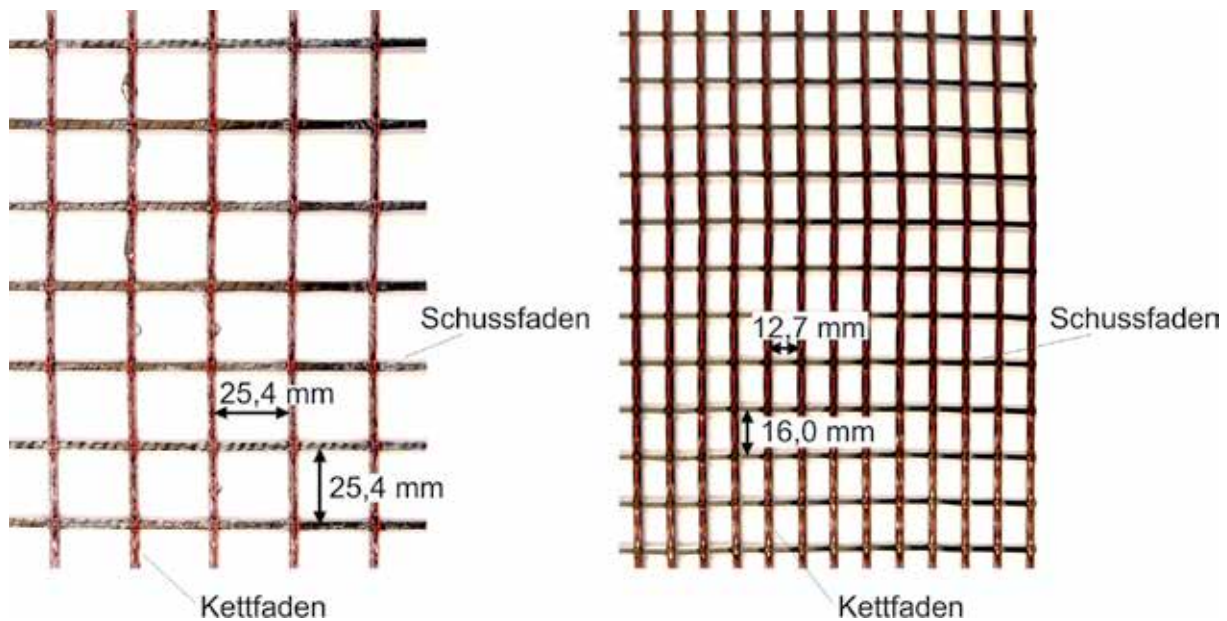


Bild 2 Biaxiales Carbongelege SITgrid 041 für die Verstärkung der Hyparschale in Magdeburg (links) und einaxiales Carbongelege SITgrid 040 für die Verstärkung des Brückenzuges über die BAB A 648 (rechts)
Fotos: A. Schumann, © CARBOCON

ren Tausend Einzelfilamenten, die mit einer Tränkung kraftschlüssig miteinander verklebt sind. Gängige Tränkungsmaterialien sind zurzeit auf Epoxidharz- oder Polyacrylatbasis. Die Carbonfasern sind dabei gegen nahezu alle an Bestandsbauwerken auftretenden Medien resistent.

Analog den im Stahlbeton bekannten Mattenbewehrungen können die Carbonbewehrungen sowohl als axiales Gelege (R-Matte) als auch als biaxiales Gelege (Q-Matte) hergestellt werden (Bild 2). Soweit die Anwendung eines biaxialen Geleges statisch erforderlich ist, erlaubt die Verwendung von Gelegen mit zweiaxialer Tragwirkung während der späteren Ausführung einen deutlich schnelleren Baufortschritt, da die Verstärkung mit einer anstatt zwei Lagen erfolgen kann, vgl. [10].

Die Carbongelege können sowohl als Matten als auch als Rollenware hergestellt und transportiert werden. Dies ist insbesondere bei großen Verstärkungsflächen ein großer Vorteil hinsichtlich des Transports, der Logistik und des Baufortschritts.

Die Faserstränge der heutigen Generationen besitzen dabei eine mittlere Zugfestigkeit von über 3.000 N/mm². Unter konservativer Anwendung von Abminderungsfaktoren für Dauerstand, Temperatur und Dauerhaftigkeit sowie eines Teilsicherheitsbeiwertes liegen die in der Bemessung verwendeten Festigkei-

ten in einem Bereich von 1.200–1.500 N/mm², u. a. [21].

2.2 Beton

Für Verstärkungsmaßnahmen mit Carbonbeton kann u. a. der hochfeste Feinbeton nach [23] verwendet werden. Dieser Beton besitzt ein Größtkorn von 1 mm und kann im Spritzverfahren an die zu verstärkenden Oberflächen oder per Laminierverfahren appliziert werden. Der Feinbeton weist nach 28 Tagen eine mittlere Druckfestigkeit von über 80 N/mm² und Biegezugfestigkeiten > 6 N/mm², ermittelt an 40 × 40 × 160 mm³ Mörtelprismen, auf. Die hohe Zugfestigkeit des Feinbetons sorgt für eine ausreichende Tragfähigkeit zum Bestand, sodass auf eine zusätzliche Verdübelung der Verbundfuge beim Carbonbeton in der Regel verzichtet werden kann. Weiterhin besitzt der in [23] definierte Feinbeton ebenfalls die für den Brückenbau erforderlichen Expositionsklassen.

Da die Carbonbewehrung nicht durch ein alkalisches Milieu gegen Korrosion geschützt werden muss, können auch andere, nachgewiesene Betone verwendet werden. Alternative Verstärkungsbetone sollten dabei ebenso eine ausreichend hohe Betonzugfestigkeit aufweisen, damit die Verbundfuge zum Bestand ohne zusätzliche Verdübelung ausgeführt werden kann. Des Weiteren muss das Größtkorn in Abhängigkeit der Maschenweite des Geleges festgelegt werden.

2.3 Verfahrensschritte beim Verstärken mit Carbonbeton

Die Verfahrensschritte beim Verstärken von Stahl- und Spannbetonbauteilen mit Carbonbeton sind in vielen Bereichen identisch mit klassischen Verstärkungsmaßnahmen. Bevor der Carbonbeton aufgebracht wird, muss der Altbetonuntergrund entsprechend vorbereitet werden. Die vorbereitenden Maßnahmen zum Verstärken mit Carbonbeton sind aktuell in [23] geregelt und orientieren sich an den Angaben aus der Instandsetzungsrichtlinie [28]. Risse oder Abplatzungen im Bereich der Verstärkung, welche zur Korrosion der Bestandsbewehrung führen können, müssen fachgerecht instandgesetzt werden. Lose Materialien oder Verunreinigungen müssen ebenso entfernt sein. Weiterhin ist in [23] geregelt, dass der Untergrund des Bestandes soweit aufgeraut werden muss, bis das Größtkorn ≥ 4 mm freiliegt und eine mittlere Rautiefe ≥ 1 mm vorhanden ist, sofern in den statischen Berechnungen keine höheren Angaben gefordert werden. Die Oberflächenzugfestigkeit des Bestandes wird vor dem Verstärken stichpunktartig gemessen und muss nach [23] im Mittelwert des Erwartungswertes mit einer unteren Vertrauensgrenze von 95 % Zuverlässigkeit über $1,0 \text{ N/mm}^2$ liegen. Dies bedeutet, dass die Oberflächenzugfestigkeit mit Auswertung nach EC0 [29] dem 5%-Quantil von $1,0 \text{ N/mm}^2$ entsprechen muss, sofern in der Planung nicht höhere Werte in der Nachweisführung angesetzt wurden. Somit weichen die Anforderungen beim Carbonbeton von den bekannten Anforderungen aus der Instandsetzungsrichtlinie ab, in welcher eine mittlere Zugfestigkeit von $1,5 \text{ N/mm}^2$ (Mindesteinzelwert $\geq 1,0 \text{ N/mm}^2$) definiert ist [30]. Beim Verstärken mit Carbonbeton orientiert man sich zum aktuellen Zeitpunkt an den Anforderungen beim Verstärken mit geklebten Lamellen.

Als letzter Schritt vor dem Aufbringen der Carbonbetonschicht muss die Altbetonoberfläche ausreichend vorgehäst werden. Nach [23] muss der Bestand 24 Stunden vor Verstärkung kräftig vorgehäst und tagsüber in einem Intervall von 2 Stunden nachgehäst werden.

Das Aufbringen der Carbonbetonschichten erfolgt i. d. R. im Frisch-in-Frisch-Verfahren. Zunächst wird die erste Feinbetonschicht mit der gewünschten Stärke, bei den aktuellen Carbongelegen liegen die Schichtdicken zwischen 3–5 mm, aufgebracht. Anschließend wird in diese Schicht die erste Lage Carbongelege eingearbeitet. Aufgrund des geringen Gewichts



Bild 3 Verstärkung des Brückenzuges über die BAB A 648 Foto: © O. Steinbock, cbing

der Carbongelege können diese Verfahrensschritte sowohl über Kopf als auch horizontal zügig ausgeführt werden, was zu einer schnellen Bauausführung führt. Nach dem Einarbeiten der ersten Lage Carbongelege wird die nächste Schicht Feinbeton aufgetragen. Diese Verfahrensschritte (Aufbringen Feinbeton, Einarbeiten Carbongelege) wiederholen sich, bis die in der Statik ausgewiesene erforderliche Lagenanzahl erreicht ist. Die letzte Feinbetonschicht dient gleichzeitig als Deckschicht und wird entsprechend der Vorgaben der Ausführungsplanung ausgeführt. Aufgrund der hohen Festigkeit der Feinbetone muss die Verstärkungsschicht nach dem ersten Ansteifen unverzüglich nachbehandelt werden. Die Anforderungen an die Nachbehandlung werden dabei an den verwendeten Beton sowie an die örtlichen und witterungsbedingten Gegebenheiten angepasst.

Wesentliche Vorteile während der Bauausführung beim Verstärken mit Carbonbeton im Vergleich zu alternativen Verstärkungsvarianten ergeben sich zum einen durch die dünnen Verstärkungsdicken (im Hochbau liegen diese zwischen 9–15 mm, im Brückenbau aktuell bei 20–50 mm) in Verbindung mit der leichten Carbonbewehrung, wodurch eine zügige Verstärkung gewährleistet werden kann. Zum anderen zeichnet sich Carbonbeton darin aus, dass in der Regel auf eine zusätzliche Verdübelung der Fuge zwischen Bestandsbauwerk und Verstärkungsschicht auch bei zyklischen Beanspruchungen verzichtet werden kann. Des Weiteren hat sich als vorteilhaft erwiesen, dass beim Verstärken mit Carbonbeton ein Auftragen mittels Spritzen auf der Oberseite möglich ist, was bei konventionellen Verstärkungsmaßnahmen überwiegend ausgeschlossen ist.

In Bild 3 ist beispielhaft die Verstärkung der Oberseite der Brücke Nidda in Hessen mit Carbonbeton gezeigt.

Ausführliche Informationen zu den einzelnen Arbeitsschritten einer Verstärkung mit Carbonbeton sind u. a. in [41] gegeben.

3 Verstärkungen mit Carbonbeton im Brückenbau: Potentiale und aktueller Stand

In den vergangenen Jahren hat der Werkstoff Carbonbeton bereits den Weg in den Brückenbau geschafft, wie z. B. einige einzigartige und filigrane Bauwerke im Neubau eindrucksvoll zeigen [31]–[33]. Dabei haben sich die genannten Projekte nicht nur aus ästhetischen Gründen, sondern ebenfalls aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten gegenüber konventionellen Maßnahmen durchgesetzt.

Im Bereich der Verstärkung von Brückenbauwerken mit Carbonbeton konnten in den vergangenen Jahren ebenfalls wesentliche Fortschritte erlangt werden. Das zeigen nicht nur die vielen neuen Forschungsergebnisse, sondern auch einige bereits ausgeführte Praxisprojekte. Nachfolgend werden bereits heute technisch umsetzbare und mögliche Anwendungsszenarien gezeigt. Darüber hinaus werden zukünftige Einsatzbereiche aufgezeigt, deren Eignung bereits nachgewiesen wurde, jedoch noch nicht anwendungsreif vorliegt.

3.1 Carbonbeton im Bereich der Instandsetzung bzw. der Erhöhung der Gebrauchstauglichkeit

Der Verbundwerkstoff Carbonbeton hat neben statischen Verstärkungsmaßnahmen auch für die Instandsetzung von bestehenden Brückenbauwerken ein großes Potential. Durch das sehr gute Verbundverhalten der Carbongelege im Beton weisen Carbonbetonschichten nur ein sehr feines Rissbild mit kleinen Rissbreiten auf. Aus diesem Grund kann Carbonbeton zur Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit oder zur Instandsetzung eingesetzt werden. Zusätzlich konnte bereits experimentell und am realen Bauwerk gezeigt werden, dass dünne Carbonbetonschichten auch als Abdichtungen verwendet werden können. Als Praxisbeispiel für eine Instandsetzung mit Carbonbeton dient an dieser Stelle die Bogenbrücke in Naila, [15], s. Bild 4. Die Brücke, welche 1910 errichtet wurde, besteht aus drei unbewehrten Hauptbögen aus Stampfbeton.

Die Bögen dieser Brücke wiesen eine Vielzahl an netzartigen und ungerichteten Rissen auf. Zudem war das Bauwerk aufgrund der schadhafte Teerabdichtung stark durchnässt und mit großflächigen Aussinterungen durchzogen. Zum Erhalt des Bauwerks musste eine geeignete Instandsetzungsmaßnahme gefunden werden, die auch Zwangsspannungen infolge von Temperaturen aufnehmen kann. Die Wahl fiel auf Carbonbeton, u. a. auch aufgrund sei-



Bild 4 Bogenbrücke in Naila nach der Sanierung

Foto: Ammar Al-Jamous, © CARBOCON



Bild 5 Brücke Kleinsaubernitz vor der Verstärkung

Foto: © Oliver Steinbock, IMB, TU Dresden

ner wirtschaftlichen Vorteile. Zur Wiederherstellung der Gebrauchstauglichkeit reichten zwei Lagen Carbonbeton mit einer maximalen Instandsetzungsdicke von 20 mm aus. Für weiterführende Informationen wird an dieser Stelle auf [15] verwiesen.

