



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

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



32. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

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

30./31. MAI 2023

Brücken verstärken mit aufgeklebten Sto S&P CFK-Lamellen

Konform mit der DAfStb-Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“

- Verstärken von nicht vorwiegend ruhend belasteten Bauteilen
- Verstärken von Stahl- und Spannbeton
- Unbeschränkter Verstärkungsgrad

**Weitere Informationen nötig?
Fragen Sie uns!**

StoCretec GmbH

Betoninstandsetzung
Bodenbeschichtung
Gutenbergstraße 6
65830 Kriftel
Telefon +49 6192 401-104
stocretec@sto.com
www.stocretec.de

Simpson Strong-Tie GmbH

Hubert-Vergölst-Straße 6
61231 Bad Nauheim
Telefon +49 6032 8680 160
info@sp-reinforcement.de
www.sp-reinforcement.de

sto

StoCretec

Bewusst bauen.

S&P
A Simpson Strong-Tie Company

© 2023 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

Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Technische Universität Dresden
Institut für Massivbau
01062 Dresden

Redaktion: Silke Scheerer
Layout: Ulrich van Stipriaan
Anzeigen: Harald Michler

Tagungsorganisation: Jana Strauch
Firmenausstellung: Harald Michler
IT: Matthias Zagermann
Social Media: Jana Strauch, Anna-Lena Gerhardt, Stefan Gröschel

Titelbild: Bau der Elztalbrücke – Foto: PASch, Werkfoto D&W

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

ISSN 1613-1169
ISBN 978-3-86780-739-5



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

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

Tagungsband

32. Dresdner Brückenbausymposium

Institut für Massivbau
Freunde des Bauingenieurwesens e.V.
TUDIAS GmbH

30./31. Mai 2023



IBJ

Ingenieur
gesellschaft

PLANEN.

PRÜFEN.

ÜBERWACHEN.

BERATEN.



WIR
SIND
ONLINE



SSF Ingenieure

Ingenieurkunst zum Erleben



Die Arnulfparkbrücke München



ssf-ing.de

Fachliteratur zum Thema Brückenbau

Bergmeister Konrad, Fingerloos Frank,
Wörner Johann-Dietrich (Hrsg.)

Beton-Kalender 2023

Schwerpunkte: Wasserundurchlässiger Beton; Brückenbau

- **Entwurf Bemessung, Konstruktion und Monitoring von Betonbrücken nach den Regeln des Eurocode 2 in Deutschland**
- **Autor:innen aus Praxis Normung und Forschung**

Schmitz Christoph, Haveresch Karlheinz, Lodde Klaus

Leitfaden Straßenbrücken

Entwurf Baudurchführung, Erhaltung

- **das Buch liefert einen Überblick über das komplexe Regelwerk das bei Entwurf Bauausführung und Erhaltung zu beachten is**
- **es richtet sich an Straßenverwaltungen Ingenieurbüros, Baufirmen und Prüfingenieur:innen**

Karsten Geißler

Handbuch Brückenbau

Entwurf Konstruktion, Berechnung Bewertung und
Ertüchtigung

- **umfassend dabei mit klarer Ausrichtung auf die Tragwerkplaner**
- **praxisorientiert mit Lösungen für spezielle Probleme wie z.B. dynamische Betrachtungen bei Eisenbahnbrücken**

Roman Geier Volkhard Angelmaier,
Carl-Alexander Graubner Jaroslav Kohoutek

Integrale Brücken

Entwurf Berechnung, Ausführung Monitoring

- **Buch geht auf Bauwerke der mittleren Spannweiten ein also die die am häufigsten gebaut werden (z. B. Brücken über Autobahnen)**
- **Buch geht auf Vorschriften in D A und CH ein**

BESTELLEN

+49 (0)30 470 31-236

marketing@ernst-und-sohn.de

www.ernst-und-sohn.de/brueckenbau



2022 · 988 Seiten · 909 Abbildungen ·
185 Tabellen

Hardcover
ISBN 978-3-433-03375-3
€ 184*

eBundle (Print + ePDF)
ISBN 978-3-433-03376-0
€ 234*



2. Auflage · 11 / 2023 · ca. 420 Seiten ·
ca. 450 Abbildungen · ca. 50 Tabellen

Softcover
ISBN 978-3-433-03189-6
ca. € 69*

eBundle (Print+ePDF)
ISBN 978-3-433-03304-3
ca. € 89*

vorl. Abb.



2014 · 1362 Seiten ·
1077 Abbildungen · 299 Tabellen

Hardcover
ISBN 978-3-433-02903-9
€ 179*



2017 · 254 Seiten ·
216 Abbildungen · 44 Tabellen

Hardcover
ISBN 978-3-433-03030-1
€ 89*

eBundle (Print + PDF)
ISBN 978-3-433-03192-6
€ 119*

Inhalt

Grußwort der Rektorin	9
Überarbeitung der DIN 1076 – aktueller Sachstand	13
<i>Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn</i>	
Vom digitalen Zwilling zum digitalen Asset-Management	19
<i>Prof. Dr.-Ing. habil. Markus Oeser, Dr. Iris Hindersmann, M.Sc. Yasser Alqasem, M.Eng. Jennifer Bednorz, M.Sc. Sonja Nieborowski, M.Sc. Sarah Windmann</i>	
Die Erneuerung der X-Brücke in Zittau – eine verkehrliche Besonderheit unter den Brücken Sachsens	31
<i>Dipl.-Ing. (TH) Lutz Günther</i>	
Erhalten oder ersetzen?	41
<i>Dr. Armand Fürst, dipl. Bauing. ETH</i>	
Wetterfester Baustahl im Stahl- und Verbundbrückenbau – die neue DASt-Richtlinie 007	49
<i>Prof. Dr.-Ing. Dieter Ungermann, Peter Hatke M.Sc., Dipl.-Ing. (FH), SFI Peter Lebelt, Dr.-Ing. Susanne Friedrich</i>	
Fahrbahnplatten von Spannbetonkastenträgern – Nutzen einer Quervorspannung	61
<i>Dr. Alfred Krill, Dipl.-Ing. Stephan Sonnabend</i>	
Brückenerhaltung, eine Generationenaufgabe – Herausforderungen und Lösungsansätze aus Sicht des Landesbetriebs Straßenwesen Brandenburg	75
<i>M. Sc. Felix Kaplan, Dipl. Ing. Kay Degenhardt, M. Sc. Martin Günther</i>	
Herbert Schambeck (1927–2013) – Ein Großmeister des Brückenbaus	85
<i>Prof. Dipl.-Ing. Cengiz Dicleli</i>	
LT-Brücke: Brückenbau mit dünnwandigen Fertigteilträgern und Fahrbahnplattenelementen	109
<i>o.Univ.Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger, Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Franz Untermarzonner, Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Michael Rath</i>	
Rückbau – eine Notwendigkeit unserer Zeit. Anregungen für ein Regelwerk und Erfahrungen aus der Praxis	119
<i>Dr.-Ing. Gregor Schacht, Dr.-Ing. Alfred Krill, Dr.-Ing. Jan Lingemann</i>	
Einsatz modularer Brücken zum Wiederaufbau der Infrastruktur nach dem Jahrhunderthochwasser im Juli 2021	133
<i>Dipl.-Ing. Lukas Hüttig, Bernd Gericks M. Sc.</i>	
A96 Hochbrücke Memmingen – Durchgängiger BIM-Workflow von der Planung bis zur Bauausführung	149
<i>Michael Frey, David Hacker, Bernhard Möhrle</i>	
Mangfallbrücke Rosenheim – Realisierung einer seilverspannten Brücke im Seeton	161
<i>Dr. sc. techn. Hans Grassl, Jacqueline Donner M.Sc.</i>	
Auf den Spuren der alten Römer bis hin zu aktuellen Weltrekorden – Brückenbauexkursion 2022	173
<i>Dipl.-Ing. Enrico Baumgärtel, Max Herbers, M.Sc.</i>	
Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbrücken über kostenlose Webanwendung	181
<i>Dr. Marc Zintel, Christian Linden, Prof. Dr. Ueli Angst</i>	
Chronik des Brückenbaus	189
<i>Zusammengestellt von Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner</i>	
Inserentenverzeichnis	197



Muldebrücke Schlunzig



Hauptstraße 41A • 04654 Frohburg
Telefon 034341/464-0
www.arlt-bau.de • firma@arlt-bau.de

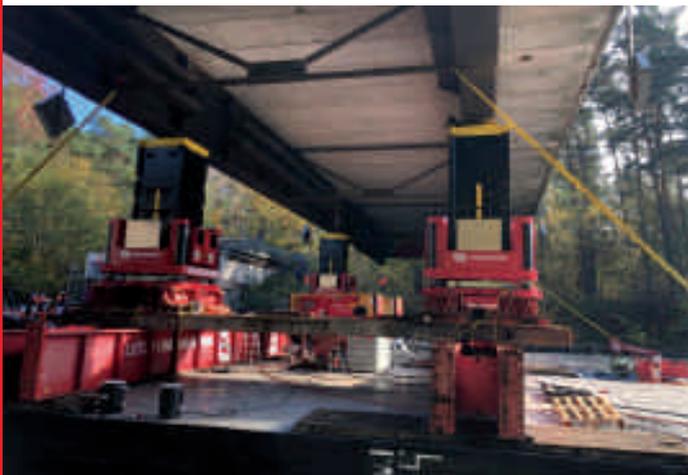


BAB A7 Talbrücke Werntal

- **Brückenbau**
- **Tiefbau**
- **Abbruch**
- **Ingenieurbau**
- **Straßenbau**
- **Recycling**



Wir sind immer auf der Suche nach der **effizientesten**,
sichersten und **wirtschaftlichsten Lösung** für Sie.
Auf unsere Erfahrung und Professionalität, können sie sich verlassen.



Wagenborg GmbH

T +49 5978 9166 0

www.wagenborg.de

MIETEN SIE EINE BRÜCKE,
UND AUCH AUF IHRER BAUSTELLE
GEHT DIE S  NNE AUF!

**Besuchen
Sie uns am Stand**

Nr. 62

BRÜCKEN | PONTONS | RORO'S | FÄHREN
Modulare Lösungen, Vermietung & Verkauf!

jansonbridging.de



JANSONBRIDGING

COME ACROSS

Grußwort der Rektorin

Liebe Gäste
des 32. Dresdner Brückenbausymposiums,
es ist mir eine große Freude, Sie als die Brückenbauerinnen und Brückenbauer Deutschlands und unsere internationalen Gäste herzlich wieder in Dresden zu begrüßen. Die TU Dresden ist sehr stolz darauf, schon seit so vielen Jahren die größte deutsche Brückenbautagung ausrichten zu dürfen – auch wenn sie in diesem Jahr an einem anderen Ort, der Neuen Messe Dresden, stattfindet.

Auch dieser noch ungewohnte Ort hat seinen Charme. 1999 musste die Dresdner Messe aus dem Stadtzentrum umziehen und für den Neubau konnten große Teile des historischen und denkmalgeschützten Gebäudeensembles „Erlwein’scher Schlachthof“ umgenutzt werden. So konnte in Dresden eine der schönsten Messen Europas entstehen, und, durch die umfangreiche Weiternutzung des Bestands, eine der nachhaltigsten dazu.

Wo, wenn nicht hier in Sachsen, wo Hans Carl von Carlowitz im Jahr 1713 den Begriff der Nachhaltigkeit prägte, können wir uns besser zu diesem Thema austauschen, das insbesondere für das Bauen von besonderer Relevanz ist?

Nachhaltigkeit ist an der TUD ein übergreifendes Ziel. In Forschung und Lehre, aber auch in unserem Geschäftsalltag und Betrieb wollen wir unserer Verantwortung gegenüber der Gesellschaft und zukünftigen Generationen noch konsequenter gerecht werden und Vorbild sein. Daher entwickeln wir derzeit eine umfassende Nachhaltigkeitsstrategie für unsere Universität. Wir sind überzeugt, den Herausforderungen des Klimawandels können wir nur gemeinsam begegnen und wir bauen auf gemeinschaftliches Handeln und individuelle Verantwortungsübernahme.

Bereits seit 2003 verfügt die TU Dresden über ein validiertes Umweltmanagementsystem, mit dem wir die Umweltauswirkungen unseres Betriebes kontinuierlich bewerten und verbessern. An unserer Universität gibt es zahlreiche Studiengänge, die sich mit den Themen Nachhaltigkeit, Umwelt oder Biodiversität beschäftigen. Unsere Lehre im Sinne einer Bildung für nachhaltige Entwicklung soll unseren Studierenden alle notwendigen Qualifikationen für ein zukunftsfähiges, verantwortungsvolles und nachhaltiges Handeln vermitteln.

Ohne Frage liefern viele unserer Forschungsprojekte erhebliche Beiträge zur Lösung umwelt- und klimarelevanter Fragestellungen und fördern den nachhaltigen Wandel der Gesellschaft.

In allen Fakultäten der TU Dresden wurden und werden deshalb neue Professuren zum Thema Nachhaltigkeit eingerichtet bzw. Denominationen auf spezifische Nachhaltigkeitsthemen ausgerichtet, dies insbesondere auch an der Fakultät Bauingenieurwesen. Die Fakultät profitiert zugleich von einem unmittelbaren Transfer ihrer Forschungsergebnisse in die Praxis: Der Beyerbau (errichtet 1913), das traditionsreiche Zuhause der Fakultät, wird bis 2024 vom Freistaat Sachsen generalsaniert. Dank der in Dresden entwickelten Verstärkungsmethoden mit Carbonbeton konnten erhebliche Teile der denkmalgeschützten Substanz erhalten bleiben und werden mit minimalem Ressourcenverbrauch instandgesetzt und verstärkt.

Das Bauen, also Ihr Fachgebiet, Sie wissen es alle, hat eine gewaltige Bedeutung für den Klimawandel und für eine nachhaltige Entwicklung. Weltweit ist etwa die Hälfte des Verbrauchs an natürlichen Rohstoffressourcen und des Abfallaufkommens dem Bausektor zuzuschreiben. Hinzu kommen enorme Emissionen. Was für eine Verantwortung! Aber gleichzeitig: was für eine Chance, durch eigenes verantwortungsvolles Handeln eine so große Wirkung zu haben! Und wir sehen es dem Programm dieses Symposiums an: Sie nehmen diese Verantwortung wahr und richten Forschung und Praxis an diesen Herausforderungen aus.

In diesem Sinne wünsche ich Ihnen eine erfolgreiche Tagung, Gespräche, die neue Kooperationen begründen und existierende erneuern, sowie inspirierende Anregungen für Ihre berufliche Praxis!

Herzlich danken möchte ich den Kollegen Manfred Curbach und Steffen Marx mit ihrem Team sowie den Freunden des Bauingenieurwesens der TU Dresden e.V. und der TUDIAS GmbH. Gemeinsam richten sie mit gewohnter Professionalität das diesjährige Brückenbausymposium aus.



Prof. Dr. Ursula M. Staudinger

Straßen Brücken Tunnel

Schorgasttalbrücke
Entwurf · Ausführungsplanung · Bauüberwachung

BPR
Dr. Schäpertöns Consult

www.bpr-consult.com

SRP
Schneider + Partner

www.srp-consult.de

AMAND

Bau NRW GmbH & Co. KG



Liedbachtalbrücke A1 - Unna

Wir bauen Brücken für gute Verkehrsanbindungen



Brückeneinschub B 264 - Düren

Aktuell suchen wir für unsere Hauptverwaltung in Ratingen noch technisches Personal! Kommen Sie zu uns ins Team!

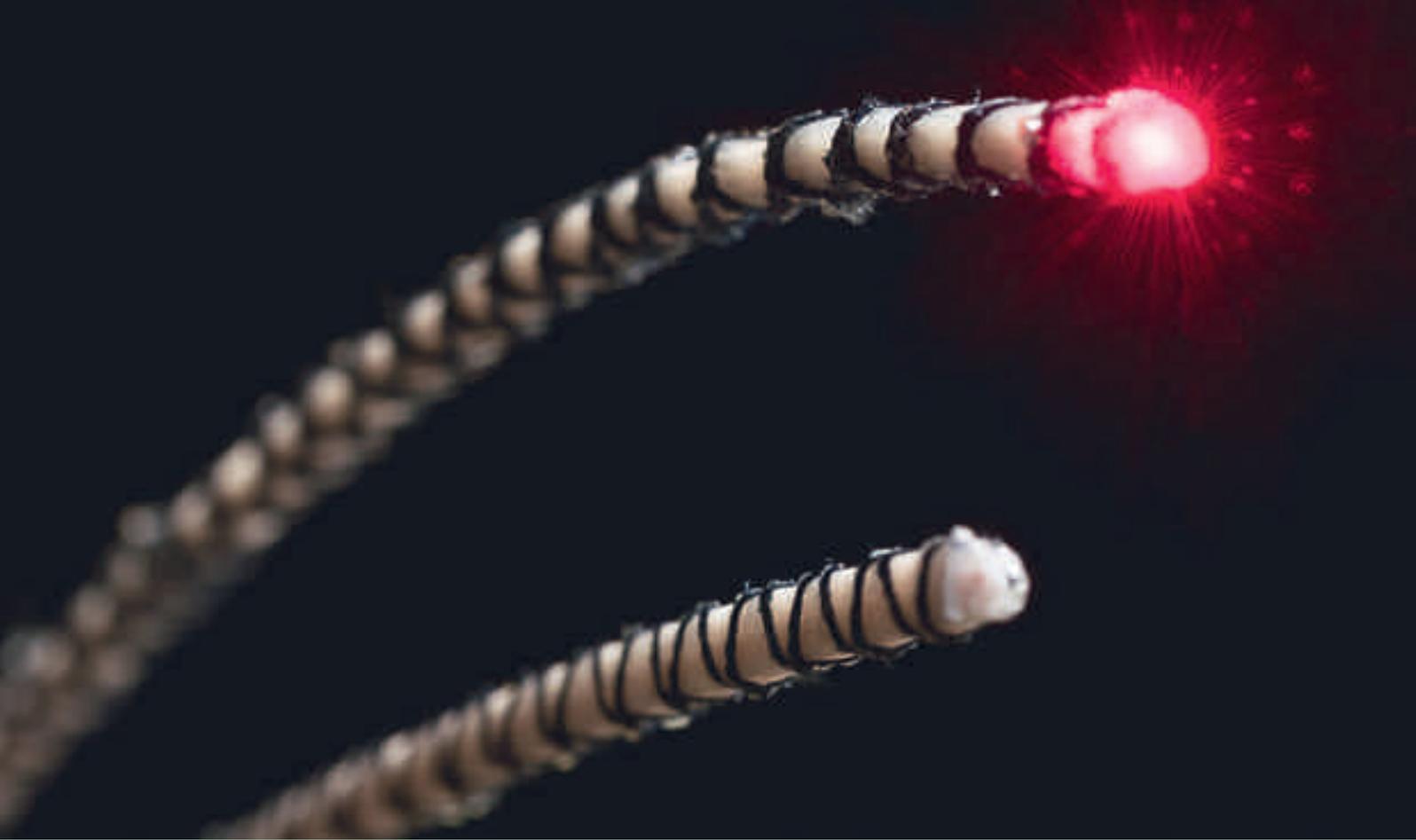


AMAND Bau NRW GmbH & Co. KG

Borsigstraße 6-8
40880 Ratingen
Telefon 02102 9286-0
duesseldorf@amand.de
www.amand.de

- **Brückenbau**
- **Schwerer Erdbau**
- **Tief-, Straßen-, Autobahnbau**
- **Bahnbau**
- **Baugrubenerstellung**

www.amand.de



Faseroptische Lösungen für das Bauwesen

Wir bieten Bauunternehmen, Ingenieurbüros, Industrie und Forschung Lösungen zur Bauwerksüberwachung und Bauwerkserhaltung. Mit der Technologie der verteilten Messungen erschließen Sie Zustandsinformationen, die zuvor unzugänglich waren.

FOLAB

info@folab.de | www.folab.de

Überarbeitung der DIN 1076 – aktueller Sachstand

Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn

Bundesministerium für Digitales und Verkehr, Bonn

1 Einleitung

Vor dem Hintergrund eines älter werdenden Bauwerksbestandes und eines weiter zunehmenden Verkehrs auf den Straßen kommt der Aufgabe der Bauwerksprüfung eine immer größere Bedeutung zu. Die Bauwerksprüfung dient hierbei nicht nur der Qualitätssicherung der Bauwerkserhaltung und dem Substanzerhalt, sondern ist ein wesentlicher Baustein in der Sicherheitsphilosophie der Bauwerke. Zur Gewährleistung der Sicherheit von Ingenieurbauwerken werden daher in regelmäßigen Abständen Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 [3] durchgeführt. Während der Prüfer hierbei federführend agiert, kann ihm moderne und fortgeschrittene Prüftechnik eine Hilfestellung bieten, die zum Teil aber den Regelungsinhalt von DIN 1076 überschreitet. Dies war Anlass, die Norm zu überarbeiten und hinsichtlich neuer Methoden und Techniken zu öffnen. Über Inhalte und neue Themen soll berichtet werden.

2 Rechtlicher Rahmen

Straßenbauverwaltungen in Deutschland haben gemäß des Bundesfernstraßengesetzes bzw. der Straßen- und Wegegesetze der Länder als Träger der Straßenbaulast dafür einzustehen, dass öffentliche Straßen, also Straßen, Wege und Plätze, die dem öffentlichen Verkehr gewidmet sind, allen Anforderungen der Sicherheit und Ordnung genügen. Insbesondere haben sie dafür zu sorgen, dass Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit von Ingenieurbauwerken gewährleistet sind, wozu bekanntermaßen Brücken, Tunnel, Trogbauwerke, Stützwände und Durchlässe sowie Lärmschutzwände und Verkehrszeichenbrücken zählen. Von diesen Bauwerken darf keine Gefahr ausgehen und sie müssen sicher nutzbar sein.

3 Rechtliche Einordnung der Bauwerksprüfung

Die Trägerschaft der Straßenbaulast ist in Deutschland unterschiedlich geregelt: für die

Bundesfernstraßen sind der Bund, für die Landesstraßen die Länder, für die Kreisstraßen die Landkreise und Kreisfreien Städte und für die Gemeindestraßen und öffentlichen Feld- und Waldwege die Gemeinden bzw. Kommunen zuständig.

Die Straßenbaulastträger sind verantwortlich für sämtliche mit dem Bau, der Unterhaltung und dem Betrieb von Straßen und Wegen zusammenhängenden Aufgaben und Pflichten. Eine regelmäßige und fachkundige Bauwerksprüfung nach DIN 1076 ist ein wesentlicher Bestandteil in diesem Prozess, weil Tragwerke nicht nur so zu bemessen sind, dass diese die an sie gestellten Anforderungen über die geplante Nutzungsdauer erfüllen, sondern auch, dass die Bauwerke sowohl in der Planungsphase, bei der Ausführung als auch während der Nutzung und Instandhaltung hinsichtlich der genannten Kriterien stetig überprüft werden [2]. Damit dient die Bauwerksprüfung nicht nur dem Substanzerhalt und der Qualitätssicherung in der Bauwerkserhaltung, sondern sie ist ein integraler Baustein in der Sicherheitsphilosophie der Bauwerke.

4 DIN 1076 – Regelwerk für die Überwachung und Prüfung von Bauwerken

DIN 1076 regelt die Prüfung und Überwachung von Ingenieurbauwerken im Zuge von Straßen und Wegen mit dem Ziel der Erkennung und Beurteilung des Ist-Zustandes. Im Allgemeinen genügen hierzu Sichtprüfungen, die einem erfahrenen Brückenprüfer ausreichende Informationen zum baulichen Zustand des Bauwerks geben. Eine frühzeitige Schadenserkenntnis soll schwerwiegende Schäden zuverlässig vermeiden helfen.

Die ersten allgemeinverbindlichen Regelungen zur Überwachung und Prüfung von Bauwerken gehen zurück auf eine gleichlautende Richtlinie aus dem Jahr 1930 [3]. Die letzte und zugleich

aktuelle Fassung von DIN 1076 stammt aus dem Jahr 1999 [1].

5 Inhalt und Umfang einer Bauwerksprüfung

In regelmäßigen Abständen werden nach den Vorgaben von DIN 1076 die Ingenieurbauwerke i. d. R. visuell überprüft und dabei Schäden, Verschleiß und Alterungserscheinungen erfasst und hinsichtlich der Kriterien Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit bewertet. DIN 1076 unterscheidet hierbei zwischen Hauptprüfungen, die alle sechs Jahre stattfinden, und einfachen Prüfungen, die drei Jahre nach einer Hauptprüfung stattfinden. Darüber hinaus werden im Rahmen der Bauwerksüberwachung die Bauwerke durch erfahrenes Meistereipersonal jährlich besichtigt und halbjährlich beobachtet.

Mit einer abschließenden Zustandsnote werden die Einzelergebnisse der Bauwerksprüfung je Brücken-Teilbauwerk zusammengefasst. Die Zustandsnote gibt Auskunft über den baulichen Zustand eines Bauwerks und ist damit ein wichtiger Kennwert für die Planung von Erhaltungsmaßnahmen; sie ist jedoch kein Maß für die Bauwerkssicherheit.

Die Bauwerksprüfungen werden durch besonders erfahrene und speziell ausgebildete Bauwerksprüfungingenieurinnen und Bauwerksprüfungingenieure handnah am Bauwerk durchgeführt. Moderne und fortschrittliche Prüftechniken können eine Hilfestellung bieten; diese überschreiten zum Teil aber den Regelungsinhalt von DIN 1076. Dies war Anlass, die Norm zu überarbeiten und hinsichtlich neuer Methoden und Techniken zu öffnen.

6 Aktuelle Überarbeitung von DIN 1076

Die Überarbeitung von DIN 1076 nach mehr als 20 Jahren der letztmaligen Ausgabe ist aus technischer Sicht notwendig und konzentriert sich auf zwei wesentliche Aspekte: 1) Überprüfung, Konkretisierung und Verklarung bestehender Regelungen sowie 2) Öffnung der Norm hinsichtlich neuer und insbesondere digitaler Prüfmethoden und -verfahren und damit die Öffnung der Norm in Richtung digitale Bauwerksprüfung bis hin zum digitalen Zwilling.

Bewusst soll der Charakter von DIN 1076, die lediglich einen Regelungsrahmen vorgibt,

beibehalten bleiben. Konkrete technische Vorgaben und Anforderungen an Prüfgeräten etc. werden absichtlich offengehalten und an nachgeordnete Regelwerke der jeweiligen Baulastträger, z. B. RI-EBW-PRÜF [4], delegiert. Dies ist zum einen der Tatsache geschuldet, dass DIN 1076 den Prüfraumen für alle Baulastträger vorgeben soll, und zum anderen können die Sekundärregelwerke der jeweiligen Baulastträger wesentlich einfacher und schneller aktualisiert und hinsichtlich der technischen Entwicklung angepasst werden.

Eine wesentliche Konstante in DIN 1076 konnte erhalten werden: konstante Prüfzyklen. Zwar gab es Diskussionen, die Prüfung von Bauwerken an den baulichen Zustand der Bauwerke zu knüpfen und auf diese Weise eine zuverlässigkeitsbasierte Bauwerksprüfung einzuführen, allerdings entschied man sich, nicht zuletzt wegen der einfacheren Handhabung bei Planung und Ausführung der Prüfung wie auch der einfacheren Kontrollmöglichkeit, die festen Prüfzyklen beizubehalten.

Hinsichtlich der Definition der Ingenieurbauwerke gab es kleinere Korrekturen. So sind z. B. die Lärmschutzwände aufgegangen in das Kapitel Schutzbauwerke, in welchem nunmehr auch Konstruktionen des Sicht- und Blend-schutzes sowie Gabionen mit schalldämmender Wirkung zu finden sind.

Zentrale Begriffe und Anforderungen der Bauwerksprüfung wurden bei der Überarbeitung zugescharft und um neue Begriffe, insbesondere zu digitalen Prüfmethoden, erweitert.

Eine wesentliche Erweiterung erfährt DIN 1076 durch die Aufnahme von Kapiteln zu Bauwerksmonitoring und speziellen Prüfverfahren. Beim Bauwerksmonitoring wird unterschieden nach Monitoring aus besonderem Anlass und Monitoring zum Zwecke einer kontinuierlichen Zustandsüberwachung.

Monitoring aus besonderem Anlass kann bei bestimmten Baumaßnahmen, nach Unfällen oder auch zum Ende der Nutzungsdauer einer Brücke sinnvoll sein, um das Bauwerk trotz gewisser Defizite sicher betreiben zu können. Die Erfassung und Auswertung von Messdaten in Echtzeit dienen dabei als Kompensationsmaßnahme zur Gewährleistung einer ausreichenden Stand- und Verkehrssicherheit sowie Dauerhaftigkeit des Bauwerks meist im Zusammenhang mit einem vorhandenen oder perspektivischen Schaden oder Mangel.

Als Beurteilungsmaßstab sind im Hinblick auf die kritischen Schäden oder Mängel bestimmte Warn- oder Grenzwerte sowie eindeutige Handlungsanweisungen für den verantwortlichen Personenkreis festzulegen.

Im Gegensatz dazu dient Monitoring für eine kontinuierliche Zustandsüberwachung einer permanenten Überwachung im Regelbetrieb als Ergänzung zur regulären Bauwerksprüfung von Bauwerken. Dem Bauwerksprüfpersonal werden dadurch wertvolle Kenntnisse und Hinweise zum tatsächlichen Bauwerksverhalten bereitgestellt, die in der Bauwerksbeurteilung und Entscheidungsfindung berücksichtigt werden können. Anwendungsfälle werden vorrangig im Lebenszyklusmanagement gesehen, wofür die gewonnenen Messdaten so weit zu aggregieren und zu verarbeiten sind, dass sich für den Bauwerksbetreiber eine eindeutige Zustandsinformation ergibt und diese in einer zuvor festgelegten Weise in die Ermittlung einer Zustandsbewertung einfließen kann. Als Vergleichsbasis ist möglichst früh, z. B. bereits vor der Verkehrsübergabe, jedoch spätestens im Zuge der Inbetriebnahme des Monitoringsystems, eine Referenzmessung wesentlicher Bauwerkskenngrößen durchzuführen und zu dokumentieren.

Die Monitoringsysteme sind jeweils so auszuliegen, dass auch bei Ausfall oder planmäßigem Wechsel von Komponenten der Messanlage die Beurteilung der Stand- und Verkehrssicherheit des Bauwerks oder seiner Bauteile jederzeit gewährleistet bleibt.

Zu den speziellen Prüfverfahren werden vorrangig bildgebende Verfahren der Digitalfotografie, der Sonographie, der induktiven Seilprüfung oder des Tunnelscans gezählt. Hierfür sind sachkundig erstellte, einzelbauwerksbezogene Untersuchungsprogramme zu verwenden, welche die Prozesse der Aufnahme und Auswertung der gewonnenen Daten beschreiben. Dieses Untersuchungsprogramm muss die bauteil- und zustandsbezogenen Spezifika der durchzuführenden Prüfung ausreichend genau berücksichtigen.

In Abhängigkeit von den zu prüfenden Bauwerken können die speziellen Prüfverfahren die regulären Prüfverfahren unterstützen, ergänzen oder sogar teilweise ersetzen. Die Datengewinnung und -auswertung ist so zu konfigurieren, dass sich damit die Zuverlässigkeit der Zustandsbewertung steigern und/oder die bautechnische Sicherheit in besonderen Fällen gewährleisten lässt.

Jedoch ist dafür Sorge zu tragen, dass die Verantwortung der Bauwerksprüfung nach wie vor bei der federführenden Bauwerksprüfingenieurin bzw. dem federführenden Bauwerksprüfingenieur liegt.

Literatur

- [1] DIN 1076:1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung. Berlin: Beuth Verlag.
- [2] DIN EN 1990:2021-10: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. Berlin: Beuth Verlag.
- [3] DIN 1076:1930-08: Richtlinien für die Überwachung und Prüfung eiserner Straßenbrücken. Berlin: Beuth Verlag.
- [4] BMDV (Hrsg.): RI-EBW-PRÜF:2017-02: Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076. Bonn/Berlin.

**Lust, gemeinsam
Großes zu bewegen?**



www.autobahn.de



[Dann KommzurAutobahn.de](http://DannKommzurAutobahn.de)





Abdichtungssystem unter Asphalt

- vereint ETAG 033 und ZTV-ING
- rissüberbrückend bis einschließlich -30 °C
- sehr gute Haftzugfestigkeiten zum Untergrund (Beton und Stahl)



WestWood® Kunststofftechnik GmbH
Tel.: 0 57 02 / 83 92 -0 · www.westwood.de

 WestWood®



Spontan sein 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!



BAB A6, Talbrücke Unterrieden



K+S
Ingenieur-Consult
GmbH & Co. KG ■

Kompetent geplant, erfolgreich gebaut.

Beratung und Planung:

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

Vom digitalen Zwilling zum digitalen Asset-Management

*Prof. Dr.-Ing. habil. Markus Oeser, Dr. Iris Hindersmann, M.Sc. Yasser Alqasem,
M.Eng. Jennifer Bednorz, M.Sc. Sonja Nieborowski, M.Sc. Sarah Windmann
Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Bergisch Gladbach*

Kurzfassung

Der Digitale Zwilling Brücke unterstützt den Übergang von einer bisher reaktiven Erhaltung zu einem prädiktiven Lebenszyklusmanagement von Brücken. Damit wird das übergeordnete Ziel verfolgt, eine optimierte Unterstützung der Bauwerksbetreibenden bei der Gewährleistung der Sicherheit, Zuverlässigkeit und Verfügbarkeit zu leisten. Der digitale Zwilling eines Ingenieurbauwerks kann als ein digitales Abbild eines realen Bauwerks verstanden werden und spiegelt sämtliche Eigenschaften und sein Verhalten anhand verschiedener Modelle über dessen gesamten Lebenszyklus hinweg. Der digitale Zwilling aktualisiert sich kontinuierlich, um den aktuellen Status des realen Bauwerks sowie die daraus ableitbaren Prognosen möglichst zeitnah darzustellen. Zu diesem Zweck greift er auf große Datenmengen zurück, die u. a. am realen Bauwerk, dem Reallabor, gesammelt werden.