Ein weiteres, bereits ausgeführtes Projekt ist die Erneuerung der Brückenkappe an der Carolabrücke. Die Carolabrücke wurde im Jahre 1971 erbaut und ist eines der ingenieurtechnischen Wahrzeichen der Stadt Dresden. Bei diesem Praxisbeispiel wurden in die erneuerten Brückenkappen der Bestandsbrücke innerhalb der vorhandenen Betondeckung der Stahlbewehrung nichtmetallische Bewehrungen eingebaut, um die Dauerhaftigkeit der Stahlbetonkonstruktion gewährleisten zu können. Bedingt durch die sehr guten Verbundeigenschaften und die minimal erforderlichen Betondeckungen der nichtmetallischen Bewehrung können ein feines Rissbild und damit die Dauerhaftigkeit der gesamten Konstruktion sichergestellt werden. Dazu musste „lediglich“ innerhalb der Betondeckung der Stahlbewehrung von 4,5 cm eine zusätzliche Lage an nichtmetallischer Bewehrung eingebracht werden, vgl. [16].

3.2 Carbonbeton für die statische Ertüchtigung

Neben dem Bereich der Instandsetzung bzw. der Sanierung oder der Erhöhung der Gebrauchstauglichkeit weist Carbonbeton aufgrund der hohen Leistungsfähigkeit ein enor-

mes Potential bei der statischen Ertüchtigung von bestehenden Brückenkonstruktionen auf.

Heutzutage muss eine Vielzahl an Bestandsbrücken, u. a. aufgrund des gestiegenen Verkehrsaufkommens, hohe Belastungen infolge von Schwerlastverkehr aushalten, wofür die Brücken ursprünglich nicht ausgelegt waren. Folglich kann eine Erhöhung der Brückenklasse unumgänglich werden, was fast zwangsläufig zu einer notwendigen Verstärkung der bestehenden Struktur führt. Zur Erhöhung der Biegetragfähigkeit stellt die Verstärkung mit Carbonbeton eine überaus sinnvolle und effiziente Alternative zu konventionellen Verstärkungsvarianten dar, da bereits mit wenigen Zentimetern an Carbonbeton eine höhere Brückenklasseneinstufung möglich ist. Experimentelle Versuche, u. a. in [26] beschrieben, zeigen beispielhaft, dass mit aktuellen Generationen an Carbongelelagen die Biegetragfähigkeit im Vergleich zu einem unverstärkten Bauteil um das Drei- bis Vierfache gesteigert werden kann. Das zeigt die hohe Leistungsfähigkeit von Carbonbeton im Bereich der Biegeverstärkung. Die Verstärkung der Brücke in Kleinsaubernitz (Sachsen, vgl. Bild 5), bestätigt als Praxisbeispiel die zuvor genannten Potentiale auch am realen Bauteil. Das Brückenbauwerk besteht aus einer Einfeldbrücke mit einer Spannweite von circa 9,3 m und wurde im Jahr 2020 mit Carbonbeton verstärkt. Aufgrund des hohen Schwerlastverkehrs und der Nutzung als Ausweichroute für die Autobahn sollte die bestehende Brückenklasse 30/30 auf 60/30 angehoben. Weitere Bedingung für die Verstärkung

war, dass das Lichtraumprofil nicht weiter eingeschränkt wird, um bei einem möglichen Hochwasser einen Einstau zu vermeiden.

Zur Erhöhung der Biegetragfähigkeit in die gewünschte Brückenklasse reichten drei Lagen Carbongelege in Längs- und eine Lage in Querrichtung mit einer Gesamt-Carbonbetondicke von 25 mm aus. Dieser Brückentyp steht dabei sinnbildlich für eine Vielzahl solcher Brückenbauwerke, die in Zukunft ressourcensparend und effizient mit Carbonbeton verstärkt werden können und das enorme Potential des Werkstoffs im Brückenbau aufzeigt. Für ausführlichere Informationen wird an dieser Stelle auf [13] verwiesen.

Neben der „klassischen“ Biegeverstärkung zur Erhöhung des Biegemoments durch eine Carbonbetonverstärkung bietet Carbonbeton ebenfalls ein großes Potential bei der statischen Ertüchtigung von Hohlkästen beim Nachweis der Querbiegung und beim Anschluss von Druck- und Zuggurten. In Bild 6 ist beispielhaft die Ertüchtigung eines Stahl- oder Spannbetonhohlkastens für die beiden zuvor genannten Nachweise dargestellt. Aktuell befindet sich eine Straßenbrücke in Bayern mit dem zuvor genannten statischen Defizit in den letzten Planungsschritten. Das große Potential bei Carbonbeton im Vergleich zu konventionellen Verstärkungsmaßnahmen sind die schnelle Bauausführung, die geringen Schichtdicken, wodurch ein nur geringes Eigengewicht in die Bestandskonstruktion gebracht wird, und der Verzicht auf eine Verdübelung der Schubfu-

ge. Der letztgenannte Punkt stellt eines der größten Vorteile gegenüber konventionellen Spritzbetonverstärkungen dar. Somit kann eine wirtschaftliche und zügige Ausführung gewährleistet werden und es besteht nicht die Gefahr, dass bei der Verdübelung u. a. die Spannglieder beschädigt werden.

Ein weiteres Feld, welches bereits heute mit Carbonbeton erschlossen ist, ist die Verstärkung von Brücken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl, [34]. Mit der Hilfe von mehreren Lagen Carbongelege kann die erforderliche Restsicherheit im Falle eines Spanngliedausfalls wiederhergestellt und eine ausreichende Versagensankündigung erzielt werden. Dieses Anwendungsfeld wird mit Hilfe des Praxisbeispiels in Abschnitt 4 ausführlicher vorgestellt.

Zusätzlich zu den Verstärkungsformen, die sich im weitesten Sinn auf „klassische“ Biegeverstärkungen beziehen, können auch weitere statische Defizite von bestehenden Brückenbauwerken behoben werden. Aktuell wird die Verstärkung mit Carbonbeton für eine Brücke mit Schwerlasttransport geplant. Hier soll Carbonbeton zur Verstärkung der Torsionstragfähigkeit angewendet werden. Bei diesem Beispiel reichen bereits drei Lagen an Carbonbeton mit einer Gesamtdicke von 20 mm aus, um die geforderte Torsionstragfähigkeit mit Verstärkung der Torsionslängsbewehrung zu erreichen. Bei diesem Projekt sind die Planungen weitestgehend abgeschlossen und die Versuche zur Erlangung der Zustim-

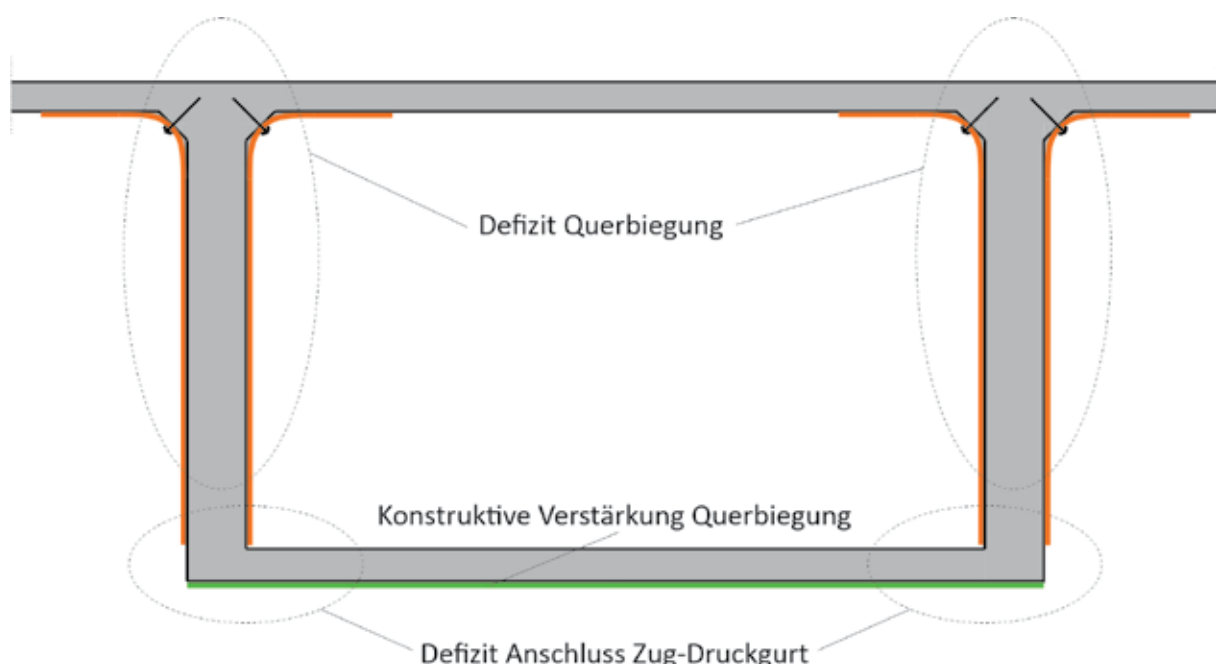


Bild 6 Prinzipiskezze Ertüchtigung Spannbetonhohlkasten

Grafik: Philipp Riegelmann, © CARBOCON

mung im Einzelfall (ZiE) für den Nachweis der Torsionsverstärkung kurz vor dem Abschluss. Carbonbeton stellt also auch im Bereich der Torsionsverstärkung eine Alternative zu konventionellen Maßnahmen dar. Für die Planungen und die Versuche zur Erreichung der ZiE konnten die grundlegenden Untersuchungen und Ingenieurmodelle zum Torsionstragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit Carbonbetonverstärkung der Technischen Universität Dresden, u. a. [34] und [35], herangezogen werden.

Zusätzliche Verfahren, die ebenfalls bereits Anwendung fanden oder sich in der Forschung befinden, wie z. B. das SMART-DECK-System, mit welchem Bestandsbauwerke gleichzeitig instandgesetzt, monitort und zusätzlich verstärkt werden können, werden an dieser Stelle nicht weiter aufgeführt. Es wird stellvertretend für das weitere Forschungs- und Anwendungsfeld auf [36] verwiesen.

3.3 Weitere Potentiale einer Carbonbetonverstärkung sowie aktueller Stand der normativen Aspekte

Die Erhöhung der Querkraftfähigkeit von Bestandsbrücken mit Hilfe von Carbonbeton ist aktuell Gegenstand der Forschung. So konnten bereits Versuche in [37] und [39] zeigen, dass die Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Bauteilen mit Carbonbeton signifikant erhöht werden kann. Im Zuge dieser Forschungstätigkeiten konnte ebenfalls gezeigt werden, dass der Querkraftwiderstand von zyklisch beanspruchten Bauteilen im Vergleich zu einem unverstärkten Probekörper durch eine Carbonbetonverstärkung wesentlich gesteigert werden kann, u. a. [20]. Die Versuche in [19] und [20] zeigten, dass die Tragfähigkeit von Bauteilen aus Carbonbeton bzw. mit Carbonbetonverstärkung infolge zyklischer Beanspruchung nicht wesentlich abnimmt.

Neben den zuvor beschriebenen Forschungstätigkeiten zeigen ähnliche Ansätze von der TU Innsbruck, dass für Carbonbetonverstärkungen die Verdübelung der Verstärkungsschicht noch höhere Tragfähigkeitserhöhungen im Vergleich zu einem unverstärkten Bauteil zulassen. Das kann speziell für den Brückenbau von großer Bedeutung sein. Bei diesen Forschungstätigkeiten kommen speziell entwickelte Dübel zur Anwendung, womit eine sichere Verankerung gewährleistet ist.

Die Praxistauglichkeit soll zeitnah an einem realen Bauwerk in Österreich gezeigt werden, vgl. [39].

Einige vielversprechende Forschungsergebnisse zeigen, dass auch im Bereich der Verstärkung bzw. Sanierung von Fahrbahnkappen und Fahrbahndecken von Bestandsbrücken Carbonbeton in Zukunft eine große Rolle spielen kann, vgl. [40].

Neben all den genannten Anwendungspotentialen und Vorteilen von Carbonbeton steht der weiteren Verbreitung des Werkstoffs im Brückenbau das Fehlen einer normativen Grundlage entgegen. Zum jetzigen Zeitpunkt bestehen keine normativen Regelungen für den Einsatz des Werkstoffs im Brückenbau, sodass in den aktuellen Projekten immer auf eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) bzw. auf eine vorhabenbezogene Bauartgenehmigung zurückgegriffen werden muss. Die derzeit gültige Zulassung für das Verstärken von Stahlbetonbauteilen mit Textilbeton [23] ist noch nicht für den Anwendungsbereich im Brückenbau genehmigt. Zum gegenwärtigen Zeitpunkt dürfen lediglich Stahlbetonbauteile im Innenbereich mit vorwiegend ruhenden Lasten auf Biegung verstärkt werden. Derzeit laufen Bestrebungen zur Erweiterung der Zulassung, damit auch langfristig der Brückenbau erschlossen werden kann. Aus diesem Grund müssen Brückenprojekte über eine ZiE geregelt werden. Jedoch stellt der ZiE-Prozess kein Hemmnis für eine Verstärkung mit Carbonbeton dar, wie die Vielzahl an bereits ausgeführten Projekten zeigt. So kann dieser Genehmigungsprozess im Allgemeinen in die herkömmlichen Planungsschritte integriert werden, sodass die Beantragung einer ZiE nicht zu einer Verzögerung des Projektes führt, siehe [42]. Unter Berücksichtigung der vielen Vorteile bei der Bauausführung, der Dauerhaftigkeit, der Wirtschaftlichkeit und der Ressourcenersparnis beim Carbonbeton wird der Weg über eine ZiE immer öfter gewählt. Ebenfalls lässt sich der Umfang einer ZiE durch fachkundige Planer im Bereich des Carbonbetons reduzieren. So konnte für die in Abschnitt 4 beschriebene Baumaßnahme die ZiE bereits nach wenigen Monaten erteilt werden.

4 Ausführungsbeispiel Brückenverstärkung Nidda

Im Zuge des Brückenzuges über die BAB A 648 wurden im Sommer 2020 zwei Spannbetonbrücken mit Carbonbeton verstärkt. Bei dieser Baumaßnahme handelt es sich um die erste



Bild 7 Brückenzug Nidda

Foto: Sebastian May, © CARBOCON

Verstärkung einer Autobahnbrücke in Deutschland mit Carbonbeton.

Die beiden Teilbauwerke wurden 1970 bzw. 1971 errichtet und weisen als dreifeldrige Brücken Stützweiten von circa 32 m (Hauptfeld) und circa 17 m (Randfelder) auf, siehe Bild 7. Die Teilbauwerke wurden als zweistegige Plattenbalken mit einer konstanten Konstruktionshöhe von 1,20 m ausgeführt.

Bei der Errichtung der Teilbauwerke kam Sigma-Oval-Spannstahl zum Einsatz, der bekanntlich gegenüber Spannungsrissskorrosion anfällig ist [34]. Im Zuge der Nachrechnung konnte für die bestehenden Teilbauwerke kein ausreichendes Ankündungsverhalten festgestellt werden. Infolgedessen wurde eine Machbarkeitsstudie zu verschiedenen Verstärkungsvarianten durch das Ingenieurbüro cbing – Curbach Böschke Ingenieurpartner durchgeführt. Im Zuge dessen stellte sich heraus, dass eine Verstärkung mit Carbonbeton die beste Lösung darstellt. Für eine ausreichende Versagensankündigung infolge Spannungsrissskorrosion waren dafür in den Endfeldern der Brücken auf der Unterseite fünf Lagen Carbongelege (Gesamt-Schichtdicke 30 mm) und auf der Oberseite in den Stützbereichen sechs Lagen (Gesamtdicke 35 mm) erforderlich. Auf der Oberseite wurden zusätzlich zwei Lagen Carbonbeton über die gesamte Länge appliziert, damit eine Integration in den Fahrbahnaufbau über die gesamte Brückenlängsrichtung möglich war.

Ausschlaggebend für die Anwendung von Carbonbeton als Verstärkungsmaßnahme waren die hohe Leistungsfähigkeit (statische Wirk-

samkeit), die schnelle Bauausführung, der minimale Eingriff in das Lichtraumprofil der Brücke sowie die nicht erforderliche Anpassung der Gradienten vor den Brückenendfeldern, da der Carbonbeton auf der Oberseite in den Fahrbahnaufbau integriert werden konnte. Die konventionellen Instandsetzungsmaßnahmen schnitten im Vergleich schlechter ab.

Für die Ausführung der Baumaßnahme musste eine ZiE beantragt werden. Für die Durchführung der experimentellen Versuche, die im Zuge der ZiE erforderlich waren, sowie für die Erstellung der Gutachten war die CARBOCON GMBH in Kooperation mit dem Institut für Massivbau der Technischen Universität Dresden beauftragt. Zusätzlich wurden in diesem Vorhaben das Ingenieurbüro H+P Ingenieure GmbH – Beratende Ingenieure im Bauwesen sowie die Bundesanstalt für Straßenwesen (bast) als zusätzliche Gutachter und Prüfer herangezogen. Im Rahmen der Erstellung des Gutachtens für das Bauvorhaben konnte auf weitreichende Forschungsarbeiten aus dem Projekt C³ – Carbon Concrete Composite [42] zurückgegriffen werden. Dadurch konnte der erforderliche Versuchsumfang wesentlich reduziert werden. Durch die vorliegenden Forschungsarbeiten des C³-Projektes konnten beispielhaft die Einflussfaktoren Temperatur, Dauerhaftigkeit und Dauerstand usw. und deren Auswirkungen auf die Materialfestigkeiten übernommen werden. Zum Nachweis der Eignung der sechs Lagen Carbongelege für das Bauvorhaben mussten dennoch einige Großbauteilversuche mit statischen und zyklischen Beanspruchungen durchgeführt werden, um die ZiE zu erlangen. So musste u. a. gezeigt werden, dass auch bei



Bild 8 Prüfung der Großbauteile mit sechs Lagen Carbongelege
Foto: Alexander Schumann, © CARBOCON

sechs Lagen Carbongelege unter zyklischer Beanspruchung auf eine zusätzliche Verdübelung der Schubfuge verzichtet werden kann.

Durch die gute Zusammenarbeit aller Partner konnte der ZiE-Prozess innerhalb weniger Monate durchgeführt und die Carbonbetonarbeiten im Sommer 2020 fristgerecht ausgeführt werden.

Für ausführlichere Informationen zum vorgestellten Brückenzug, zur Nachweisführung und zur Anwendung von Carbonbeton bei den Teilbauwerken wird auf die Veröffentlichungsserie [11], [43] und [44] verwiesen. Als Bauherr trat Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement auf. Für die fachliche Umsetzung des Projektes waren das Ingenieurbüro Curbach Bösch Ingenieurbüropartner für die Tragwerksplanung, das Ingenieurbüro H+P Ingenieure GmbH als Prüfenieur und das Ingenieurbüro CARBOCON GMBH als ZiE-Planer und Gutachter (in Kooperation mit dem Institut für Massivbau der TU Dresden) beauftragt. Ausgeführt wurde die Brückenverstärkung durch eine ARGE aus den Bauunternehmen der Implenia Instandsetzung GmbH (München), der Torkret GmbH (Essen) und der Ed. Züblin AG (Direktion Bauwerkserhaltung Stuttgart).

5 Ausblick

Im vorliegenden Beitrag wurde ein Überblick zum Stand von Carbonbeton im Brückenbau sowie ein Ausblick auf dessen zukünftige Anwendungsbereiche gezeigt. Carbonbeton hat bereits heute den Sprung in den Brückenbau bei ersten Praxisanwendungen geschafft und seine technische und wirtschaftliche Tauglichkeit unter Beweis gestellt. In den nächsten Jahren wird Carbonbeton mehr als eine Alternative

zu konventionellen Verstärkungsmaßnahmen darstellen. Durch die hohe Dauerhaftigkeit der Carbongelege, den geringen Zusatzeintrag an Eigengewicht und die enorme Leistungsfähigkeit kann in Zukunft hoffentlich eine Vielzahl an Bestandsbrücken vor dem Abriss gerettet oder effizienter verstärkt werden, wodurch auch der Brückenbausektor seinen Beitrag zum Klimaschutz und zur Einsparung wertvoller Ressourcen leisten kann. Denn bei Verstärkungen von Bestandsbauteilen mit Carbonbeton kann im Vergleich zu konventionellen Maßnahmen bis zu 52 % an CO₂ und bis zu 85 % an

Ressourcen gespart werden, was in [18] an einem ausgeführten Bauteil eindrucksvoll gezeigt wurde.

Literatur

- [1] Homepage des BMVI – Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: <https://www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Artikel/StB/bruecken-zahlen-daten-fakten.html>. [geprüft am 20.01.2021]
- [2] Homepage der Bundesanstalt für Straßenwesen: https://www.bast.de/BAST_2017/DE/Statistik/Bruecken/Brueckenstatistik.pdf. [geprüft am 20.01.2021]
- [3] Fischer, O.; Lechner, T.; Wild, M.: Nachrechnung von Betonbrücken, systematische Auswertung nachgerechneter Bauwerke. Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Bericht B 124, 2016
- [4] Naumann, J.: Brückenertüchtigung jetzt – Ein wichtiger Beitrag zur Sicherung der Mobilität auf Bundesfernstraßen. In: DBV – Deutscher Beton- und Bautechnik-Verband E. V. (Hrsg.), DBV-Heft 22, Berlin, 2011
- [5] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur – Abteilung Straßenbau: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand; 1. Ergänzung. Ausgabe April 2015
- [6] Fischer, O.; Müller, A.; Lechner, T.; Wild, M.; Kessner, K.: Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014) 2, S. 107–127 – DOI: 10.1002/best.201300084
- [7] Homepage des Statistischen Bundesamts: https://www.destatis.de/DE/Presse/Pressemitteilungen/2020/06/PD20_195_321.html. [geprüft am 24.01.2021]

- [8] Homepage des Bundesverbands der Deutschen Transportindustrie e. V.: [https://www.transportbeton.org/branche/wirtschaftsdaten/#:~:text=Im%20Jahr%202019%20erzielte%20die,von%204%2C12%20Milliarden%20Euro](https://www.transportbeton.org/branche/wirtschaftsdaten/#:~:text=Im%20Jahr%202019%20erzielte%20die,von%204%2C12%20Milliarden%20Euro.). [geprüft am 24.01.2021]
- [9] Homepage des Vereins Deutscher Zementwerke e.V.: <https://www.vdz-online.de/zementindustrie/zahlen-und-daten/zementmarkt-und-baukonjunktur>. [geprüft am 24.01.2021]
- [10] Hentschel, M.; Schumann, A.; Ulrich, H.; Jentzsch, S.: Sanierung der Hyparschale Magdeburg. Bautechnik 96 (2019) 1, S. 25–30 – DOI: 10.1002/bate.201800087
- [11] Steinbock, O.; Bösche, T.; Schumann, A.: Carbonbeton – Eine neue Verstärkungsmethode für Massivbrücken, Teil 2: Carbonbeton im Brückenbau und Informationen zur Zustimmung im Einzelfall für das Pilotprojekt „Brücken über die Nidda im Zuge der BAB A 648“. Beton- und Stahlbetonbau, first published online: 18.01.2021 – DOI: 10.1002/best.202000106
- [12] Feix, J.; Hansl, M.: Pilotanwendungen von Textilbeton für Verstärkungen im Brückenbau. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 25. Dresdner Brückenbausymposium, 09./10.3.2015 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2015, S. 99–110
- [13] Steinbock, O.; Curbach, M.; Bösche, T.: Ertüchtigung einer Stahlbetonstraßenbrücke mit Carbonbeton. In: Foster, F.; Gilbert, R.; Mendis, P.; Al-Mahaidi, R.; Millar, D. (Hrsg.): Tagungsband zum 4. Brückenkolloquium – Fachtagung für Beurteilung, Planung, Bau, Instandhaltung und Betrieb von Brücken, 08./09.09.2020 in Esslingen, Esslingen: Technischen Akademie Esslingen, 2020, S. 651–662
- [14] Erhard, E.; Weiland, S.; Lorenz, E.; Schladitz, F.; Beckmann, B.; Curbach, M.: Anwendungsbeispiele für Textilbetonverstärkung: Instandsetzung und Verstärkung bestehender Tragwerke mit Textilbeton. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) S1: Verstärken mit Textilbeton, S. 74–82 – DOI: 10.1002/best.201400124
- [15] Al-Jamous, A.; Uhlig, K.: Sanierung der historischen Betonbogenbrücke in Naila. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 27. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 13./14.03.2017 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2017, S. 71–78
- [16] Michler, H.: Nichtmetallische Bewehrung im Großbrückenbau – Kappenverbreiterung Carolabrücke Dresden. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 30. Dresdner Brückenbausymposium – Ergänzungsband 2021, 08./09.03.2021 (digital), Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2021
- [17] Schladitz, F.; Schumann, A.; May, S.; Curbach, M.: Carbonbetonbau im Brückenbau. Zeitschrift des Verein der Straßenbau- und Verkehrsingenieure im Freistaat Sachsen e.V. (2020), S. 34–37
- [18] Schumann, A.; Schladitz, F.; Schöffel, J.; May, S.; Curbach, M.: Ressourceneinsparung mit Carbonbeton – Am Beispiel der Verstärkung der Hyparschale in Magdeburg. In: Hauke, B. (Hrsg.): Nachhaltigkeit, Ressourceneffizienz und Klimaschutz, Konstruktive Lösungen für das Planen und Bauen – Aktueller Stand der Technik, Berlin: Ernst & Sohn, 2021
- [19] Wagner, J.; Spelter, A.; Hegger, J.; Curbach, M.: Ermüdungsverhalten von Carbonbeton unter Zugschwellbelastung. Beton- und Stahlbetonbau 115 (2020) 9, S. 710–719 – DOI: 10.1002/best.201900104
- [20] May, S.; Schumann, A.; Schütze, E.; Curbach, M.: Querkraftverstärkung aus Carbonbeton unter zyklischer Beanspruchung. In: Foster, F.; Gilbert, R.; Mendis, P.; Al-Mahaidi, R.; Millar, D. (Hrsg.): Tagungsband zum 4. Brückenkolloquium – Fachtagung für Beurteilung, Planung, Bau, Instandhaltung und Betrieb von Brücken, 08./09.09.2020 in Esslingen, Esslingen: Technischen Akademie Esslingen, 2020, S. 643–650
- [21] Rempel, S.; Nigl, D.; Bielak, J.: Bemessung der Carbonbetonbrücken in Ottenhöfen. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 30. Dresdner Brückenbausymposium – Ergänzungsband 2021, 08./09.03.2021 (digital), Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2021
- [22] Rempel, S.; Kanschin, E.: Reduzierte Bauzeit bei Ersatzneubauten von Straßenbrücken. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 30. Dresdner Brückenbausymposium, 09./10.03.2020, verlegt auf 08./09.03.2021 (digital), Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2021
- [23] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-31.10-182: Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit TUDALIT® (Textilbewehrter Beton). Geltungsdauer: 01.12.2016–01.06.2021
- [24] Hegger, J.; Will, N.; Schneider, M.: Textilbeton: Tragverhalten – Bemessung – Sicherheit. In: Curbach, M.; Ortlepp, R.