Die Umsetzung des digitalen Zwillings für Brückenbauwerke ist aktuell Forschungsgegenstand, die Entwicklung einer Gesamtkonzeption für den Digitalen Zwilling Brücke und einzelner Komponenten steht aktuell im Fokus der BASt-Forschung. Hierbei sind die Anwendung von virtueller und erweiterter Realität in der Bauwerksprüfung, die KI-basierte (teil-)automatisierte Ableitung von Bestandsmodellen, und der Einsatz von KI-Verfahren zur Erkennung von Anomalien Beispiele für die Umsetzung einzelner Komponenten.

Ein möglicher Einsatz des digitalen Zwillings kann über verschiedene Anwendungsfälle erfolgen, neben dem Themenbereich „Erhaltungsplanung und -durchführung“ sind die Themenbereiche „Betriebsprozesse“ sowie „Strategisches Lebenszyklusmanagement“ von Relevanz. Für den Themenbereich „Erhaltungsplanung und -durchführung“ sind u. a. die Anwendungsfälle „Schadensanalyse“ und „Intervallbezogene Zustandserfassung“ von Bedeutung.

1 Motivation

Die Brücken im Netz der Bundesfernstraßen stehen einer Vielzahl von Herausforderungen gegenüber, die Ursachen hierfür sind vielfältig. Der Verkehr auf Bundesfernstraßen ist in den vergangenen Jahren stark angestiegen und der Güterverkehr hat dabei überproportional an Menge und Gesamtgewicht zugelegt. Zusätzlich sind die Verschlechterung des Erhaltungszustandes der Brücken, das hohe Bauwerkalter und die gestiegenen Anforderungen an Sicherheit, Verfügbarkeit und Dauerhaftigkeit zu nennen. Eine Möglichkeit, den aktuellen und künftigen Herausforderungen zu begegnen, ist die Entwicklung von der derzeit reaktiven Erhaltung hin zu einem prädiktiven Lebenszyklusmanagement. Die aktuellen Entwicklungen in der Digitalisierung stellen für den Übergang zu einem prädiktiven Lebenszyklusmanagement eine gute Grundlage dar und das Thema digitaler Zwilling nimmt zunehmend eine wichtige Rolle ein.

Politische Initiativen wie die Einführung des Masterplans BIM Bundesfernstraßen [1] und der hierin angekündigte Masterplan Digitaler Zwilling Bundesfernstraßen fördern die bundesweite Implementierung digitaler Methoden wie *Building Information Modeling* (BIM). Dank der durchgängigen Planung mit hohem Informationsgehalt zur Bauwerkserstellung werden wichtige Grundlagen für das prädiktive Lebenszyklusmanagement und den Aufbau von digitalen Zwillingen bereitgestellt [1]. Der Mehrwert eines Einsatzes digitaler Methoden wird vor allem in der Betriebsphase deutlich. Beispiele dafür sind die Ergänzung konventioneller Prüfungs- und Bewertungsverfahren, wie die handnahe Bauwerksprüfung, Nachrechnung oder objektbezogene Schadensanalyse (OSA) durch digitale Methoden der Bauwerksdiagnostik [2]–[4]. Der verstärkte Einsatz von z. B. Monitoring, virtueller und erweiterter Realität und datengetriebenen Auswertungsverfahren für die Bestimmung, Bewertung und Prognose des Zustands von Ingenieurbauwerken sowie das Betreiben von Reallaboren sind von großer

Bedeutung und stellen weitere Teilaspekte des digitalen Zwilling dar.

2 Digitaler Zwilling und Asset-Management

2.1 Konzept digitaler Zwilling

Ein digitaler Zwilling kann als digitales Abbild der realen Straßeninfrastruktur (Objekt-, aber auch Netzebene, beispielsweise ein Bauwerk oder ein Streckenzug) verstanden werden, das in Wechselwirkung mit der realen Struktur steht, sämtliche Eigenschaften über den gesamten Lebenszyklus hinweg erfasst (u. a. Geometrie-, Struktur- sowie Zustandsdaten) und aus den Daten Informationen zur Ent-

scheidungsunterstützung erzeugt (z. B. durch Anwendung von Vorhersagemodellen). Der digitale Zwilling aktualisiert sich kontinuierlich, um den aktuellen Zustand der realen Straßeninfrastruktur darzustellen [5], [6].

Der digitale Zwilling kann dabei durch die Dynamik und Aktualität der Daten als effizientes Werkzeug für die Betriebsphase in Bezug auf Analysieren, Vorhersagen, Steuern und Überwachen dienen, wie in Bild 1 veranschaulicht. Damit können z. B. Erhaltungs- und Ersatzinvestitionen perspektivisch optimiert geplant werden.

Auf Basis der Zustandserfassung und -bewertung beispielsweise über den Einsatz von Monitoringdaten, visueller Bauwerksprüfung,

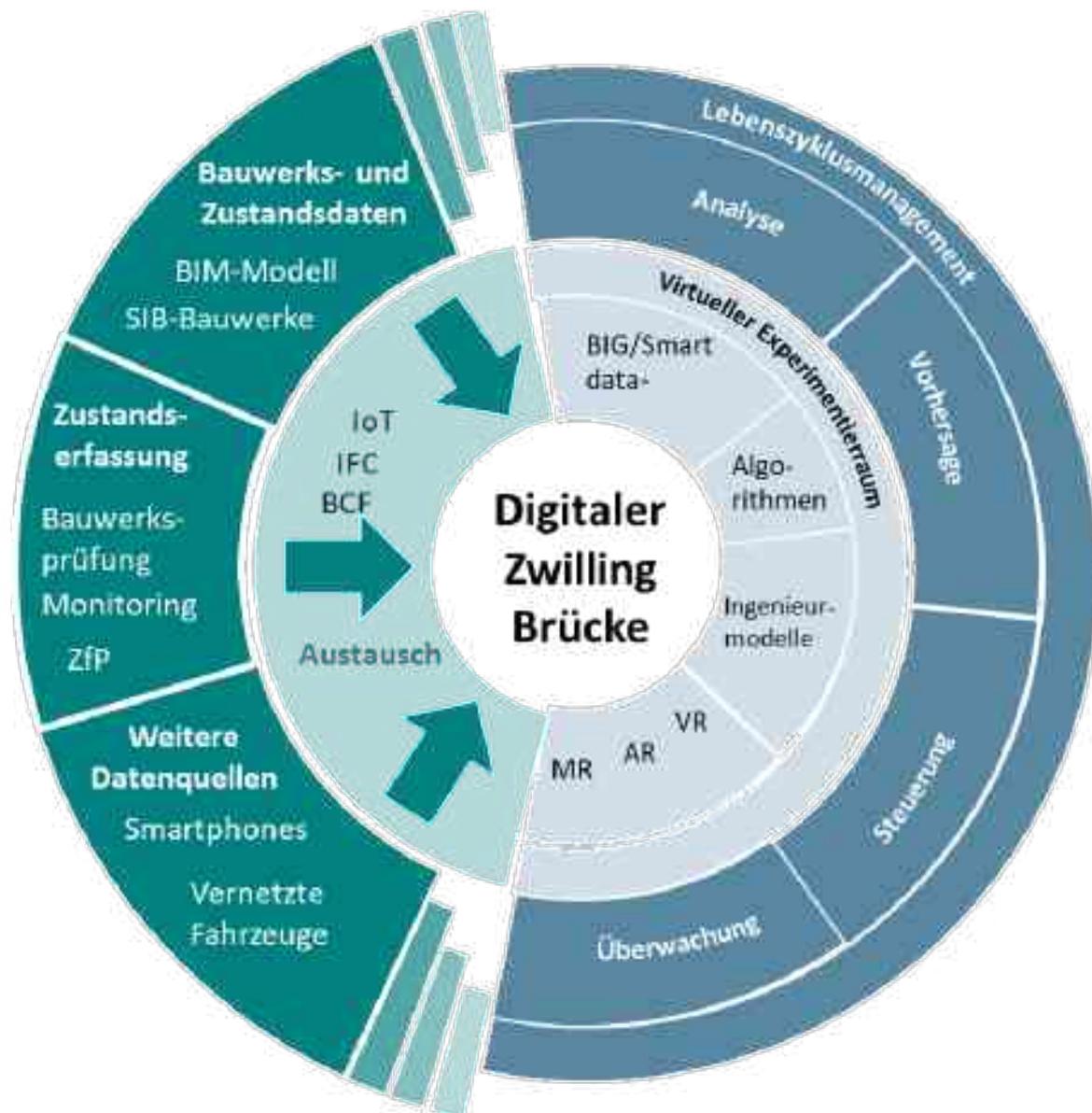


Bild 1 Komponenten des digitalen Zwilling

Grafik: Jennifer Bednorz

zerstörungsfreier Prüfmethode oder von bildgebenden Verfahren kann ein substanzerhaltendes Betreiben der Infrastruktur sichergestellt werden [1]. Neben der Berücksichtigung der grundlegenden Bauwerks- und Zustandsdaten aus der Straßeninformationsbank Bauwerke (SIB-Bauwerke) stellt die Einbindung aller für eine Zustandsentwicklung und -prognose erforderlichen (Echtzeit-)Daten und deren Einbindung in BIM-Modelle einen wesentlichen Aspekt für ein prädiktives Lebenszyklusmanagement mittels digitalem Zwilling dar. Dazu wird auf Daten zurückgegriffen, die u. a. am realen Bauwerk gesammelt oder von bereits bestehenden Systemen oder je nach Anwendungsfall erforderlichen neu zu installierenden Sensoren oder Systemen bereitgestellt werden. Darüber hinaus können Informationen aus unkonventionellen Datenquellen wie z. B. vernetzten Fahrzeugen, Smartphones und sozialen Medien genutzt werden. Mit diesen Daten können Hinweise zu bislang unentdeckten Veränderungen oder Schäden an den Ingenieurbauwerken aufgezeigt werden, wie beispielsweise Schäden im Fahrbahnbelag oder Verschmutzungen. Weiterhin können Hinweise zur Verkehrsauslastung und -zusammensetzung aus diesen Daten gewonnen werden. In Anbetracht der großen Datenmengen kommen Big-Data-/Smart-Data-Anwendungen sowie Algorithmen zur Datenanalyse und -bewertung zum Einsatz. Außerdem beinhaltet der digitale Zwilling einen virtuellen Experimentierraum, in dem szenariobasierte Untersuchungen und Prognosen hinsichtlich des Bauwerkszustandes erfolgen können. Der virtuelle Experimentierraum birgt aufgrund der umfangreichen Untersuchungsmöglichkeiten unter modellhaften Rahmenbedingungen das Potenzial, dass Innovationen schneller in die Praxis umgesetzt werden. Die daraus resultierenden Ergebnisse liefern Informationen sowie ggf. Handlungsanweisungen und können dem Nutzer z. B. über eine grafische Benutzeroberfläche angezeigt werden. Neben erforderlichen Forschungsaktivitäten in den zuvor aufgeführten Bereichen sind Schnittstellen für den Datenaustausch und Vorgaben für die Datenhaltung zu entwickeln [6].

Auf der Grundlage von Daten unterstützt der Digitale Zwilling Brücke langfristig die Analyse, Vorhersage, Steuerung und Überwachung der Straßeninfrastruktur in der Betriebsphase und liefert somit wichtige Entscheidungsgrundlagen für ein optimiertes, prädiktives und nachhaltiges Lebenszyklusmanagement. In seiner höchsten Ausbaustufe ist die automatisierte Steuerung auf Basis von Erhaltungsprognosen durch den digitalen Zwilling denkbar.

In den für einen Digitalen Zwilling Brücke relevanten Bereichen, welche in Bild 1 dargestellt sind, wurden für Ingenieurbauwerke bereits wesentliche Grundlagen und Vorarbeiten in der BASt geleistet. Relevante Aspekte sind eine Konzeptentwicklung des Digitalen Zwillings Brücke [7], Performance-Indikatoren im Kontext des Lebenszyklusmanagements [8]–[10], Forschungscluster Intelligente Brücke [11], [12], künstliche Intelligenz u. a. in Kombination mit Systemen der erweiterten Realität [13] oder zur Erstellung (teil-)automatisierter BIM-Modelle [18], BIM in der Betriebsphase [14], Datenzusammenführung und -aufbereitung [15], virtuelle und erweiterte Realität [16] und datengetriebene Methoden aus den Bereichen *Machine Learning* und *Deep Learning* zur Detektion, Bewertung und Prognose [17]–[19].

Mit dem übergeordneten Ziel, dem Übergang von einem reaktiven zum prädiktiven Lebenszyklusmanagement auf der Grundlage eines digitalen Zwillings, wird im Rahmen des Projektes „Digital Twin Brücke“ eine Gesamtkonzeption für modulare digitale Zwillinge von Brückenbauwerken entwickelt [7]. Ein digitaler Zwilling einer Brücke in einem niedrigen Reifegrad kann beispielsweise Informationen hinsichtlich des Zustands, der Zuverlässigkeit und der Restnutzungsdauer des Bauwerks bereitstellen und eine frühzeitige Identifikation kritischer Bauwerkszustände ermöglichen. Im Sinne des prädiktiven Lebenszyklusmanagements können Zustände erfasst und bewertet werden, bevor diese kritisch werden. In höheren Reifegraden können Prognosen durchgeführt werden, die zukünftige Zustände der Bauwerke in verschiedenen Lebenszyklusphasen abbilden. Die Modularität des entwickelten Ansatzes wird durch Anwendungsfälle realisiert, die vorhandene heterogene Datenquellen integrieren und sich auf die Betriebsphase fokussieren. Der Begriff „Anwendungsfall“ wurde im Bauwesen maßgeblich von der Arbeitsmethodik *Building Information Modeling* (BIM) geprägt und bezeichnet Prozesse, die mittels digitaler Modelle zur Zielerreichung beitragen. Die Vielschichtigkeit eines digitalen Zwillings soll mit der Erarbeitung relevanter Anwendungsfälle heruntergebrochen und die Komplexität der Gesamtaufgabe verringert werden. Für die spätere Akzeptanz und Nutzung eines digitalen Zwillings ist die Entwicklung eines anwendungsorientierten Konzepts von Bedeutung, welches praxistaugliche und für den Anwender unterstützende Lösungen bereitstellt. Daher werden relevante Stakeholder in zentrale Prozessschritte der Konzeptentwicklung eingebunden und bedeutsame

Bedarfe und Rahmenbedingungen im Zusammenhang mit dem zukünftigen Einsatz von digitalen Zwillingen berücksichtigt. Erste relevante Anwendungsfälle des digitalen Zwillings konnten in den Themenbereichen Betriebsprozesse, Erhaltungsplanung und -durchführung sowie Lebenszyklusmanagement identifiziert und diskutiert werden. Während einige Anwendungsfälle eindeutigen Aufgaben auf Brückenebene zuzuordnen sind, entfalten andere Anwendungsfälle erst bei Einbeziehung der Netzebene ihr vollkommenes Potenzial. Es wurde somit anhand der Diskussion der Anwendungsfälle außerdem eine Differenzierung von Aufgaben auf Bauteil-, Bauwerks- und Netzebene ermöglicht.

2.2 Digitales Asset-Management

Die Realisierung von prädiktivem Infrastrukturmanagement und digitalen Zwillingen hat gravierende Auswirkungen auf das Asset-Management von Verkehrsinfrastruktur. Asset-Management umfasst die Planung, den Betrieb, die Wartung und den Ersatz von physischen Vermögenswerten, wobei diese Prozesse durch die Integration von prädiktivem Infrastrukturmanagement und digitalen Zwillingen optimiert werden können. Potenzielle Ausfälle oder Schwachstellen können frühzeitig erkannt werden. Dies ermöglicht es Betreibern, gezielte Wartungsmaßnahmen durchzuführen, bevor ein tatsächlicher Ausfall eintritt. Auf diese Weise können Instandhaltungskosten gesenkt und die Verfügbarkeit der Infrastruktur erhöht werden.

Darüber hinaus können digitale Zwillinge verwendet werden, um verschiedene Szenarien zu simulieren und deren Auswirkungen auf das Asset-Management zu bewerten. Optionen können virtuell getestet und deren Auswirkungen auf den Lebenszyklus untersucht werden. Die Verwendung von digitalen Zwillingen versetzt Asset-Manager in die Lage, fundierte Entscheidungen zu treffen und potenzielle Risiken und Auswirkungen auf die Infrastruktur frühzeitig zu erkennen und besser verstehen zu können.

Insgesamt haben prädiktives Infrastrukturmanagement und digitale Zwillinge das Potenzial, das digitale Asset-Management von Verkehrsinfrastruktur zu revolutionieren. Durch die Verwendung dieser Technologien können Maßnahmen zielgerichtet durchgeführt werden, wodurch die Verfügbarkeit der Infrastruktur deutlich verbessert werden kann.

3 Komponenten des digitalen Zwillings

3.1 Bauwerksdiagnostik

Die Bauwerksdiagnostik beschreibt die Erfassung, die Bewertung sowie die Abschätzung der wahrscheinlichen zukünftigen Entwicklung des Ist-Zustandes des Bauwerks. Um von der aktuell reaktiven Erhaltung zu einem prädiktiven Lebenszyklusmanagement zu kommen, werden neue digitale Methoden zur Ergänzung der konventionellen Prüfungs- und Bewertungsverfahren von Ingenieurbauwerken entwickelt. Bausteine der Bauwerksdiagnostik sind die Zustandserfassung über die visuelle Bauwerksprüfung und ergänzend digitale Methoden, wie Monitoring oder ZfP, die Bewertung und Prognose mittels Ingenieur-, digitaler Tragwerks- und Verhaltensmodelle und datengetriebener Bewertungsalgorithmen und das Zusammenführen, Bearbeiten, Auswerten und Visualisieren der Ergebnisse und Arbeitsabläufe [19].

Die Zustandserfassung kann beispielsweise über das Monitoring erfolgen. Monitoring hat für das Betreiben digitaler Zwillinge eine große Bedeutung, da kontinuierliche Daten zum Zustand des Bauwerks geliefert und damit Veränderungen am Bauwerk erkannt werden können. Monitoring beschreibt den Gesamtprozess zur Erfassung, Analyse und Bewertung von Bauwerksreaktionen und/oder der einwirkenden Größen mittels eines Messsystems über einen repräsentativen Zeitraum [20]. Der Einsatz von Monitoring ist aktuell zumeist auf wenige Anwendungsfälle auf Bauwerke mit bekannten Schäden und Defiziten beschränkt. Im Rahmen des Einsatzes von digitalen Zwillingen wird das globale Monitoring der Bauwerke ohne bekannte Schäden und Defizite deutlich an Bedeutung gewinnen. Auch der Anwendungsfall „Geburtszertifikat“ mit dem Ziel, das Verhalten des Bauwerks vor der Verkehrsfreigabe und damit eine Referenzzustand zu ermitteln, ist relevant.

Die Bewertung und Prognose kann beispielsweise über konkrete Ingenieurmodelle und Bewertungsverfahren für verschiedene Grenzzustände erfolgen. Beispiele hierfür sind die Beurteilung des Ermüdungswiderstandes älterer Spannbetonbrücken oder von Schädigungsmechanismen in orthotropen Fahrbahnplatten von Stahlbrücken. Neben der Entwicklung von konventionellen Ingenieurmodellen werden zunehmend auch datengetriebene Verfahren zur Detektion, Bewertung und Prognose erprobt (Abschnitt 3.2).

Die Bauwerksprüfung stellt einen Anwendungsbereich des digitalen Zwillings dar. Neue Technologien im Rahmen der digitalen Transformation haben das Potenzial, den Bauwerksprüfungsprozess nach DIN 1076:1999 zu optimieren [2]. Digitale Technologien finden im Prüfprozess bislang nur selten Anwendung. Unterstützungsbedarfe werden jedoch vor allem in der Verfügbarkeit und Visualisierung von Informationen, der Verortung und Trendverfolgung von Schäden sowie dem kollaborativen Arbeiten gesehen. Im Rahmen von Forschungsprojekten [13], [16] im Auftrag der BAST wurden der Ist-Zustand sowie der Soll-Zustand des Prozessablaufs unter Berücksichtigung einer Implementierung digitaler Prozessabläufe analysiert. Dabei konnten in allen Prozessschritten der Vorbereitung, Schadenserfassung, Aufzeichnung sowie Dokumentation entsprechende Ansatzpunkte festgestellt und diese prototypisch demonstriert werden.

Erweiterte und virtuelle Realität ermöglichen u. a. das immersive Erleben und die Visualisierung von Bauwerken zur besseren Vorstellbarkeit von Zusammenhängen. Das BIM-Modell als zentrale Informationsquelle unterstützt die

kollaborative Arbeitsweise aller an einem Projekt Beteiligten. Durch Verschneidung der Potenziale können Schäden in der Bauwerksprüfung durch einfache Kameraaufnahmen über die erweiterte Realität verortet, mit dem 3D-Bauwerksmodell verknüpft und mit weiteren Informationen zur Unterstützung der lückenlosen Protokollierung über den Lebenszyklus versehen werden. Über eine Cloud können die aufgenommenen Daten bereits während der Prüfung übertragen und von Kolleginnen und Kollegen im Büro am 3D-Bauwerksmodell mittels virtueller Realität begutachtet und weitergehend analysiert werden. Informationen zu Schäden, die in vergangenen Prüfungen aufgenommen wurden, werden den Prüfenden vor Ort über das Tablet als digitale Überlagerung mittels erweiterter Realität angezeigt (Bild 2). In deutlich kürzerer Zeit können sie auf diesem Weg wiedergefunden und z. B. im Hinblick auf Schadensentwicklungen bewertet werden.

Durch den Einsatz künstlicher Intelligenz (KI) werden zusätzliche Unterstützungsmöglichkeiten gesehen, indem mögliche Schäden durch diese erkannt, vorausgewählt, bildlich markiert und intelligent mit Informationen versehen werden. Im Rahmen eines Forschungs-



Bild 2 Überlagertes 3D-Modell im entwickelten Demonstrator [16]

Grafik: Sonja Nieborowski (BAST)



Bild 3 Praxistest des Demonstrators zur Unterstützung der Bauwerksprüfung Foto: [13]

projekts im Auftrag der BAST wurde die Kombination von erweiterter Realität und künstlicher Intelligenz und ihre Anwendung im Rahmen der Brückenprüfung untersucht [13]. Im entwickelten Konzept werden sichtbare Schäden am Bauwerk automatisiert erfasst und in Interaktion mit dem Prüfenden bewertet. Hierfür kommt eine Brille mit Funktionen der erweiterten Realität zum Einsatz, mit der Bilder von Schäden am Bauwerk aufgenommen werden (Bild 3). Eine trainierte KI-Netzarchitektur dient der Erkennung und entsprechend farblichen Markierung der Schäden anhand der aufgenommenen Bilder. Die Ergebnisse der KI werden den Prüfenden in der erweiterten Realität als virtuelle Überlagerung dargestellt und können in die Entscheidungsfindung einbezogen werden.

In Praxistests der entwickelten Demonstratoren konnten die Potenziale digitaler Unterstützungssysteme sowie die Bedarfe und Motivation zur Nutzung dieser bei den Anwendenden festgestellt werden. Eine konsistente und lückenlosen Protokollierung der Schäden über den Lebenszyklus bietet eine wichtige Informationsgrundlage für den digitalen Zwilling, der wiederum durch die zuvor geschilderten Anwendungen direkt für die Bauwerksprüfung herangezogen werden kann.

3.2 Algorithmen für prädiktives Lebenszyklusmanagement

Ein Algorithmus ist eine Folge von Anweisungen, die zu einem bestimmten Ziel führen soll. Im Rahmen der Erhaltung von Bauwerken ist insbesondere die Anwendungen von Algorithmen des maschinellen Lernens (ML) bei der Sicherheitsbewertung von Elementen der Infrastruktur von Bedeutung. Ziel des ML ist es, durch mathematische Funktionen, die in der Statistik verwurzelt sind, Zusammenhänge in Daten zu finden. Das tiefe Lernen (DL) ist ein Teilbereich des maschinellen Lernens und unterscheidet sich grundsätzlich durch die Lernfunktionen. Dabei werden Neuronen in mehreren Schichten eines tiefen Netzes verwendet, um Lösungsmöglichkeiten eines Problems zu lernen. Ergebnisse aus traditionellen ML-Modellen können einfacher interpretiert werden, da meistens für den Algorithmus Merkmale abgeleitet werden. Merkmale sind abgeleitete Größen, die charakteristische Eigenschaften und Informationen der Daten enthalten. Diese beinhalten Aussagen über die zusammenhängenden Parameter. Mit den fortschreitenden Entwicklungen auf dem Gebiet des maschinellen Lernens können heutzutage komplexe

Prognosemodelle abgebildet werden, die die Möglichkeit bieten, den Lebenszyklus der Infrastruktur auf der Grundlage großer Datenmengen zu bewerten.

Die Einschätzung des Zustandes eines Bauteiles anhand einer Menge von Daten kann durch die Anpassung (engl. *fitting*) eines Modells, z. B. eines Klassifizierungsmodells, eines Regressionsmodells oder einer Wahrscheinlichkeitsverteilung, an die Daten erfolgen [21]. Es gibt verschiedene Arten von Techniken zur Vorhersage des Zustandes. Relevant sind modellbasierte, datengetriebene und hybride Verfahren. Zumeist wird im Infrastrukturbereich aufgrund der komplexen Systeme das datengetriebene Verfahren verwendet. Beim datengetriebenen Ansatz werden während des Betriebs in verschiedenen Belastungssituationen Daten gesammelt und verarbeitet, um den Zustand abzuschätzen [22].

Beim Monitoring werden Bauwerke entsprechend der zu überwachenden Elemente oder seiner Schwachstellen mit einem Messsystem ausgestattet, um kontinuierlich Informationen über das Verhalten und den Zustand zu erhalten. Somit sollen Schäden frühestmöglich erkannt und Erhaltungsmaßnahmen eingeleitet werden. Darüber hinaus werden zunehmend intelligente Methoden auf der Basis von Monitoringdaten entwickelt, um Entscheidungen über die Entwicklung des Zustands zu unterstützen [23]. Diese Methoden werden weltweit auf der Grundlage von Algorithmen des ML und DL entwickelt und eingesetzt [24], [25]. Das maschinelle Lernen gewinnt im Zusammenhang mit der Anomalieerkennung an Bedeutung, um Schäden bzw. anomales Verhalten von Brückenbauwerken möglichst schnell zu erkennen oder vorherzusagen. Dies bildet einen wesentlichen Baustein auf dem Weg zur Entwicklung von digitalen Zwillingen, die die aus Sensoren gesammelten Daten nutzen, um die Reaktion des Bauwerks im digitalen Raum zu reflektieren [26].

3.3 (Teil-)Automatisierte Erstellung von BIM-Modellen

Die Anwendung von BIM im Infrastrukturmanagement wird derzeit intensiv erforscht. Aufgrund ihres individuellen Charakters, der komplexen Geometrie und der Vielzahl ihrer Bestandteile ist die automatisierte Erfassung von Brücken besonders komplex. Eine manuelle Erstellung entsprechender BIM-Modelle auf Grundlage vorhandener 2D-Pläne und Daten-

banken ist angesichts der Menge und Komplexität ein erheblicher Aufwand und birgt vielfältige Herausforderungen: fehlende, unleserliche oder widersprüchliche Plangrundlagen, undokumentierte Projektänderungen oder Erweiterungen am Bauwerk. Mit jüngsten Entwicklungen bei den 3D-Vermessungstechnologien und Fortschritten im Bereich der künstlichen Intelligenz ergeben sich neue Möglichkeiten, um Prozesse und Verfahren für eine automatisierte Generierung von BIM-Modellen für Brücken im Bestand zu entwickeln und diese auf reale Brückenbauwerke anzuwenden [14].

In einem Forschungsprojekt im Auftrag der BASt [14] wurde ein neuartiger, modularer Ansatz für die teilautomatisierte Umwandlung von Punktwolken in Ist-BIM-Modelle erarbeitet. Der Ansatz basiert auf einer Kombination von Anwendungen künstlicher Intelligenz und heuristischen Algorithmen. Neuronale Netze wurden mit synthetischen sowie realen Datensätzen typischer Brückenelemente trainiert und an Punktwolken tatsächlicher Bauwerke getestet. Die erkannten Brückenelemente werden dabei in ein trianguliertes Oberflächennetz umgewandelt. Anschließend können Volumenelemente mittlerer geometrischer Komplexität generiert werden. Das Endergebnis ist ein Ist-BIM-Modell einer Brücke und ihrer Elemente, angereichert mit semantischen Informationen aus der Bauwerksdatenbank SIB-Bauwerke (z. B. Typ, Eigenschaft, Beziehung, Material) und BISStra (Bundesinformationssystem Straße), im standardisierten und offenen IFC-Format (*Industry Foundation Classes*) für den Austausch von Bestandsmodellen. Der wesentliche Nutzen der realisierten (teil-)automatisierten Erstellung von Bauwerksmodellen im Bestand

besteht zum einen in einer deutlichen Beschleunigung der Modellerstellung gegenüber einer konventionellen manuellen Erstellung. Dadurch können die für den Erhaltungsprozess benötigten Bauwerksinformationen dem Anwender schneller zur Verfügung gestellt werden, um eine ganzheitliche Anwendung von BIM auch im Bestand zu ermöglichen. Zum anderen weist das Modell (Darstellung des Ist-, nicht des Soll-Zustands) eine wesentlich höhere Genauigkeit gegenüber herkömmlichen 2D-Plänen auf und bildet durch die Anreicherung mit semantischen Daten die Grundlage für die Zustandsbeurteilung und weiterführende Erhaltungsmaßnahmen in der Betriebsphase. Die generierten BIM-Modelle können dann als Grundlage für den Aufbau digitaler Zwillinge dienen. Das entwickelte Konzept (Bild 4) wurde in Form eines Prototyps umgesetzt und soll als Basis für künftige, großangelegte automatisierte Erfassungskampagnen von Ist-BIM-Modellen von Brücken im Bestand für zukunfts-fähige Brückenmanagementsysteme dienen.

3.4 Reallabor

Ein wichtiges Ziel der BASt-Forschung besteht in der Verfügbarmachung praxistauglicher Entwicklungen. Reallabore sind dafür geeignete Werkzeuge. Hierbei handelt es sich um Testumgebungen, in denen verkehrsinfrastrukturelevante Innovationen unter realen Bedingungen erprobt, bewertet und weiterentwickelt werden können [27]. Erkenntnisse aus Reallaboren können einen entscheidenden Beitrag zur schnellen Implementierung neuer und innovativer Ansätze in der Praxis liefern. Überdies liefern sie Realdaten, die u. a. für die

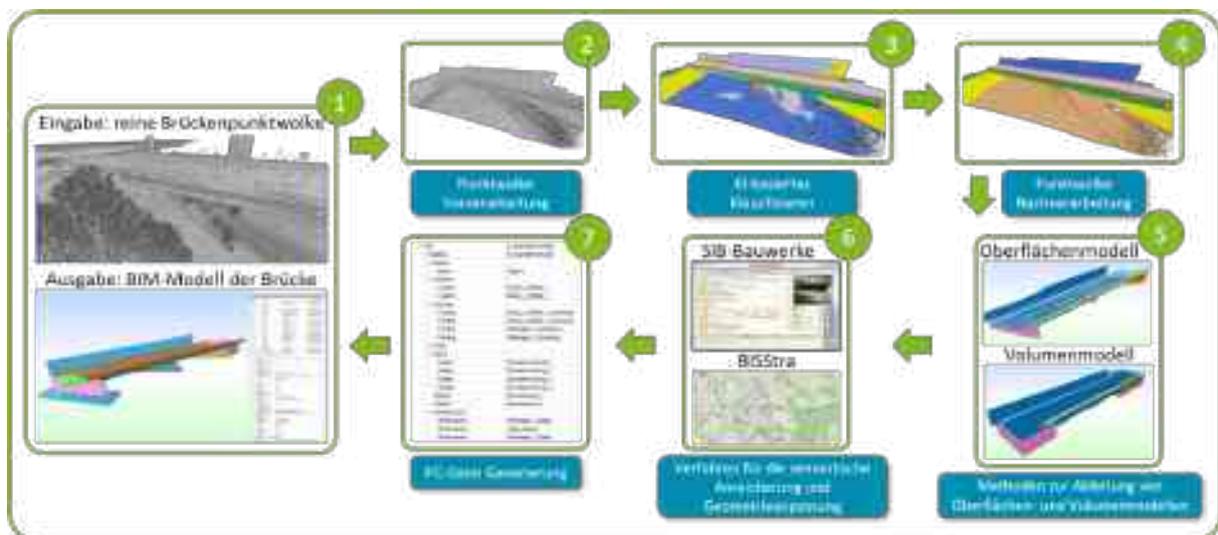


Bild 4 Modularer Ansatz für die (teil-)automatisierte Umwandlung von Punktwolken in Ist-BIM-Modelle

Grafik: nach [14]

Bewertung des Bauwerkszustands essenziell sind. Eine vollständige Variation aller in der Praxis vorkommenden Randbedingungen ist im Reallabor nur eingeschränkt möglich. Dieser Limitierung kann mit einem digitalen Zwilling und dessen virtuellem Experimentierraum begegnet werden [11]. Der digitale Zwilling ist eng mit seinem physischen Asset, das gleichzeitig als Reallabor konzipiert sein kann, über Realdaten verbunden. Technologien, Dienstleistungen oder Ansätze, die im Gesamtkonzept eines digitalen Zwillings Anwendung finden, sollen in der Forschungs- und Entwicklungsphase innerhalb eines Reallabors geprüft werden [7].