- (Hrsg.): T Textilbeton in Theorie und Praxis: Tagungsband zum 6. Kolloquium zu Textilbewehrten Tragwerken (CTRS6), Gemeinsames Abschlusskolloquium der Sonderforschungsbereiche SFB 528 (Dresden) und 532 (Aachen) am 19./20.09.2011 in Berlin, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2011, S. 269–284
- [25] Lorenz, E.; Schütze, E.; Weiland, S.: Textilbeton – Eigenschaften des Verbundwerkstoffs. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) 1, S. 29–41 – DOI: 10.1002/best.201400114
- [26] Müller, E.; Schmidt, A.; Schumann, A.; May, S.; Curbach, M.: Biegeverstärkung mit Carbonbeton. Beton- und Stahlbetonbau 115 (2020) 10, S. 758–767
- [27] Holz, K.; Curbach, M.: Zugtragverhalten von Carbonbeton unter Hochtemperaturbeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau 115 (2020) 3, S. 231–240 – DOI: 10.1002/best.201900037
- [28] DAfStb Betonbauteile: 2001-10; Instandsetzungs-Richtlinie: 2001-10; RL SIB:2001-10; Instandsetzungs-Richtlinie: 2001-10 RL SIB:2001-10
- [29] DIN EN 1990:2010-12: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010
- [30] Momber, A.; Schulz R.-R.: Handbuch der Oberflächenbearbeitung Beton – Bearbeitung, Eigenschaften, Prüfung. Basel: Birkhäuser, 2006
- [31] Michler, H.: Segmentbrücke aus textilbewehrtem Beton – Rottachsteg Kempten im Allgäu. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013) 5, S. 325–334 – DOI: 10.1002/best.201300023
- [32] Mittelstädt, J.: Remstalbrücken – Kombination von Carbonbeton und Holz. C³ – Carbon Concrete Composite e. V.; TUDALIT e.V. (Hrsg.): Tagungsband der 11. Carbon- und Textilbetontage, 24./25.09.2019 in Dresden, 2019, S. 52–53
- [33] Helbig, T.; Unterer, K.; Kulas, C.; Rempel, S.; Hegger, J.: Fuß- und Radwegbrücke aus Carbonbeton in Albstadt-Ebingen. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016) 10, S. 676–685 – DOI: 10.1002/best.201600058
- [34] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung – Abteilung Straßenbau: Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion); Ausgabe Juni 2011
- [35] Schladitz, F.: Torsionstragverhalten von textilbetonverstärkten Stahlbetonbauteilen. Diss., TU Dresden, 2011
- [36] Müller, E.: Torsionsversuche an carbonbetonverstärkten Plattenbalken mit neuen Carbonbewehrungssystemen – Experimentelle und analytische Betrachtungen. Diss., in Fertigstellung
- [37] Adam, V.; Will, N.; Hegger, J.: Verstärkung für Fahrbahnplatten von Massivbrücken aus Textilbeton: Versuche im Rahmen einer Demonstratorrealisierung. Bauingenieur 96 (2020) 3, S. 85–95 – DOI: 10.37544/0005-6650-2020-03-33
- [38] Brückner, A.: Querkraftverstärkung von Bauteilen mit textilbewehrtem Beton. Diss., TU Dresden, 2011
- [39] May, S.; Schumann, A.; Bergmann, S.; Curbach, M.; Hegger, J.: Versuche zur Querkraftverstärkung mit Carbonbeton. Bauingenieur 97 (2021) 3
- [40] Egger, M.; Waltl, C.: Brückenverstärkung mit Textilbeton – Einblick in ein österreichisches Pilotprojekt. In: C³ – Carbon Concrete Composite e. V.; TUDALIT e.V. (Hrsg.): Tagungsband der 12. Carbon- und Textilbetontage, 22./23.09.2020 in Dresden, S. 18–19
- [41] Farwig, K.; Neumann, J.; Schneider, R.; Breitenbücher, R.; Curbach, M.: Instandsetzung von gefugten Betonflächen mit einer dünnen Schicht aus Carbonbeton. Beton- und Stahlbetonbau 115 (2020) 10, S. 768–778 – DOI: 10.1002/best.202000048
- [42] Schumann, A.; May, S.; Bochmann, A.: Zu neuer Leistungsfähigkeit – Denkmalgeschützte Bauwerke mit Carbonbeton sanieren und Verstärken. Bautenschutz + Bausanierung (2021) 1, S. 2-3
- [43] Homepage des Forschungsprojektes C³ – Carbon Concrete Composite: <https://www.bauen-neu-denken.de/>. [geprüft am 27.01.2021]
- [44] Steinbock, O.; Pelke, E.; Ost, O.: Carbonbeton – Eine neue Verstärkungsmethode für Massivbrücken, Teil 1: Grundlagen und Hintergründe zum Pilotprojekt „Brücken über die Nidda im Zuge der BAB A 648“. Beton- und Stahlbetonbau, first published online: 21.01.2021 – DOI: 10.1002/best.202000094
- [45] Steinbock, O.; Teworte, F.; Neis, B.: Carbonbeton – Eine neue Verstärkungsmethode für Massivbrücken, Teil 3: Planung und Umsetzung der Verstärkungsmaßnahme mit Carbonbeton am Pilotprojekt „Brücken über die Nidda im Zuge der BAB A 648“. Beton- und Stahlbetonbau, first published online: 21.01.2021 – DOI: 10.1002/best.202000107

Chronik des Brückenbaus

*Zusammengestellt von Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner
Otto-Mohr-Laboratorium, TU Dresden*

B 611 – Ersatzneubau der Sudbachtalbrücke Löhne-Gohfeld

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau NRW, Regionalniederlassung Ostwestfalen- Lippe, Bielefeld
Entwurf:	Thormählen + Peuckert, Paderborn
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	eberhardt – die ingenieure gbr, Teck- lenburg
Ausführung:	Heinrich Walter Bau GmbH, Borken

Technische Daten

Bauart:	dreifeldrige Plattenbalkenbrücke
Überbau:	Spannbetonplattenbalken als Fertig- teile
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	99,55 m
Einzelstützweiten:	30,82 m – 37,90 m – 30,83 m
Breite:	22,10 m
Brückenfläche:	2.134 m ²
Konstruktionshöhe:	1,72 m (Überbau)
Bauzeit:	09/2019 – 02/2020
Auftragssumme:	5,6 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	320 lfd. m
Beton:	3.100 m ³
Betonstahl:	350 t
Spannstahl:	70 t

Beschreibung

Die in Nord-Süd-Richtung verlaufende B 611 verbindet zwischen Löhne und Vlotho die A 30 mit der A 2. Im Orts-
teil Löhne-Gohfeld quert die Bundesstraße das Sudbach-
tal mit einer fast 100 m langen Brücke.

Ursprünglich im Zuge der B 61 liegend, wurde die Sud-
bachtalbrücke 1966 als vierstegiges Spannbetontragwerk

mit Stützweiten von 27,00 + 35,50 + 27,00 m und einer
Gesamtlänge von 89,50 m errichtet. Der Querschnitt
bestand aus einem vierstegigen Plattenbalken, in den
Pfeilerbereichen waren in Untergurtebene Druckplatten
angeordnet. Die jeweils 8,00 m breiten Fahrbahnen bei-
der Fahrtrichtungen waren auf einem Überbau angeord-
net. Die Fahrtrichtungen waren im Mittelstreifen durch
eine Betonleitwand voneinander getrennt. Die Nachrech-
nung 2014 ergab erhebliche Tragfähigkeitsdefizite, die
einen Brückenneubau erforderlich machten.

Der Brückenneubau 2019 erfolgte als Fertigteilquer-
schnitt. Die Stützweiten betragen 30,82 + 37,90 + 30,83 m,
die Gesamtlänge 99,55 m. Für jede Fahrtrichtung der
7,75 m breiten Fahrbahnen wurde ein eigenes Teilbauwerk
aus fünf Fertigteilträgern errichtet. Im 2,50 m breiten
Mittelstreifen wurden entsprechende Kappen angeordnet.
Auf den Außenseiten befinden sich 2,05 m breite Kappen
mit den Schutzeinrichtungen und Geländern.

Die 2019 durchgeführten Arbeiten begannen mit der Um-
legung des Verkehrs auf eine nahezu parallel verlaufende
Landesstraße und der Sprengung der Talbrücke. Nach
der Errichtung der Unterbauten erfolgte das Auflegen
der jeweils fünf im Werk vorgefertigten Spannbetonfer-
tigteilträger. Dabei waren etwa 100 t schwere Lasten zu
bewältigen. Über den Unterbauten erfolgte zusammen
mit der Ergänzung der Ortbetonplatte das Betonieren
der Querträgerbereiche. Nach dem Aufbringen der
Abdichtung, der Kappen, der Schutzeinrichtungen und
Geländer konnte der Verkehr 2020 wieder über die neue
Brücke geführt werden.

Literatur

- [1] Landesbetrieb Straßenbau NRW, Regionalniederlas-
sung Ostwestfalen-Lippe, Bielefeld: Bauwerksent-
wurf nach RAB-ING



Untersicht und Seitenansicht der Sudbachtalbrücke



Fotos: Straßen.NRW

A 1 – Ersatzneubau der Brücke Afferder Weg über die K 39

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau NRW, Autobahnniederlassung Hamm
Entwurf:	Thomas & Bökamp Ingenieurgesellschaft, Münster
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Thomas & Bökamp Ingenieurgesellschaft, Münster
Ausführung:	Echterhoff GmbH & Co. KG., Westerkappeln

Technische Daten

Bauart:	einfeldrige Stahlbetonrahmenbrücke
Überbau:	Stahlbetonfertigteilträger mit Ortbetonergänzung
Unterbau:	Widerlager als Halbfertigteile mit Betonauffüllung
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	16,16 m
Einzelstützweite:	16,16 m
Breite:	38,10 m
Brückenfläche:	616 m ²
Konstruktionshöhe:	0,70 m (Überbau)
Bauzeit:	11/2019 – 07/2020
Auftragssumme:	5,6 Mio. EUR

Beschreibung

Nördlich des Autobahnkreuzes Dortmund/Unna (A 44/A 1) quert die Autobahn die K 39, Afferder Weg. Das erste Bauwerk an dieser Stelle wurde 1938 errichtet. Es war auch damals schon eine einfeldrige Brücke aus Stahlbeton mit einer Stützweite von etwa 13,50 m. Im Jahre 1957 wurde der Überbau der Brücke erneuert und gelenkig auf den vorhandenen Unterbauten aus Stampfbeton gelagert. Der Querschnitt bestand aus einem 0,75 m hohen Plattentragwerk. Zwischen 1979 und 1981

erfolgte die Verbreiterung der Autobahn. Dabei wurde zu beiden Seiten die Unterbauten entsprechend verlängert und die Überbauten erneuert. Die Nachrechnung des Bauwerkes im Jahre 2012 ergab erhebliche Defizite bezüglich der Tragfähigkeiten und die Erfordernis für einen Brückenneubau.

Der Ersatzneubau der Brücke 2020 erfolgte im Zuge einer 6+0-Verkehrsführung als Pilotprojekt im Rahmen der Erprobung einer neuen, innovativen schnellen Bauweise. Das Brückensystem ist ein offener, 16,20 m langer Stahlbetonrahmen. Die beiden Widerlager bestehen aus Halbfertigteilplatten, die nach dem Aufstellen mit Ortbeton aufgefüllt wurden. Die Flügelwände sind als Vollfertigteile in die Ortbetonbodenplatte der Fundamente eingespannt. Der Überbau besteht ebenfalls aus Fertigteilen und einer Ortbetonergänzung. Bis zur Herstellung der biegesteifen Rahmenecken wurden die Fertigteile auf Hilfsjochen abgestützt. Für die Kappen des Überbaues, Fahrtrichtung Köln, wurden selbsttragende, stählerne Hybridbauteile verwendet. An diesen war bereits im Werk das Holmgeländer angebracht worden. Bereits nach dem Auflegen auf die Unterbauten erzielten sie im Bauzustand ohne ein weiteres Traggerüst eine Tragwirkung für die Kappenherstellung in Ortbeton.

Durch den Einsatz von Fertigteilen konnte die Brücke insgesamt 280 Tage eher fertiggestellt werden als in konventioneller Bauweise.

Literatur

- [1] Landesbetrieb Straßenbau NRW, Autobahnniederlassung Hamm: Bauwerksentwurf nach RAB-ING
- [2] Marzahn, G.: Brücken im Schnellbau mit System. Infobrief 141, B-L-Dienstbesprechung KIB, 11/2020, unveröffentlicht



Seitenansicht der Brücke Afferder Weg über die K 39

Foto: Straßen.NRW

A 3 – BW 380f – Ersatzneubau zur Überführung der Staatsstraße St 2242 am Autobahnkreuz Fürth/Erlangen

Beteiligte

Bauherr:	Freistaat Bayern, vertreten durch die Autobahndirektion Nordbayern
Entwurf:	Ing.-Büro Grassl, München
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ing.-Büro Grassl, München
Ausführung:	ARGE Züblin Bau GmbH, Bereich Bayreuth & Roßlauer Schiffswerft GmbH & Co. KG, Dessau

Technische Daten

Bauart:	Stahlverbund-Fachwerkbogenbrücke
Überbau:	Stahlverbund mit Fertigteilplatten und Ortbetonergänzung
Unterbau:	nicht begehbare Widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Ort beton-Großbohrpfählen, Ø 1,50 m
Gesamtlänge:	71,23 m
Einzelstützweite:	71,23 m
Breite:	11,55 m
Brückenfläche:	950 m ²
Konstruktionshöhe:	0,42 m (Fahrbahnplatte), 5,08 m (Bogenstich)
Bauzeit:	2018 – 2020
Auftragssumme:	6 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	240 lfd. m
Beton:	2.400 m ³
Betonstahl:	341 t
Konstruktionsstahl:	365 t
Kopfbolzen:	4 t

Beschreibung

Das Bauwerk BW 380f liegt im Zuge der BAB A 3 Frankfurt-Nürnberg westlich des Autobahnkreuzes Fürth/Erlangen. Aufgrund des 6-streifigen Ausbaus der BAB A 3 im vorgenannten Bereich und des Umbaus des Autobahnkreuzes musste das Bestandsbauwerk in den Jahren 2018 bis 2020 durch einen Neubau ersetzt werden.

Der Stahlbau des Ersatzneubaus wurde seitlich auf einem Vormontageplatz hergestellt. Nach dem Einfahren über die A 3 wurden Fertigteilplatten zwischen den Stahllängsträgern verlegt und anschließend die Ort betonplatte inkl. monolithischer Verbindung mit dem Widerlager hergestellt. Beide massiven Widerlager wurden mit Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,50 m im Festgestein gegründet.

Das Überführungsbauwerk wurde als integrales Bauwerk mit einem außenliegenden Stahlfachwerk in Bogenform und einer dazwischen spannenden Ort betonplatte entworfen. Der Stahlüberbau ist mit den Widerlagern monolithisch verbunden. Die Verbundwirkung zwischen der Betonfahrbahn und dem Stahltragwerk wird durch auf den Querträgern und seitlich an den Versteifungsträgern angeschweißte Kopfbolzendübel realisiert.