Im Kontext des BAST-Forschungsschwerpunkts „Intelligente Brücke“ [12] hat die BAST über Reallabore umfangreiche Erfahrungen mit dem Betrieb von Messsystemen unter realen Bedingungen gesammelt und diese im Rahmen von Auftragsforschung weiterentwickelt.

Innerhalb des vom Bundesministerium für Digitales und Verkehr im Jahr 2015 eingerichteten Digitalen Testfelds Autobahn wurde die 2016 neugebaute Spannbeton-Hohlkastenbrücke im Autobahnkreuz Nürnberg mit vier Messsystemen ausgestattet. Zur Ausstattung gehören ein Bauwerksinformationssystem, instrumentierte Lager und Fahrbahnübergänge sowie ein drahtloses Sensornetz. Über einen Zeitraum von fünf Jahren wurden in Forschungsprojekten der BAST kontinuierlich Messdaten erfasst und mittels geeigneter Algorithmen vollautomatisiert ausgewertet. Als Ergebnis werden kontinuierlich aktualisierte Kennwertverläufe hinsichtlich des Zustands der Brücke und ihrer Bauteile sowie Verkehrsdaten in einer eigens entwickelten Webanwendung angezeigt. Damit handelt es sich bei der Intelligenten Brücke im Digitalen Testfeld Autobahn um die Realisierung von Teilaspekten eines digitalen Zwillings. Die Autobahn GmbH des Bundes plant, den Betrieb über einen Zeitraum von weiteren fünf Jahren wieder aufzunehmen [12].

4 Zusammenfassung und Ausblick

Der digitale Zwilling nimmt im Rahmen der digitalen Transformation eine Schlüsselrolle ein und kann durch seine vielfältigen Einsatzmöglichkeiten dazu beitragen, den Herausforderungen im Bereich des Bundesfernstraßennetzes zu begegnen. Die BAST leistet seit einigen Jahren einen großen Beitrag zur Entwicklung des Themas digitaler Zwilling und hiermit eng verbundenen Themen im Rahmen der Bearbeitung unterschiedlicher Forschungsfragen. Es

hat sich gezeigt, dass der digitale Zwilling vielschichtig und komplex ist und daher die Erarbeitung eines modularen Konzepts für den Digitalen Zwilling Brücke unter Berücksichtigung relevanter Anwendungsfälle, Eigenschaften und Kernkomponenten des digitalen Zwillings zielführend ist. Einzelne Komponenten konnten im Rahmen von Forschungsprojekten bereits prototypisch demonstriert werden.

Potenziale des digitalen Zwillings werden z. B. in optimierten Betriebsprozessen, reduzierten und optimierten Erhaltungsmaßnahmen durch kontinuierliche Zustandserfassung sowie im strategischen Lebenszyklusmanagement anhand szenariobasierter Prognosen gesehen. Durch die umfangreiche Datenerfassung und -analyse lassen sich potenziell Entscheidungsverfahren zukünftig auch unter Einbeziehung von Nachhaltigkeitsaspekten über den gesamten Lebenszyklus anhand des digitalen Zwillings unterstützen. Der digitale Zwilling von Ingenieurbauwerken schafft insgesamt das Potenzial, bei maximaler Sicherheit, Zuverlässigkeit und Verfügbarkeit des Bauwerks den Einsatz von Ressourcen zu reduzieren und damit eine Verbesserung der Nachhaltigkeit der Straßeninfrastruktur zu erreichen.

Um die Potenziale des Digitalen Zwillings Brücke möglichst breit zu erschließen, sind weitere Entwicklungen zu verfolgen, die über die Teilumsetzungen für einzelne Bauwerke hinausgehen. Mit den aktuellen Arbeiten wird das Ziel einer anwendungsorientierten Konzeptentwicklung angestrebt, das verschiedene Ausbaustufen des Digitalen Zwillings Brücke berücksichtigt und damit eine zielgerichtete Umsetzung des digitalen Zwillings in die Praxis unterstützt. Auf diesem Weg werden bedeutende Entwicklungen im Rahmen von Forschungsaktivitäten der BAST unter Realbedingungen, wie an der Intelligenten Brücke im Digitalen Testfeld Autobahn und der Brücke duraBAST, erprobt, bewertet und weiterentwickelt.

Literatur

- [1] Bundesministerium für Digitales und Verkehr (BMVI, Hrsg.): Masterplan BIM Bundesfernstraßen. 2021 – https://bmdv.bund.de/SharedDocs/DE/Anlage/StB/bim-rd-masterplan-bundesfernstrassen.pdf?__blob=publicationFile (geprüft am 21.04.2023).
- [2] DIN 1076:1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung.

- [3] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). 2011.
- [4] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Richtlinien für die Erhaltung von Ingenieurbauten RI-ERH-ING – Leitfaden Objektbezogene Schadensanalyse (OSA). 2007.
- [5] Bednorz, J.; Nieborowski, S.; Windmann, S.; Hindersmann, I.: BIM – auf dem Weg zum Digitalen Zwilling. *Straße + Autobahn* (2021) 11, S. 917–924.
- [6] Nieborowski, S.; Windmann, S.; Bednorz, J.; Hindersmann, I.; Zinke, T.: Digitaler Zwilling Brücke im Betrieb – Mögliche Anwendungsfälle. *Bautechnik* 100 (2023) 2, S. 86–93 – DOI: 10.1002/bate.202200089
- [7] Zinke, T.; Reymer, S.; Kosse, S.; König, M.; Wedel, F.; Marx, S.: Konzeptionelle Untersuchung zur Zusammenführung von Komponenten des Digital Twin Brücke. Unveröffentlichter Schlussbericht zu 15.0677/2020/IRB, 2023.
- [8] Morgenthal, G.; Hallermann, N.; Rau, S.; Schellenberg, K.; Martín-Sanz, H.; Schubert, M.; Kübler, O.: Potenziale von Monitoringdaten in einem Lebenszyklusmanagement für Brücken. Unveröffentlichter Bericht zu FE 69.0006, 2023.
- [9] Hajdin, R.; Schiffmann, F.; Blumenfel, T.; Tanasic, N.: Zukünftige Entwicklung eines Tools für ein indikatorgestütztes, verkehrsträgerübergreifendes Lebenszyklusmanagement von Infrastrukturbauwerke. Unveröffentlichter Bericht zu FE 69.0007, 2023.
- [10] Lehardt, A.; Seiler, D.; Gerdas, A.; Bombeck, A.; Lennerts, K.: Lebenszyklusmanagement für Bauwerke der Verkehrsinfrastruktur. Entwicklung eines verkehrsträgerübergreifenden, indikatorgestützten Systems. *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau*, B159, Bremen: Fachverlag NW in Carl Ed. Schünemann KG, 2020.
- [11] Dabringhaus, S.; Neumann, S.; Hindersmann, I.: Monitoring, Intelligente Brücke, Digital Twin. Positionspapier der Abteilung B Brücken- und Ingenieurbau der Bundesanstalt für Straßenwesen (unveröffentlicht). 2020.
- [12] Bundesanstalt für Straßenwesen (Hrsg.): Intelligente Brücke – Reallabor Intelligente Brücke im Digitalen Testfeld Autobahn. *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen B, Brücken- und Ingenieurbau*, B178, Bremen: Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG, 2022.
- [13] König, M. K.; Ceik, F.; Embers, S.; Faltin, B.; Herbers, P.; Zentgraf, S.; Braun, J.-D.; Schammler, D.; Steinjan, J.: Kombination von Augmented/Mixed-Reality-Systemen mit weiteren digitalen Technologien. Unveröffentlichter Bericht zu 69.0008, 2023.
- [14] Hajdin, R.; Richter, R.; Isailović, D.; Diedrich, H.; Hildebrand, J.: Entwicklung von Verfahren zur (teil-)automatisierten Erstellung von BIM-Modellen für Straßenbrücken im Bestand. Unveröffentlichter Bericht zu FE 02.0436, 2023.
- [15] Bednorz, J.; Hindersmann, I.: Konzeptionelle Vorarbeiten zur Umsetzung der digitalen Bauwerksakte der duraBASt-Brücke. Unveröffentlichter interner Bericht. 2022.
- [16] Bahlau, S.; Hill, M.; Klein, F.; Kukushkin, A.; Oppermann, L.; Riedlinger, U.; Mertens, M.; Lambracht, C.: Bauwerksprüfung mittels 3D-Bauwerksmodellen und erweiterter/virtueller Realität. *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen B, Brücken- und Ingenieurbau* B 185, 2022.
- [17] Alqasem, Y.; König, M.: Szenarien basierte Schadenserkenkung: Anwendungen der künstlichen Intelligenz. In: Isecke, B.; Krieger, J. (Hrsg.): *Tagungsband TAE Brückenkolloquium*, Esslingen: Expert Verlag, 2022, S. 137–146.
- [18] BASt (Hrsg.): *Nachrechnung bestehender Brücken*. Fachveröffentlichung der BASt zur Tagung *Nachrechnung bestehender Brücken* (online), 09/2021.
- [19] BASt (Hrsg.): *Digitale Methoden zur Unterstützung der Bauwerksdiagnostik*. *BASt aktuell* (2022) 2, S. 1.
- [20] DBV (Hrsg.): *Merkblatt Brückenmonitoring*. 2018.
- [21] Soons, Y.; Dijkman, R.; Jilderda, M.; Duijvesteyn, W.: Predicting Remaining Useful Life with Similarity-Based Priors. In: Berthold, M. R.; Feelders, A.; Krempf, G. (Hrsg.): *Proc. of 18th Int. Symp. on Intelligent Data Analysis – IDA 2020*, 27.–29.04.2020 in Konstanz, Cham: Springer Int. Publ, 2020.
- [22] Chen, Z.; Cao, S.; Mao, Z.: Remaining Useful Life Estimation of Aircraft Engines Using a Modified Similarity and Supporting Vector Machine (SVM) Approach. *Energies* 11 (2018) 1 – DOI: 10.3390/en11010028
- [23] Çelik, F.; König, M.: A sigmoid-optimized encoder-decoder network for crack segmentation with copy-edit-paste transfer learning. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* 37 (2022) 14, S. 1875–1890 – DOI: 10.1111/mice.12844
- [24] Li, X.; Jiang, H.; Liu, Y.; Wang, T.; Li, Z.: An integrated deep multiscale feature fusion net-

work for aeroengine remaining useful life prediction with multisensor data. Knowledge-Based Systems 235 (2022), S. 107-117 – DOI: 10.1016/j.knosys.2021.107652

- [25] Zhao, R.; Yan, R.; Chen, Z.; Mao, K.; Wang, P.; Gao, R. X.: Deep learning and its applications to machine health monitoring. Mechanical Systems and Signal Processing 115 (2019), S. 213-237 – DOI: 10.1016/j.ymssp.2018.05.050
- [26] Ullerich, C.; Wenner, M.; Herbrand, M.: smartBRIDGE Hamburg – prototypische

Pilotierung eines digitalen Zwillings. In: Krieger, J. (Hrsg.): Fachkongress Digitale Transformation im Lebenszyklus der Verkehrsinfrastruktur, Esslingen: Expert Verlag, 2021, S. 247-256.

- [27] Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi, Hrsg.): Reallabore – Innovation ermöglichen und Regulierung weiterentwickeln. 2020 – https://www.bmwi.de/Redaktion/DE/Downloads/II/info-reallabore.pdf?__blob=publicationFile&v=20 (Zugriff am 21.04.2023).

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



EÜ Lauterbad bei Freudenstadt – Korrosionsschutz



Kurt-Schumacher-Brücke ü.d. Rhein in Mannheim – RHD-Belag

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



Leonhardt, Andrä und Partner

www.lap-consult.com



Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp



X-Brücke über die Mandau in Zittau

- Erneuerung der Brücke BW 5 im Zuge der Staatsstraße S 132 -



Die Erneuerung der X-Brücke in Zittau – eine verkehrliche Besonderheit unter den Brücken Sachsens

Dipl.-Ing. (TH) Lutz Günther

Landesamt für Straßenbau und Verkehr, Niederlassung Bautzen

1 Historie und Besonderheit des Gesamtbauwerkes

Was mag es mit der Bezeichnung X-Brücke wohl auf sich haben? Mit diesem ungenormten Begriff wurden in der Vergangenheit Bauwerke bezeichnet, auf denen sich verschiedene Verkehrsverbindungen über einem Hindernis niveaugleich kreuzten. Da diese Verkehrskreuzungen in der Draufsicht meist einer X-Form entsprechen, wurde dieser Begriff für diese Besonderheit im Brückenbau verwendet. Ein bekanntes Beispiel dafür ist die X-Pont in Le Mans über den Fluss Sarthe aus dem Jahre 1896 in Frankreich, auf der sich zwei Straßenbahnliesen X-förmig kreuzen. Diese Brücke wurde, das Datum ist dem Autor nicht bekannt, zerstört. Nicht zerstört, und immer noch zu bewundern, ist eine prinzipiell ähnliche Brücke im Zuge der Staatstraße 132 in Zittau. Hier kreuzen sich X-förmig zwei unterschiedliche Verkehrsarten und zwar eine Straßen- und Gehwegverbindung mit der Eisenbahnstrecke der Zittauer Schmalspurbahn einschließlich der dazu erforderlichen Brückenkonstruktionen niveaugleich mitten über dem Fluss Mandau.

Die ungewöhnliche Kombination dieser beiden Verkehrswege entstand im Zusammenhang mit der Regulierung der Mandau. Die Hochwässer der Mandau bereiteten der Stadt Zittau viel Ungemach und darum wurde 1888 zur Bannung der Überschwemmungsgefahren eine sinnvolle Regulierung der Mandau durch den Ingenieur Schmidtgen entworfen. Gleichzeitig nahmen Pläne und Bau der Zittauer Schmalspurbahn in das Zittauer Gebirge konkrete Formen an. Da mit der Umsetzung der Regulierungspläne von Schmidtgen die Stadt Zittau eine

Straßenbrücke und die Zittau-Oybin-Jonsdorfer Eisenbahn-Gesellschaft eine Brücke zu bauen hatten, einigte man sich darauf, beide Verkehrswege über dem Flusslauf der regulierten Mandau sich kreuzen zu lassen. Ursprünglich war geplant, alle Brückenkonstruktionen aus „Eisenträgern“ herzustellen, was die Verbindung der Konstruktionen erleichtert hätte. Der Stadtrat von Zittau entschied sich aber für den Bau einer 3-feldrigen, massiven Bogenbrücke, was die Verbindung etwas schwieriger gestaltete (Bild 1). Die Lagerung der Eisenbahnbrücken erfolgte auf den verlängerten Pfeilern der Straßenbrücke und die Träger stießen stumpf an die Bogenbrücke bzw. die Gleise wurden mit einer Holzübergangskonstruktion auf die Straße geführt. Die Brücken kreuzen sich in einem Winkel von ca. 52 Grad.

Die Bauarbeiten wurden an der damals noch sogenannten „Kasernenbrücke“ im Jahr 1897, mit Unterbrechungen durch ein erneutes Mandauhochwasser, ausgeführt (Bild 2). Der Zugbetrieb über die neue X-Brücke wurde am 1. Oktober 1897 aufgenommen [1].

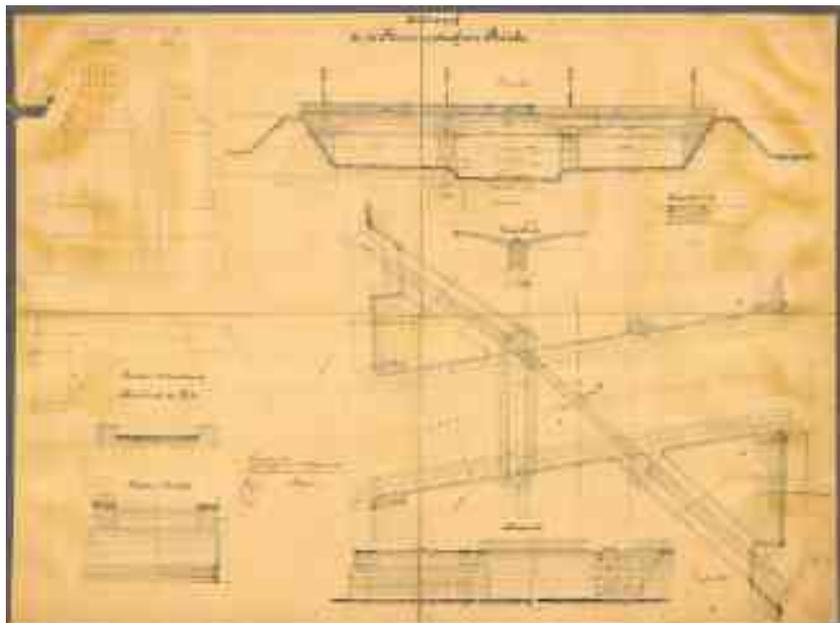


Bild 1 Bauwerksentwurfsplan 1896

© LASuV

Die Straßenbrücke wurde als Bogenbrücke aus Konglomeratbeton, ein ungenormter Begriff für einen Beton aus großformatigen Bruchsteinen, gebaut. Die massiven Pfeiler wurden 2,0 m tief unter der Flusssohle mittels Spundwänden aus 4 m langen Pfählen auf Konglomeratbetonschicht gegründet. Die Ansichtsflächen der Bögen, der Stirnwände sowie Pfeiler und Widerlager erhielten ein Verbundmauerwerk aus Sandstein und Phonolith.



Bild 2 Brückenbauer 1897

© LASuV

Im Jahre 2009 erbte die Sächsische Straßenbauverwaltung die später benannte „Prinz-Friedrich-August-Brücke“, wie auch alle anderen Brücken im Zuge der Staatsstraßen von der Stadt Zittau infolge des Einwohnerschwundes und der damit verbundenen Straßenbaulastverfügungen des Sächsischen Straßengesetzes. Lange Zeit dienten zwar die Bauwerke zuverlässig ihrem Nutzungszweck, jedoch ging die Zeit nicht spurlos vorbei. Die Straßenbrücke besaß umfangreiche Schäden, welche die Dauerhaftigkeit, Verkehrs- und Standsicherheit beeinflussten. Der neue Straßenbaulastträger musste daher die Nutzung der Brücke auf 16 t Gesamtlast beschränken und zur Gewährleistung der Verkehrssicherheit Gleitwände und Warnbaken errichten. Es wurde Zeit, sich mit einer umfassenden Instandsetzung oder Erneuerung der Brücke zu beschäftigen.

2 Planung der Erneuerungsmaßnahme

Nachdem die Erneuerung der „König-Albert-Brücke“ über die Mandau, in Konstruktion, Baujahr und Material eine Schwester der X-Brücke, erfolgreich im Jahre 2014 abgeschlossen wurde, widmeten sich die Fachleute des Landesamtes für Straßenbau und Verkehr, NL Bautzen verstärkt der nächsten Herausforderung. Von Anfang an war klar, dass wiederum der Anspruch bestand, die Brücke, wie bereits die „König-Albert-Brücke“, im Kontext des historischen Erscheinungsbildes zu erneuern und für die aktuellen Anforderungen des Straßenverkehrs fit zu machen, zur erneuten Freude der Denkmalschutzbehörde. Diesmal bestand jedoch die größte Herausforderung im Zusammenspiel

mit dem anspruchsvollen Kreuzungsbeteiligten der X-Brücke, der Sächsisch-Oberlausitzer Eisenbahngesellschaft mbH, im weiteren SOEG genannt. Für die SOEG war von Anfang an klar, dass die Baumaßnahme nur unter Aufrechterhaltung des Eisenbahnverkehrs in der touristischen Hauptsaison, also von April bis Oktober, erfolgen darf. Unter dieser Vorgabe begann zusammen mit der Dresdner Niederlassung der VIC Planen und Beraten GmbH ein intensiver Planungsprozess mit folgenden Anforderungen:

Straßenbaulastträger. Von Seiten des Straßenbaulastträgers bestand die Forderung, die Verkehrs- und Standsicherheit sowie die Dauerhaftigkeit vollständig wiederherzustellen. Das Ziellastniveau für das Brückenbauwerk wurde gemäß aktuellem Normenwerk [2], [3] mit dem Lastmodell LM 1 festgelegt. Die Stadt Zittau verband die geplante Baumaßnahme mit der Erneuerung der Straßenbeleuchtung.

Eisenbahnunternehmen. Da die Eisenbahnbrücken und die Kreuzungsanlage einschließlich deren Sicherungstechnik keinen Erneuerungsbedarf aufwiesen, bestand von Seiten der SOEG – Sächsisch-Oberlausitzer Eisenbahngesellschaft mbH der Wunsch, die Erneuerungsmaßnahme für marginale Unterhaltungsmaßnahmen an den Eisenbahnbrücken zu nutzen, verbunden mit der Forderung, die Einschränkungen für den Betrieb der Schmalspurbahn, insbesondere in der touristischen Hauptsaison, minimal zu halten.

Denkmalschutz. Von Seiten der Denkmalschutzbehörde bestand die Forderung, das

äußere Erscheinungsbild der unter Denkmalschutz stehenden Brücke unter weitestgehender Nutzung von Originalbaustoffen zu erhalten. Dabei sollten alle sichtbar an der Brücke befindlichen Ver- und Entsorgungsleitungen entfernt werden.

Wasserbehörde und Wasserunterhaltungspflichtiger. Infolge der Hochwassergefahren (Bild 3) bestand die Forderung, das Abflussprofil der Mandau weitestgehend freizuhalten. Der Unterhaltungspflichtige der Mandau, der Betrieb Spree / Neiße der Landestalsperrenverwaltung (LTV) des Freistaates Sachsen, bestand auf den Schutz der Dammanlagen.

Die robusten Unterbauten aus Konglomeratbeton, welcher als Beton mit einer Festigkeitsklasse C20/25 eingestuft wurde, wiesen Dauerhaftigkeits-, aber keine Standsicherheitschäden auf und konnten wiederverwendet werden. Dagegen musste eine Überbauerneuerung vorgesehen werden, um der vollständigen Wiederherstellung der Tragfähigkeit für die Anforderungen aus dem geltenden Lastniveau nach dem Eurocode gerecht zu werden. Dazu wurden verschiedene Tragwerksvarianten für den Überbau untersucht, welche anstelle des Bogentragwerkes ein Balkentragwerk bzw. nur die Erneuerung des Mittelfeldes mittels Stahlsprengwerk vorsahen. Schlussendlich wurde einer Stahlbetondurchlaufträgerkonstruktion der Vorzug gegeben, welche durch extreme Voutung dem Erscheinungsbild einer Bogenbrücke, analog der „König-Albert-Brücke“, ähneln würde. Die Thematik der Aufrechterhaltung des Schmalspureisenbahnbetriebes sollte durch die Anhebung der Bahngradienten und den Einsatz der Gleisabfangung „System Dresden“ einschließlich eines individuell angepassten Gleisstragwerkes gelöst werden. Damit verbunden war eine Bauzeit von zwei Jahren.



Bild 3 Mandau-Hochwasser 2010 © LASuV

Mit dieser Vorzugslösung ging der Vorhabenträger in die Herstellung des Baurechts über den Entfall von Plangenehmigung und Planfeststellung und scheiterte. Mit der zuständigen Wasserbehörde und der LTV als Unterhaltungspflichtige der Mandau konnte kein Einvernehmen für die umfangreichen Einschränkungen des Abflussprofils der Mandau durch die Traggerüste insbesondere des Gleisstragwerkes über einen Zeitraum von zwei Jahren und des damit verbundenen latenten Hochwasserrisikos hergestellt werden.

Eine neue Lösung, ein neuer Alternativentwurf war erforderlich und im Kopf der Verantwortlichen der NL Bautzen schnell gereift. Jedoch würde diese Lösung Widerstand erzeugen, oder positiver ausgedrückt, ein großes Entgegenkommen des Kreuzungsbeteiligten erforderlich machen, wenn auf das Instrument des zeitaufwendigen Planfeststellungsverfahrens verzichtet werden sollte, was stets der Vorzug für die NL Bautzen ist.

Die neue Lösung orientiert sich maßgeblich an Geometrie und Tragmechanismus des Bestandsbauwerks und führt die Überbauerneuerung als ein 3-feldrige Bogenkette aus Stahlbetonfertigteilen in klassischer Gewölbebauweise mit Betonauffüllung und Stirnwandkonstruktion aus. Die tragende Funktion erfüllen nebeneinanderliegende, bogenförmige Stahlbetonfertigteilelemente ($b = 1,25 \text{ m}$, $d = 50 \text{ cm}$, C45/55 XC4, XF2, XD1) mit einer Schlankheit von $l/h = 24$. Die Randfertigteile erhielten Stege, welche die ehemaligen Bogenstirnwände ersetzen. Der so entstehende Brückentrog wird in den Widerlagerbereichen mit Winkelstützwänden (Fertigteile) geschlossen.

Dieser Trog wird lagenweise mit Magerbeton verfüllt. Die Lagerung der Bogenelemente an den Bogenenden ist so ausgeführt, dass diese zunächst zwängungsfrei aufliegen. Erst die mit einem Verpressmörtel hergestellte Gelenkwirkung zwischen dem Bogenfertigteilelement und der Auflagerbank aktiviert die Bogentragwirkung. Für die Lagerbänke sind ebenfalls Fertigteile (C30/37 XC4, XF2, XD1) vorgesehen.

Den oberen Abschluss des Tragwerkes bildet eine Fahrbahnplatte aus Stahlbeton C30/37 XC4, XF2, XD1, die die variablen Längs- und Querneigungen der Fahrbahnoberfläche infolge der Schienenkreuzung aufnimmt und das neue Gleisbett in die Brücke integriert.

Das wiederherzustellende Gleisbett besteht aus zwei Stahltrögen, die über Kopfbolzen

mit der Fahrbahnplatte verankert sind. In die Stahltröge werden die Schienenstränge eingelegt und mit elastischer Zwei-Komponenten-Vergussmasse ummantelt und verklebt.

Die Kappen des neuen Überbaus werden bestandsnah aus Beton hergestellt und in der Fahrbahnplatte verankert. Die Übergänge Gehweg-Bahnbrücke werden mit in den Stegen der Fertigteile und der Kappen verankerten Riffelblechen hergestellt.

Charakteristische Gestaltungselemente des vorhandenen Bauwerkes, wie die Bogenstirnseiten aus Sandstein, die Sandsteinstelen als Fortführung der sandsteinverblendeten Pfeiler und Widerlager bis zu den Kappen, die Gesimse mit den unterliegenden Sandsteinkonsolen, die Bogenschlusssteine mit dem Stadtwappen Zittaus im Mittelfeld und das Verblendmauerwerk der Brückenansichtsflächen aus den vorhandenen Phonolithsteinen sollten wiederhergestellt werden. Die sich am Bestandsbauwerk befindenden Kabeltrassen werden in das Bauwerk verlegt. Zur Betonung des Gesamtensembles wird das Gelände und die Straßenbeleuchtung auf der Brücke entsprechend dem historischen Bestand nachgebaut. Die erforderliche denkmalrechtlich genehmigte Genehmigung wurde erteilt.

Durch den Einsatz von Fertigteilen und weiteren vorgefertigten Bauteilen konnten die Bauzeit vor Ort und damit die Beeinträchtigungen für die Verkehrsnutzung deutlich auf ein vernünftiges Maß reduziert werden. Verbunden damit war jedoch eine Vollsperrung des Schmalspurbahnbetriebes für einen Zeitraum von vier Monaten. Weiterhin entfallen die Traggerüste für die Überbauerneuerung und die Gleisabfangung, das potentielle Hochwasserrisiko wurde auf ein Minimum beschränkt, so dass ein Einvernehmen mit den bereits erwähnten Behörden nunmehr herstellbar wurde. Die Bauphasen sind in Bild 4 visualisiert.

Die bittere Pille dieser Lösung für den Kreuzungsbeteiligten, nämlich die Sperrung der Schmalspurbahn in der touristischen Saison, konnte durch zielorientierte Betrachtung und Anwendung der Erlasse und Richtlinien zum

Eisenbahnkreuzungsgesetz [4] in einem konstruktiven Ringen mit der SOEG geschluckt bzw. aufgelöst werden. Die Kreuzungsvereinbarung, welche die Baumaßnahme als Erhaltung einer bestehenden Kreuzung nach §§ 3, 14 (1) nach Eisenbahnkreuzungsgesetz definiert, wurde als wichtigster Baustein für die Herstellung des Baurechts im September 2020 abgeschlossen.

Im Planungsprozess wurden zur Verdeutlichung der komplexen Bauvorgänge und zur Herstellung des Einvernehmens mit den Trägern öffentlicher Belange (TÖB) Elemente die BIM-Planungsmethode der zur Visualisierung des Bauablaufes eingesetzt. Die Ausführungsplanung wurde auf der Grundlage eines Koordinationsmodells vollständig in 3D bearbeitet.

Die rechtzeitige und nachdrückliche Anmeldung der baurechtlich gesicherten Maßnahme für das Bauprogramm 2021/2022 beim Sächsischen Staatsministerium für Wirtschaft, Arbeit und Verkehr (SMWA) über die Zentrale des Landesamtes für Straßenbau und Verkehr (LASuV) schuf die erforderliche Sicherheit für alle Beteiligten. Die lange geplante Baumaßnahme konnte im Frühsommer 2021 ausgeschrieben werden.

3 Baurealisierung

Bei der Angebotseröffnung am 01.07.2021 gingen lediglich vier Angebote ein, welche alle über der Kostenberechnung lagen. Beim Mindestbieter waren dies bereits 18 %. Beauftragt wurde am 13.08.2021 ein Unternehmen aus Bautzen mit einer Bruttosumme von 3,07 Mio. €. Laut Vertrag sollten die vorbereitenden Arbeiten bereits am 26.08.2021 beginnen und die Gesamtleistung am 21.11.2022 abgeschlossen sein. Als besondere Vertragsbedingungen waren Beginn und Ende der Bahnsperrpausen vom 28.02. bis 30.06.2022 vereinbart.

Es war geplant und mit allen Vorhabenträgern abgestimmt, das Bauvorhaben in sechs Bauphasen zu realisieren. Die Planung erfolgte vor Beginn der Ausschreibung durch das erwähnte Ingenieurbüro VIC Planen und Beraten GmbH bereits ausführungsfähig. So konnte dann auch

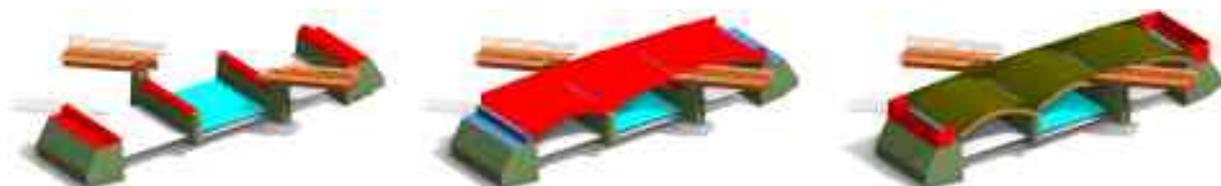


Bild 4 Visualisierung Bauphasen

© VIC



Bild 5 Letzter Zug am 27.02.2021 vor Brückenabbruch

© LASuV

direkt nach Auftragserteilung mit den bauvorbereitenden Arbeiten vor Ort und im firmeneigenen Betonwerk in Bautzen begonnen werden. Das Bauvorhaben wurde in sechs Bauphasen realisiert:

Phase 0 – Anfang Dezember 2021 bis Ende Februar 2022: Vorbereitende Leistungen vor Bahnspernung

- Herstellung der Fertigteile im Betonwerk ab 12/2021
- Baustelleneinrichtung, Verkehrssicherung, Einrichtung von Umleitungen

- Leitungssicherung und provisorische Umverlegung aller vorhandenen Kabel
- Abbruch der Phonolithverblendung, Sandsteinstelen und -gesimse

Der letzte Zug fuhr am 27.02.2021 über die Brücke (Bild 5).

Phase 1 – März 2022: Abbruch Brückenüberbau, Beginn Sperrpause Bahn

- Vollsperrung der Schmalspurbahn ab 01.03.2022 und bauzeitliche Sicherung der Bahnbrücken



Bild 6 Streifenweiser Abbruch der drei Bögen

© LASuV

- Abbruch Brückenausstattung (Geländer, Beleuchtung, Gehwege, Gleise)
- streifenweiser Abbruch der drei Brückenbögen sowie der Widerlager- und Pfeilerköpfe (Bild 6)

Phase 2 – April 2022: Montage Fertigteile

- Vorbereitung der Widerlager- und Pfeilerköpfe und Einbau der Lagerbankfertigteile
- Montage Winkelstützmauerfertigteile an den Brückenenden



Bild 7 Fertigteilmontage 28.04.2022

© LASuV

- Versetzter Einbau der Bogenfertigteile vom 26. bis 28. April 2022 (Bild 7)

- Herstellung der Betongelenke mittels Injektionsverfahren

Phase 3 – Anfang bis Mitte Mai 2022: Einbringen der Bogenverfüllung

- Verlegung der Leerrohre für alle Medien
- Schließung aller vorhandenen Fugen im Trog und Einbau Betonverfüllung



Bild 8 Betonage der Fahrbahnplatte am Schienentrog

© LASuV

Phase 4 – Mitte Mai bis Ende Juni 2022: Fahrbahnplatte, Ende Bahnsperrepause

- Fahrbahnplatte Schalung und Bewehrung, Einbau Tropftüllen und Entwässerung (Bild 8)
- Montage des vorgefertigten Gleistrog und Betonage der Fahrbahnplatte
- Einbau der Gleise auf dem Brückenbauwerk und in den Anschlussbereichen
- Wiederaufnahme des Schmalspurbahnbetriebs am 01.07.2022 (Bild 9)

Phase 5 – Anfang Juli bis November 2022: Komplettierung der Brücke

- Grundierung und Abdichtung Gesamtbrücke
- Herstellung Stahlkonstruktion von Straßenbrücke zu Bahnbrücke
- Herstellung der Kappen einschließlich Granitborde
- Herstellung Gussasphaltschutzschicht, Asphaltdeckschicht über gesamten Baubereich



Bild 9 Erste Fahrplanüberfahrt 01.07.2022 durch ein „Wassertor“

© LASuV

- ❑ Rückverlegung aller Leitungen in Brücke, Installation der Ausrüstung des Bahnübergangs
- ❑ Einbau des historischen Geländers und der Straßenbeleuchtung auf dem Bauwerk
- ❑ Erneuerung der Stützmauern und Bauwerksflügel
- ❑ Straßen- und Tiefbau mit Markierung und Beschilderung
- ❑ Wiederherstellung der Phonolithverblendung, Sandsteingesimse und -stelen

Es konnte trotz der allgemeinen Widrigkeiten um Corona-Ausfälle, Materiallieferschwierigkeiten im Zusammenhang mit dem Ukraine-Konflikt und Energiekrise eine planmäßige Verkehrsfreigabe der Mandaubücke erfolgen. Unter Beisein des sächsischen Ministerpräsidenten, Herrn Kretschmar, fand diese in feierlichem Rahmen am 2. Dezember 2022 statt (Bild 10).

4 Fazit

Die Mandaubücke im Zuge der Staatstraße S 132, früher auch „Prinz-Friedrich-August-

Brücke“ genannt, ist nach den Recherchen des Autors ganz sicher die einzige noch in Nutzung befindliche X-Brücke in Sachsen, ebenso wohl auch in Deutschland und vielleicht auch in Europa, wenn die Einschränkung auf die Verkehrsträger Straße und Eisenbahn erlaubt ist. Durch die Erneuerung ist diese Brücke nun gerüstet, um weitere Jahrzehnte dem Verkehr, wie auch immer dieser zukünftig aussehen mag, und den Menschen dienen zu können.

An dieser Stelle sei den planenden Ingenieuren, den Bereitstellern der Finanzen, den aus-



Bild 10 Bänderschnitt zur Verkehrsfreigabe am 02.12.2022

© LASuV

führenden Baufachleuten, den Mitwirkenden bei der LTV, Wasser- und Denkmalschutzbehörden, Stadtverwaltung Zittau sowie vor allem dem Kreuzungsbeteiligten SOEG gedankt für die konstruktive und zielorientierte Zusammenarbeit.

Fast noch eins vergessen, woher kommt der Brückename „Prinz-Friedrich-August-Brücke“? Im Zuge der Mandauregulierung entstanden drei Brücken über das neue Flussbett. Diese Bauwerke wurden jeweils in ähnlicher Geometrie und Bauweise, also als 3-feldrige Bogenbrücken aus Konglomeratbeton, errichtet und, dem damaligen Zeitgeist entsprechend, nach den aktuellen Repräsentanten des sächsischen Königshauses benannt. So hat auch Zittau, neben Dresden, eine Albertbrücke, eine Carola-Brücke und eben eine Friedrich-August-Brücke. Nur sind diese Namen im Gedächtnis der Zittauer nicht mehr so präsent wie in Dresden.

Literatur

- [1] Bauer, H.: Referenz für eine kleine Bahn. Schriftenreihe d. Zittauer Schmalspurbahnen e.V. (1990) 1.
- [2] DIN EN 1991-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010.
- [3] DIN EN 1991-2/NA:2012-08: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.
- [4] Eisenbahnkreuzungsgesetz in der Fassung der Bekanntmachung vom 21. März 1971 (BGBl. I S. 337), das zuletzt durch Artikel 2 des Gesetzes vom 31. Mai 2021 (BGBl. I S. 1221) geändert worden ist.

*Brücken, die den Verkehr
nicht nur tragen, sondern
lenken.*

*Kannst du dir nicht
ausdenken?*

Ich schon.

Otto, Bauingenieur



DIE AUSDENKER

*Deutschlands beratende
Ingenieurinnen und Architekten*



www.die-ausdenker.com

engineering connections®

Infrastruktur | Hochbau | Industrie

since 1963

mageba ist einer der weltweit führenden Hersteller von Bauwerkslagern, Fahrbahnübergangskonstruktionen sowie weiteren hohen Qualitätsprodukten und Dienstleistungen.

Bis heute hat mageba Lager und Dehnfugen für mehr als 20.000 Bauwerke geliefert, von denen einige zu den größten Brückenbauwerken der Welt zählen.

Die mageba wurde 1963 gegründet und beschäftigt über 1000 Mitarbeiter. Mit weltweit mehr als 50 Partnergesellschaften sind wir für unsere Kunden auf den lokalen Märkten tätig.

Besuchen Sie unser 1:1 Exponat an Stand Nr. 3 beim 32. Dresdner Brückenbausymposium und informieren Sie sich auf mageba-group.com.

Folgen Sie uns online auf

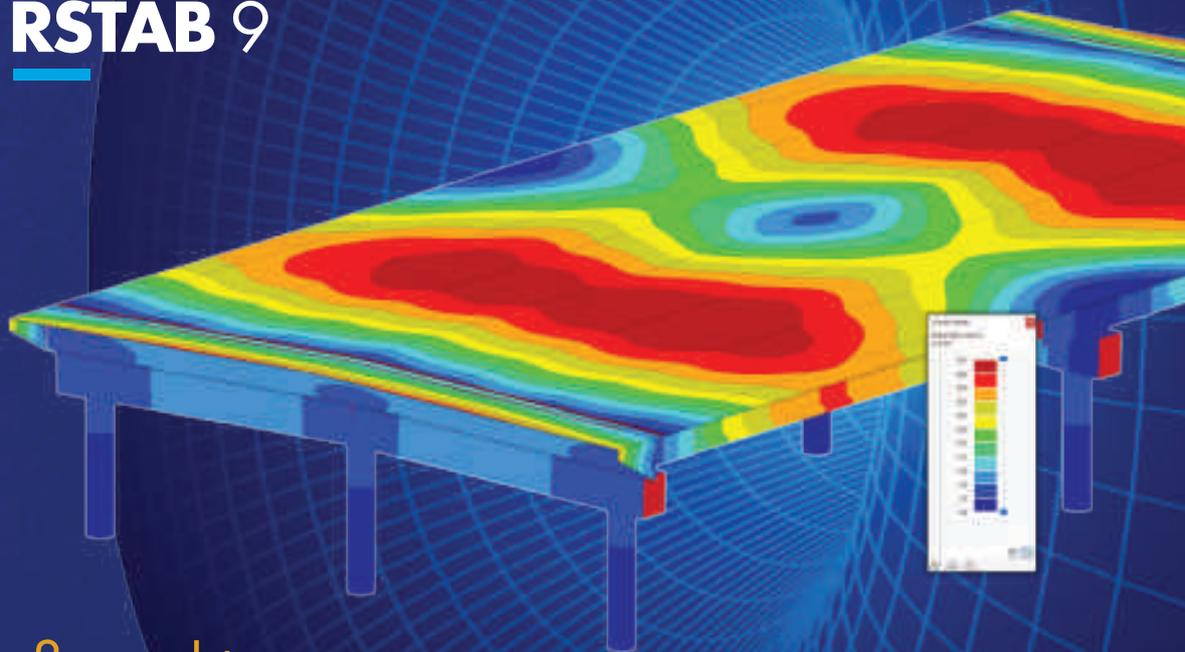


Bauwerkslager | Dehnfugen | Erdbebenschutz | Bauwerksüberwachung

mageba
mageba-group.com

RFEM 6

RSTAB 9

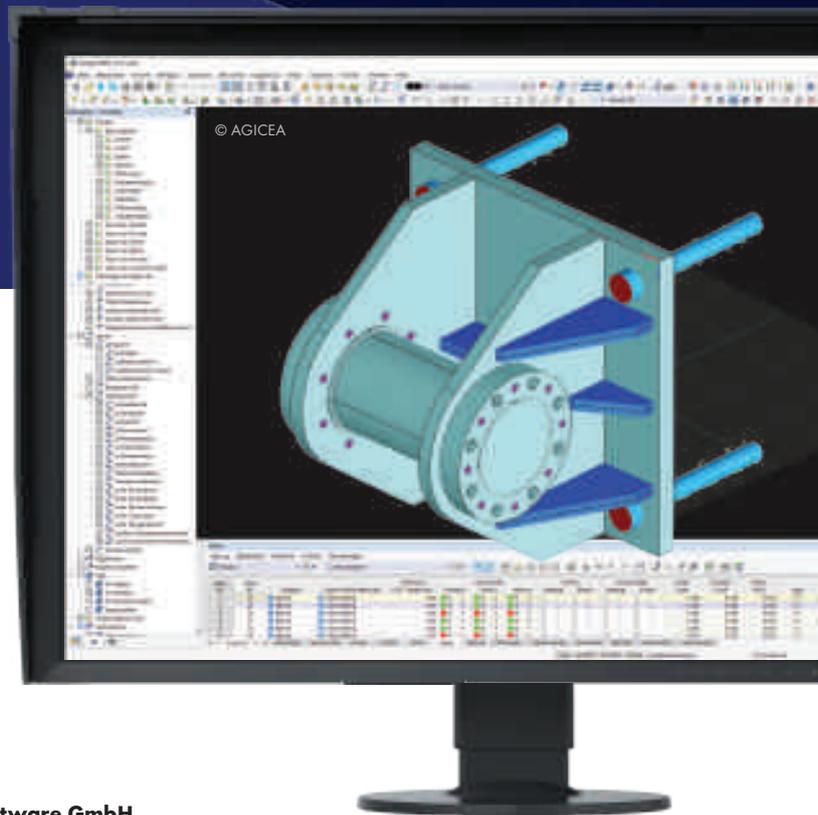
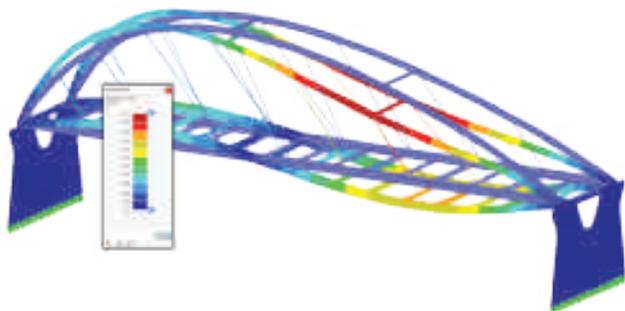


Statik, die Spaß macht...

Die neue Generation der Statiksoftware



Kostenlose
Vollversion zum
Testen für 90 Tage



**Statiksoftware für
Tragwerksplaner
& Ingenieure**

Dlubal Software GmbH
Am Zellweg 2, 93464 Tiefenbach
Telefon: +49 9673 9203-0
Fax: +49 9673 9203-51
E-Mail: info@dlubal.com

www.dlubal.com

Erhalten oder ersetzen?

*Dr. Armand Fürst, dipl. Bauing. ETH
Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH*

1 Bedeutung der Bauwerkserhaltung

Dem Unterhalt unserer Brückeninfrastruktur kommt seit jeher eine große Bedeutung zu, um die sichere Nutzung und den Werterhalt der Bauwerke sicherzustellen. Die Bedeutung des Unterhalts hat im vergangenen Jahrhundert mit der raschen Entwicklung der Verkehrsnetze deutlich zugenommen und beansprucht heute, im Vergleich zum Bau von neuen Brücken, einen wesentlich größeren Teil der aufgewendeten Mittel. Neue Streckenabschnitte werden nur selten realisiert und entsprechende Projekte stehen aufgrund der begrenzten Flächenressourcen und den Auswirkungen auf die Umwelt und die Gesellschaft unter einem enormen politischen Druck.

Insbesondere die Auswirkungen auf die Umwelt haben in den vergangenen Jahren zu einer kritischen Auseinandersetzung geführt und es wurde offensichtlich, dass die Möglichkeiten eines weiteren Ausbaus begrenzt sind. Dennoch wachsen die Bedürfnisse an die Mobilität stetig an, weshalb die bestehenden Verkehrsnetze an die zunehmende Zahl schwerer werdender Fahrzeuge angepasst werden müssen. Dies geschieht oft im Zusammenhang mit den normalen Unterhaltsarbeiten. Bei Brücken wird die bestehende Struktur deshalb periodisch überprüft, verstärkt und manchmal erweitert. Wenn das vorhandene Bauwerk den Anforderungen nicht mehr gewachsen zu sein scheint, wird meist ein Ersatzneubau in Erwägung gezogen.

Die Einschätzung der Notwendigkeit eines Brückenersatzes wird nicht allein durch technische Bedingungen geprägt, sondern auch von wirtschaftlichen und denkmalpflegerischen Überlegungen beeinflusst [1]. Die genannten Aspekte sind im Laufe der Zeit Veränderungen unterworfen, weshalb sich auch der Umgang mit dem Bestand laufend anpasst. Während in der Vergangenheit vor allem aus wirtschaftlichen Gründen versucht wurde, den Bestand möglichst lange zu nutzen, wird in neuerer

Zeit durch die leicht verfügbaren Ressourcen, die fortgeschrittene Mechanisierung und die zunehmend teurer werdende Arbeitsleistung oft ein Totalersatz in Erwägung gezogen. Jedoch ist im Hinblick auf den Umbau oder den Ersatz auch eine kritische Auseinandersetzung mit Sicht auf die Nachhaltigkeit erforderlich. Die bestehende Infrastruktur bildet ein beachtliches Reservoir an grauer Energie und ist damit Teil des anthropogenen Einflusses auf die Klimaerwärmung. Voreilige Entschlüsse zugunsten von Ersatzneubauten sollten daher vermieden werden, um den Einfluss auf die Umwelt gering zu halten. Die technischen und politischen Randbedingungen, welche den Entscheid in die bestmögliche Richtung lenken, sind sorgfältig abzuwägen und falsche Subventionsanreize sind zu vermeiden. Ein Rückblick in die Vergangenheit erlaubt es, einige interessante Zusammenhänge zu erkennen und Schlüsse für die Zukunft zu ziehen.

2 Blick in die Vergangenheit

Die Erhaltung unserer Brückeninfrastruktur hat eine lange Tradition, die sich in der Vergangenheit stetig verändert hat. Interessant ist die Entwicklung vor allem bei den Bahnbrücken, die aufgrund der langen Geschichte zum Teil über ein beachtliches Alter verfügen, siehe Bild 1. Die ältesten Bahnbrücken in der Schweiz, die noch in Betrieb sind, haben ein Alter von weit über einhundert Jahren erreicht und sind gegenüber heute für deutlich geringere Anforderungen bemessen worden. Damit die Nutzung dennoch stets gewährt werden konnte, mussten die Bauwerke kontinuierlich an die technischen Entwicklungen der Bahnfahrzeuge angepasst werden.

Die Mehrheit der Bahnbrücken sind als einfache Balken erstellt worden, wobei Beton-Verbundkonstruktionen eher für geringe Spannweiten und Stahlbrücken eher für große Spannweiten zur Anwendung kamen. Auch Gewölbe- und Rahmenbrücken wurden als Tragkonstruktion verwendet und fast ausschließ-

lich in Stein oder Beton ausgeführt. Eine Übersicht über die Brückentypen und deren Materialisierung ist in Bild 1 dargestellt.

Aufgrund der größeren Spannweiten und infolge des namhaften Anteils der Materialkosten an den Erstellungskosten wurden Stahlbrücken stets stark optimiert. Im Unterschied dazu wurden Bauwerke in Stein und Beton bei kleinen Spannweiten und auch für die Unterbauten von Stahlbrücken vorgesehen und durch den geringen Materialpreis robust konzipiert. Obwohl der wirtschaftliche Druck auch in der Vergangenheit groß war, wurden Bahnprojekte meist zukunftsgerichtet für einen möglichen späteren Ausbau geplant.

Einhergehend mit der Entwicklung der Bahnfahrzeuge wuchsen deren Gewicht und damit auch die Einwirkungen auf die Brücken stetig an. Besonders stark optimierte Stahlbrücken mussten deshalb bereits nach nicht allzu langer Nutzungsdauer verstärkt oder ersetzt werden. Wenn eine Verstärkung möglich war, kamen teilweise interessante Konzepte zur Anwendung, wie Bild 2 beispielhaft aufzeigt. Eine in der Schweiz oft praktizierte Lösung ist in Bild 2 links für die Linthkanalbrücke in Weesen ersichtlich. Die Stahlgitterträger dieser Brücke wurden (durch eine Überspannung) durch Ad-

dition eines Langerschen Balkens für die Nutzung mit schwereren Fahrzeugen ertüchtigt. Diese Form der Verstärkung kam sowohl als Druck- als auch als Zugbogen zur Anwendung, wie vergleichbare Beispiele auf der Gotthardstrecke zeigen. Beim äußerst filigranen Grandfey-Viadukt in Düdingen in Bild 2 rechts wurde der leichte Gitterträger hingegen feldweise durch Stahlbetonbogen unterstützt und vollständig in eine neue Betonstruktur integriert.

Wenn eine Verstärkung aus wirtschaftlichen oder technischen Gründen nicht möglich war, wurden Stahlbrücken oft ersetzt. Es gibt viele interessante Bauwerke, die diese Entwicklung zeigen. Besonders eindrücklich ist der stetige

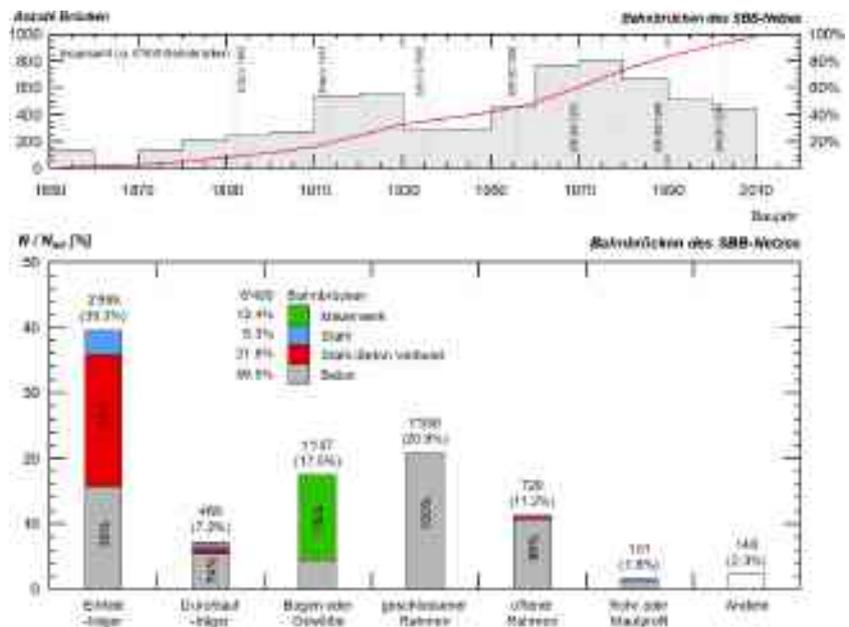


Bild 1 Bahnbrücken im Netz der SBB (Schweizerische Bundesbahnen)
Grafiken: Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH



Bild 2 Verstärkung leichter Stahlbrücken; links: Linthbrücke bei Weesen (1859–1969), verstärkt mit einem Stabbogen 1896/97; rechts: Grandfey-Viadukt (1862) in Düdingen, Umbau 1926–1927

Fotos: Foto-Service SBB (links), ETH-Bibliothek Zürich, Bildarchiv / Fotograf: Unbekannt / Hs_1085-1925-27-1-10 / Public Domain Mark (rechts)



Bild 3 «Eingleisige Aarebrücke in Brugg der Nordostbahn 1873–1875» (links) und «Umbau und Doppelspurausbau Aarebrücke in Brugg der SBB vormals NOB 1904–1905» (rechts)

Fotos: Foto-Service SBB

Wandel am Beispiel der Aarebrücke der NOB (Nordostbahn, heute Teil der SBB) in Brugg erkennbar. Dieses Bauwerk wurde in den Jahren 1873 bis 1875 erstellt. Obwohl die Linie einspurig geplant war, wurde der Unterbau robust und bereits für den Doppelspurausbau ausgelegt. Der Überbau wurde demgegenüber als optimierter Pauliträger gestaltet und verfügte kaum über Tragreserven, siehe Bild 3 links. Dank seiner Leichtigkeit und dem schönen Erscheinungsbild wurde die Brücke noch vor ihrem Ersatz als schönste Eisenbahnbrücke der Schweiz gelobt.

Knapp 25 Jahre nach dem Bau wurde die NOB, wie die meisten anderen Privatbahnen der Schweiz, verstaatlicht und zur SBB zusammengefasst. Mit den danach folgenden Streckenausbauten wurde auch der Doppelspurausbau der Linie Brugg–Frick vorangetrieben. Wie sich zeigte, war eine Ertüchtigung des bestehenden Pauliträgers nicht mehr effizient realisierbar. Nach intensiven Diskussionen, bei welchen auch ein Komplettersatz durch einen Steinviadukt in Erwägung gezogen wurde, fiel der Variantenentscheid zugunsten eines Neubaus in Stahl, siehe Bild 3 rechts. Diese Konstruktion hatte den Vorteil, dass der Unterbau, welcher auf das Eigengewicht einer Stahlbrücke ausgelegt war, ohne Anpassungen weiterverwendet werden konnte. Dies führte, trotz des geringen Preisunterschieds zwischen den beiden Varianten, zu Diskussionen in der Fachpresse. Es wurde vom Oberingenieur R. Moser der SBB detailliert aufgezeigt, dass für einen Ersatzbau in Mauerwerk mit einer großen zentralen Spannweite von 55 m vergleichbare Baukosten wie für den Ersatz des Oberbaus in Stahl resultieren würden. Aufgrund seiner Erfahrung vertrat Moser zudem die Auffassung, dass Mauerwerksviadukte robuster seien und

daher bevorzugt werden sollten. Dennoch fiel die Entscheidung des Verwaltungsrats der SBB schließlich zugunsten des Ersatzes des Überbaus in Stahl, da die Kostenschätzung für den Steinviadukt als zu optimistisch beurteilt wurde [2].

In den 1980er Jahren zeigte die erneute Überprüfung des Bauwerks, dass die Fachwerke den höheren Anforderungen durch die zunehmende Verkehrsbelastung nicht mehr gewachsen waren. Eine Verstärkung des Überbaus wurde unter anderem aus Lärmschutzgründen verworfen und der Ersatz des Überbaus als durchlaufender, doppelspuriger Stahlbetonhohlkastenträger wurde favorisiert. Aufgrund des maßgeblich höheren Eigengewichts des neuen Trägers mit Schotterbett, musste der Unterbau inklusive der Fundamente aufwendig verstärkt werden.

Rückblickend kann das damalige Konzept kritisch hinterfragt werden, denn mit einem leichteren Überbau wären die Maßnahmen am Unterbau vermutlich deutlich geringer ausgefallen. Dennoch ist dieser Lösung zugute zu halten, dass der Unterbau mit entsprechendem Aufwand erhalten wurde. Hätte man im Jahr 1904 der Steinvariante den Vorzug gegeben, hätte ein erneuter Ersatz des Überbaus wohl vermieden werden können.

Beim Blick auf die Geschichte der Straßenbrücken zeigt sich, dass sich die Fahrzeuge sowohl geometrisch als auch in ihrem Gewicht deutlich stärker gewandelt haben. Dies führte dazu, dass die Trassierung vieler Straßen angepasst und viele Brücken im Laufe der Zeit ersetzt werden mussten. Im Unterschied zur Bahn war die Entwicklung des Straßenverkehrs weniger gut vorhersehbar, was Vorinvestitionen für einen spä-

teren Ausbau der Brückenobjekte erschwerte. Dies zeigte sich eindrücklich beim Bau der ersten Abschnitte der Nationalstraße. Durch das rasch anwachsende Verkehrsaufkommen und die unerwarteten Schadensmechanismen mit der Einführung der Schwarzräumung ergaben sich Schwierigkeiten im Zusammenhang mit dem notwendigen Brückenunterhalt. Bereits nach kurzer Zeit mussten deshalb Instandsetzungs- und Verstärkungsprojekte ins Auge gefasst werden. Bei der Elmenrütibrücke an der Gotthardnordrampe drängte sich nach nur zwölf Jahren Betrieb ein Ersatz des Überbaus auf. Dies führte zu einer intensiven politischen Debatte, die eine robustere Auslegung des Straßennetzes und insbesondere der Infrastrukturbauten zur Folge hatte. Auf Brücken ohne Standspur, welche aus betrieblicher Sicht kaum unterhalten werden konnten, wurde im Anschluss verzichtet und die Anforderungen an den Straßenquerschnitt wurden mit Vision in die Zukunft festgelegt.

Außerdem wurden aus dem Fonds der Treibstoffabgabe Mittel für die Straßen- und Infrastrukturforschung bereitgestellt. Im Jahr 1987 konstituierte das Bundesamt für Strassen in der Folge eine Arbeitsgruppe [4], die sich speziell dem Thema der Brücken- und Brückenunterhaltsforschung widmete. Seit Beginn wurden durch diese Arbeitsgruppe unzählige For-

schungsprojekte ausgelöst und begleitet. Die Resultate aus diesen Arbeiten haben sowohl den Brückenneubau als auch den Brückenerhalt stark beeinflusst und verbessert.

Aus den geschilderten Beispielen lässt sich leicht erkennen, dass sich die Lebensdauer von Brücken, die mit einem Vorhaltemaß für zukünftige Entwicklungen konzipiert wurden, verlängert. Unter Voraussetzung eines sorgfältigen Unterhalts können spätere Verstärkungsmaßnahmen Brücken auch für veränderte Nutzung tauglich machen. Da zunehmend am Bestand weitergebaut werden muss, gewinnen Entwicklungen in den Sparten der Bauwerkserhaltung und -verstärkung an Bedeutung. Es sind bewährte und neue Konzepte gefragt, die die Weiternutzung des Bestands auf wirtschaftliche und nachhaltige, ressourcenschonende Weise gewährleisten. Dafür müssen diese Themen sowohl in der Lehre als auch in der Forschung ein genügendes Gewicht haben.

3 Blick in die Gegenwart

Bei der Instandsetzung älterer Bauwerke sind neben dem Substanzerhalt oft auch Verstärkungsmaßnahmen und gegebenenfalls Erweiterungen erforderlich. Nicht selten ist die bestehende Bausubstanz nur bedingt für einen



Bild 4 Verbreiterung und Verstärkung der Punt Reno di Lei im Aversertal

Foto: Armand Fürst



Bild 5 Brückenersatz über den Oberwasserkanal des Laufkraftwerks Niedergösgen; links: Kanalbrücke von 1915, rechts: 2012 ersetzter Überbau
Fotos: Armand Fürst (links), Matthias Frei (rechts)

Spurausbau oder eine maßgebliche Lasterhöhung geeignet und ein Ersatz muss in Erwägung gezogen werden. Es lohnt sich jedoch, in jedem Fall zu prüfen, ob mit geschickten Eingriffen eine Weiterverwendung der bestehenden Substanz gelingt.

Eine Wiederverwendung bei minimalem Eingriff ins Tragwerk gelang bei der Punt Reno di Lei im Aversertal im Kanton Graubünden [1], Bild 4. Die ursprünglich für 28 t Verkehr geplante Brücke sollte von 5,4 m auf 6,5 m verbreitert und für Verkehrslasten der neusten Normengeneration (44 t) ausgelegt werden. Aufgrund der historischen Bedeutung und der schwierigen topografischen Lage war es notwendig, die Brücke zu erhalten. Damit dies erreicht werden konnte, wurden in enger Zusammenarbeit mit den Behörden umfangreiche Vorabklärungen und Variantenstudien durchgeführt, die letztlich in das favorisierte Konzept mündeten. Ausgehend von den umfangreichen Schäden am Tragwerk durch den starken Taumittleinsatz wurde eine Lösung entwickelt, welche sowohl die Schadensursachen behob als auch eine maßgebliche Verstärkung der Tragkonstruktion bewirkte. Mit dem Aufheben der Dilatationsfugen über den Kämpferstützen wurde neben der Wasserdichtigkeit auch eine Stabilisierung des Bogens erreicht, womit die Knicklänge des Bogens reduziert und die Traglast erhöht werden konnten. Der verbreiterte Fahrbanträger wurde durch eine externe Vorspannung und eine zusätzliche, geklebte Bewehrung verstärkt und talseitig in Längsrichtung durch eine elastische Lagerung gehalten. Dank dieser begrenzten Eingriffe gelang es, die gestellten Anforderungen zu erfüllen, und die Brücke kann ohne Beeinträchtigung des Erscheinungsbilds den neuen Anforderungen gerecht werden. Zudem resultierte ein wirtschaftliches Konzept unter Weiterverwendung von beinahe der gesamten vorhandenen Bausubstanz.

Nicht immer gelingt es, die bestehende Bausubstanz zu erhalten, wie das Beispiel einer Brücke aus dem Jahr 1915 zeigt, welche im Zusammenhang mit dem Laufkraftwerk Niedergösgen [5] über dessen Oberwasserkanal erstellt wurde. Durch die begrenzte Traglast, die geringe Fahrbahnbreite und den schlechten baulichen Zustand war ein Umbau auf die heutigen Bedürfnisse nicht mehr sinnvoll, weshalb ein Komplettersatz ins Auge gefasst wurde. Da die Planung des Ersatzes durch die in den bestehenden Erddamm eingebetteten Widerlager nicht einfach war und gleichzeitig ein gestalterisch überzeugendes Ersatzbauwerk realisiert werden sollte, wurde ein Wettbewerb ausgeschrieben. Entgegen den Erwartungen zeigte sich im Wettbewerb, dass die bestehenden Widerlagerbauwerke dank ihrer massiven Ausführung wiederverwendbar waren und dadurch Eingriffe in den Damm und damit verbundene erdbautechnische Risiken vermieden werden konnten. Mit der Integration der Flügelmauern in das deutlich breitere Widerlagerbauwerk gelang eine technisch interessante und auch gestalterisch überzeugende Lösung, wie Bild 5 zeigt.

Besonders robuste Konstruktionen, wie zum Beispiel Mauerwerksviadukte, können mit geschickten Eingriffen eine Lebensdauer von weit über 100 Jahre erreichen. Ein interessantes Beispiel dafür ist der Doppelspurausbau des Saaneviadukts der BLS in Gümmenen, dessen innovatives Ausbaukonzept im Rahmen eines Wettbewerbs gefunden wurde. Die beiden Mauerwerksabschnitte dieses im Jahr 1903 in Betrieb gegangenen dreiteiligen Viadukts konnten unter vollständiger Erhaltung des bestehenden Mauerwerks mittels eines aufgesetzten, seitlich auskragenden Schottertrog auf zwei Spuren verbreitert werden. Dies war dank dem sorgfältig konzipierten Schottertrog, welcher die Tragsicherheitsdefizite des



Bild 6 Doppelspurausbau des BLS Saaneviadukts in Gümmenen

Foto: Armand Fürst

unterhalb liegenden Mauerwerks in Funktion als Verstärkungsträger ausglich, ohne Maßnahmen am Mauerwerk möglich. Demgegenüber war ein Ersatz des leichten Fachwerks, welches die beiden Mauerwerksabschnitte beidseits der Saane verbindet, aufgrund der exakt auf den Einspurbetrieb ausgelegten Widerstände unumgänglich [6]. Dieser Abschnitt wurde mit einem neuen Fachwerkverbundträger auf Doppelspur ausgebaut. Dank der großzügigen Auslegung der bestehenden Mauerwerkspfeiler konnten die Widerlager trotz des markant höheren Gewichts der neuen Fachwerkstruktur ohne Verstärkung am Mauerwerk erhalten werden. Dieses Beispiel zeigt eindrücklich, dass sich immanente Reserven positiv auf die Lebensdauer auswirken, sei es im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit oder sei es im Hinblick auf das Potential für Nutzungsänderungen. Die Nutzungsdauer der robusten Natursteinviadukte wurde bei Verdoppelung der Kapazität um 80 Jahre verlängert, womit die geplante Lebensdauer rund 200 Jahre erreichen sollte, siehe Bild 6.

Wie sich aus den Beispielen erkennen lässt, ist die Prüfung der Weiterverwendung der bestehenden Substanz im Brückenunterhalt immer sinnvoll und bietet nicht selten bautechnische und auch wirtschaftliche Vorteile. Mit der Entwicklung von innovativen Konzepten können auch heute technisch und gestalterisch über-

zeugende Verstärkungen bestehender Brücken vorgenommen werden oder Bausubstanz kann bei einem Teilersatz erhalten werden. Damit entsprechende Lösungen erdacht werden können, braucht es ausreichend Zeit, um sich vertieft mit dem Bauwerk auseinander zu setzen. Dies ist mit entsprechenden Planungskosten verbunden, die nicht als Akkordleistung verstanden werden können, da das Ergebnis der Arbeit nicht von vornherein klar definiert ist. Ein enges finanzielles Korsett in der Frühphase der Planung ist selten förderlich und kann dazu führen, dass die Variantenwahl nicht optimal ist. Im Hinblick auf die Förderung von Innovation ist der Planungswettbewerb ein probates Mittel und sollte nicht nur beim Neubau, sondern auch beim Unterhalt zur Anwendung kommen. Dies könnte den Umgang mit dem Bestand in eine Richtung lenken, die effizienter und nachhaltiger ist.