Seitenansicht des Bauwerks BW 380f

Foto: Hajo Dietz

A 3 – BW 381c – Ersatzneubau zur Überführung eines Geh- und Radweges über die A 3

Beteiligte

Bauherr:	Freistaat Bayern, vertreten durch die Autobahndirektion Nordbayern
Entwurf:	Baumann + Obholzer ZT GmbH, Innsbruck
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Baumann + Obholzer ZT GmbH, Innsbruck
Ausführung:	ARGE Züblin Bau GmbH, Bereich Bayreuth, und Roßlauer Schiffswerft GmbH & Co. KG, Dessau

Technische Daten

Bauart:	Stahlverbund-Bogenbrücke
Überbau:	Stahlverbund-Stabbogen und Ortbetonergänzung
Unterbau:	nicht begehbare Widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Ortbeton-Großbohrpfählen, Ø 1,20 m
Gesamtlänge:	72,00 m
Einzelstützweite:	72,00 m
Breite:	6,28 m
Brückenfläche:	453 m ²
Konstruktionshöhe:	0,40 m (Fahrbahnplatte), 8,02 m (Bogenstich)
Bauzeit:	01/2018 – 2020
Auftragssumme:	5,9 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	147 lfd. m
Beton:	650 m ³
Betonstahl:	128 t
Konstruktionsstahl:	274 t
Kopfbolzen:	4.900 Stück

Beschreibung

Das Bauwerk BW 381c liegt im Zuge der BAB A 3 Frankfurt-Nürnberg östlich des Autobahnkreuzes Fürth/Erlangen. Aufgrund des 6-streifigen Ausbaus der BAB A 3 im vorgenannten Bereich und des Umbaus des Autobahnkreuzes musste das Bestandsbauwerk in den Jahren 2018 bis 2020 durch einen Neubau ersetzt werden.

Der Überbau ist eine Stahlverbund-Brücke mit einer schlaff bewehrten Massivplatte und einer Stahlbogenkonstruktion. Die Stahlbögen mit Steckträgern des Ersatzneubaus wurden seitlich auf einem Vormontageplatz zusammengeschweißt und anschließend eingehoben. Anschließend wurden die Stahl-Endquerträger und die Ortbetonplatte hergestellt. Beide massiven Widerlager wurden mit lotrechten Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,20 m im Festgestein gegründet.



Fertiggestellte Brücke über die A 3

Foto: Hajo Dietz

A 3 – Ersatzneubau der Brücke Stokkumer Straße über die A 3 bei Emmerich

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau NRW, Autobahnniederlassung Krefeld
Entwurf:	Thomas & Bökamp Ingenieurgesellschaft, Münster
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Thomas & Bökamp Ingenieurgesellschaft, Münster
Ausführung:	Heitkamp Brückenbau GmbH, Herne

Technische Daten

Bauart:	Stahlverbundbrücke
Überbau:	Trägerrost
Unterbau:	Betonwiderlager auf bewehrte Erde und Geotextilien
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	36,80 m
Einzelstützweite:	36,80 m
Breite:	6,50 m
Brückenfläche:	239 m ²
Konstruktionshöhe:	1,45 m (Überbau)
Bauzeit:	06/2018 – 12/2019
Auftragssumme:	3,5 Mio. EUR

Beschreibung

Nördlich von Emmerich kreuzt die Stokkumer Straße die A 3. Die Autobahn führt unmittelbar an der niederländischen Grenze entlang. Ursprünglich war das Bauwerk 1962 als einfeldrige Spannbetonbrücke mit einer Länge von 34,20 m mit einem zweistegigen Plattenbalkenquer-

schnitt errichtet worden. Über die Brücke führte ein Wirtschaftsweg. Im Jahr 2019 wurde die Brücke durch einen Neubau ersetzt. Errichtet wurde eine 36,80 m lange Stahlverbundbrücke mit einem 6,50 m breiten, plattenbalkenartigen Trägerrostsystem. Die Stahlträger wurden als luftdicht verschweißte Kästen ausgeführt. Die Widerlager wurden zurückgesetzt auf einer Dammschüttung als Bewehrte-Erde-Konstruktion und Geokunststoffgewebe errichtet. Die Flügelflächen wurden mit Gabionenkonstruktionen verkleidet.

Der neue Brückenüberbau wurde auf einem nahegelegenen Parkplatz erstellt. Nach dessen Fertigstellung wurde er auf einem selbstfahrenden modularen Transportgerät zur Baustelle verfahren und dort mit einem Schwerlastkran eingehoben.

Aufgrund des Pilotcharakters der Widerlagerkonstruktion als Bewehrte-Erde-Konstruktion und der Verwendung von Geogittern war beim BMVI eine Zustimmung im Einzelfall einzuholen. Dabei waren entsprechende Anforderungen und Nachweise zum Trag- und Verformungsverhalten vorzulegen und ein begleitendes Messprogramm durchzuführen.

Literatur

- [1] Landesbetrieb Straßenbau NRW, Autobahnniederlassung Hamm: Bauwerksentwurf nach RAB-ING
- [2] Marzahn, G.: Brückenwiderlager aus Geokunststoff-Bewehrter Erde (KBE). Infobrief 141, B-L-Dienstbesprechung KIB, 11/2020, unveröffentlicht



Einheben des Überbaus der Brücke Stokkumer Straße

Foto: Straßen.NRW

A 9 – BW 293a – Instandsetzung der Talbrücke Lanzendorf

Beteiligte

Bauherr:	Freistaat Bayern, vertreten durch die Autobahndirektion Nordbayern
Entwurf:	Ingenieurbüro Leistner, Bayreuth
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	BPR Dr. Schäpertöns, Augsburg Lärmschutzwände: Bongard & Lind, Weroth
Ausführung:	BG Geiger, Leonhard Weiß Lärmschutzwände: Bongard & Lind, Weroth

Technische Daten

Überbau:	einzelliger Hohlkasten
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Ort beton-Großbohrpfählen, Ø 1,50 m
Gesamtlänge:	1.092,80 m
Einzelstützweiten:	36,40 m – 41,00 m – 48,00 m – 14 × 59,00 m – 53,00 m – 48,00 m – 40,40 m
Breite:	35,50 m (zwischen den Lärmschutzwänden)
Brückenfläche:	38.500 m ²
Konstruktionshöhe:	3,75 m (Überbau)
Bauzeit:	03/2019 – 2020
Auftragssumme:	20,1 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	2.400 m ³
Betonstahl:	250 t

Beschreibung

Die 20-feldrige Talbrücke Lanzendorf wurde 1997 im Zuge des sechsstreifigen Ausbaus der A 9 errichtet. Durch die starke Beanspruchung der alten Brücke in den letzten 22 Jahren zeigten sich erhebliche Schäden an der gesamten Kappenbewehrung sowie zum Teil starke Spurrinnenbildungen im Fahrbahnbereich. Die Fahrbahnübergangskonstruktionen hatten das Ende ihrer technischen Lebensdauer erreicht. Bauartbedingt waren die bestehenden Fahrbahnübergänge beim Überfahren sehr laut und aufgrund der exponierten Lage der Brücke weithin zu hören. Kappen, Fahrbahnbeläge und die zugehörige Abdichtung der Brücke sowie die Übergangskonstruktionen waren zu ersetzen. Die Schutteinrichtungen wurden bei dieser Gelegenheit durch Einbau von Bauteilen mit höherem Rückhaltevermögen ertüchtigt.

Im Rahmen der Instandsetzungsmaßnahme wurden alle vier Übergangskonstruktionen mit verminderter Lamellenzahl und aufgeschweißten Lärmschutzelementen in üblicher Bauart ersetzt. Wegen der bisher starken Lärmentwicklung in den Widerlagerkammern wurde auch eine untergehängte Lärmschutzkonstruktion längs der Übergangskonstruktionen eingebaut.

Die neue Gussasphaltdecke wurde mittels schienengeführtem Gussasphaltfertiger auf ganzer Fahrbahnbreite eingebaut. In den Folgejahren werden dann zusammen mit den nördlich bzw. südlich der Talbrücke Lanzendorf angrenzenden Strecken die Fahrbahnabschnitte zwischen den Anschlussstellen Marktschorgast und Bayreuth-Nord komplett erneuert. Bei diesem 16 Kilometer langen Erhaltungsprojekt werden auch die Unterführungen, die Lärmschutzwände sowie die Straßenausstattung instand gesetzt oder auf den neuesten Stand der Technik gebracht.



Talbrücke Lanzendorf während der Instandsetzungsarbeiten

Foto: Autobahndirektion Nordbayern

A 9 – BW 374b – Ersatzneubau zur Überführung eines Forstweges über die A 9 am Autobahnkreuz Nürnberg

Beteiligte

Bauherr:	Freistaat Bayern, vertreten durch die Autobahndirektion Nordbayern
Entwurf:	Baumann + Obholzer ZT GmbH, Innsbruck
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Baumann + Obholzer ZT GmbH, Innsbruck
Ausführung:	GLS Bau und Montage G.M.B.H., Perg in Österreich

Technische Daten

Bauart:	Stahlverbund-Bogenbrücke
Überbau:	Stahlverbund-Stabbogen mit schlaff bewehrter Platte
Unterbau:	nicht begehbare Widerlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	75,00 m
Einzelstützweite:	75,00 m
Breite:	6,28 m
Brückenfläche:	471 m ²
Konstruktionshöhe:	0,40 m – 0,46 m (Fahrbahnplatte), 9,33 m (Bogenstich)
Bauzeit:	2019 – 2020
Auftragssumme:	4,3 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	950 m ³
Betonstahl:	170 t
Konstruktionsstahl:	260 t

Beschreibung

Das Bauwerk BW 374b liegt im Zuge der BAB A 9 Berlin–Nürnberg–München südlich des Autobahnkreuzes Nürnberg. Aufgrund massiver Schäden musste das Bestandsbauwerk im Jahr 2019 durch einen Neubau ersetzt werden, wobei bereits der in diesem Bereich vorgesehene 8-streifige Ausbau der BAB A 9 mit Anpassung des Autobahnkreuzes berücksichtigt werden musste.

Der Überbau des Ersatzneubaus ist eine Stahlverbund-Bauweise mit einer schlaff bewehrten Massivplatte und einer Stahlbogen-Konstruktion. Er wurde vollständig auf einem seitlichen Vormontageplatz hergestellt und anschließend über die A 9 eingefahren und auf die Lager abgesetzt. Beide massiven Widerlager wurden im anstehenden Festgestein flach gegründet.



Seitenansicht des Ersatzneubaus BW 374b

Foto: Hajo Dietz

A 14 – BW16Ü – Neubau einer Fledermausbrücke zwischen AS Colbitz und AS Tangerhütte

Beteiligte

Bauherr:	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd
Entwurf:	SBV – Stendaler Brücken- und Verkehrsanlagenplanungs- GmbH, Niederlassung Dessau
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	SBV – Stendaler Brücken- und Verkehrsanlagenplanungs- GmbH, Niederlassung Dessau
Ausführung:	GP Verkehrswegebau GmbH Halle/Saale

Technische Daten

Bauart:	zweifeldrige Bogenbrücke
Überbau:	überschüttete integrale Stahlbetonbögen
Unterbau:	Spannbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung auf Rüttelstopfsäulen; Gesamtlänge Bodenverbesserung: 60,5 m
Einzelstützweiten:	20,90 m + 39,60 m
Breite:	20,0 m (zwischen den Wänden)
Brückenfläche:	1.210 m ²
Konstruktionshöhe:	0,80 m – 1,70 m (Überbau)
Bauzeit:	2018 – 2020
Auftragssumme:	6,5 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	5.340 m ³
Betonstahl:	1.060 t

Beschreibung

Im Zuge des Lückenschlusses der Bundesautobahn A 14 zwischen Magdeburg und Schwerin wurde zur Minderung der Zerschneidungs- und Barrierewirkung sowie zur Reduzierung des Kollisionsrisikos für Fledermäuse ein sogenanntes Fledermausüberführungsbauwerk errichtet. Die Brücke überquert dabei sowohl die BAB 14 als auch die westlich parallel verlaufende B 189 und wurde als Zweifeldbauwerk errichtet. Zur Minimierung der Bauwerkslänge wurde die vorhandene B 189 im Kreuzungsbereich an die Autobahn verlegt und in Trassenbündelung geführt.

Die Stahlbetonbögen überspannen als räumliche Flächentragwerke die unterführten Verkehrswege. Ihre Form wurde so gewählt, dass die einzuhaltenden Lichtraumprofile knapp überspannt werden. Somit wird das aus dem Gelände herausragende Bauwerk in seiner Höhe auf das Minimum begrenzt. In Bauwerksachse 20 treffen beide Bögen aus statisch-konstruktiven und gestalterischen Gründen in gleicher Höhe auf den Stützpfiler. Die Bögen weisen in ihren Scheitelpunkten die geringste Bauteilstärke auf und nehmen zum Kämpfer hin stark zu. Die Stahlbetonbögen werden direkt auf den widerlagerartigen Fundamentblöcken gegründet. Widerlager im eigentlichen Sinne sind nicht vorhanden.

Aus gestalterischen Gründen wurden die Kappen und das Gelände bis in die Böschungen geführt. Zur Weiterführung der Kappe im Bogenauflagerbereich sind daher kleine Flügel erforderlich. Die Ansichtsflächen der Bögen sollen damit den Kräfteverlauf im Tragwerk anschaulich widerspiegeln. An den Widerlagern laufen die Bögen in das Gelände aus, so dass ein ökologisch und optisch ansprechender Übergang zum vorhandenen Gelände erfolgt.



Seitenansicht Fledermausbrücke

Foto: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd

A 14 – BW17Ü – Neubau einer Grünbrücke über die BAB 14 und die B 189

Beteiligte

Bauherr:	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd
Entwurf:	IBV – Ingenieurbüro für Verkehrsanlagen GmbH, Halle/Saale
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	IBV – Ingenieurbüro für Verkehrsanlagen GmbH, Halle/Saale
Ausführung:	GP Verkehrswegebau GmbH Halle/Saale

Technische Daten

Bauart:	zweifeldrige Bogenbrücke auf Traggerüst
Überbau:	überschüttete integrale Stahlbetonbögen
Unterbau:	Spannbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung auf Gründungspolster
Gesamtlänge:	60,6 m
Einzelstützweiten:	19,85 m + 40,75 m
Breite:	50,0 m (zwischen den Wänden)
Brückenfläche:	3.030 m ²
Konstruktionshöhe:	>1,10 m (Überbau)
Bauzeit:	2018 – 2020
Auftragssumme:	8,6 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	11.120 m ³
Betonstahl:	1.430 t

Beschreibung

Das Fauna-Flora-Habitat „Colbitz-Letzlinger Heide“ wird in der VKE 1.3 zwischen Colbitz und Dolle/L29 erheblich beeinträchtigt. Zudem besitzt der von der BAB 14 und der parallel verlaufenden B 189 zerschnittene Raum eine hohe Bedeutung als Lebensraum für Rot-, Reh- und z. T. auch Damwild. Zur Minimierung der Zerschneidungs- und Barrierewirkung durch die A 14 und zur Vernetzung von Lebensräumen wurde eine Grünbrücke vorgesehen.