4 Blick in die Zukunft

Wie die illustrierten Beispiele zeigen, ist der Substanzerhalt von Ingenieurbauten eine komplexe und anspruchsvolle Aufgabe, die eine vertiefte Auseinandersetzung mit einem Objekt erforderlich macht, zu welchem die Kenntnisse meist lückenhaft sind. Es ist unabdingbar, sich mit der Baugeschichte und dem Zustand der Objekte auseinanderzusetzen. Eine gute

Übersicht über die geschichtliche Entwicklung der Bauweisen, die Schadensmechanismen an den Bauwerken und umfangreiche Kenntnis hinsichtlich der Methoden der Zustandserfassung und der Instandsetzung sind dafür äußerst hilfreich. Die Bedeutung dieser Themen ist erkannt und viele Bereiche sind Gegenstand der Forschung. Die Vermittlung dieser Aspekte und der Forschungsergebnisse sollten an den Hochschulen künftig ein größeres Gewicht erhalten. Auch Lehrveranstaltungen zur Geschichte im Ingenieurbau wären wünschenswert, damit es dem Nachwuchs leichter fällt, sich mit den Themen des Substanzerhalts zu beschäftigen, denn dies ist die Kernaufgabe, die in Zukunft anstehen wird.

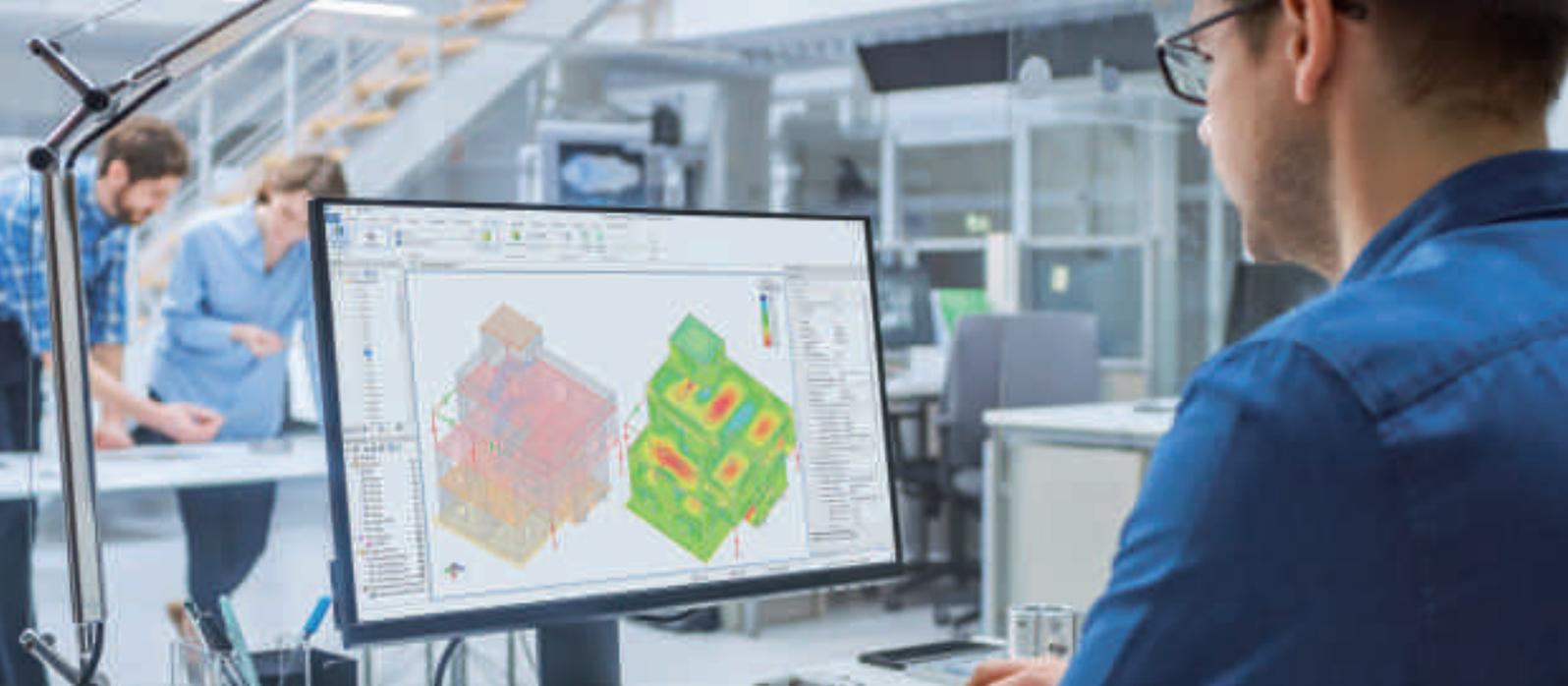
Die anfangs beschriebenen Herausforderungen im Umgang mit der bestehenden Bausubstanz bedingen ein differenziertes Abwägen, wann erhalten und wann ersetzt werden muss. Im Hinblick auf die Schonung der Ressourcen sollte vermehrt versucht werden, den Bestand möglichst lange zu erhalten, denn die Infrastruktur stellt ein riesiges Reservoir an grauer Energie dar. Wie die Beispiele aus der Vergangenheit zeigen, sind Lösungen für das Weiterbauen im Bestand vorhanden. Dennoch kommt es oft zum Ersatz bestehender Brücken, da die vorhandenen Konzepte für das Erweitern oder Verstärken nicht zielführend und nicht wirtschaftlich sind. Mit Blick auf die Nachhaltigkeit sind deshalb weitere Bestrebungen zu unternehmen und weitere Forschungstätigkeit ist nötig. Innovative Verstärkungskonzepte, aber auch Lösungen für das Recycling von ersetzten Bauteilen sind zu entwickeln, damit sich die Nachhaltigkeit verbessert und in letzter Konsequenz auch die Klimaziele erreichbar sind.

Am Schluss sind es jedoch nicht allein die Lehre und die Forschung, die zu einem nachhaltigen Umgang mit der bestehenden Bausubstanz führen können. Die Maßnahmen für den Erhalt und die Verstärkung bestehender Brücken müssen auch sorgfältig geplant werden. Besonders in der Konzeptphase ist eine vertiefte Auseinandersetzung mit dem Bestand unerlässlich, wofür zum einen eine gewissenhafte Erfassung des Zustands und Innovation bei der Festlegung adäquater Maßnahmen erforderlich sind. Dafür muss ausreichend Zeit zur Verfügung stehen, weshalb seitens der Infrastrukturbetreiberin die notwendigen Maßnahmen antizipiert und die Planung frühzeitig in Angriff genommen werden muss. Es sollte beachtet werden, dass ein vorteilhaftes Konzept große Hebelwirkung auf die Realisie-

rungskosten haben kann und deshalb ausreichend Planungszeit in der Frühphase des Projekts vorzusehen ist. Ein unangemessener Kostendruck auf die Planung ist besonders in der Konzeptphase nicht zielführend. Anstelle einer Honorarkonkurrenz sollte in Zukunft geprüft werden, ob der Planungswettbewerb nicht auch für die Bauwerkserhaltung zielführend sein kann. In der Schweiz wurden diesbezüglich bereits mehrere positive Erfahrungen gemacht, wie der Wettbewerb für den Doppelspurausbau des Saaneviadukts in Gümmenen beispielhaft zeigt.

Literatur

- [1] Laffranchi, M.; Fürst, A.: *Renforcer, transformer et pourtant maintenir – quelques exemples sur le destin d’ouvrages d’art en béton armé. La sauvegarde des grandes œuvres de l’ingénierie du XXe siècle. Cahiers du TSAM. Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 2016, S. 108–125.*
- [2] Die neue Eisenbahnbrücke in Brugg. *Schweizerische Bauzeitung* (1903), Bd. XLI, S. 154–156 sowie Bd. XLII, S. 38–39.
- [3] Fürst, A.: *Substanzerhalt von Bauwerken – ein Ingenieurbeitrag zur Nachhaltigkeit von Tragwerksplanenden.* In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): *Ingenieurbaukunst 2023 – Made in Germany*, Berlin: Ernst & Sohn, 2022, S. 160–166.
- [4] Donzel, M.: *Einführung zur Tagung, Erhaltung von Brücken.* In: SIA (Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Hrsg.): *Dokumentation SIA D099*, Zürich, 1993, S. 9–15.
- [5] *Die Wasserkraftanlage Gösgen.* Sonderdruck aus *SBZ Schweizerische Bauzeitung* (1920) Bd. LXXV, 55 S.
- [6] Somaini, D.; Fürst, A.: *Die neue Saanequerung: Modernes Stahlfachwerk für historischen Eisenbahnviadukt.* *Stahlbau* 89 (2020) 7, S. 622–627.



Mehr als Brückenbau

RIB - Ihr Engineering-Desktop für Planung, Bemessung, Prüfung, Nachrechnung, Ertüchtigung

Ihre Aufgaben werden immer anspruchsvoller. RIB Software für Tragwerksplaner bietet Lösungen. Wie bessere Durchgängigkeit für digitale Modelle im BIM-Prozess, wie hybride Modelle mit einem Materialmix oder wie komplexe Lastbilder und aufwändige Beanspruchungskombinationen für anspruchsvolle Nachweise nach nationalen und internationalen Regelwerken.

- Validierte und kontinuierlich qualitätsgesicherte Anwendungen
- Technologisch führend z.B. bei integralen Brückenbauten, GFK-/SAS-Bewehrung, Bemessung für dicke Bauteile, Fließböden u.v.m.
- Software aus einer Hand, weltweit und zuverlässig in statischen Berechnungen und deren Prüfung
- Durchgängige Modelle im BIM-Prozess wie z.B. Transfer von Analysemodellen für Bauteile oder Bauwerk

Hochbau, Grundbau, Finite Elemente, Brückenbau, Schalung/Bewehrung, FEM/BIM
Gerne beraten wir Sie persönlich!

+49 711 7873-157

tragwerksplanung@rib-software.com

www.rib-software.com/tragwerksplanung



Wetterfester Baustahl im Stahl- und Verbundbrückenbau – die neue DAST-Richtlinie 007

Prof. Dr.-Ing. Dieter Ungermann¹, Peter Hatke M.Sc.¹,
Dipl.-Ing. (FH), SFI Peter Lebelt², Dr.-Ing. Susanne Friedrich²

Kurzfassung

Wetterfester Baustahl zeichnet sich im Vergleich zu unlegiertem Baustahl durch einen höheren Widerstand gegen atmosphärische Korrosion aus. Bei gleichen mechanischen Werkstoffeigenschaften ermöglicht der unbeschichtete Einsatz des wetterfesten Baustahls aufgrund der korrosionshemmenden Deckschicht wesentliche ökologische und wirtschaftliche Vorteile gegenüber unlegiertem Baustahl mit einer zusätzlichen Korrosionsschutzbeschichtung. Gleichwohl sind für den dauerhaften Einsatz neben geeigneten Umgebungsbedingungen vor allem korrosionsschutzgerechte Konstruktionsregeln zu beachten, die auf Basis neuer Forschungserkenntnisse zu einer Aktualisierung der DAST-Richtlinie 007 [1] geführt haben.

1 Allgemeines

1.1 Zeitliche Entwicklung und Beispiele

Die Entwicklung der ersten wetterfesten Stähle begann Ende der 1920er Jahre in Deutschland und den USA zunächst für den Einsatz im Eisenbahnbau [2]. Im Bauwesen erfolgten die ersten Anwendungen wetterfester Baustähle ohne zusätzliche Korrosionsschutzbeschichtung ab den 1960er Jahren in den USA und kurz darauf auch in Deutschland [2]. Sie umfassten neben Fassaden, Masten, Behältern und Hochbauten vor allem Brückenbauwerke [2]. Allerdings traten in vielen Ländern schon nach wenigen Jahren Mängel und Schäden an einigen Brücken aus unbeschichtetem wetterfestem Baustahl auf [2]. Die Ursache dafür wurde zunächst fälschlicherweise dem Werkstoff selbst zugeschrieben, wodurch die Anwendung ab 1978 nur noch mit einer Zustimmung im Einzelfall zulässig war und 1979 die neue Richtlinie

007 [3] des Deutschen Ausschusses für Stahlbau (DAST) erschien [4]. Einige erfahrene Anwenderinnen und Anwender erkannten jedoch die wahren Gründe für die Schäden und bewahrten den wetterfesten Baustahl so vor der kompletten Verdrängung [4]. Nicht der Werkstoff selber führte zu den Schäden, es war vielmehr die Missachtung seiner speziellen Eigenschaften, die in schlechten Konstruktionen und unsachgemäßen Anwendungen resultierte [4]. Basierend auf diesen praktischen Erfahrungen und weiterführenden Forschungsvorhaben wurde 1993 in Deutschland die komplett überarbeitete Neuauflage der DAST-Richtlinie 007 [5] eingeführt [2]. Neu hinzu kamen vor allem einfach umzusetzende Konstruktionsdetails zur korrosionsschutzgerechten Gestaltung von Brücken aus wetterfestem Baustahl sowie eine optimierte Messung der Wanddicken mittels Ultraschall [2]. Eine Zustimmung im Einzelfall war von nun an nicht mehr erforderlich und der wetterfeste Baustahl konnte sicher angewendet werden [2].

Während die Anwendung wetterfester Baustähle in vielen anderen Ländern wieder zunahm und immer weiter steigt, blieb es in Deutschland bis heute bei nur vereinzelt Bauwerken. Dabei birgt der zulässige Verzicht auf ein aufwändiges Beschichtungssystem klare ökologische und wirtschaftliche Vorteile, während die zusätzlichen Konstruktionsanforderungen nicht wesentlich mehr Aufwand erfordern als jene beschichteter Bauwerke [6]. Selbst unter Berücksichtigung der geringfügig höheren Materialkosten durch die benötigten Legierungselemente und Dickenzuschläge liegen die Lebenszykluskosten von Brücken aus wetterfestem Baustahl in vielen Fällen immer noch klar unterhalb derer organisch beschichteter Konstruktionen [6], [7].

Bild 1 zeigt eine wartungsarme Verbundbrücke aus wetterfestem Baustahl über eine Bahn-

¹ Technische Universität Dortmund, Lehrstuhl Stahlbau

² Institut für Korrosionsschutz Dresden GmbH, Dresden



Bild 1 Verbundbrücke aus wetterfestem Baustahl über eine Bahntrasse und Straße in Dortmund, Baujahr 1990 (Foto 2022) © Peter Hatke

trasse und eine Straße in Dortmund, gebaut 1990. Durch die Verwendung des wetterfesten Baustahls entfallen die wirtschaftlichen und ökologischen Belastungen aus der mehrfachen Erneuerung einer alternativen Korrosionsschutzbeschichtung über die Lebensdauer des Bauwerks samt notwendiger Sperrpausen und

Beeinträchtigungen der darunter liegenden Infrastruktur. Insbesondere der Entfall von Verkehrseinschränkungen bei Kreuzungsbauwerken durch die Verwendung des wartungsfreien wetterfesten Baustahls ist ein entscheidender Aspekt zum Einsatz dieses Werkstoffes. Gleichzeitig fügt sich die natürliche Ästhetik der dunkelbraunen Deckschicht deutlich harmonischer in die Umgebung ein als die regelmäßig zu erneuernde, hellgrüne Beschichtung der Stahlbrücke im Hintergrund.

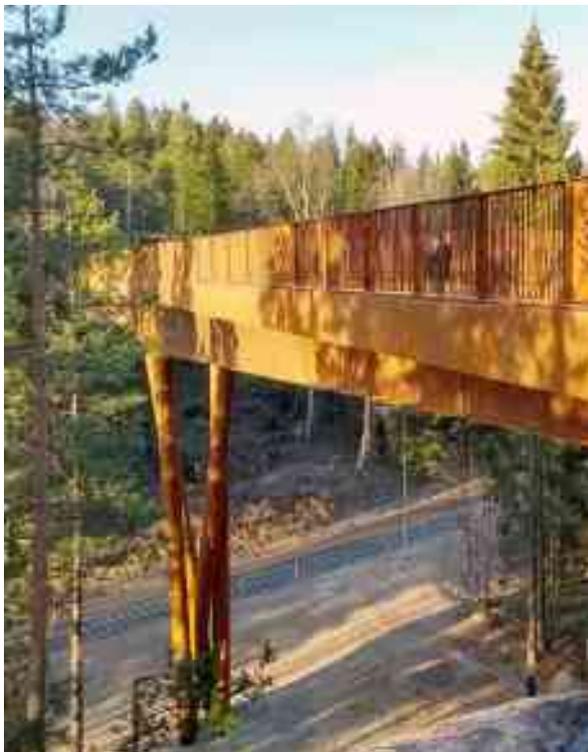


Bild 2 Fußgängerbrücke in Kuusijärvi, Vantaa, Finnland, Baujahr 2019 (Foto 2020) © Finnish Constructional Steelwork Association FCSA/Teräsrakenneyhdistys

Ein weiteres Beispiel für die zeitgemäße Anwendung des wetterfesten Baustahls ist die Fußgängerbrücke in Kuusijärvi, Vantaa, Finnland. Sie wurde 2019 erbaut und besteht, bis auf die Gründung, komplett aus wetterfestem Baustahl. Die Brücke mit einer Gesamtspannweite von 126 m fügt sich optimal in die natürliche Umgebung ein. Bild 2 zeigt die Brücke kurz nach deren Fertigstellung mit einer noch vergleichsweise hellen, da jungen, oxidischen Deckschicht, die mit zunehmendem Alter dunkler wird.

1.2 Neueste Forschungen und Publikationen

Mit dem Ziel, den Einsatz des wetterfesten Baustahls im Stahl- und Verbundbrückenbau weiter zu optimieren, wurde zwischen 2016 und 2020 das interdisziplinäre Forschungsprojekt FOSTA P1200 (IGF 18655 BG) „Innovationen zum optimalen Einsatz des wetterfesten Baustahls im Stahl- und Verbundbrückenbau“ [8]

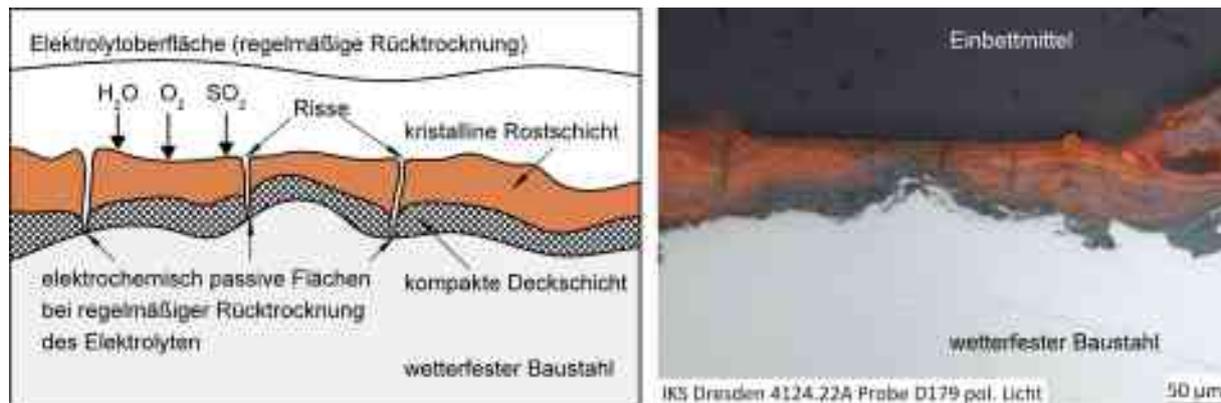


Bild 3 Aufbau der oxidischen Deckschicht schematisch (links) und im Querschliff nach fünf Jahren natürlicher Freibewitterung auf dem Wetterstand (rechts) © Peter Hatke und IKS Dresden GmbH

am Lehrstuhl Stahlbau und dem Fachgebiet Werkstoffprüftechnik der TU Dortmund sowie der Institut für Korrosionsschutz Dresden GmbH durchgeführt.

Der erste Forschungsschwerpunkt bestand in aktuellen Analysen zur Bildung der korrosionshemmenden Deckschicht in der heutigen Atmosphäre, deren Schadstoffbelastung sich im Vergleich zur Atmosphäre der 1990er Jahre deutlich verändert hat [8]. Um die Prüfung von Brücken aus wetterfestem Stahl zu erleichtern, erfolgte im zweiten Forschungsschwerpunkt die Qualifizierung und Verifizierung zweier geometrieunabhängiger und zerstörungsfreier Messtechniken zur Rissdetektion unterhalb der kompakten Deckschicht [8]. Der dritte Schwerpunkt zielte auf die Optimierung der Haftreibungszahlen gleitfest vorgespannter Verbindungen von wetterfestem Baustahl unter Verzicht auf die zusätzliche gleitfeste Beschichtung ab, die noch in der DAST-Richtlinie 007 von 1993 [5] gefordert wurde [8].

Im Anschluss an das Forschungsprojekt folgte neben mehreren nationalen Publikationen (u. a. [9]) 2021 auch die Veröffentlichung einer neuen europäischen Anwendungsbroschüre mit dem Titel „*European design guide for the use of weathering steel in bridge construction*“ [6] im Auftrag der *European Convention for Constructional Steelwork* (ECCS). Die vielfältigen neuen Erkenntnisse führten gemeinsam mit der Einführung neuer höherfester wetterfester Baustähle zu der Notwendigkeit, die inzwischen 30 Jahre alte DAST-Richtlinie 007 [5] zu aktualisieren und grundlegend zu überarbeiten. Dieser Artikel stellt die Grundsätze zur Anwendung wetterfester Baustähle im Stahl- und Verbundbrückenbau auf Basis der neuen DAST-Richtlinie 007 [1] sowie der aktuellsten Forschungsergebnisse vor.

2 Wetterfestigkeit und Abrostungsverhalten

2.1 Wetterfestigkeit (Deckschichtbildung)

Wetterfeste Baustähle besitzen aufgrund ihrer chemischen Zusammensetzung einen erhöhten Widerstand gegen atmosphärische Korrosion im Vergleich zu unlegierten Stählen. Auf der Oberfläche wetterfester Baustähle bildet sich unter dem Einfluss der natürlichen Bewitterung eine oxidische Deckschicht aus, die die Oberfläche schützt und den üblichen Korrosionsvorgang verlangsamt, siehe Bild 3. Aus diesem Grund ist der Einsatz von wetterfestem Baustahl ohne einen zusätzlichen Korrosionsschutz in den allermeisten Umgebungsbedingungen zulässig. Die Bildung und Schutzwirkung der Deckschicht hängen, neben den witterungs- und umgebungsbedingten Korrosionsbelastungen, primär von der konstruktiven Gestaltung der Bauteile ab, siehe Abschnitt 5. Oberste Prämisse dabei ist die Vermeidung von Dauerfeuchte auf der Oberfläche des wetterfesten Baustahls anhand entsprechender konstruktiver Maßnahmen. Der Elektrolyt – in der Regel Regen- oder Kondenswasser – muss regelmäßig abtrocknen können, damit die unvermeidlichen Risse in der oxidischen Deckschicht elektrochemisch passiv bleiben und die Deckschicht ihre korrosionshemmende Eigenschaft behält.

2.2 Abrostungsverhalten und Abrostungszuschläge

Der Begriff Abrostung beschreibt den Dickenverlust des Grundmaterials infolge der Deckschichtbildung sowie der dadurch verlangsamtten Korrosion. Die Abrostungsge-

Tabelle 1 Abrostungszuschläge in mm je bewitterter Seite [1]

Nutzungsdauer 100 Jahre	Korrosivitätskategorie ¹⁾				
	C1 unbedeutend	C2 gering	C3 mäßig	C4 stark	ab C5 sehr stark
Abrostungszuschlag in mm je bewitterter Seite	0	0,8	1,0	1,5	Verwendung nicht zulässig
¹⁾ Beispiele für typische Umgebungen der jeweiligen Korrosivitätskategorien: C2 gering: Im Freien z. B. ländliche Gebiete, kleine Städte; Innen z. B. Lager, Sporthallen C3 mäßig: Im Freien z. B. Stadtgebiete, Küstenbereiche mit geringen Ablagerungen von Chloriden; Innen z. B. Anlagen zur Lebensmittelherstellung, Wäschereien, Brauereien, Molkereien C4 stark: Im Freien z. B. Stadtgebiete mit Luftverunreinigungen, Industriegebiete, Küstenbereiche; Innen z. B. Industrieanlagen, Schwimmbäder (siehe auch DIN EN ISO 9223 [10] und DIN EN ISO 12944-2 [11])					

schwindigkeit nimmt mit zunehmender Auslagerungszeit ab, ein vollständiger Stillstand des Korrosionsvorganges tritt aber auch nach Abschluss der Deckschichtbildung nicht ein. Jedoch bietet die ausgebildete Deckschicht in der Regel ausreichend Schutz gegen atmosphärische Korrosion bei Bewitterung in Industrie-, Stadt- und Landatmosphäre. Die sonst erforderliche Korrosionsschutzbeschichtung kann entfallen.

Da die kontrollierte Abrostung zu einem kalkulierbaren Dickenverlust des Grundmaterials führt, ist für jede bewitterte Oberfläche in Abhängigkeit von der Nutzungsdauer und der Korrosivitätskategorie eine Dickenminderung bzw. ein Abrostungszuschlag entsprechend Tabelle 1 zu berücksichtigen. Die Korrosivitätskategorie am Einsatzort kann gemäß DIN EN ISO 9223 [10] über den Abgleich mit den darin angegebenen Beispielen oder durch Auslagerung von Standardproben bestimmt werden.

Die Korrosionsbelastung von Stahlkonstruktionen hängt in natürlicher Atmosphäre primär von der Anwesenheit eines Elektrolyten (z. B. Kondenswasser, Niederschlag, Spritzwasser), dem Angebot an Sauerstoff und der Temperatur ab. Des Weiteren wirken Salze, Schwefeldioxid und Staub zusätzlich korrosionsbeschleunigend.

In Deutschland und Europa wurde die Umweltbelastung in den vergangenen Jahr-

zehnten durch strengere gesetzliche Regulierung mit der Festlegung geringerer Emissionsgrenzwerte systematisch reduziert. Für Schwefeldioxid stellte das Umweltbundesamt in Deutschland bis zum Jahr 2020 eine deutliche Abnahme um 95,7 % der Emission in der Atmosphäre bezogen auf das Jahr 1990 fest [12]. Dadurch verringert sich die Korrosionsaktivität und damit auch die Korrosionsgeschwindigkeit.

Zur Untersuchung der aktuellen Korrosivität der Atmosphäre wurden im Mai 2011 Auslagerungstests mit standardisierten Korrosionsprobekörpern nach ISO 9226:1992 [13] an ausgewählten Straßenbrücken in Deutschland begonnen, vgl. [8], [14]. Die bisher ausgewertete, 5-jährige atmosphärische Korrosionsbelastung ergab an sechs untersuchten Brückenbauwerken in den inzwischen schwefeldioxidarmen Atmosphären eine deutliche Abnahme der Korrosionsgeschwindigkeit im Vergleich zum Jahr 1983. Die Verbesserung der Luftqualität führt zur Verringerung der Korrosionsbelastung. Dadurch wird bei der Korrosivitätskategorie heutzutage überwiegend C2 und C3 in Bereichen festgestellt, wo bisher Korrosivitätskategorien von C3 bis C4 dokumentiert worden sind. Die Korrosivitätskategorien C4 und C5 sind ebenfalls deutlich seltener geworden. Sie treten nur noch begrenzt im Einflussbereich von Chloriden auf, der in natürlicher Atmosphäre primär auf Küstengebiete oder eine signifikante Belastung mit Tausalzen und deren Sprühnebel beschränkt ist.

3 Produkte aus wetterfestem Baustahl

Wetterfeste Baustähle gibt es in allen im Brückenbau üblichen Erzeugnisformen. Flach- und Langerzeugnisse werden aus wetterfesten Baustählen entsprechend DIN EN 10025-5:2019 [15] in Stahlsorten zwischen S235J0W und S460J5W geliefert. Warmgefertigte und kaltgeformte geschweißte Hohlprofile sind aus wetterfesten Baustählen gemäß DIN EN 10210-3:2020 [16] bzw. DIN EN 10219-3:2020 [17] erhältlich.

Seit 2019 besitzen einige neu eingeführte Sorten wetterfester Baustähle gemäß DIN EN 10025-5:2019 [15] allerdings kein Pendant mehr bei den Feinkornbaustählen aus den Teilen -3 und -4. Um weiterhin eine Bemessung gemäß der gültigen Eurocodes sicherzustellen, gibt es aktuell deshalb teilweise zusätzliche Anforderungen an bestimmte wetterfeste Baustähle im Hinblick auf die Gütegruppen und Zähigkeit.

4 Bemessungsgrundlagen

4.1 Allgemeines

Wetterfeste Baustähle besitzen vergleichbare mechanische Eigenschaften wie unlegierte Baustähle. Die Bemessung und Konstruktion erfolgt uneingeschränkt mit den Regelwerken der DIN EN 1993 [18] bzw. DIN EN 1994 [19], für die Ausführung und Montage ist DIN EN 1090-2 [20] maßgebend. Die zulässige Abrostung bei der Verwendung in ungeschütztem Zustand ist bei den statischen Nachweisen zu berücksichtigen und kann der DASt-Richtlinie 007 [1] entnommen werden.

4.2 Ermüdung

Nicht vorwiegend ruhend beanspruchte Bauteile aus wetterfesten Baustählen dürfen vollumfänglich mit den geltenden Regelwerken für Baustähle (z. B. DIN EN 1993-1-9 [21]) bemessen werden. Infolge einer gering erhöhten Kerbwirkung der korrodierten Oberfläche sind lediglich die ungeschweißten, gewalzten und gepressten Erzeugnisse mit Kerbfällen ≥ 125 gemäß DIN EN 1993-1-9 [21]

(Tabelle 8.1) um einen Kerbfall abzumindern. Alle weiteren Kerbfälle für Normal- und Schubspannungen können ohne Abminderung verwendet werden.

4.3 Umgebungsbedingte Anwendungsgrenzen

Wie für andere Stahlwerkstoffe gibt es auch für unbeschichtete wetterfeste Baustähle unzulässige korrosive Umgebungsbedingungen, die die Bildung der schützenden Deckschicht be- oder verhindern können.

Ungeeignete Umgebungsbedingungen liegen vor, wenn Bauteile dauerhaft nass bzw. feucht sind oder eine sehr starke Korrosivität der Kategorie C5 gemäß DIN EN ISO 9223 [10] vorhanden ist oder überschritten wird. Dies tritt etwa bei sehr starker Luftverunreinigung oder signifikantem Einfluss von künstlichen oder natürlichen Chloriden auf. Deshalb schreibt die neue DASt-Richtlinie 007 [1] einen Mindestabstand von 1 km zu salzhaltigen Meeren vor. Außerdem gibt es Mindestanforderungen für den lichten Abstand zum Erdboden und zu Gewässern mit Süßwasser.

5 Korrosionsschutzgerechte Gestaltung

5.1 Hinweise zur Deckschichtbildung

Witterungs- und umgebungsbedingte Belastungen wirken sich unterschiedlich auf die Deckschichtbildung und Korrosion aus und hängen von der Klimazone, dem Makroklima und Mikroklima am Bauwerk ab. Sie beeinflussen auch die Farbe und Form der Deckschicht.

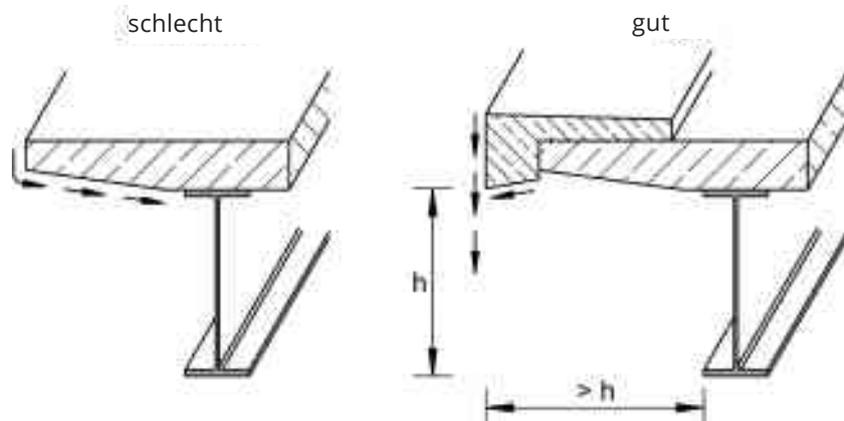


Bild 4 Tropfkanten und Überstände an den Kappen bzw. der Fahrbahnplatte © Peter Hatke, [1]

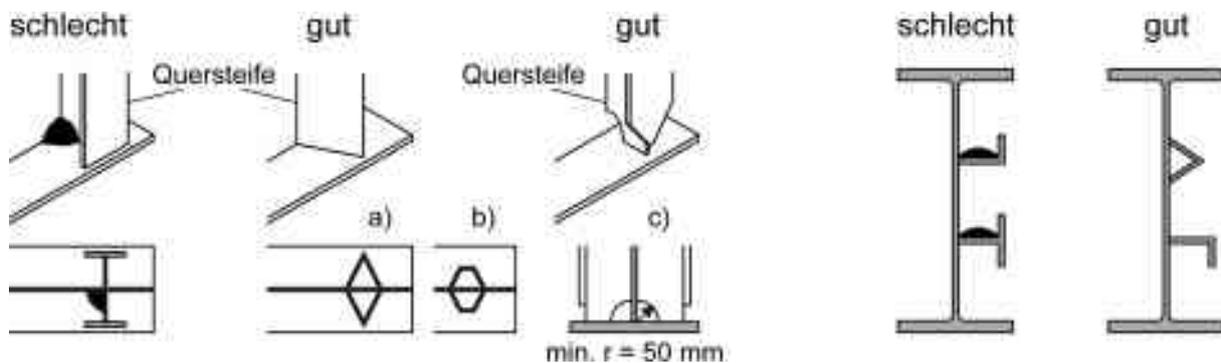


Bild 5 Ausbildung von Quer- und Längssteifen

© Peter Hatke, [1]

Für eine möglichst gleichmäßige natürliche Deckschichtbildung und Farbtonung sollten alle sichtbaren Oberflächen vor der Montage nach DIN EN 1090-2 [20] entzundert und gereinigt werden. Hierbei empfiehlt sich ein Oberflächenvorbereitungsgrad Sa 2 ½.