Das Bauwerk wurde als zweifeldrige Bogenbrücke auf einer Flachgründung errichtet. Die Stahlbetonbögen überspannen als räumliche Flächentragwerke die unterführten Verkehrswege mit ihren Mindestanforderungen an die lichten Räume. Um die Konstruktionshöhe gering zu halten, ist die Konstruktion so ausgebildet, dass im Bogen vorwiegend Druckkräfte erzeugt werden.

Die Bogenkonstruktion passt sich insgesamt harmonisch in die umgebende Landschaft. Um die optische Linie zu wahren, weichen die Scheitelhöhen der Bögen nicht stark voneinander ab. Die Bögen weisen in ihren Scheitelpunkten die geringste Bauteilstärke auf und nehmen zum Kämpfer hin stark zu. Die Ansichtsflächen der Bögen sollen damit den Kräfteverlauf im Tragwerk anschaulich widerspiegeln. An den Widerlagern läuft der Bogen in das Gelände aus, so dass ein ökologisch und optisch ansprechender Übergang zum vorhandenen Gelände erfolgt.

Die Gesamtbreite des Überbaues beträgt 56,50 m im Scheitelsbereich und 65,0 m über dem Pfeiler (A 20). Am Widerlager A 10 (Seite B 189) weitet sich der Überbau über dem Fundament bis auf 72 m auf. Die Widerlager und Flügel sind bei der gewählten Konstruktionsform Bestandteil des Überbaus. Zur Minimierung der Bauwerkslänge wird die vorhandene, westlich verlaufende B 189 im Kreuzungsbereich an die BAB 14 verlegt.

Die Grünbrücke über die A 14 dient als Referenzentwurf für weitere ökologische Bauwerke in den Verkehrseinheiten 1.2-3.2.



Ansicht der Grünbrücke BW17Ü

Foto: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd

A 19 – BW15 – Ersatzneubau der Brücke über den Petersdorfer See

Beteiligte

Bauherr:	Landesamt für Straßenbau und Verkehr Mecklenburg-Vorpommern vertreten durch die DEGES
Entwurf:	INROS Lackner AG
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG, Hannover
Ausführung:	ARGE A19 Petersdorfer Brücke

Technische Daten

Bauart:	Hohlkastenbrücke
Überbau:	Stahlverbundhohlkasten
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung mit Großbohrpfählen, Ø 1,50 m
Gesamtlänge:	264 m
Einzelstützweiten:	64,75 m – 134,50 m – 64,74 m
Breite:	31,60 m
Brückenfläche:	8.342 m ²
Konstruktionshöhe:	6,18 m – 3,88 m (Überbau)
Bauzeit:	2015 – 2020
Auftragssumme:	62 Mio. EUR (brutto)

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	2.100 lfd. m
Beton:	12.000 m ³
Betonstahl:	2.500 t
Konstruktionsstahl:	3.600 t
Kopfbolzen:	35 t

Beschreibung

Die alte Brücke über den Petersdorfer See wurde im Jahr 1979 fertiggestellt. Den gestiegenen Verkehrsbelastungen hielt den Baugrund nicht mehr stand was starke Setzungen im Überbau zur Folge hatte und damit einen

Neubau erforderlich machte. Neben dem Ersatzneubau der Brücke erfolgte der Ausbau der A 19 in den Anpassungsbereichen, der Umbau der Anschlussstelle Waren einschließlich der Erneuerung der B 192 im Anschlussstellenbereich sowie die Anlage eines straßenbegleitenden Radweges an der B 192.

Die vier Pfeiler der neuen Brücke über den Petersdorfer See wurden auf verrohrt hergestellten Großbohrpfählen errichtet, welche 50 Meter tief gegründet wurden.

Als Mittelstützung für die Teilüberbauten wurden je Stützenachse zwei getrennte Einzelpfeiler aus Stahlbeton hergestellt. Diese sind orthogonal zur Achse der Bundesautobahn ausgerichtet. Die über drei Felder durchlaufenden zwei getrennten Überbauten sind als gevoutete, 2-stegige Plattenbalkenquerschnitte in Stahlverbundbauweise hergestellt, wobei jede Richtungsfahrbahn auf einem eigenen Teilüberbau verläuft. Die beiden rund 93 Meter langen und jeweils 286 Tonnen schweren Mittelträger wurden für den Einbau auf Pontons abgelegt und auf dem Wasser unter ihre spätere Position befördert. Mit sogenannten Litzenhebern wurden die Träger anschließend zwischen den Brückenpfeilern angehoben und mit den bereits eingeschobenen Randträgern verschweißt. Das Haupttragwerk wird durch jeweils zwei luftdicht verschweißte, stählerne Hohlkästen gebildet, welche durch eine Verdübelung mittels Kopfbolzen mit der Stahlbetonfahrbahnplatte im Verbund wirken. Die mit senkrechten Stegblechen versehenen Hohlkästen sind innen in regelmäßigen Abständen durch Querschotte mit Durchstiegsöffnungen und zusätzlich durch Längsbeulsteifen stabilisiert.

Das Quertragssystem wird durch eine schlaff bewehrte Fahrbahnplatte aus Ortbeton gebildet.



Einschwimmen eines Mittelträgers

Foto: DEGES

A 73 – BW 143,563 – Ersatzneubau einer Verbindungsrampe der BAB A 73 zur BAB A 3

Beteiligte

Bauherr:	Freistaat Bayern, vertreten durch die Autobahndirektion Nordbayern
Entwurf:	Autobahndirektion Nordbayern
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Franz Pfülb, Regensburg
Ausführung:	PRO BAU Ingenieur- und Rohrleitungsbau GmbH, Passau

Technische Daten

Bauart:	Plattenbalkenbrücke auf Traggerüst
Überbau:	einstegiger Spannbeton-Plattenbalken
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Ort beton-Großbohrpfählen, Ø 1,20 m
Gesamtlänge:	117 m
Einzelstützweiten:	26,00 m – 32,50 m – 32,50 m – 26,00 m
Breite:	13,10 m
Brückenfläche:	1.533 m ²
Konstruktionshöhe:	1,60 m (Überbau)
Bauzeit:	2018 – 2020
Auftragssumme:	3,5 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	157 lfd. m
Beton:	2.205 m ³ (exkl. Bohrpfähle)
Betonstahl:	306 t
Spannstahl:	46 t

Beschreibung

Das Bauwerk BW 143,563 der A 73 liegt im Zuge der BAB A 3 Frankfurt–Nürnberg im Autobahnkreuz Fürth/ Erlangen. Aufgrund des 6-streifigen Ausbaus der BAB A 3 im vorgenannten Bereich und des Umbaus des Autobahnkreuzes musste für die Fahrtbeziehung von der A 73 von Bamberg her zur A 3 Richtung Nürnberg–Regensburg an Stelle der bisherigen Kreisrampe eine Direktrampe vorgesehen werden, um die stark angewachsenen Verkehrsmengen dieser Fahrbeziehung aufnehmen zu können. Dazu wurde in den Jahren 2018 bis 2020 ein Overfly über die A 3 und die zugehörigen neuen Parallelfahrbahnen errichtet.

Das Bauwerk wurde an Ort und Stelle in einem Abschnitt auf Traggerüst hergestellt. Die beiden Kastenwiderlager und die Pfeiler wurden mit Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,20 m im Festgestein gegründet.

Der Brückenquerschnitt besteht aus einem einstegigen Plattenbalken mit breitem Steg und konstanter Konstruktionshöhe, der längs vorgespannt ist. Die Ausrundung der Kragarme geht in die Pfeilerkopfausrundung über.



Luftbild der Verbindungsbrücke

Foto: Tom Bauer

B 66 n – BW 1 – Neubau der Geh- und Radwegbrücke über die Begaue bei Barntrup

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau NRW, Regionalniederlassung Ostwestfalen-Lippe
Entwurf:	eberhardt – die ingenieure gbr, Tecklenburg
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	eberhardt – die ingenieure gbr, Tecklenburg
Ausführung:	BIG mbH, Paderborn

Technische Daten

Bauart:	integraler Stahlverbundrahmen in Segmentbauweise
Überbau:	Spannbetonplatte
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung
Gesamtlänge:	68,00 m
Einzelstützweiten:	21,50 m – 25,00 m – 21,50 m
Breite:	11,60 m
Brückenfläche:	789 m ²
Konstruktionshöhe:	1,00 m (Überbau)
Bauzeit:	09/2018 – 07/2020
Auftragssumme:	1,8 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	350 lfd. m
Beton:	1.296 m ³
Betonstahl:	205 t
Spannstahl:	17 t

Beschreibung

Im Osten von Nordrhein-Westfalen verbinden die B 66 und die B 1 Lemgo mit Hameln in Niedersachsen. In

Barntrup mündet die B 66 in die B 1, die in Ost-West-Richtung Detmold mit Hameln verbindet. Um die Ortsdurchfahrt Barntrup vom Verkehr zu entlasten, wird derzeit eine Ortsumgehung gebaut, die nördlich um den Ort herumführen wird.

Am Beginn der Baustrecke quert die neue Umgehungsstraße die Bega sowie deren Auebereiche mit einem dreifeldrigen Bauwerk. Die Stützweiten betragen 21,50 + 25,00 + 21,50 m, die Gesamtlänge 68,00 m. Auf dem flachen, 1,00 m hohen Überbau, der einen Plattenquerschnitt mit ausgerundeten Kragarmanschnitten erhielt, sind die 8,00 m breite Fahrbahn sowie beidseitig 2,05 m breite Kappen angeordnet. Die lichte Höhe über Gelände beträgt 2,52 m. Die beiden Pfeiler weiten sich zum Überbau hin kelchförmig auf.

Der Überbau besteht aus Spannbeton, die 12 Spannglieder sind entsprechend den Schnittgrößen girlandenförmig geführt. Im Rahmen der Erstanwendung des Spanverfahrens SUSPA-Draht intern, ohne Verbund, wurden doppelt extrudierte Spannglieder in den Überbau gelegt. Nach dem Betonieren des Überbaues wurden entsprechende Auszieh- und Austauschversuche an den Spanngliedern durchgeführt.

Die Arbeiten begannen im September 2018 und konnten im Dezember 2019 beendet werden. Die Versuche am Bauwerk fanden Mitte 2020 statt.

Literatur

- [1] Landesbetrieb Straßenbau NRW, Regionalniederlassung Ostwestfalen-Lippe (OWL), Bielefeld: Bauwerksentwurf nach RAB-ING



Seitenansicht der Brücke über die Begaue

Foto: Straßen.NRW

B 80 – BW88 – Neubau der Brücke über die B 80 im Zuge der K 2147

Beteiligte

Bauherr:	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd
Entwurf:	SSF Ingenieure AG, Halle/Saale
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	SSF Ingenieure AG Halle/Saale
Ausführung:	GP Verkehrswegebau GmbH, Halle/Saale

Technische Daten

Bauart:	dreifeldrige Schrägkabelbrücke mit zwei V-förmigen Pylonen
Überbau:	Stahlbetonplatte als Versteifungsträger
Unterbau:	Spannbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Großbohrpfählen, Ø 1,20 m
Gesamtlänge:	81,00 m
Einzelstützweiten:	17,00 m + 47,00 m + 17,00 m
Breite:	13,00 m
Brückenfläche:	1.053 m ²
Konstruktionshöhe:	1,00 m (Überbau)
Bauzeit:	2019 – 2020
Auftragssumme:	2,98 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	360 lfd. m
Beton:	2.030 m ³
Betonstahl:	345 t
Konstruktionsstahl:	18 t
Seile/ Kabel:	11 t

Beschreibung

Das markante Brückenbauwerk wurde als Schrägkabelbrücke, deren statisches System einem Durchlaufträger ähnelt, erbaut.

Aufgrund der anstehenden Baugrundverhältnisse wurde die Brücke auf zweireihigen Bohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,20 Meter tief gegründet. Die Bohrpfähle wurden über Pfahlkopfplatten an die Unterbauten angeschlossen. Die beiden Widerlager sind parallel zur Fahrbahnachse ausgerichtet und schließen fugenlos an die Flügelwände an. Mittig der Widerlager wurde ein Wartungsgang für den Einbau der Pendelstangen vorgesehen. Die Flügelwände wurden als Parallelfügel ausgebildet und als unterschrittene Kragflügel an die Widerlager angehängen.

Der Gestaltung der Pylone folgend wurden V-förmige Pfeiler mit zwei Stielen und einem Zugband angeordnet. Die Stiele sind rechteckig mit gleichbleibenden Außenmaßen von 1,70 m × 1,60 m und gebrochenen Kanten mit 20 cm Fase. Die Neigung der Pfeiler beträgt 10° gegen das Lot. Das Zugband wurde im Querschnitt quadratisch mit Kantenlängen von 70 cm und Fasen von 10 cm ausgebildet.

Der einteilige Überbau besteht in Längsrichtung aus drei Feldern, welcher mit einer schlaff bewehrten Stahlbetonplatte hergestellt wurde. Zur Aufnahme der abhebenden Kräfte wurden in den Widerlagern Pendelstangen eingebaut. Die Lastenleitung aus den Seilen erfolgt über entsprechende Seilverankerungen und Bewehrungsführung in der Fahrbahnplatte. Im Bereich der Verankerung der Vorwärtskabel ist an der Unterseite des Überbaus ein monolithischer Anprallschutz vorgesehen. Der Versteifungsträger wird durch die Seile elastisch gestützt. Durch die eingeprägte und entsprechend hohe Vorspannung der Seile nähert sich die Situation einer starren Lagerung an. Vorteile des Seileinbaus bestehen in der Reduktion der Biegemomente im Versteifungsträger und der indirekten Längsvorspannung desselben.



BW88 kurz vor Fertigstellung

Foto: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, RB Süd

B 91 – BW172 – Ersatzneubau der Großen Elsterflutbrücke in Halle/Saale, RiFa Halle

Beteiligte

Bauherr:	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd
Entwurf:	IBV – Ingenieurbüro für Verkehrsanlagen GmbH, Halle/Saale
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	IBV – Ingenieurbüro für Verkehrsanlagen GmbH, Halle/Saale
Ausführung:	ARGE Große Elsterflutbrücke: GP Verkehrswegebau GmbH, Halle/Saale Schachtbau Nordhausen GmbH, Nordhausen Sächsische Bau GmbH, Dresden

Technische Daten

Bauart:	dreifeldrige Stahlverbundbrücke
Überbau:	Stahlverbundhohlkästen mit Halb Fertigteilplatten
Unterbau:	Spannbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Großbohrpfählen, Ø 1,20 m
Gesamtlänge:	93,72 m
Einzelstützweiten:	3 × 31,24 m
Breite:	13,11 m
Brückenfläche:	1.229 m ²
Konstruktionshöhe:	1,50 m (Überbau)
Bauzeit:	2018 – 05/2020
Auftragssumme:	4,5 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	230 lfd. m
Beton:	1.420 m ³
Betonstahl:	260 t
Konstruktionsstahl:	430 t

Beschreibung

An der Großen Elsterflutbrücke (Baujahr 1936) wurden im Rahmen mehrerer Bauwerksprüfungen Schäden an der RiFa Halle festgestellt, welche mittelfristig die Dauerhaftigkeit und Verkehrssicherheit des vorhandenen Brückenbauwerkes schwächen. Das Tragwerk war den aktuellen Belastungen der stark frequentierten Bundesstraße nicht mehr gewachsen, weshalb es durch einen Neubau ersetzt wurde.

Die neue Brücke über die Weiße Elster wurde als dreifeldrige Stahlverbundbrücke errichtet. Aufgrund der vorliegenden Baugrundverhältnisse wurde das Bauwerk auf Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,20 Meter ca. 7,00 Meter tief gegründet. Die Pfähle wurden zweireihig unter den Widerlagern und Pfeilern angeordnet. Aufgrund des fehlenden westlichen Flügels, des kurzen östlichen Flügels und des vergleichsweise kurzen Rücksprungs der Pfahlkopfplatten an den Widerlagern ergibt sich aus statischer Sicht ein großer Einfluss der Bauwerkshinterfüllung. Um dies auszugleichen, stehen die Widerlagerpfähle nicht mittig unter der Pfahlkopfplatte, sondern sind leicht nach vorn verschoben. Die beiden mittleren Pfähle der vorderen Pfahlreihe sind mit 1:8 nach vorn geneigt. Alle anderen Pfähle und die Pfähle an den Pfeilerachsen sind senkrecht ausgeführt.

Der neue Brückenüberbau wurde als 5-stegiger Plattenbalken in Stahlverbundbauweise hergestellt. Als Stahlträger sind luftdicht verschweißte Hohlkästen montiert. Auf diese Hohlkästen werden Fertigteile aufgelegt, welche zusammen mit der Ortbetonergänzung die Fahrbahnplatte bilden. Im Bereich aller Auflagerachsen wurden zwischen den Längsbalken Ortbetonquerträger vorgesehen.

Nachdem bereits zuvor die RiFa Merseburg und nun die RiFa Halle fertiggestellt wurden, ist die Große Elsterflutbrücke nun vollumfänglich grunderneuert.



Einheben der verschweißten Hohlkästen

Foto: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, RB Süd

B 96 – BW 12 – Ortsumfahrung Neubrandenburg, Brücke im Zuge der Stadtstraße über die Gleise der DB AG und 2 Wege (Baulos 2)

Beteiligte

Bauherr:	DEGES Berlin in Vertretung der Straßenbauverwaltung Mecklenburg-Vorpommern
Entwurf:	SSF Ingenieure AG, Berlin
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	KRONE Ingenieure GmbH, Berlin
Ausführung:	ARGE B96 OU Neubrandenburg (ARIKON/NST)

Technische Daten

Bauart:	Stahlverbundrahmen
Überbau:	Verbundfertigteilträger mit Ortbetoner-gänzung
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	36,35 m
Einzelstützweite:	36,35 m
Breite:	12,80 m
Brückenfläche:	466 m ²
Konstruktionshöhe:	0,25 m (Ortbetonplatte), 1,02 m – 2,07 m (VFT)
Bauzeit:	04/2019 – 04/2020
Auftragssumme:	2,3 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	2.300 m ³
Betonstahl:	260 t
Konstruktionsstahl:	88 t
Kopfbolzen:	1 t

Beschreibung

Die Stadt Neubrandenburg ist der Schnittpunkt der beiden überregionalen Verkehrsachsen B 104 als Ost-West-Achse und B 96 als Nord-Süd-Achse. Diese beiden Bundesstraßen bilden das Hauptstraßennetz der Stadt. Mit dem Bau der Ortsumgehung wurden Voraussetzungen für eine wirksame Entlastung des innerstädtischen Straßennetzes geschaffen.

Das Baulos 2 beinhaltet die städtische Maßnahme zur Beseitigung des bestehenden Bahnüberganges Sponholzer Straße und Schaffung einer Straßenüberführung mit Stadtanschluss am Knoten Johannesstraße. Im Zuge dieses Bauloses erfolgte der Brückenneubau über die Bahnstrecke Grieben–Strasburg.

Die Brücke wurde auf einem Bettungspolster aus Beton flach gegründet. Der Überbau wurde in VFT-Bauweise (VFT: Verbund-Fertigteil-Trägern) hergestellt. Die vier für den Bau der Brücke benötigten, ca. 35 Meter langen Stahlträger wurden im Stahlwerk in Magdeburg hergestellt, im Betonfertigteilwerk in Bautzen mit den Betonflanschen ergänzt und als Fertigteile nach Neubrandenburg transportiert. In einer Nachtsperrrampe der Bahnstrecke konnte die Verlegung der Träger auf den Unterbauten durchgeführt werden. Anschließend wurden die Rahmenecken des Bauwerkes geschalt, bewehrt und betoniert. Nach Erreichen einer statisch erforderlichen Mindestbetonfestigkeit wurde die Ortbetonplatte auf den Fertigteilträgern bewehrt und betoniert.



Einheben eines Verbund-Fertigteil-Trägers (VFT)

Foto: René Legrand

B 241 – Ersatzneubau der Weserbrücke bei Beverungen

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau NRW, Regionalniederlassung Sauerland- Hochstift, Außenstelle Paderborn
Entwurf:	Weyer Beratende Ingenieure im Bau- wesen, Dortmund
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Schüssler-Plan, Düsseldorf W&S Ingenieure, Wunstorf
Ausführung:	Arge Echterhoff Schachtbau Nord- hausen Stahlbau GmbH, Westerkap- peln

Technische Daten

Bauart:	Stahlverbund-Bogenbrücke
Überbau:	Stahlverbund-Plattenbalken
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	199,90 m
Einzelstützweiten:	2 × 32,40 m – 2 × 35,00 m – 65,10 m
Breite:	14,90 m
Brückenfläche:	2.399 m ²
Konstruktionshöhe:	0,64 m – 0,72 m (Überbau)
Bauzeit:	11/2017 – 07/2020
Auftragssumme:	17 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	3.300 m ³
Betonstahl:	660 t
Konstruktionsstahl:	940 t
Kopfbolzen:	9 t

Beschreibung

Im Jahr 1902 wurde zwischen Beverungen und Lauenförde die erste Weserbrücke mit drei hintereinander angeordneten Fachwerkbögen errichtet. 1945 wurde die 200 Meter lange Brücke gesprengt und zwischen 1949 und 1950 wieder aufgebaut. Eine 2014 durchgeführte Nachrechnung ergab für die Brücke, trotz umfangreicher Sanierungen im Jahr 2004, eine unzureichende Tragfähigkeit, die Lastbeschränkungen zur Folge hatte, und das Erfordernis für einen Brückenneubau.

Um den Verkehr aufrecht zu erhalten, wurde der ca. 200 m lange Neubau mit Stützweiten von 2 × 32,40 + 2 × 35,00 + 65,10 m auf der Südseite in einem Abstand von 4,00 m in Seitenlage neben der Bestandsbrücke errichtet. Ursprünglich war vorgesehen, abschnittsweise die Vorlandbrücke und darauf dann die Bogenbrücke auf den Trägern der Vorlandbrücke zu errichten und diesen dann über die Weser in Richtung Lauenförde zu schieben. Im Vorlandbereich und in der Weser waren Hilfsstützen, in der Weser zusätzlich Leitwerke erforderlich. Gemäß eines Vorschlages der bauausführenden Arbeitsgemeinschaft wurde dies abgeändert. Die Bogenbrücke wurde im Bereich des Vorlandes mit einem Teil der Vorlandbrücke abschnittsweise erstellt und dann mit einem angebrachten Vorbauschnabel im Taktstriebeverfahren über die Weser auf einen Traggerüsturm und das Widerlager geschoben. Anschließend wurde die Vorlandbrücke vervollständigt und auf der gesamten Brückenlänge abschnittsweise die Betonfahrbahnplatte aufgebracht. Danach erfolgten das Aufbringen der Abdichtung, der Kappen mit den Geländern sowie des Fahrbahnbelages.

Nach der Fertigstellung des Bauwerkes wurde der Verkehr für etwa ein Jahr gesperrt, das Bestandsbauwerk abgebrochen und die neuen Pfeiler und Widerlager erstellt. Im Mai 2020 wurde das neue Brückentragwerk um 4,00 m in Querrichtung in die Endposition geschoben. Nach dem Einbau der Fahrbahnübergänge und dem Anschluss an das Bestandsstraßennetz konnte die neue Weserbrücke Mitte Juli 2020 feierlich wieder für den Verkehr freigegeben werden.

Literatur

- [1] Landesbetrieb Straßenbau NRW, Außenstelle Paderborn: Bauwerksentwurf nach RAB-ING
- [2] Landesbetrieb Straßenbau NRW: B 241 Weserbrücke – Ersatzneubau zwischen Beverungen und Lauenförde, Flyer zur Verkehrsfreigabe am 15.07.2020



Neues Strombauwerk der Weserbrücke Beverungen

Foto: Straßen.NRW

B 474 – Ersatzneubau der Brücke im Zuge der B 474 über die Anlagen der DB AG bei Dülmen

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau NRW, Regionalniederlassung Münsterland, Coesfeld
Entwurf:	Thomas & Bökamp Ingenieurgesell- schaft, Münster
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Thomas & Bökamp Ingenieurgesell- schaft, Münster
Ausführung:	Echterhoff GmbH & Co. KG., Wester- kappeln

Technische Daten

Bauart:	einfeldrige Stahlbetonrahmenbrücke
Überbau:	Stahlbetonfertigteilträger mit Ortbe- tonergänzung
Unterbau:	Widerlager als Halbfertigteile mit Betonauffüllung
Gründungsart:	Flächgründung
Gesamtlänge:	21,00 m
Einzelstützweite:	21,00 m
Breite:	11,60 m
Brückenfläche:	244 m ²
Konstruktionshöhe:	0,95 m – 1,05 m (Überbau)
Bauzeit:	11/2020 – 12/2020
Auftragssumme:	5,4 Mio. EUR

Beschreibung

Nördlich von Dülmen im Münsterland quert die B 474 die DB-Gleise der Strecke Ruhrgebiet–Münster. Im Rahmen des Ausbaus der B 474 bei Dülmen wurde der Ersatzneubau in die neue Trasse integriert und kam in die Baulast des Landesbetriebes Straßenbau NRW. Aufgrund des schlechten baulichen Zustandes musste das Bauwerk im Jahre 2020 erneuert werden. Um sowohl den Zugverkehr als auch die Straße nur so kurz wie möglich zu sperren, wurde auch bei diesem Bauwerk die „schnelle Bauweise“ der Fa. Echterhoff ausgeführt. Randbedingung war, dass aufgrund einer anderen Baumaßnahme der DB AG nur eine kurze Sperrpause möglich war.

Bereits im November 2020 wurden der mittlere Tragwerksbereich des Bestandsbauwerkes aus dem Jahr 1972 unterstützt und die Betonplatte der Außenfelder abgebrochen. Mit Fertigteilen, wie sie bei der Baumaßnahme A 1/K 39 – Afferder Weg – ausgeführt worden waren, wurden die neuen Widerlager erstellt und die Fertigteile mit Beton ausgegossen. In einer zweiten Sperrpause wurden das Mittelfeld der Bestandsbrücke und die Pfeilerrahmen ausgehoben und auf einem nahen Lagerplatz zerkleinert. Anschließend konnten die Fertigteile des neuen Überbaus einschließlich der auf den Randträgern vormontierten Hybridkappen eingehoben und die Ortbetonergänzung der Fahrbahnplatte aufgebracht werden. Eine weitere Besonderheit des Bauverfahrens bestand darin, dass die vormontierten Hybridkappen bereits als Tragelement für die Geländer sowie die Berührungsschutzelemente dienen. Durch die Montage der Hybridkappen einschließlich Geländer und Berührungsschutzelemente war es möglich, die Anzahl der erforderlichen Sperrpausen der ICE-Strecke auf eine Pause von zwei Tagen zu reduzieren.

Nach der Aushärtung der Ortbetonergänzung der Fahrbahnplatte sowie dem Aufbringen der Abdichtung im Bereich der Kappen konnten diese im Anschluss ohne weitere Beeinträchtigungen der darunterliegenden Bahnstrecke betoniert werden. Mit dem anschließenden Aufbringen von Abdichtung und Belag im Fahrbahnbereich konnte bereits nach nur 40 Tagen Vollsperrung und nur einer zweitägigen Sperrpause der DB-Strecke Ende Dezember 2020 der Verkehr auf der B 474 wieder freigegeben werden.

Literatur

- [1] Landesbetrieb Straßenbau NRW, Regionalniederlassung Münsterland, Coesfeld: Bauwerksentwurf nach RAB-ING
- [2] Marzahn, G.: Brücken im Schnellbau mit System. Infobrief 141, B-L-Dienstbesprechung KIB, 11.2020, unveröffentlicht



Aufbringen der Asphaltschicht

Foto: Straßen.NRW

L 50 – BW202 – Ersatzneubau der Brücke über die Bode bei Neugattersleben

Beteiligte

Bauherr:	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich West, Halberstadt; Stadt Nienburg Saale; Wasserzweckverband „Saale-Fuhne-Ziethen“, Bernburg
Entwurf:	Dr. Löber Ingenieurgesellschaft für Verkehrsbauwesen mbH, Halle/Saale
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Dr. Löber Ingenieurgesellschaft für Verkehrsbauwesen mbH, Halle/Saale
Ausführung:	Bau- und Haustechnik Bad Dübener GmbH, Bad Dübener

Technische Daten

Bauart:	dreifeldrige Spannbetonbrücke
Überbau:	Spannbetonplattenbalken
Unterbau:	Spannbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Großbohrpfählen, Ø 1,20 m
Gesamtlänge:	75,00 m
Einzelstützweiten:	22,00 m + 28,00 m + 25,00 m
Breite:	12,60 m
Brückenfläche:	945 m ²
Konstruktionshöhe:	1,30 m – 1,75 m (Überbau)
Bauzeit:	11/2018 – 12/2020
Auftragssumme:	5,7 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	320 lfd. m
Beton:	2.010 m ³
Betonstahl:	206 t
Spannstahl:	24 t

Beschreibung

Das alte Brückenbauwerk aus dem Jahr 1937 befand sich alters- und konstruktionsbedingt in einem kritischen Zustand. Die verkehrliche Nutzung des Bauwerks konnte zuletzt nur noch durch eine häufige Bauwerksüberwachung (messtechnische Überwachung) in Verbindung mit einer Fahrstreifeneinengung auf einen Fahrstreifen gewährleistet werden. Zur dauerhaften Gewährleistung der Anforderungen aus Nutzung und Hochwasserschutz war eine Erneuerung des Brückenbauwerks alternativlos.