5.2 Korrosionsschutzgerechte Konstruktion

Bei der konstruktiven Gestaltung von Bauwerken aus wetterfestem Baustahl sind die Voraussetzungen dafür zu schaffen, dass sich die schützende Deckschicht auf dessen Oberfläche ungehindert bilden und bei Beschädigung erneuern kann.

Über allem steht die Vermeidung von Dauerfeuchte, die etwa in Form von Wassersäcken und Feuchtigkeitsnestern (Taschen, in denen sich Schmutz und Feuchtigkeit ansammeln können) sowie durch Kondenswasser oder infolge Kapillarwirkung auftreten kann. Zunächst sollte durch eine entsprechende Ausbildung von Fugen, ausreichende Randüberstände und Tropfkanten möglichst kein ablaufendes Wasser an die Stahlkonstruktion gelangen, siehe z. B. Bild 4. Weder Wasser noch anderweitige

Verschmutzungen dürfen sich irgendwo in der Konstruktion ansammeln. Daher ist neben ausreichendem Gefälle die Ausbildung von Kreuzungspunkten sowie Längs- und Quersteifen gemäß Bild 5 von entscheidender Bedeutung.

Die Stahlkonstruktion muss ausreichend belüftet sein, damit sowohl direkt auftretendes Wasser als auch indirekte Feuchtigkeit durch Kondensation möglichst schnell abtrocknen kann. Dazu sind ausreichende Abstände zwischen den Stahlbauteilen sowie zu Wänden, etwa am Widerlager gemäß Bild 6, vorzusehen.

Kontaktkorrosion bei leitenden Verbindungen mit elektrochemisch edleren oder unedleren Metallen ist entweder durch ein günstiges Flächenverhältnis oder eine dauerhafte Isolationschicht zu vermeiden.

Die Verschmutzung angrenzender Bauteile durch ablaufendes Wasser, das Rostpartikel von der Oberfläche der Deckschicht mitführt, ist unbedingt zu verhindern, da Rostfahnen mindestens einen deutlichen optischen Mangel darstellen. Am Widerlager kann dies durch geneigte Flächen und ein geeignetes Entwässerungssystem sichergestellt werden, siehe Bild 7. Auch Tropfkanten gemäß Bild 8 schützen Widerlager oder Stützen vor ablaufendem Wasser, sofern diese z. B. am Untergurt der Längsträger in einem ausreichenden Abstand vor den zu schützenden Bauteilen angebracht sind.

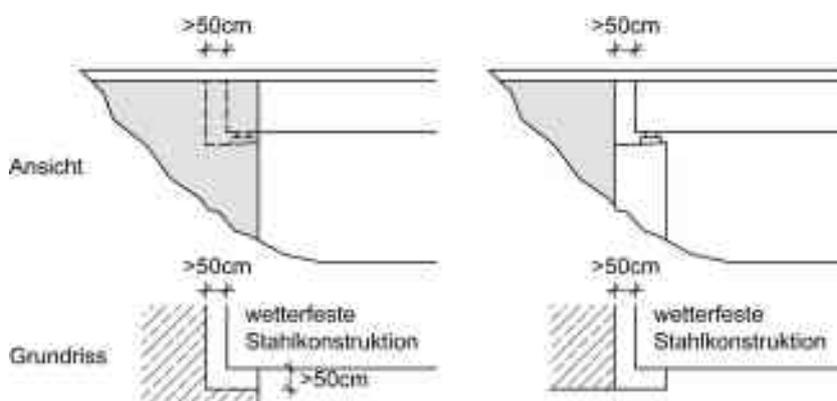


Bild 6 Empfohlene Abstände am Widerlager zur ausreichenden Belüftung

© Peter Hatke, [1]

Diese und weitere Vorgaben zur korrosionsschutzgerechten Gestaltung, z. B. auch zur Konstruktion von Hohlkästen und Entwässerungseinrichtungen, enthält Anhang 2 der DAST-Richtlinie 007 [1].



Bild 7 Geneigte Widerlagerbank samt Entwässerungssystem © Peter Hatke, [1]

6 Verbindungen

6.1 Schweißen

Beim Schweißen wetterfester Baustähle gelten die gültigen normativen Grundlagen des Stahlbaus (DIN EN 1090-2 [20], DIN EN 1993-1-8 [22] etc.). Nahezu alle wetterfesten Baustähle sind uneingeschränkt schweißbar, lediglich zwei Sorten von Flacherzeugnissen (bis $t \leq 12$ mm) mit erhöhtem Phosphorgehalt erfordern besondere Vorkehrungen, sind allerdings ohnehin nicht in der DASt-Richtlinie 007 [1] enthalten.

Für ungeschützte Bauteile sind in der Regel legierungsmäßig auf den Grundwerkstoff abgestimmte wetterfeste Schweißzusätze (gemäß DIN EN 1090-2 [20] Tabelle 6) zu verwenden. Beim Mehrlagenschweißen müssen alle der Atmosphäre ausgesetzten Lagen (z. B. Decklagen oder Kapplagen) mit wetterfesten Schweißzusätzen geschweißt werden. Für die inneren Lagen, die nicht der Atmosphäre ausgesetzt sind, sind auch nicht legierte (d. h. nicht wetterfeste), auf den Grundwerkstoff festigkeitsmäßig abgestimmte Schweißzusätze zulässig. Dies gilt auch für einlagige Schweißnähte, da diese die benötigten Legierungselemente zur Sicherstellung der Wetterfestigkeit beim Schweißvorgang aus dem wetterfesten Grundmaterial aufnehmen.

Wird eine Schweißverbindung direkt benetzt, sind die Bauteile vollständig miteinander zu verschweißen. Beispielhafte Ausführungen sind in Bild 9 dargestellt.

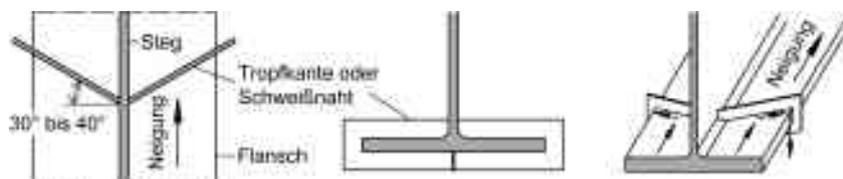


Bild 8 Tropfkanten am unteren Flansch in Richtung der Flanschneigung © Peter Hatke, [1]

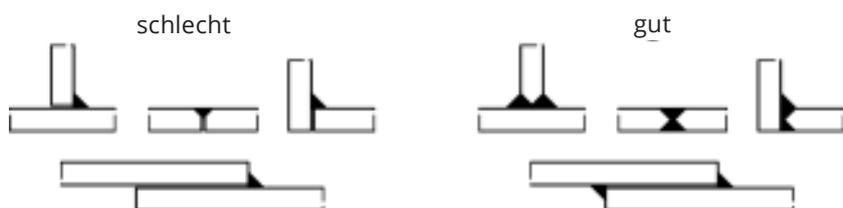


Bild 9 Ausführung von Schweißnähten um Spaltkorrosion zu verhindern © Peter Hatke, [1]

Ein Verschweißen der verschiedenen wetterfesten Stahlsorten untereinander sowie als Kombination mit schweißgeeigneten nicht wetterfesten Baustählen ist möglich und zulässig.

6.2 Geschraubte Verbindungen

Das Material der Schraubengarnituren muss so gewählt sein, dass galvanische Korrosion vermieden wird. Die Verbindungsmittel müssen dazu entweder aus einem wetterfesten Werkstoff bestehen (vgl. DIN EN 1090-2 [20]) oder anderweitig zuverlässig geschützt sein. Alternativ ist auch die Verwendung von nichtrostenden Schraubengarnituren möglich.

Bei geschraubten Verbindungen kann Kapillarwirkung zu verstärkter Spaltkorrosion infolge Dauerfeuchtigkeit führen. Um dies zu verhindern, sollten alle Schraubverbindungen mit vorgespannten Schrauben ausgeführt werden, auch rein konstruktive Verbindungen. Des Weiteren gibt die DIN EN 1993-1-8 [22] für den ungeschützten Einsatz wetterfester Baustähle in Schraubverbindungen eigene Grenzwerte für Rand- und Lochabstände vor, siehe Bild 10.

Die Reibflächen gleitfest vorgespannter Verbindungen (GV- und GVP-Verbindungen) sind entweder mit einer ASI-Beschichtung der Klasse B ($\mu = 0,40$) zu versehen oder rein gestrahlt gemäß Klasse A der DIN EN 1090-2 [20] ohne weitere Beschichtung auszuführen ($\mu = 0,50$). Letzteres war in der bisherigen Version der DASt-Richtlinie von 1993 [5] zur Vermeidung der Spaltkorrosion noch nicht zulässig. Nähere Erkenntnisse aus verschie-

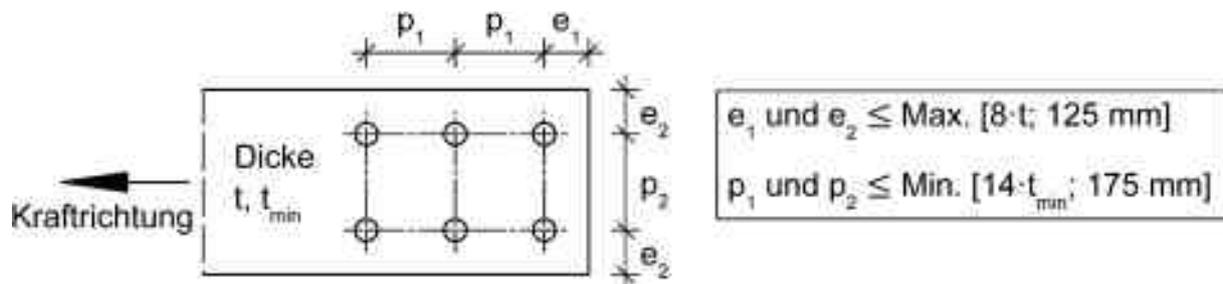


Bild 10 Grenzwerte für Rand- und Lochabstände gemäß DIN EN 1993-1-8 [22]

© Peter Hatke, [22]

denen Forschungsprojekten (u. a. [23]), diverse positive Ausführungsbeispiele und die übliche Praxis in vielen anderen Ländern geben jedoch keinen Anlass, weiterhin zwangsläufig eine Beschichtung der Reibflächen zu fordern [6]. Darüber hinaus zeigte das Forschungsprojekt FOSTA P1200 [8], dass eine begrenzte Bewitterungsdauer der gestrahlten Reibflächen von wenigen Monaten vor dem Zusammenbau in geeigneten Umgebungsbedingungen, etwa auf einem Lagerplatz, zulässig ist. Vier Monate Bewitterung vor dem Zusammenbau in einer heutzutage sehr weit verbreiteten Atmosphäre der Korrosivitätskategorie C2 (gering) verringerte die anzusetzende Haftreibungszahl von $\mu = 0,50$ nicht [8].

7 Prüfen des Korrosionsverhaltens am Bauwerk

Das tatsächliche Korrosionsverhalten des wetterfesten Baustahls muss an mehreren repräsentativen Stellen im Tragwerk in regelmäßigen Zeitabständen (höchstens sechs Jahre bzw. bei jeder Hauptprüfung) mittels Ultraschall überprüft werden. Dazu stellt die DAST-Richtlinie 007 eine Messschablone mit neun Messpunkten je Messstelle sowie eine Protokollvorlage zur Verfügung [1].

8 Bauwerksprüfung nach DIN 1076 [24]

Bei der Überwachung und Prüfung von Konstruktionen aus wetterfestem Baustahl gemäß DIN 1076 [24] ist besonders die gleichmäßige Deckschichtbildung zu prüfen. Die schützende Deckschicht sollte von der Beschaffenheit her fest haften und in der Lage sein, Hämmern oder kräftigem Drahtbürsten standzuhalten.

Nur wenn der Zustand nicht zuverlässig festgestellt werden kann, ist es erforderlich, einen Teil der Deckschicht abzutragen, um die

Dickenminderung zu messen. Wurde die korrosionsschutzgerechte Gestaltung nach der DAST-Richtlinie 007 [1] beachtet, liegen keine besonderen Bereiche zur Prüfung vor.

Während der routinemäßigen Sichtprüfung sind insbesondere die Stellen zu identifizieren, an denen sich Schmutzansammlungen und Feuchtigkeitsnester gebildet haben oder Änderungen der schützenden Deckschicht beispielsweise auf ein undichtes Entwässerungssystem oder eine andere Ursache für Dauerfeuchtigkeit schließen lassen. Auch Rostfahnen sind besonders zu beachten.

Bei der detaillierten, handnahen Inspektion sollten zusätzlich zu den zuvor genannten Punkten besonders die geschraubten Verbindungen in Bezug auf Spaltkorrosion und geschweißte Verbindungen auf oberflächennahe Ermüdungsriss geprüft werden.

Über die optische Sichtprüfung hinaus können in ausgewählten Teilbereichen zerstörungsfreie Detektionsverfahren, die kein Abtragen der schützenden Deckschicht erfordern, als Indikator für Ermüdungsriss genutzt werden. Als Ergebnis aus dem Forschungsprojekt FOSTA P1200 eignet sich dafür der elektromagnetisch akustische Schallwandler EMAT [8]. Damit können Risse und Kratzer auf flachen Oberflächen ab einer Tiefe von 0,3 mm auch unter einer oxidischen Deckschicht erkannt werden [8]. Bild 11 zeigt die Prüfung eines Bestandsbauwerks, bei der auch die mobile Messtechnik im Rahmen des Forschungsprojektes zum Einsatz kam. Zum anderen kann die Detektion von Ermüdungsrissen auch durch das magnetische Metallspeicherverfahren (MMM-Methode) erfolgen [6].

9 Instandhaltung

Bauwerke, die entsprechend der DAST-Richtlinie 007 [1] entworfen, detailliert und gebaut werden, erfordern aufgrund der intakten



Bild 11 Prüfung einer Brücke aus wetterfestem Baustahl in Herne (Baujahr 1975, Foto 2019) © Peter Hatke

Deckschicht (Patina) keine Instandsetzung im Lebenszyklus. Gelegentlich kann es notwendig sein, nur begrenzte kritische Bereich eines Bauwerkes instand zu setzen. Bei Brücken sind dies typischerweise Bereiche unterhalb von undichten Fahrbahnübergängen oder Entwässerungsleitungen. Die Instandsetzung besteht in der Regel aus dem Druckluftstrahlen bis zum Oberflächenvorbereitungsgrad Sa 2 ½ und dem Applizieren eines organischen Korrosionsschutzsystems in Bereichen mit übermäßig starker Korrosion.

10 Zusammenfassung

Der wetterfeste Baustahl stellt eine ökologisch sinnvolle, dauerhafte und wirtschaftliche Alternative zu organisch beschichtetem Baustahl dar. Neben den vielseitigen Vorteilen bietet der wetterfeste Baustahl mit seiner rostbraunen Deckschicht auch eine einzigartig natürliche Ästhetik. Gleichzeitig gelten sowohl für die Lieferung als auch die Ausführung und Bemessung uneingeschränkt die gültigen normativen Regelungen des Stahlbaus (DIN EN 10025-5 [15], DIN EN 1090-2 [20], DIN EN 1993 [21] etc.). Die wenigen besonderen Anforderungen an Bauwerke aus wetterfestem Baustahl fasst die neue DASt-Richtlinie 007 [1] gleichwohl kompakt wie vollständig zusammen und ermöglicht damit den dauerhaften Einsatz von wetterfestem Baustahl, nicht nur im Brückenbau. Sie enthält neben den Angaben zum Material, den verfügbaren Produkten, Bemessungsgrundlagen, Konstruktionsvorgaben zur korrosionsschutzgerechten Gestaltung und Verbindungen auch praktische Hinweise zur Prüfung und Instandhaltung von Bauwerken aus wetterfestem Baustahl [1].

Der Einsatz von wetterfestem Baustahl im Brückenbau konnte durch die neusten Forschungsergebnisse [8] in verschiedenen Punkten optimiert werden. Neben neusten Erkenntnissen zum Abrostungsverhalten in der heutigen Atmosphäre ergaben sich wirtschaftlichere Schraubverbindungen sowie neue Möglichkeiten zur zerstörungsfreien Rissdetektion auch unter der kompakten Deckschicht [8]. Diese und weitere Innovationen aus internationalen Forschungen und Richtlinien flossen

in die neue DASt-Richtlinie 007 [1] ein und ergänzen die etablierten Regelungen aus der Version von 1993 [5]. Die DASt-Richtlinie 007 ermöglicht eine zeitgemäße wirtschaftliche und nachhaltige Anwendung von wetterfestem Baustahl im gesamten Stahlbausektor.

Danksagung

Das IGF-Forschungsvorhaben Nr. 18655 BG (FOSTA P1200) „Innovationen zum optimalen Einsatz des wetterfesten Baustahls im Stahl- und Verbundbrückenbau“ [8] der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. (FOSTA) wurde über die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e. V. (AiF) im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Die Autoren bedanken sich besonders bei den am Projekt beteiligten Industrievertretern für die fachliche Begleitung und die umfangreiche Unterstützung durch Materialspenden.

Literatur

- [1] Deutscher Ausschuss für Stahlbau (DASt, Hrsg.): DASt-Richtlinie 007: Lieferung, Verarbeitung und Anwendung wetterfester Baustähle. Köln: Stahlbau Verlags- und Service GmbH, 2023.
- [2] Fischer, M.: Merkblatt 434 „Wetterfester Baustahl“. Düsseldorf: Stahl-Informations-Zentrum, 2004.
- [3] Deutscher Ausschuss für Stahlbau (DASt, Hrsg.): DASt-Richtlinie 007: Lieferung, Ver-

- arbeitung und Anwendung wetterfester Baustähle. Köln: Stahlbau-Verlags-GmbH, 1979.
- [4] Fischer, M.; Wien, B.: Erfahrungen mit Brücken aus wetterfestem Baustahl. Forschungsbericht, Dortmund: Universität Dortmund, Fachgebiet Stahlbau, 1988.
- [5] Deutscher Ausschuss für Stahlbau (DASt, Hrsg.): DASt-Richtlinie 007: Lieferung, Verarbeitung und Anwendung wetterfester Baustähle. Köln: Stahlbau-Verlagsgesellschaft mbH, 1993.
- [6] Ungermann, D.; Hatke, P.; ECCS AC3 Bridge Committee: European design guide for the use of weathering steel in bridge construction. 2nd Ed., ECCS Publication No. 143, Brüssel: ECCS – European Convention for Constructional Steelwork, 2021.
- [7] Kuhlmann, U.; Maier, P.; Zinke, T.; Ummenhofer, T.; Pfaffinger, M.; Mensinger, M.; Beck, T.; Lenz, K.; Schneider, S.; Fischer, M.; Friedrich, H.; Kascher, R.; Krieger, J.: Ganzheitliche Bewertung von Stahl- und Verbundbrücken nach Kriterien der Nachhaltigkeit (FOSTA P 843). Forschungsbericht, Düsseldorf: Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., 2016.
- [8] Ungermann, D.; Hatke, P.; Walther, F.; Knyazeva, M.; Friedrich, S.; Lebelt, P.: Innovationen zum optimalen Einsatz des wetterfesten Baustahls im Stahl- und Verbundbrückenbau. Forschungsbericht zum Forschungsvorhaben FOSTA P 1200/IGF-Nr. 18655 BG, Düsseldorf: Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., 2021.
- [9] Ungermann, D.; Hatke, P.; Knyazeva, M.; Walther, F.; Lebelt, P.; Gehrke, J.: Innovationen zum optimalen Einsatz des wetterfesten Baustahls im Stahl- und Verbundbrückenbau. Stahlbau 90 (2021) 2, S. 106–115 – DOI: 10.1002/stab.202000090
- [10] DIN EN ISO 9223:2012-05: Korrosion von Metallen und Legierungen – Korrosivität von Atmosphären – Klassifizierung, Bestimmung und Abschätzung (ISO 9223:2012); Deutsche Fassung EN ISO 9223:2012.
- [11] DIN EN ISO 12944-2:2018-04: Beschichtungsstoffe – Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme – Teil 2: Einteilung der Umgebungsbedingungen (ISO 12944-2:2017); Deutsche Fassung EN ISO 12944-2:2017.
- [12] Homepage des Umweltbundesamtes, Tabelle zu Emissionen ausgewählter Luftschadstoffe nach Quellkategorien: <https://www.umweltbundesamt.de/daten/luft/luftschadstoff-emissionen-in-deutschland#entwicklung-der-luftschadstoffbelastung-> (geprüft am 14.03.2023).
- [13] ISO 9226:1992-02: Corrosion of metals and alloys – Corrosivity of atmospheres – Determination of corrosion rate of standard specimens for the evaluation of corrosivity.
- [14] Lebelt, P.; Gehrke J.: Korrosionsverhalten von Zink in natürlicher Atmosphäre. Bericht Nr. 167, Düsseldorf: GAV – Gemeinschaftsausschuss Verzinken e.V., 2018, <https://www.gav-verzinken.de/forschung/wissenspool>.
- [15] DIN EN 10025-5:2019-10: Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen – Teil 5: Technische Lieferbedingungen für wetterfeste Baustähle; Deutsche Fassung EN 10025-5:2019.
- [16] DIN EN 10210-3:2020-11: Warmgefertigte Hohlprofile für den Stahlbau – Teil 3: Technische Lieferbedingungen für höher- und wetterfeste Stähle; Deutsche Fassung EN 10210-3:2020.
- [17] DIN EN 10219-3:2020-11: Kaltgeformte geschweißte Hohlprofile für den Stahlbau – Teil 3: Technische Lieferbedingungen für höher- und wetterfeste Stähle; Deutsche Fassung EN 10219-3:2020.
- [18] EN 1993: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten.
- [19] EN 1994: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton.
- [20] DIN EN 1090-2:2018-09: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken; Deutsche Fassung EN 1090-2:2018.
- [21] DIN EN 1993-1-9:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung; Deutsche Fassung EN 1993-1-9:2005 + AC:2009.
- [22] DIN EN 1993-1-8:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen; Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2005 + AC:2009.
- [23] Yura, J. A.; Frank, K. H.; Cayes, L.: Bolted Friction Connections with Weathering Steel. Journal of the Structural Division 107 (1981) 11, S. 2071–2087.
- [24] DIN 1076:1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung.

RELAST – BAUWERKSVERSTÄRKUNG

Das zugelassene, nachhaltige und effiziente System zur nachträglichen Verstärkung von Brücken, Tunneln, Unterführungen, Parkhäusern und Gebäuden.



- Innovatives Verstärkungssystem mit bauaufsichtlicher Zulassung
- Schnelle Installation unter Aufrechterhaltung des Betriebs
- Erhebliche Steigerung der Querkraft- und Durchstantragfähigkeit
- Deutliche Erweiterung der Nutzungsdauer des Bauwerks
- Verwendung für dynamisch (nicht-ruhend) belastete Tragwerke
- Sofortige Belastbarkeit
- Positiver Beitrag zur CO₂ Bilanz
- Minimierung wirtschaftlicher Schäden durch Vermeidung von Staus



www.wuerth.de/relast
relast@wuerth.com



Das Jobportal im Bauingenieurwesen

Ein Stellenmarkt mit relevanten Beiträgen, spannenden Interviews und Diskussionen im Forum – All das bietet bauingenieur24.

bauingenieur24.de

**QR-Code scannen
und Newsletter einrichten**

News – Seminare – Interviews



Fahrbahnplatten von Spannbetonkastenträgern – Nutzen einer Quervorspannung

Dr. Alfred Krill¹, Dipl.-Ing. Stephan Sonnabend²

1 Einführung

Mit Einführung der Regelungen und Richtlinien für die Bemessung von Ingenieurbauten (BEM-Ing) [1] speziell zur Berechnung und Bemessung von Betonbrücken (Teil 1, Abschnitt 2) wird sich der Straßenbrückenbau in Spannbetonbauweise verändern. Erstmals seit dem Jahr 1999 ist dann wieder die Anordnung interner Spannglieder in den Stegen von Kastenträgern zugelassen und wird wieder der Einsatz einer Quervorspannung für breite Fahrbahnplatten empfohlen. Bei der Nachrechnung von Brücken hat sich in der Vergangenheit gezeigt, dass insbesondere die quervorgespannten Überbauten die geringsten Nachweisprobleme in der Fahrbahnplatte mit sich bringen.

Der Schritt zurück zur alten Bauweise im Straßenbrückenbau vor 1999 soll dabei so vollzogen werden, dass die seinerzeit beobachteten Unzulänglichkeiten, wie z. B. die teilweise mangelhafte Verdichtung des Stegbetons, vermieden werden. Es werden zukünftig schärfere Randbedingungen zum Einsatz der Stegspannglieder im Straßenbrückenbau verankert, während deren Einsatzmöglichkeiten im Bahnbrückenbau unverändert bleiben.

Für die hier im Folgenden behandelte Quervorspannung von Fahrbahnplatten wird im Vergleich zur früheren Bauweise eine bessere Qualität durch die Verwendung verbundloser interner Spannglieder erreicht. Risse in der Fahrbahnplatte pflanzen sich nicht durch das Hüllrohr bis ins Spannglied fort, da PE-Mäntel wesentlich flexibler als die Blechhüllrohre der Vergangenheit sind. Eine Begrenzung der Durchbiegung dieser Fahrbahnplatten wird indirekt durch die Einführung einer maximalen Quervorspannkraft von 1.250 kN/m zum Zeitpunkt $t = \infty$ in Kombination mit dem Dekompressionsnachweis geschaffen. Diese neue Obergrenze liegt in der Größenordnung der damals üblichen Quervorspannung. Ex-

trem hoch quervorgespannte und damit sehr schlanke Platten werden mit diesem Kriterium vermieden.

2 Systemannahmen für die Parameterstudie

2.1 Allgemeines

Um den Nutzen einer Quervorspannung bei breiten Fahrbahnplatten genauer beurteilen zu können, ist zunächst die mögliche Verkleinerung der Plattendicke im Vergleich zur nicht vorgespannten Fahrbahnplatte zu ermitteln.

Im Jahre 1994 wurde hierzu eine Bemessungshilfe basierend auf der damals gültigen Normung veröffentlicht [2], die die Bestimmung der erforderlichen Fahrbahnplattendicken für verschiedene Fahrbahnkappenformen und Kragarmlängen stark vereinfacht hat. Auch wenn zwischenzeitlich solche Fahrbahnplatten leicht mit der Finite-Element-Methode berechnet werden können, bietet ein solches Tafelwerk eine sehr gute Orientierung zur Wahl der notwendigen Plattenstärke.

Der vorliegende Aufsatz untersucht zunächst analog zu [2] die erforderlichen Kragarmstärken von Spannbeton- und Stahlbetonplatten von Straßenbrücken, die sich aus den Spannungs- bzw. dem Dekompressionsnachweis ergeben. Anschließend erfolgt eine Abschätzung der erforderlichen Bewehrung mit Hilfe der Rissbreitenbegrenzung, bevor zuletzt die Platten mit den angegebenen Dimensionen für die aufnehmbare Querkraft ohne Bügelbewehrung untersucht werden.

2.2 Berechnungsmodelle

Für die Auswahl der Berechnungsmodelle müssen zunächst die Belastungsarten betrachtet

¹ WTM Engineers GmbH, Hamburg

² Büchting + Streit AG, München

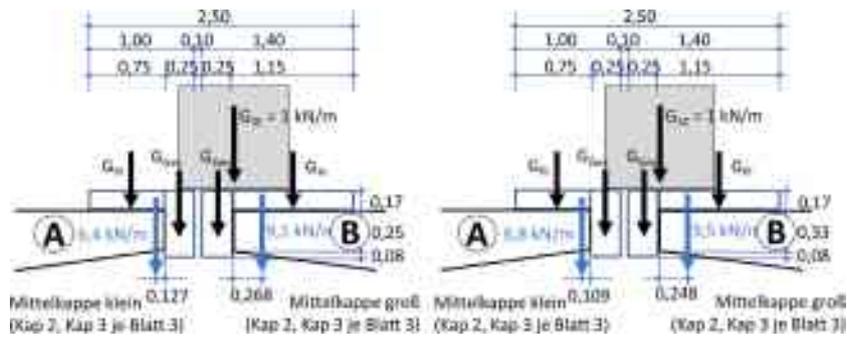


Bild 2 Last aus Schutzeinrichtung G_{Ser} , Gesims G_{Ges} und Platte G_{Pl} der Kappen Kap 2 und Kap 3, Blatt 3 [4], links ohne und rechts mit Quervorspannung Zeichnung: WTM

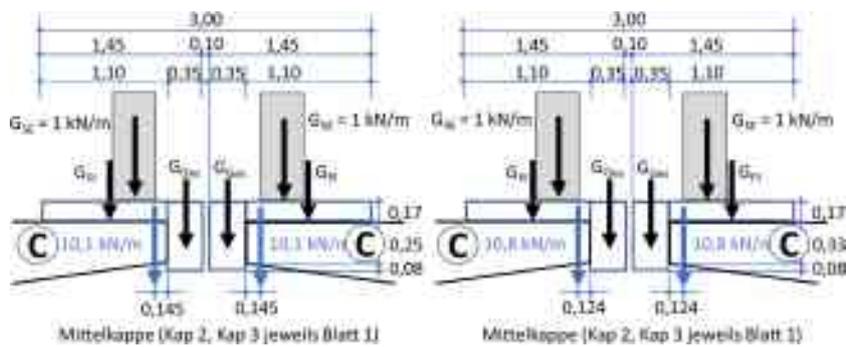


Bild 3 Last aus Schutzeinrichtung G_{Ser} , Gesims G_{Ges} und Platte G_{Pl} der Kappen Kap 2 und Kap 3, Blatt 1 [4], links ohne und rechts mit Quervorspannung Zeichnung: WTM

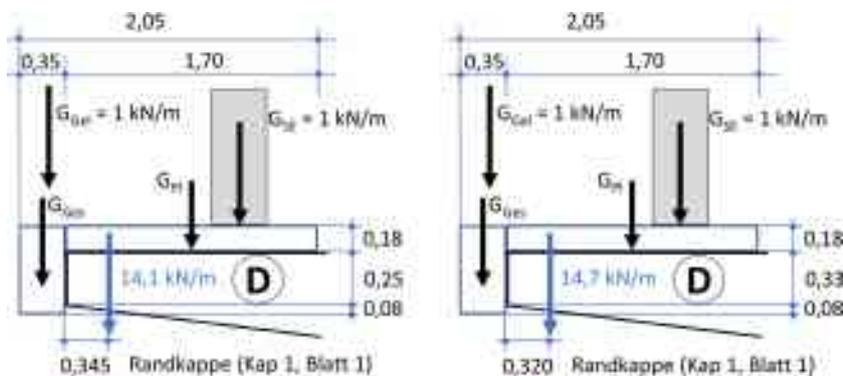


Bild 4 Last aus Geländer G_{Gel} , Schutzeinrichtung G_{Ser} , Gesims G_{Ges} und Platte G_{Pl} der Kappen Kap 1 [4], links ohne und rechts mit Quervorspannung Zeichnung: WTM

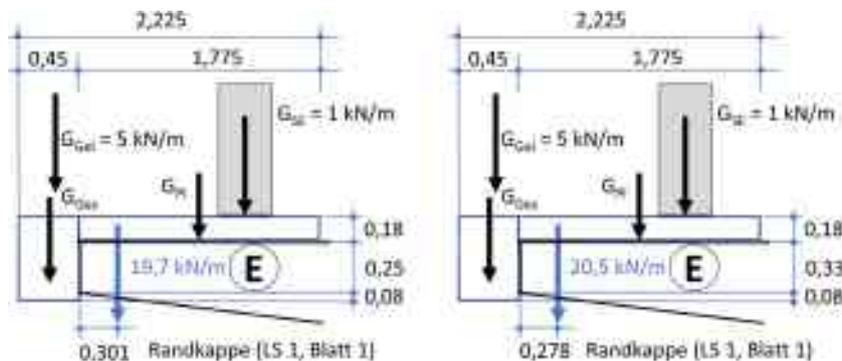


Bild 5 Last aus Wand G_{Gel} , Schutzeinrichtung G_{Ser} , Gesims G_{Ges} und Platte G_{Pl} der Kappen LS 1, Blatt 1 [4], links ohne und rechts mit Quervorspannung Zeichnung: WTM

$$g_{\text{Belag}} = 0,085 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^2 + 0,5 \text{ kN/m}^2 = 2,625 \text{ kN/m}^2$$

Für die ständigen Lasten aus Konstruktionseigengewicht g_1 werden jeweils in Abhängigkeit von den Kraglängen die ungünstigsten Dicken für quervorgespannte und nicht quervorgespannte Fahrbahnplatten zu Grunde gelegt. Da es sich dabei um einen iterativen Prozess handelt, wird hier eine Näherungsformel aus [5] verwendet, die sich am Ende des Iterationsprozesses für Kappentyp A ergeben hat:

$$h(l_k) = \begin{cases} 0,0229 \cdot l_k^2 - 0,0214 \cdot l_k + 0,255 & * \\ -0,0033 \cdot l_k^2 + 0,1905 \cdot l_k + 0,0097 & ** \end{cases}$$

* quervorgespannt

** nicht quervorgespannt

Für die quervorgespannte Variante wird zur Berücksichtigung der Kragarmverdickung eine zusätzliche Einzellast für das nicht beachtete Lastdreieck auf die Kragarmspitze aufgebracht.