Als Ersatzneubau wurde eine dreifeldrige Spannbetonbrücke mit zweistegigem Plattenbalkenquerschnitt vorgesehen. Die Gradienten wurden im Bauwerksbereich so gewählt, dass der erforderliche Hochwasserabfluss HQ 100 unter Berücksichtigung des notwendigen Freibordes schadlos abgeführt werden kann.

Die Brücke über die Bode wurde auf Großbohrpfählen bis zu 6,00 m tief geründet. Darüber wurden 1,20 bis 1,40 m starke Pfahlkopfplatten ausgebildet. Die Widerlager wurden als Kastenwiderlager mit biegesteif angehängten Böschungs(-schräg-)flügeln in Stahlbetonbauweise errichtet. Die beiden Flusspfeiler wurden als Stahlbetonscheiben mit strömungsgünstigen Köpfen ausgeführt. Der Brückenüberbau wurde als längs vorgespannter Spannbetonplattenbalken hergestellt. Der Querschnitt besteht aus zwei Stegen mit einer 0,40 m dicken Platte und seitlichem Kragarm.



Betonage des Überbaus der Brücke über die Bode bei Neugattersleben

Foto: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt

L 72 – BW62 – Ersatzneubau der Bodebrücke in Staßfurt

Beteiligte

Bauherr:	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich West, und Stadt Staßfurt
Entwurf:	Dr. Borg – Planen und Beraten Ingenieurgesellschaft mbH, Magdeburg
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Dr. Borg – Planen und Beraten Ingenieurgesellschaft mbH, Magdeburg
Ausführung:	ARGE Bodebrücke Staßfurt BW 62 – Osterburger Straßen-, Tief- und Hochbau GmbH STRABAG AG Direktion Hannover/Sachsen-Anhalt

Technische Daten

Bauart:	zweifeldrige Spannbetonbrücke
Überbau:	Spannbetonplattenbalken
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	53,00 m
Einzelstützweiten:	25,50 m + 30,50 m
Breite:	12,1 m
Brückenfläche:	642 m ²
Konstruktionshöhe:	1,40 m (Überbau)
Bauzeit:	05/2019 – 11/2020
Auftragssumme:	3,7 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	1.110 m ³
Betonstahl:	116 t
Spannstahl:	16,5 t

Beschreibung

Die alte Brücke über die Bode in Staßfurt wurde am 15. Juli 1973 als „Brücke der Deutsch-Sowjetischen Freundschaft“ dem Verkehr übergeben. Das Bauwerk wurde als einfeldrige, zweistegige Plattenbalkenbrücke in Stahlbauweise errichtet. Als Hauptbaustoff wurde korrosionsträger (KT) Stahl eingesetzt. Das Bestandsbauwerk verfügte somit über keine Korrosionsschutzbeschichtung. Die Unterbauten und Gründungen wurden in Massivbauweise errichtet. Die damaligen Baukosten wurden mit 3,3 Millionen Mark beziffert. Konstruktionsbedingt befand sich der Überbau aufgrund fortgeschrittener Korrosion mit Querschnittschwächungen in einem kritischen Zustand und musste durch einen Neubau ersetzt werden.

Als Ersatzneubau wurde eine zweifeldrige Spannbetonbrücke mit zweistegigem Plattenbalkenquerschnitt errichtet. Die Gradienten wurden im Bauwerksbereich so gewählt, dass der erforderliche Hochwasserabfluss HQ 100 unter Berücksichtigung des notwendigen Freibordes schadlos abgeführt werden kann. Das Bauwerk wurde für zivile Lasten nach Eurocode 1 bemessen und zudem für militärische Lasten eingestuft.

Die Brücke wurde mittels Fundamentplatte flach im anstehenden Baugrund gegründet. Die beiden Kastenwiderlager sowie der Pfeiler wurden als Stahlbetonkonstruktion hergestellt. Die Vorderkante des nördlichen Widerlagers verläuft in der Flucht des Widerlagers der Eisenbahnüberführung. Das südliche Widerlager ist aus statischen Gründen zurückgesetzt. Der Pfeiler steht in der Flucht des südlichen Pfeilers der Eisenbahnüberführung. Die Flügel wurden als Parallelfügel ausführt.



Fertiggestellte Brücke über die Bode in Staßfurt

Foto: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich West

Ersatzneubau der Geh- und Radwegbrücke FG 255 „Hayns Park Süd/Alte Alster“

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer Hamburg
Entwurf:	Ingenieurbüro Grassl GmbH, Hamburg
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Grassl GmbH, Hamburg
Ausführung:	Ed. Züblin AG, Direktion Nord, Bereich Ingenieur- und Hafenbau

Technische Daten

Bauart:	einfeldrige Spannbeton-Bogenbrücke auf Traggerüst
Überbau:	integraler Spannbetonbogen
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Großbohrpfählen, Ø 90 cm
Gesamtlänge:	57,10 m
Einzelstützweite:	45,20 m
Breite:	4,00 m
Brückenfläche:	250 m ²
Konstruktionshöhe:	60 cm (Scheitel), 4,50 m (Überbau)
Bauzeit:	2019 – 2020
Auftragssumme:	3 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	135,5 lfd. m
Beton:	315 m ³
Betonstahl:	47 t
Spannstahl:	7 t

Beschreibung

Bei der ursprünglichen Brücke handelte es sich um eine vierfeldrige Trägerrostbrücke aus Holz (Bongossi) aus dem Jahre 1984. Auf Grund des schlechten Bauwerkszustandes musste ein Ersatzneubau an gleicher Stelle errichtet werden. Als besondere Herausforderung ist die Integration in das Gartendenkmal „Hayns Park“ und in das Ensemble „Alster“ mit seiner historischen Wegeführung zu nennen.

Die neue Brücke ist ein einfeldriges, integrales Bauwerk. Der Überbau ist als flacher Bogen in Spannbetonbauweise mit Längsvorspannung und einer lichten Spannweite von 45,20 m ausgebildet. Die Konstruktionsbreite des Überbaus beträgt ca. 4,50 m, die Breite zwischen den Geländern 4,00 m. Aufgrund der integralen Bauweise sind Überbau, Widerlager und Gründung monolithisch miteinander verbunden. Der Querschnitt des Überbaus wurde als Plattenbalken mit zwei parallel angeordneten Stegen, die sich in Richtung Brückenmitte verjüngen, realisiert. Die Stege des Querschnitts laufen zur Bauwerksmitte hin vollständig aus, so dass im Scheitelpunkt ein Plattenquerschnitt vorhanden ist. Die Konstruktionshöhe in Bauwerksachse beträgt minimal 60 cm im Scheitel und ca. 2,20 m an den Widerlagern. Die Stege des Plattenbalkenquerschnittes sind im Widerlagerbereich weiter fortgeführt und bilden dort zusammen mit der vorderen und rückseitigen Widerlagerwand einen massiven Kasten, der mit Magerbeton verfüllt ist und zur Erhöhung der Einspannwirkung für den Überbau dient. Die Gründung der Brücke erfolgte auf Bohrpfählen.

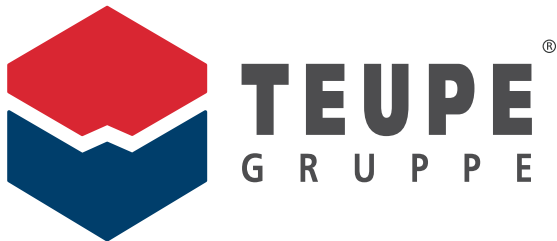


Neue Geh- und Radwegbrücke Hayns Park/Alte Alster

Foto: Melanie Wulff, Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer Hamburg

Inserentenverzeichnis

	Firma	Seite
A	ALLPLAN Deutschland GmbH	U3
B	Unternehmensgruppe BUNG	18
C	C ³ – Carbon Concrete Composite e.V.	4
	CARBOCON GmbH	35, 78
I	Ingenieurbüro Grassl GmbH	17
K	K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG	2
	KLÄHNE BUNG Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH	18
L	Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG	U2
R	RüMoo GmbH - Rütteltechnik Mooser	112
S	Schöck Bauteile GmbH	77
	SANDSTRAHL SCHUCH GmbH	48
	solidian GmbH	36, 62
T	Teupe & Söhne Gerüstbau GmbH	111
	Triflex GmbH & Co. KG	6



Ihr Partner für
Gerüstbau - Hebeteknik - Maschinenbau - Stahlbau

Lösungen mit Qualität.

Teupe & Söhne Gerüstbau GmbH
David-Roentgen-Straße 22-24
48703 Stadtlohn
Fon: +49 25 63 / 93 03 - 0
info@geruestbau.com

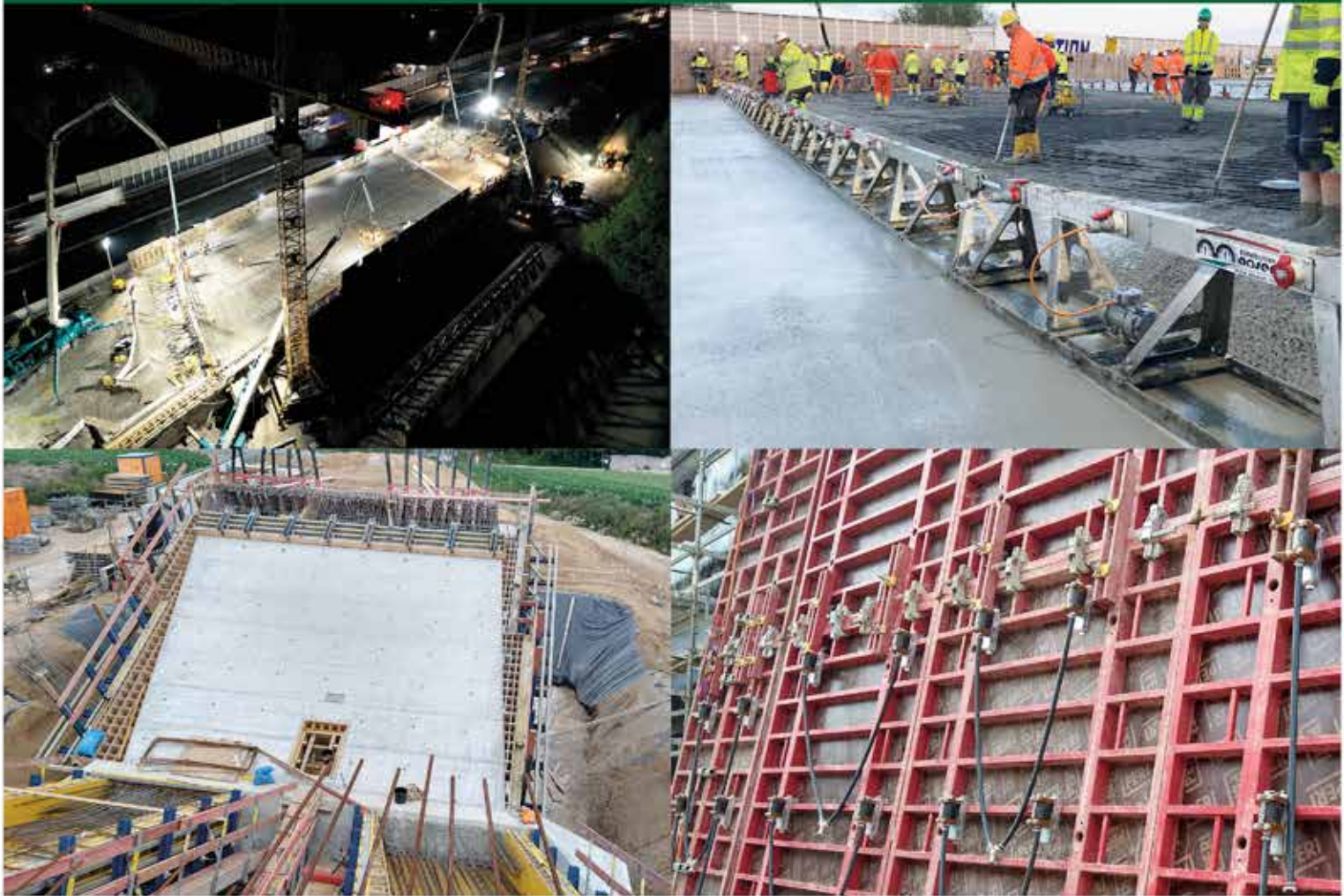
www.geruestbau.com



Talbrücke Heidingsfeld
TEUPE Brückenbesichtigungswagen

Rütteltechnik Mooser

Rüttelbohlen | Außenrüttler



RüMoo – Rütteltechnik Mooser Österreich

Entwickler, Hersteller und Vertreiber von Betonverdichtungsgeräten wie der neu entwickelten RM Druckluft – Schalungs – Rüttler Serie dem patentierten MSB Rüttelbohlen – Baukasten – System der innovativen Akku Rüttelpatsche des Akkukoffers für 42 V drei Phasen – Innenrüttler und Elektrorüttler Erfahrung und Innovation für Betonverdichtungsgeräte aus einer Hand

5	Grußwort
7	Entwicklung des Instituts für Massivbau – wie geht es weiter?
11	Brücken aus Stahl-UHFB
19	„Denkmalschutz ist vom Tisch!“ – Denkmalpflege und Denkmalschutz im Ingenieurbau
37	Bemessung der Carbonbetonbrücke in Ottenhöfen
49	Stadtbahnbrücke über die A8 in Stuttgart – Eine integrale Netzbogenbrücke mit Carbonhängern
63	Nichtmetallische Bewehrung im Großbrückenbau – Kappenverbreiterung Carolabrücke Dresden
79	Stadtbahnbrücke über die A8 in Stuttgart – Eine integrale Netzbogenbrücke mit Carbonhängern
91	Chronik des Brückenbaus
111	Inserentenverzeichnis