Die sich damit ergebenden Anschnittsbiegemomente der Kragplatte gemäß Bild 6 a) und b) unterscheiden sich kaum in ihrer Größe.

2.4 Lasten und Schnittgrößen aus Verkehr und Wind

Die gleichmäßig verteilte Verkehrslast nach [6] besteht aus einer Grundlast von 3 kN/m^2 zwischen den Geländern und den jeweils $3,0 \text{ m}$ breiten Überlasten $p_{\ddot{u}1} = 12,0 - 3,0 = 9,0 \text{ kN/m}^2$ neben dem Schrammbord und $p_{\ddot{u}2} = 6,0 - 3,0 = 3,0 \text{ kN/m}^2$ neben $p_{\ddot{u}1}$. Diese Lasten bewirken die Anschnittmomente gemäß Bild 6 c).

Die Tandemverkehrslast wird am Finite-Element-Modell eines 30 m langen Einfeldträgers mit den in Bild 1 angegebenen Abmessungen ausgewertet. Die Radlasten werden gemäß [1] auf ein Quadrat von $40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$ im FE-Modell mit maximaler Elementgröße von 20 cm abgesetzt. Auf eine Lastausbreitung bis zur Plattenschwerelinie wird vereinfachend auch für die Momentenbestimmung verzichtet, da diese Ausbreitung für die Querkraftermittlung nach [1] nicht angesetzt werden darf.

Die Abstände der Tandemlastmitten zum Kragarmrand ergeben sich aus den Kappenbreiten gemäß Tabelle 1. Die ermittelten Anschnittmomente der Platten im FE-Modell sind in Bild 7 zusammengestellt.

Für die Kappenform E (LS 1) wird ein zusätzliches Plattenbiegemoment aus horizontaler Windlast von $1,5 \text{ kN/m}^2$ auf die maximale Wandhöhe von $5,0 \text{ m}$ berücksichtigt.

$$m_{\text{Wind}} = 1,5 \text{ kN/m}^2 \cdot (5,0 \text{ m})^2 / 2 = 18,75 \text{ kNm/m}$$

2.5 Lastkombinationen und Spannungsnachweise

Die ermittelten Biegemomente werden nach DIN EN 1990 [6] überlagert. Die Kombinationsbeiwerte für die Verkehrslasten sind beim Nachweis der Dekompression nach DIN EN 1992/NA [7] NDP zu 7.3.1(105), Tabelle 7.101DE, Fußnote b) mit $0,50$ anzusetzen (vgl. Tabelle 2).

Für die nicht vorgespannten Kragplatten ist nach Tabelle 7.103DE [8] eine Biegerandzug-

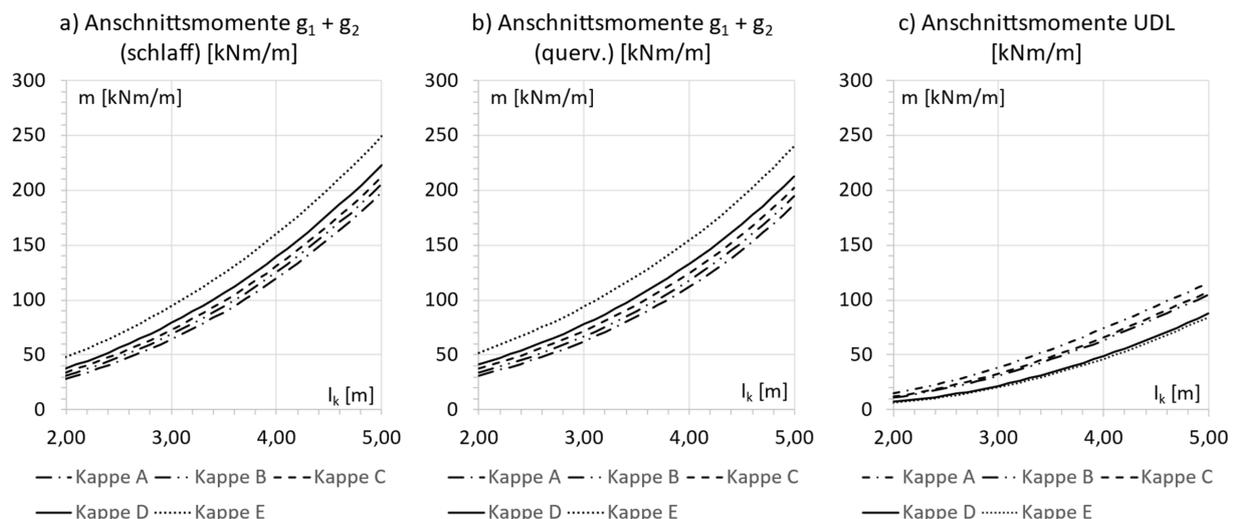


Bild 6 Anschnittmomente aus Eigengewicht g_1 und Ausbaulast g_2 a) ohne Quervorspannung, b) mit Quervorspannung sowie c) aus Verkehrsflächenlast UDL in Abhängigkeit von der Kappenform (Bezeichnungen A bis E gemäß Bild 2 bis Bild 5) Diagramme: WTM

Tabelle 1 Laststellungen der äußersten Radmitte der Tandemlast relativ zur Kragarmspitze (Bezeichnung A bis E gemäß Bild 2 bis Bild 5)

	Typ A	Typ B	Typ C	Typ D	Typ E
Bezeichnung gemäß [3]	Kleine Kappe Kap 2/3, Bl. 3	Große Kappe Kap 2/3, Bl. 3	Mittelkappe Kap 2/3, Bl. 1	Kap 1, Bl. 1	LS 1, Bl. 1
Breite Kappe [m]	0,75	1,15	1,10	1,70	1,775
Lastabstand zur Kragplattenspitze [m]	0,95	1,35	1,30	1,90	1,975

spannung nachzuweisen. Dieser Nachweis dient indirekt der Durchbiegungsbegrenzung. Für Betonplatten mit der Druckfestigkeitsklasse C35/45 ist in der charakteristischen Kombination die Biegezugspannung $\sigma_{ct} < 5,0 \text{ MN/m}^2$ einzuhalten, für Betonplatten mit C45/55 sind es $\sigma_{ct} < 6,0 \text{ MN/m}^2$. Um für Entwurfszwecke einen Sicherheitspuffer einzurechnen, wird eine Spannungsreserve von $R = 0,3 \text{ MN/m}^2$ berücksichtigt. Die Nachweisbedingungen sind für die Platte der Dicke h dann:

$$\sigma_{ct, \text{char}} = 6 \cdot \frac{m_g + m_{TL} + m_{UDL} + 0,60 m_{\text{Wind}}}{h^2}$$

$$\leq \begin{cases} 5,0 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} - R & (\text{C35/45}) \\ 6,0 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} - R & (\text{C45/55}) \end{cases}$$

Die quervorgespannten Kragplatten unterliegen nach Tabelle 7.101 [6] dem Dekompressionsnachweis. Die anzusetzende quasi-ständige Kombination ist in Tabelle 2 angegeben. Mit Einführung der gleichen Spannungsreserve $R = 0,3 \text{ MN/m}^2$ ist die Nachweisbedingung:

$$\sigma_{ct, \text{quasi-ständig}} = 6 \cdot \frac{m_g + \frac{m_{TL}}{2} + \frac{m_{UDL}}{2} - m_{PT, \infty}}{h^2} - \frac{n_{PT, \infty}}{h}$$

$$\leq -R$$

Unbekannt sind in dieser Formel noch die Schnittgrößen aus Vorspannung $m_{PT, \infty}$ und

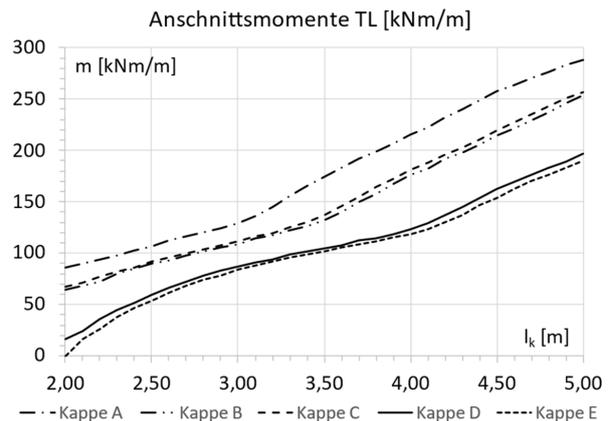


Bild 7 Anschnittsmomente aus Verkehrstandemlast TL in Abhängigkeit von der Kappenform (Bezeichnung A bis E gemäß Bild 2 bis Bild 5) Diagramm: WTM

$n_{PT, \infty}$. Sie sind in hier mit positivem Vorzeichen einzugeben und werden im folgenden Abschnitt ermittelt.

2.6 Schnittgrößen aus Quervorspannung

Die Quervorspannung erfolgt gemäß [1] mit verbundlosen internen Spanngliedern. Zur Begrenzung der Durchbiegung ist die Vorspannkraft der Fahrbahnplatte zum Zeitpunkt $t = \infty$ auf 1.250 kN/m begrenzt. Damit soll sichergestellt werden, dass die Kragplattendurchbie-

Tabelle 2 Sicherheits- und Kombinationsbeiwerte für die Fahrbahnplatten nach [6] §A2.2.2(6) und §A2.2.6, sowie [7] NDP zu 7.3.1(105), Tabelle 7.101DE

	γ	ψ_0 selten	ψ_1 häufig	ψ_2 quasi-ständig
G₁ (Eigengewicht)	1,35	1,00	1,00	1,00
G₂ (Ausbauast)	1,35	1,00	1,00	1,00
UDL (Verkehr gleichmäßig)	1,35	0,40	0,40	0,50
TL (Verkehr, Tandem)	1,35	0,75	0,75	0,50
W (Wind, Kappe E)	1,50	0,60	0,20	0,00

gung ähnlich begrenzt ist, wie es durch die Begrenzung der Biegezugspannungen nach Tabelle 7.103DE [6] für Stahlbetonplatten ist. Im Gegensatz zur Stahlbetonplatte reißt die quervorgespannte Platte unter quasi-ständiger Last nicht auf, so dass für die Durchbiegung im Wesentlichen Zustand I angesetzt werden kann.

Gemäß 5.10.9 (1) mit NCI zu 5.10.9 (1) [7] geht die Vorspannkraft mit der Abminderung $r_{inf} = 0,95$ in die Nachweise ein. Die Normalkraft ist damit:

$$n_{PT,\infty} = P_{k,max} = r_{inf} \cdot 1.250 \text{ kN/m} = 0,95 \cdot 1.250 \text{ kN/m} = 1.187,5 \text{ kN/m}$$

Um die extremale Lage des Spannglieds im Kragplattenanschnitt für die hier durchgeführte Untersuchung festlegen zu können, wird auf der sicheren Seite liegend ein Hüllrohrdurchmesser von 65 mm mit einer Exzentrizität des Spannglieds im Hüllrohr von 7,5 mm angesetzt. Geht man von einem Bewehrungspaket der Stärke von $2 \cdot 22 \text{ mm}$ und einer Betondeckung von 45 mm aus, dann liegt die Oberkante des Spannglieds ca. 90 mm unterhalb der Plattenoberseite, so dass die Mindestbetondeckung von 80 mm eingehalten ist. Der Randabstand des Spannglieds beträgt dann

$$a_{Rand} = 90 \text{ mm} + 65 \text{ mm} / 2 + 7,5 \text{ mm} = 130 \text{ mm}$$

und das Biegemoment aus Vorspannung kann in Abhängigkeit der Plattendicke bestimmt werden.

$$m_{PT,t=\infty} = n_{PT,\infty} \cdot (h / 2 - a_{Rand})$$

3 Nachweise

3.1 Fahrbahnplatte in Stahlbeton C35/45 und C45/55

Aus dem in Abschnitt 2.5 formulierten Nachweis der Biegezugspannung mit der Spannungsreserve $R = 0,3 \text{ MN/m}^2$ kann der Mindestwert der Kragarmstärke h_{min} ermittelt werden.

$$h_{min} = \sqrt{\frac{6 \cdot m_g + 6 \cdot m_{TL} + 6 \cdot m_{UDL} + 3,6 \cdot m_{Wind}}{\text{zul } \sigma_{c,Rand}}}$$

$$\text{zul } \sigma_{c,Rand} = \begin{cases} 4,7 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} & \text{für C35/45} \\ 5,7 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} & \text{für C45/55} \end{cases}$$

Die sich daraus ergebenden Mindestanschnittsdicken in Abhängigkeit von der Kragarmlänge l_k können für jede Kappenform mit den in Bild 8 in rot eingetragenen quadratische Parabeln ab Kragarmlänge $l_k > 2,50 \text{ m}$ angenähert werden.

$$h(l_k) = (l_k - a_1) \cdot (l_k - a_2) / \rho$$

Die Parabelparameter sind in Tabelle 3 zusammengestellt.

Für die Rissbreitenbegrenzung auf $w_{max} = 0,2 \text{ mm}$ unter häufiger Last wird ein Randabstand der Bewehrung von 60 mm und ein Stababstand von 100 mm angesetzt. Die zulässige Spannung im Bewehrungsstahl beträgt dann $\sigma_s = 210 \text{ N/mm}^2$. Für eine erste Abschätzung der erforderlichen Plattenbiegebeweh-

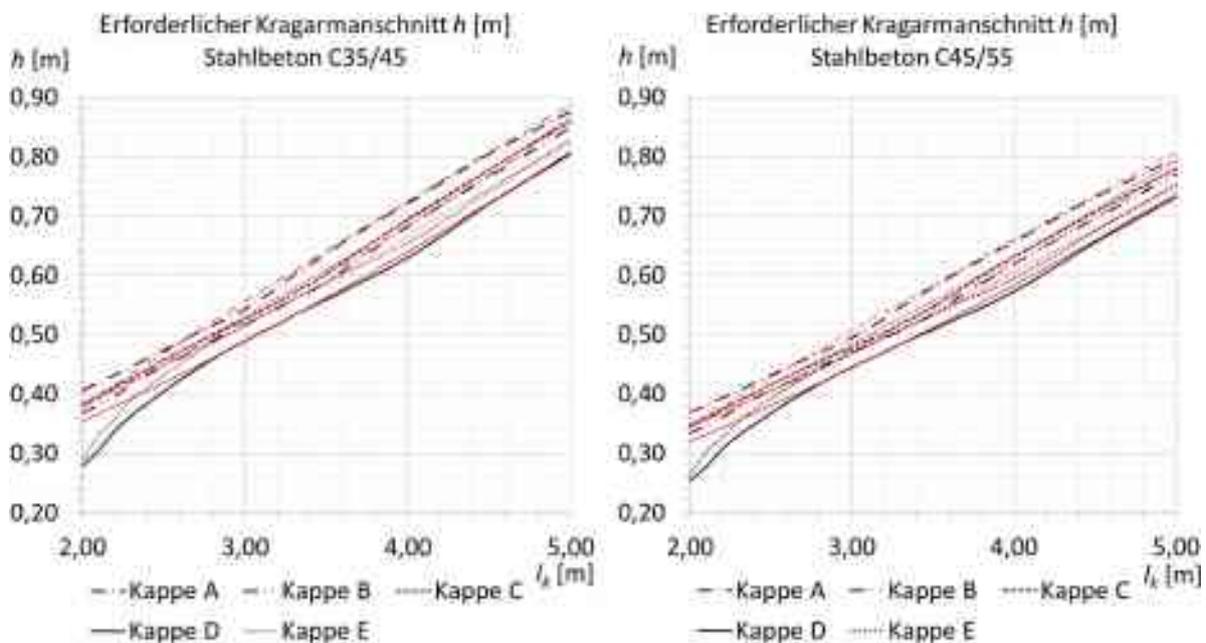


Bild 8 Erforderliche Kragarmstärke h [m] für Stahlbeton a) C35/45 und b) C45/55 in Abhängigkeit von Kragarmlänge l_k und Kappenform Diagramme: WTM

Tabelle 3 Parabelparameter zur näherungsweise Bestimmung des Kragarmanschnitts für Stahlbetonplatten auf der Basis des Spannungsnachweises

C35/45	a_1 [-]	a_2 [-]	ρ [m]	C45/55	a_1 [-]	a_2 [-]	ρ [m]
Kurve A'	-0,05	57,70	-300	Kurve A'	-0,05	58,50	-334
Kurve C'	-1,30	-14,80	144	Kurve C'	-1,25	-14,90	157
Kurve B'	-1,66	-10,50	120	Kurve B'	-1,60	-10,50	131
Kurve E'	-1,69	-12,85	144	Kurve E'	-1,65	-13,00	159
Kurve D'	-1,66	-9,80	122	Kurve D'	-1,58	-9,90	133

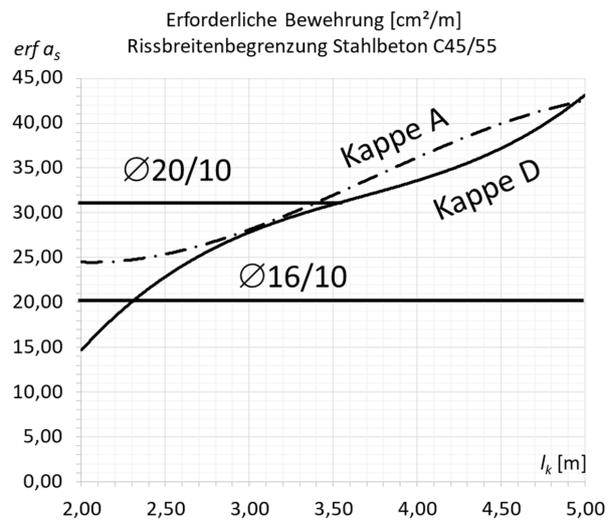
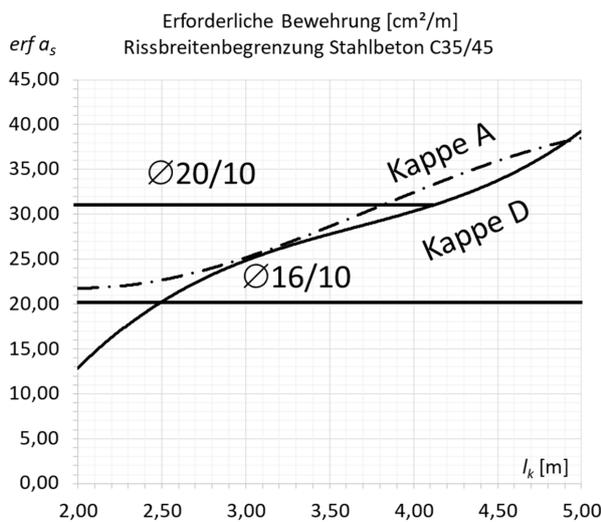


Bild 9 Erforderliche Bewehrung a_s aus Rissbreitenbegrenzung für 0,20 mm a) C35/45 und b) C45/55 in Abhängigkeit von der Kragarmlänge l_k Diagramme: WTM

rung ist der dreieckförmige Druckzonenansatz ausreichend genau. Die Auswertung für die Kappentypen A und D mit den Näherungsformeln der Plattendicke sind in Bild 9 dargestellt. Es zeigt sich, dass bei C35/45 eine Grundbewehrung von 31,4 cm²/m nur bis zur Kragarmlänge von ca. 4,10 m ausreicht. Bei Verwendung von C45/55 sinkt diese Kragarmlänge auf ca. 3,50 m. Will man die Biegebewehrung auf maximal Ø20/10 begrenzen, wird ab diesen Breiten der Rissbreitenachweis maßgebend. Die Plattendicke wird dann nicht mehr vom Betonzugspannungsnachweis bestimmt, so dass die zuvor angegebenen Näherungsformeln nicht mehr gültig sind.

$$h_{\min} = \frac{2n_{PT,\infty}}{R} \sqrt{\frac{4n_{PT,\infty}^2}{R^2} - \frac{m_g + \frac{m_{TL}}{2} + \frac{m_{UDL}}{2} + n_{PT,\infty} a_{Rand}}{\frac{R}{6}}}$$

mit: $a_{Rand} = 0,13 \text{ m}$
 $n_{PT,\infty} = 1.187,5 \text{ kN/m}$

Die Windlast spielt darin bei Kappenform E aufgrund des Kombinationsbeiwertes $\psi_2 = 0$ keine Rolle.

Auch hier sind die Näherungsparabeln der Anschnittsmindestdicken in rot in das Diagramm in Bild 10 mit den Eingangsparametern aus Tabelle 4 eingetragen. Die Gültigkeit ist auf Kragarmlängen von $l_k > 2,50 \text{ m}$ begrenzt.

3.2 Fahrbahnplatte in Spannbeton

Für die Spannbetonfahrbahnplatten kann mit der gleichen Spannungsreserve $R = 0,3 \text{ MN/m}^2$ der Dekompressionsnachweis (vgl. Abschnitt 2.5) geführt werden. Die Mindestwerte der Kragarmstärke h_{\min} sind dann:

$$h(l_k) = a \cdot l_k^2 + b \cdot l_k + c$$

Führt man für diese Plattendicken mit Berücksichtigung der Schnittgrößen aus Quervorspannung die Rissbreitenbegrenzung auf

Tabelle 4 Parabelparameter zur näherungsweise Bestimmung des Kragarmanschnitts für Spannbetonplatten auf der Basis des Dekompressionsnachweises

C35/45	a [1/m]	b [-]	c [m]
Kurve A'	0,0229	-0,0214	0,255
Kurve C'	0,0255	-0,0426	0,285
Kurve B'	0,0255	-0,0461	0,285
Kurve E'	0,0273	-0,0640	0,335
Kurve D'	0,0280	-0,0753	0,345

$w_{\max} = 0,2$ mm unter häufiger Last durch, so ergeben sich für alle Kragarmlängen und Kappentypen Bewehrungsmengen, die kleiner als $5,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\emptyset 12/20$) sind.

4 Querkraftbeanspruchung der Kragplatten

4.1 Allgemeines Vorgehen

Auf der Grundlage der Querkraftnachweise gemäß DIN EN 1992-2 [7] ist in der Vergangenheit häufig Querkraftbewehrung in Fahrbahnplatten angeordnet worden. Es ist zu beachten, dass die Ermittlung der maßgebenden Querkräfte in Fahrbahnplatten stark modellabhängig ist. Häufig sind auch die zulässigen Abmin-

derungen für auflagernahe Lasten bei direkter Lagerung (Abs. 6.2.2 (6) in [7]) nicht angesetzt worden. Zusätzlich ist bekannt, dass in Platten wesentlich bessere Umlagerungsmöglichkeiten für die Querkraft bestehen, als es in [7] berücksichtigt ist. Der Entwurf der BEM-Ing [1] gibt deshalb nun ein an Versuchen kalibriertes Berechnungsverfahren zur Ermittlung der maßgebenden Querkräfte in Fahrbahnplatten in Kombination mit erhöhtem Querkraftwiderstand ohne Querkraftbewehrung an. Die Gleichungen (6.2.a) und (6.2.b) in [8] werden bezogen auf 1,0 m Breite durch die alternative Gleichung in [1] ersetzt:

$$v_{\text{Rd,c}}^* = [0,225 / \gamma_c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{\text{ck}})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{\text{cp}}] \cdot d$$

$$\geq v_{\text{Rd,ct,min}} = [v_{\text{min}} + k_1 \cdot \sigma_{\text{cd}}] \cdot d$$

Die Querkrafttragfähigkeit einer Platte ohne Querkraftbewehrung wird damit deutlich erhöht.

Mit Hilfe der zuvor ermittelten Näherungsformeln werden im nächsten Schritt die Querkraftuntersuchungen am maßgebenden Schnitt 1 (vgl. Bild 11, [1]) im Abstand $d = h - 0,05$ m durchgeführt. Die Querkräfte der gleichförmigen Beanspruchungen (Eigengewicht und Verkehrsflächenlast UDL) können hier analytisch ermittelt werden, die Querkraftbeanspruchung aus den Tandemlasten ergeben sich aus dem FE-Modell mit den Vorgaben in [1]. Auflagernahe Lasten innerhalb der 2-d-Zone am Anschnitt werden gemäß [8] 6.2.2 (6) entsprechend abgemindert.

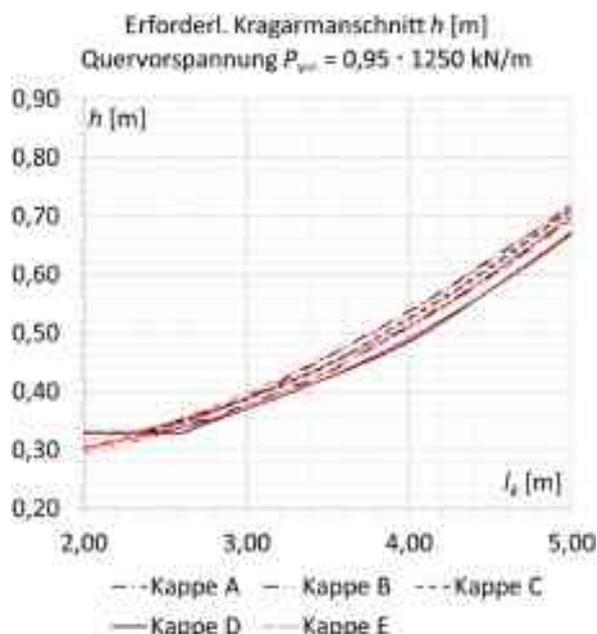


Bild 10 Erforderliche Kragarmstärke h der Spannbetonplatte ($P_{\text{vs}} = 0,95 \cdot 1.250 \text{ kN/m}$) in Abhängigkeit von Kragarmlänge l_k und Kappenform Diagramm: WTM

4.2 Querkraftanteile aus Eigenlast und UDL

Für die Zusammenstellung der Querkräfte aus Eigengewicht und UDL im Bemessungsschnitt 1 werden die Näherungsformeln der Kragarmanschnittsdicken zu Grunde gelegt. Die Unterschiede der verschiedenen Bauarten sind für diese gleichförmigen Lasten sehr gering, so dass die Maximalwerte der Bemessungsquerkraft V_{d1} (vgl. Tabelle 5) für die weiteren Untersuchungen zu Grunde gelegt werden können.

4.3 Querkraftanteile aus Tandemlast

Die Ermittlung der Beanspruchung aus Tandemlast erfolgt an FE-Modellen. Maßgebend für die Querkraftbeanspruchung im Schnitt 1 können zwei Laststellungen sein. Eine Laststellung berücksichtigt zwei Tandemflächen-

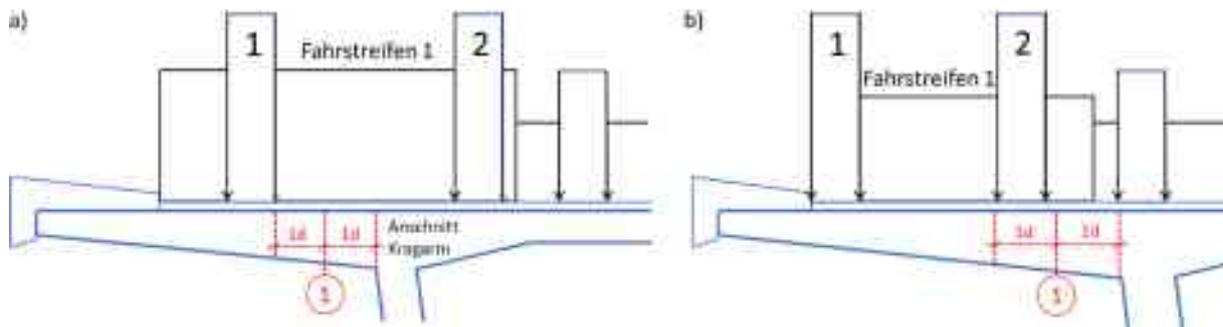


Bild 11 Laststellungen 1 und 2 für Querkraftanalyse im Schnitt 1 gemäß [1]

Grafik: WTM

lasten der Größe $40\text{ cm} \times 40\text{ cm}$ im Abstand $2 \cdot d$ vom Anschnitt, also $1 \cdot d$ vom Schnitt 1 entfernt, vgl. Bild 11 a). Die andere Laststellung ergibt sich, wenn auch das 2. Rad zwischen Anschnitt und Kappe passt. Dann werden die vier Tandemlasten im Abstand $2 \cdot d$ vom Anschnitt angeordnet, oder die Tandemlasten werden ganz an das Schrammbord herangeschoben, vgl. Bild 11 b).

Liegt eine Radlast wie in Bild 11 b) gezeigt innerhalb des Abstandes $2 d$, dann wird diese Radlast als auflagernahe Last gemäß [8] 6.2.2 (6) mit dem Faktor $\beta = a_v / (2 \cdot d)$ abgemindert und auf die Einwirkungsfläche von $40\text{ cm} \times 40\text{ cm}$ verteilt.

Die Auswertung der Querkräfte aus 1,35-facher Tandemlast erfolgt gemäß [1] direkt

im Schnitt 1 in der Entfernung $d_{\text{Anschnitt}}$ vom Anschnitt selbst und in der Entfernung d_{Rad} (Plattendicke am Rad) vom Rand des Rades, obwohl in der direkten Umgebung der Einzelräder lokal größere Querkräfte als dort auftreten (vgl. Bild 12, $v_{\text{Ed,max}} = 196,1\text{ kN/m}$, $v_{\text{Ed,Schnitt1}} = 177,9\text{ kN/m}$). Ziel des Rechenverfahrens gemäß [1] mit Querkraftauswertungen an diesen Schnitten ist es, numerisch bedingte Singularitäten im Bereich der direkten Lasteinleitung weitgehend zu vermeiden.

Bei der Auswertung der auftretenden Querkräfte aus der Tandemlast zeigt sich, dass die Bemessungsquerkraft mit wachsender Kragarmlänge abnimmt, da dann die zuvor ermittelte Mindestdicke größer wird und die Laststellung der Tandemlast weiter vom Plattenanschnitt wegrückt. Damit verbessert sich aufgrund der

 Tabelle 5 Bemessungsquerkräfte V_{d1} aus gleichförmiger Last (ohne Tandem) für Kappentypen A bis E

l_k [m]	V_{d1} (A) [kN/m]	V_{d1} (B) [kN/m]	V_{d1} (C) [kN/m]	V_{d1} (D) [kN/m]	V_{d1} (E) [kN/m]
2,0	48,3	45,7	48,1	44,1	50,7
2,2	54,2	51,6	54,0	50,0	56,6
2,4	60,1	57,5	59,9	55,9	62,5
2,6	66,1	63,4	65,9	61,8	68,5
2,8	72,2	69,5	71,9	67,8	74,6
3,0	78,4	75,6	78,1	74,0	80,8
3,2	84,8	82,1	84,4	80,2	87,1
3,4	91,6	88,9	91,1	86,8	93,5
3,6	98,5	95,8	98,0	93,6	100,2
3,8	105,6	102,8	105,0	100,6	107,2
4,0	112,9	110,0	112,2	107,7	114,3
4,2	120,2	117,4	119,6	114,9	121,6
4,4	127,8	124,9	127,1	122,4	129,1
4,6	134,7	132,6	134,8	130,0	136,7
4,8	141,2	140,5	142,6	137,7	144,5
5,0	147,8	148,0	149,7	145,6	152,4

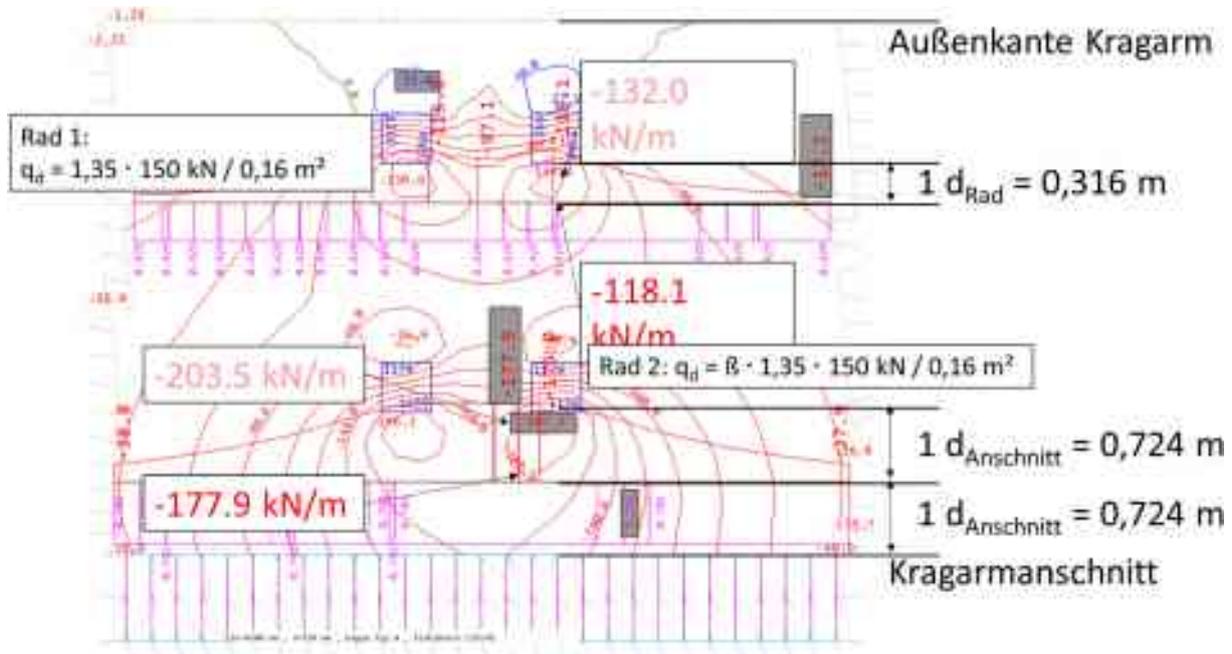


Bild 12 Auswertung der Querkraft [kN/m] im Schnitt 1 (Abstand d zum Anschnitt) mit $\max V_d$ direkt vor dem Tandemrad mit $P_d = 1,35 \times 150 \text{ kN}$ verteilt auf die Fläche $400 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$ gemäß [1], ($l_k = 4,30 \text{ m}$, Kappe A, C35/45) Zeichnung: WTM

Entfernung die Lastausbreitung, so dass die bezogene Querkraft im Bemessungsschnitt sinkt. Erst wenn das 2. Rad der Tandemlast mit auf dem Kragarm jenseits des Bemessungsschnittes passt, steigen die Bemessungsquerkräfte auf ein anderes Niveau. Dieser Übergang ist

nicht abrupt, da die Last des 2. Rades im Übergang wie zuvor beschrieben mit dem Faktor β für auflagernahe Lasten abgemindert wird.

In den Querkraftkurven des Schnittes 1, in Bild 13 beispielhaft für quervorgespannte Platten dargestellt, können die unterschiedlichen Kappenlängen und damit auch die Laststellungen gut erkannt werden.

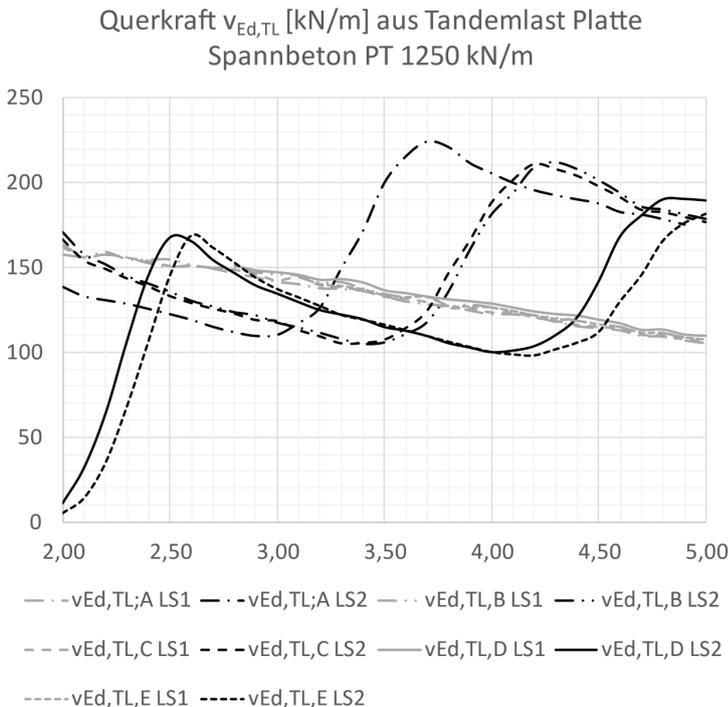


Bild 13 Auswertung der Querkraft in [kN/m] im Schnitt 1 für Spannbeton mit je zwei Laststellungen pro Kappentyp A bis E gemäß [1] Diagramm: WTM

Addiert man nun die Design-Querkräfte aus gleichförmiger Last V_{d1} gemäß Tabelle 5 zu denen aus den Tandemlasten, so erhält man die Bemessungsquerkräfte der Platten, die sich leicht mit den Bemessungswiderständen im Anschnitt mit der zugehörigen minimal erforderlichen Biegebewehrung vergleichen lassen. Diese Mindestbewehrung geht bekanntermaßen über den Bewehrungsgrad in den Querkraftwiderstand ohne Schubbewehrung $v_{Rd,c}^*$ nach [1] ein. Sie wird für Stahlbetonplatten mit $\varnothing 16/10$, also $20,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ und für Spannbetonplatte mit $\varnothing 12/20 = 5,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ angesetzt.

Man erkennt, dass mit der Mindestbewehrung im Zusammenhang mit dem neuen Bemessungskonzept für Querkraft ohne Bügelbewehrung

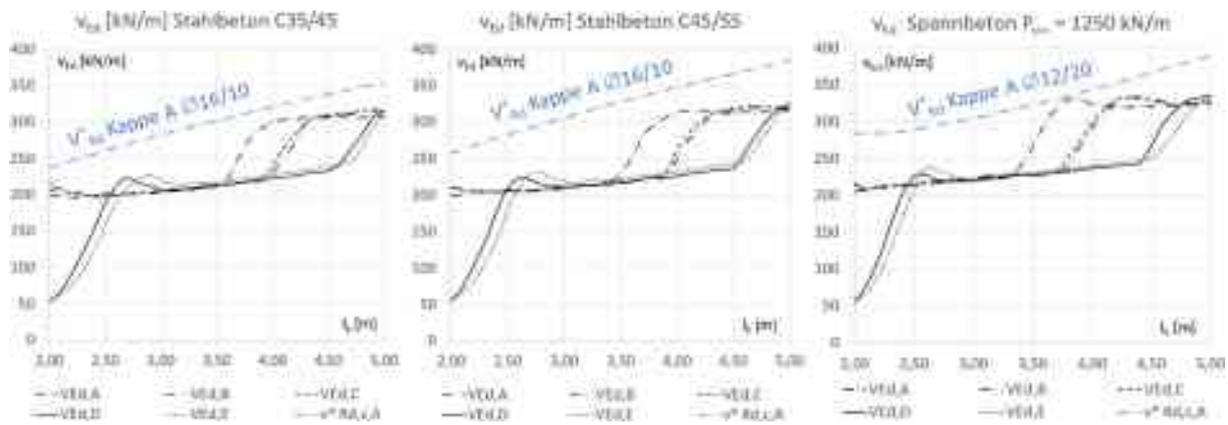


Bild 14 Auswertung der Gesamtquerkraft V_{Ed} (Kappentyp A bis E) und Querkrafttragfähigkeit V_{Rd}^* in Abhängigkeit der Querbewehrung (Kappentyp A) in [kN/m] gemäß [1] Diagramm: WTM

die angegebenen Plattendicken im Allgemeinen ausreichend sind. Lediglich bei Kappentyp A sollte man im Bereich zwischen der Kragarmlänge $l_k = 3,50$ m bis $l_k = 4,00$ m die Plattendicken im Vergleich zur Näherungsformel überprüfen, da hier der Wert $v_{Rd,ct,min}^*$ unabhängig vom Bewehrungsgrad maßgebend für den Widerstand ist. Die alternative Erhöhung der schlaffen Bewehrung führt zu sehr hohen Bewehrungsgraden mit Stabdurchmessern $\geq \text{Ø}25/10$. Das ist zum einen unwirtschaftlich und zum anderen ergibt sich damit ein sehr dichtes Bewehrungsnetz.

5 Zusammenfassung

Die systematische Untersuchung von Fahrbahnplatten führt basierend auf dem Betonzugspannungs- und Dekompressionsnachweis zu guten Näherungsformeln für die Dicke des Plattenanschnitts am Kragarm. Diese Formeln werden in der weiteren Analyse zur Beurteilung der benötigten Plattenbiegebewehrung und der Querkraftbemessung der Platte herangezogen.

Insbesondere bei der Rissbreitenbegrenzung zeigt sich, dass die Stahlbetonplatten mit diesen Plattendicken ab einer Kraglänge von 4,00 m bei einlagiger Bewehrungsführung mehr Bewehrung als $\text{Ø}20/10$ erfordern. Wenn diese Bewehrungsmenge als Obergrenze definiert wird, ist ab dieser Kragarmlänge nicht mehr das Biegezugspannungskriterium, sondern einzig der Rissbreitennachweis maßgebend, so dass die angegebenen Näherungswerte nicht mehr anwendbar sind. Im Umkehrschluss bedeutet das auch, dass ab dieser Kragarmlänge eine Verbesserung der Betondruckfestigkeit auf C45/55 nicht zielführend ist, da diese den Rissbreitennachweis kaum verändert.

Für die Querkraftbemessung der Fahrbahnplatten zeigt sich, dass mit der neuen Formulierung in [1] bei Einhaltung des Betonbiegespannungsnachweises oder des Dekompressionsnachweises bei Quervorspannung keine Querkraftbewehrung in der Platte zu erwarten ist. Der Nachweis sollte im Entwurf einer Fahrbahnplatte trotzdem geführt werden, wenn das zweite Tandemrad zwischen Bemessungsschnitt und Kappe passt.

Ab Kragarmängen über 4,00 m empfiehlt sich die Einführung einer verbundlosen Quervorspannung mit maximal 1.250 kN/m Druckkraft zum Zeitpunkt $t = \infty$. Das entspricht je nach Kriech- und Schwindverlust einer Quervorspannung von ca. 10 kg/m². Damit einhergehend ist z. B. bei einer Kragarmlänge von $l_k = 4,30$ m die Reduktion der Plattenanschnittsdicke von 68 cm auf 52 cm bei Kappentyp Kap 1 [4]. Zusammen mit der Reduktion der Querbewehrung von ca. 33 cm²/m bei der Stahlbetonplatte z. B. auf eine Mindestbewehrung von 10 cm²/m bei der Spannbetonplatte ergibt sich u. U. bereits eine Kostenneutralität. Die Reserve aus einer solchen Mindestbewehrung im Vergleich zur notwendigen Bewehrung von nur 5,6 cm²/m kann z. B. auch zusätzlich für den Nachweis des Gurtanschlusses genutzt werden. Hinzu kommen die Reduktion der Plattenlängsbewehrung durch die kleineren Bauteildicken sowie die Gewichtsersparnis für das Gesamttragwerk.

Unabhängig von den wirtschaftlichen Gesichtspunkten ist aber vor allem die robustere Konstruktion ohne Risse mit verbundlosen internen Spanngliedern zu nennen, für die in der künftigen BEM-Ing keine Austauschbarkeit mehr gefordert sein wird. Viele unserer Bestandsbrücken haben in den durchgeführten Nachrechnungen gezeigt, wie günstig sich eine Quervorspannung auf alle Nachweise der Fahrbahnplatte auswirkt.

Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Regelungen und Richtlinien für die Bemessung von Ingenieurbauten – BEM-Ing – Teil 1 Berechnung und Bemessung von Brückeneubauten – Abschnitt 2 Betonbrücken. Dortmund: Verkehrsblatt Verlag, voraussichtlich 2023.
- [2] Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Kragarme von Fahrbahnplatten – Entscheidungshilfe für die Dimensionierung von Kragarmen für Beton- und Stahlverbundbrücken (schlaife Bewehrung oder Quervorspannung). ARS 31/1994, Dokument-Nr. B 5255, Dortmund: Verkehrsblatt-Verlag.
- [3] Krill, A.; Zehetmaier, G.: Spannbetonkastenquerschnitte mit Stegspanngliedern und verbundloser Quervorspannung. Bautechnik 99 (2022) 4, S. 238-248 – DOI: 10.1002/bate.202100124
- [4] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Richtzeichnungen für Ingenieurbauten RiZ-Ing. Dortmund: Verkehrsblatt Verlag, 12/2020.
- [5] Krill, A.: Verbesserungen für Spannbetonkastenbrücken – neue Bemessungsregeln in der BEM-Ing. Vortrag zur 7. VDI-Fachkonferenz Zukunftsprogramm Brückenmodernisierung, 23./24.11.2022 in Bonn.
- [6] DIN EN 1991-2/NA:2012-08: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.
- [7] DIN EN 1990/NA/A1:2012-08: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Änderung A1.
- [8] DIN EN 1992-2/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln.



für
Carbonbeton

#1



Infos

www.carbon-concrete.org

Ihr Komplettanbieter für Brückenentwässerungssysteme

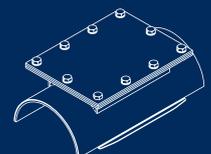
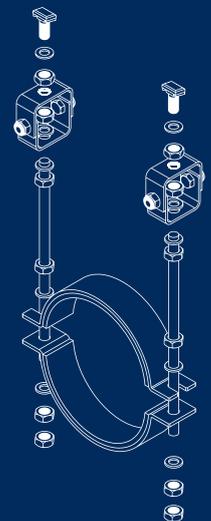
BRÜCKENABLÄUFE
BML-ROHRSYSTEME
EDELSTAHL-ROHRSYSTEME
GFK-ROHRSYSTEME
ROHRAUFHÄNGUNGEN
ZUBEHÖR . MONTAGE

- ➔ Eigene Produktion zahlreicher Teile, viele **SONDERANFERTIGUNGEN** möglich
- ➔ Umfangreiche **LAGERBEVORRATUNG**

JETZT ANFORDERN!
CAD-PLANUNGSUNTERLAGEN



oder auf
USB



Sie haben eine **Aufgabe** zu lösen?

Wir finden gemeinsam den **Weg!**

***Bringen Sie Ihre Expertise
in den bedeutenden und
komplexen Ingenieurbauwerken
weltweit ein.***

| Generalplanung

| Tragwerksplanung

| BIM

| Objektplanung

| Brücken- und sonstige Ingenieurbauwerke



WSP

WSP Infrastructure Engineering GmbH

Frankfurt/Main | Berlin Braunschweig Dresden Hannover Leipzig

beruf@wsp.com | wsp.com

Brückenerhaltung, eine Generationenaufgabe – Herausforderungen und Lösungsansätze aus Sicht des Landesbetriebs Straßenwesen Brandenburg

*M. Sc. Felix Kaplan, Dipl. Ing. Kay Degenhardt, M. Sc. Martin Günther
Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg, Hoppegarten*

1 Bauwerkserhaltungsmanagement

Brücken stellen neben der Fahrbahn einen der wesentlichen Teile der Straßeninfrastruktur dar. Sie sollen über eine sehr lange Dauer ihre Nutzbarkeit ohne Einschränkung erfüllen. Die normative Nutzungsdauer von Brücken beträgt bauartbedingt zwischen 70 und 130 Jahren und ist damit im Vergleich zur Fahrbahn und anderen Infrastrukturobjekten bedeutend länger. Es handelt sich demzufolge um sehr nachhaltige Objekte. Damit eine lange Nutzungsdauer sicher erreicht werden kann, bedarf es einer langfristig orientierten Erhaltungsplanung auf Grundlage eines zielgerichteten und konsequenten Erhaltungsmanagements. Nur so lassen sich der gute Zustand und die Verfügbarkeit aller Brücken im Straßennetz dauerhaft und wirtschaftlich bewahren [1].

1.1 Ausgangssituation

Der Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg (LS) arbeitet dementsprechend seit über einem Jahrzehnt an und auf Grundlage eines brückenspezifischen Erhaltungskonzeptes und -managements. Aktuell umfasst der Brückenbestand ca. 1.560 Brücken (Teilbauwerke nach ASB-ING). Von dieser Objektmenge befinden sich ca. 806 Brücken in der Baulast des Bundes (Zuordnung Bundesstraßen) und ca. 754 Brücken in der Baulast des Landes (Zuordnung Landesstraßen).

Das Erhaltungsmanagement der Straßenbrücken wird stetig fortgeschrieben und weiterentwickelt. Dabei wird insbesondere auf die positiven, aber auch negativen Erfahrungen aus den zurückliegenden Erhaltungsperioden zurückgegriffen. In seiner Grundausprägung besteht das verschriftlichte Erhaltungsmanagement für Straßenbrücken im LS seit 2010. Letztmalig wurde es im Jahr 2020 für die dritte Erhaltungsperiode 2021–2025 mit Betrachtungshorizont bis 2035 novelliert und fortgeschrieben. Insbesondere mit der letzten Novellierung wurden Methoden aufgegriffen, die dem LS erst seit wenigen Jahren zur Verfügung stehen und bei

deren Entwicklung Mitarbeitende des LS selbst mitgewirkt haben. Konkret ist der Einsatz des Programms EPING [2] (Erhaltungsbedarfsprognose für INGenieurbauwerke) zu nennen. Der im Programm implementierte Algorithmus wird durch die im Jahr 2021 vom BMDV eingeführte Richtlinie für die strategische Planung von Erhaltungsmaßnahmen an Ingenieurbauwerken [3] (RPE-ING) flankiert. An der Aufstellung dieser Richtlinie waren ebenfalls Mitarbeitende des LS im Rahmen ihrer Mitgliedschaft im zuständigen Koordinierungsausschuss Erhaltung der Bund-/Länder Dienstbesprechung Ingenieurbau beteiligt.

1.2 Prozess der Bedarfsermittlung

Den Kern des Bauwerkserhaltungsmanagements im LS bilden die sogenannten „Bedarfslisten Brücke“. In diesen Bedarfslisten sind alle wesentlichen Daten der Brückenbauwerke teilbauwerksbezogen aufgeführt und anhand verschiedener Kriterien sortiert. Jedem Teilbauwerk ist mindestens eine Erstmaßnahme in Art (Maßnahmenart entsprechend RPE-ING) und Zeit (Jahr und Halbdekade) zugeordnet. Der Aufstellungsprozess erfolgt in mehreren Phasen. Zunächst ist eine Aufbereitung der Bauwerksdaten aus dem Programmsystem SIB-Bauwerke [4] erforderlich. Anschließend werden mittels des Programms EPING netzbezogen mehrere Nullszenarien gerechnet. Das bedeutet, dass keine Maßnahmen vorgegeben werden und ausschließlich die Ergebnisse aus der EPING-Berechnung anhand verschiedener Parametereinstellungen bewertet werden können. Je nach Netzbezug werden iterativ ein Szenario mit geringfügigstem Mitteleinsatz, ein Szenario mit wenigen Maßnahmen und ein Szenario mit hohem Nutzwert ermittelt. Aus dieser Palette von Szenarien wird abschließend, wiederum netzbezogen, eine Null-Empfehlung bestimmt, welche die Grundlage des weiteren ingenieurmäßigen Abstimmungsprozesses ist.

Der ingenieurmäßige Abstimmungsprozess wird über eine Vielzahl von Diskussionsrunden

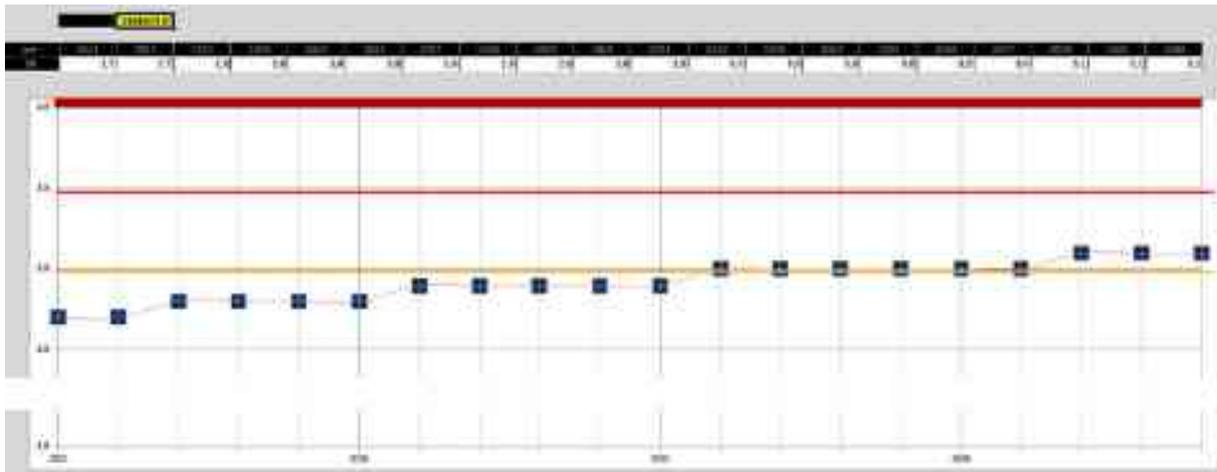


Bild 1 Objektbezogene Zustandsentwicklung gemäß Alterungsfunktion nach RPE-ING

Grafik: Kay Degenhardt, Landesbetrieb Straßenwesen

der Zuständigen für die Bauwerkserhaltung im LS geführt. Die Null-Empfehlung aus EPING wird mit den konkreten Zustandsbeschreibungen (Prüfberichten) abgeglichen. Aus der Kombination der Null-Empfehlung und weiterer Informationen zum konkreten Objekt sowie seinen Schäden wird eine finale Erhaltungsmaßnahme (Erst- und ggf. Zweitmaßnahme) in Art und Zeit bestimmt.

Flankiert wird der fachliche Diskussionsprozess mittels objektbezogenen Alterungsfunktionen (Bild 1) und der damit verbundenen Überprüfung der Maßnahmen im zeitlichen Ansatz beim Überschreiten bestimmter Grenzwerte.

Die finale Maßnahmenbestimmung in Art und Zeit wird wiederum über eine netzbezogene EPING-Berechnung gespiegelt und somit in ihrer Wirksamkeit für die Grundgesamtheit aller Brückenobjekte nochmals verifiziert. Das Ergebnis darf dabei nicht wesentlich von der gewählten Null-Empfehlung abweichen, andernfalls muss iterativ nachgesteuert werden.

Nach Festsetzung der Bedarfslisten (innerbetrieblicher Verwaltungsprozess) bilden diese die Grundlage der Projektprogrammplanung und -steuerung. Das bedeutet zum einen, dass die erforderlichen Brückenerhaltungsmaßnahmen mit den Belangen der übrigen Planungen abgestimmt werden müssen. Zum anderen bedeutet es, dass sich neue Projektanträge ausschließlich nach den Vorgaben der Bedarfslisten richten müssen und bei Abweichung davon einer entsprechenden fachlichen Begründung oder Dringlichkeit bedürfen.

Der Abarbeitungsstand der Bedarfslisten bzw. der darüber spezifizierten Maßnahmen wird

jährlich für die laufende Halbdekade in einem adäquaten Prozess wie bei der Aufstellung kontrolliert und abgerechnet. Sofern neue, objektbezogene Erkenntnisse vorliegen, werden diese berücksichtigt. Je nach Erfordernis wird in der Maßnahmebestimmung nachgesteuert und diese über die Abrechnung fixiert, also verschriftlicht. Somit ist ein nachvollziehbarer und transparenter Prozess des Verwaltungshandelns gewährleistet.

1.3 Abrechnung der Bedarfslisten

Wesentliche Grundlage zur Kontrolle der im Rahmen des Erhaltungsmanagements definierten Erhaltungsziele bildet die Abrechnung der Bedarfslisten. Im Ergebnis der Abrechnung wird der Umsetzungsstand der geplanten Erhaltungsmaßnahmen dargestellt. Die aktuelle Auswertung zeigt, dass nur ca. 50 % der erforderlichen Maßnahmen tatsächlich umgesetzt werden. Somit werden erhebliche Abweichungen deutlich. Es gilt, die Ursachen zu analysieren und Lösungen zur Erhöhung der Maßnahmeumsetzungen zu finden. Neben den Ursachen sind unbedingt auch die Auswirkungen des Defizites zu betrachten. Maßnahmen, welche nicht abgeschlossen werden, erhöhen in den Folgejahren den Erhaltungsbedarf und den dafür erforderlichen Ressourcenbedarf.

2 Lösungsansätze

Gegenwärtig werden die Gründe für die Abweichungen analysiert. Ohne die Ergebnisse bereits zu sehr vorwegzunehmen, werden einige Gründe nicht im Einflussbereich des konstruktiven Ingenieurbaus liegen. Beispielsweise

werden die Vielzahl an offenen Stellen in der Planung und der Bauüberwachung, die Dauer von Baurechtsverfahren sowie die Verfügbarkeit von Materialien relevante Einflüsse haben.

Aber auch im Bereich des konstruktiven Ingenieurbaus besteht Optimierungsbedarf in der bisherigen Bearbeitung der Erhaltungsmaßnahmen. Nachfolgend wird ein Einblick in die bisherigen Lösungsansätze „Sonderprogramme“, „Pilotvorhaben“ sowie „Monitoring und Diagnostik“ gegeben.

2.1 Sonderprogramme

Durch das systematische Vorgehen im Erhaltungsmanagement besteht ein sehr guter Überblick über Bauwerke mit ähnlichen Problemstellungen [1]. Die betroffenen Bauwerke werden im LS in so genannten Sonderprogrammen zusammengefasst. Durch eine zielgerichtete, regional übergreifende Bearbeitung dieser Probleme sollen Synergien genutzt und ggf. Musterlösungen erarbeitet werden. Dieses einheitliche Vorgehen erhöht die Validität der Maßnahmenfestlegungen und verspricht eine Effizienzsteigerung bei der Bearbeitung der Erhaltungsmaßnahmen. Diese Effekte lassen sich exemplarisch für das Sonderprogramm „AKR-Verdacht bei den Bauteilgruppen Überbau und Unterbau“ veranschaulichen:

Eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) ist augenscheinlich durch ein netzartiges Rissbild, Ausblühungen und Betonabplatzungen zu erkennen. Bei Bauwerken mit hoher Längsvorspannung entstehen statt der Netzrisse auch in Längsrichtung ausgerichtete Rissbilder.

AKR kann das Erscheinungsbild eines Bauwerkes beeinflussen. Wesentlicher ist jedoch die Minderung der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit. Die Dauerhaftigkeit wird insbesondere bei größeren Rissbreiten schnell gefährdet.

Im Rahmen des Sonderprogramms werden die unter Verdacht stehenden Bauteile untersucht, um das Potential einer schädigenden AKR-Reaktion zu identifizieren. Anschließend werden objektbezogene Instandsetzungskonzepte entwickelt, um das AKR-Treiben in den betroffenen Betonbauteilen zu mindern oder zum Stillstand zu bringen. Durch die frühzeitige Umsetzung solcher Maßnahmen im Vorfeld einer weiteren Schädigung kann der planmäßige Betrieb eines Bauwerks gegebenenfalls bis zum Ende seiner Nutzungsdauer aufrechterhalten werden. An

Bauwerken/Bauteilen, wo das AKR-Treiben bereits heute einen starken Fortschritt verzeichnet, muss gegebenenfalls ein vorzeitiger Ersatz erfolgen.

Neben dem Programm zur AKR-Problematik finden in der Diskussion der Bedarfslisten weitere „Sonderprogramme“ zu folgenden Inhalten Berücksichtigung:

- technisch erhaltungswürdige Bauwerke oder technische Denkmale,
- Stahlbetonplatten mit Baujahr bis 1985,
- BTC-Konstruktionen,
- Bauwerkswinkel < 90 gon,
- signifikante Korrosionsschäden,
- AKR-Verdacht bei den Bauteilgruppen Überbau und Unterbau,
- Verifizierung des Ziellastniveaus,
- Spannungsrissskorrosion,
- Defizite an Fahrzeugrückhaltesystemen.

Seit Einführung der Sonderprogramme im Dezember 2020 wurde sukzessive mit der Erarbeitung der Inhalte begonnen. Die einheitliche Betrachtung der Bauwerke führt dazu, dass die tatsächlichen Problemstellungen identifiziert und beschrieben wurden. Im Ergebnis lieferte beispielsweise das Sonderprogramm „Defizite an Fahrzeugrückhaltesystemen“ das Erfordernis zur Priorisierung von Bauwerken mit verringerter Verkehrssicherheit.

2.2 Pilotvorhaben: Einsatz von modularen Schnellbausystemen

Als Pilotvorhaben zum Einsatz eines modularen Schnellbausystems wurde die Brücke der L 171 über die Anlagen der Deutschen Bahn in Hohen Neuendorf gewählt [5]. Das Bauwerk (siehe Bild 2) wurde 1961 als erste Fertigteilbrücke mit Spannbetonträgern der BT-70-Reihe errichtet [6]. Die als Hohlquerschnitte konzipierten BT-Fertigteilträger hatten wegen des reduzierten Eigengewichtes und der verringerten Betonquerschnittsfläche enorme Vorteile bezüglich des Montagegewichtes und der Wirksamkeit der eingesetzten Vorspannung. Nicht bewährt hat sich die Einfeldbauweise mit den anfälligen Fugen. Weiterhin haben sich in der



Bild 2 Bestandsbauwerk 2021

Foto: Felix Kaplan, LS

Vergangenheit bei vergleichbaren Bauwerken oft Ausführungsmängel an den Verdrängungskörpern gezeigt. Die Bauweise ist daher in den letzten Jahrzehnten aus dem Brückenbau in Deutschland weitestgehend verschwunden.

Bedingt durch die Zustandsentwicklung (Zustandsnote 3,8) wurde 2021 ein kurzfristiger Ersatz des Bauwerks erforderlich. Da parallel eine Neutrassierung der Straße erfolgen soll, wurde für den Ersatz eine begrenzte Lebensdauer von ca. acht Jahren zugrunde gelegt. Wegen einer Vielzahl von erforderlichen Baumaßnahmen im Umfeld des Bauwerks standen zwischen Feststellung des Erneuerungsbedarfs und Inbetriebnahme einer neuen Brücke nur ca. sechs Monate zur Verfügung.

Um die bereits genannten Vorteile der Hohlträgerbauweise zukünftig wieder nutzbar zu machen, wurde eine Systemlösung unter Einsatz von luftdicht verschweißten Verdrängungsrohren entwickelt, die regelwerkskonform den Verzicht auf die Inspizierbarkeit erlaubt. Wegen der geplanten begrenzten Nutzungsdauer wurde auf Abdichtung und Belag verzichtet sowie eine direkt befahrene Fahrbahntafel hergestellt.

Auf den mittleren Pfeiler musste aus technischen und bautechnologischen Gründen beim Ersatzneubau verzichtet werden. Für das Mittelfeld er-

gab sich damit eine Stützweite von nahezu 30 m. Unter Verwendung der Ansätze der BT-Bauweise konnten Fertigteilträger mit einer Konstruktionshöhe von 90 cm konzipiert werden, welche zusammen mit den 70 cm hohen Fertigteilen in den Randfeldern auf den bestehenden Unterbauten verlegt wurden. Bedingt durch die höheren Beanspruchungen mussten die Pfeiler in den Achsen 20 und 40 lokal verstärkt werden.

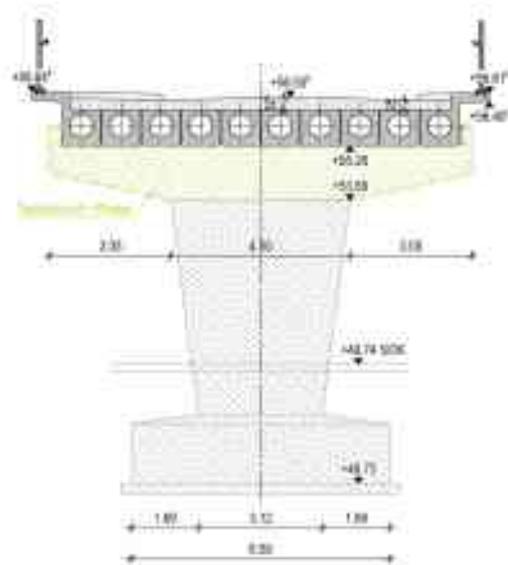


Bild 3 Regelquerschnitt Ersatzüberbau
Zeichnung: Alexander Peter, cbing

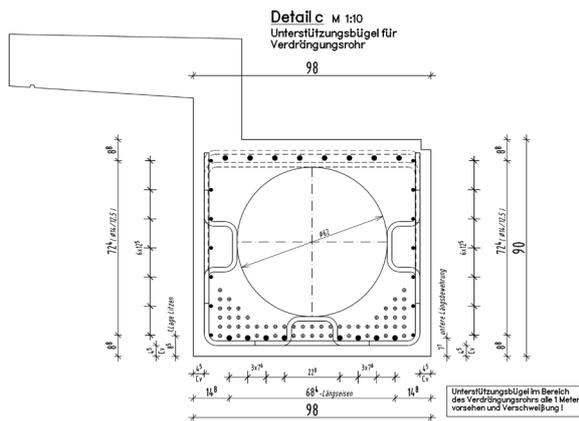


Bild 4 Lagesicherung der Verdrängungsrohre
Zeichnung: Alexander Peter, cbing

Die Verbindung der Fertigteile untereinander erfolgte mit einer durchgehenden Ortbetonplatte zu einem durchlaufenden Überbau, Bild 3.

Durch die veränderliche Bauhöhe der Fertigteile und die Ausbildung einer Kuppe in der Gradienten der Fahrbahn konnte trotz Veränderung der Stützweiten eine statisch zweckmäßige Gestaltung der Bauhöhen erreicht werden, ohne die Bestandsgradienten an den Brückenenden zu verlassen.

Durch den Einsatz von Verdrängungskörpern aus luftdicht verschweißten Stahlrohren können die bekannten Vorteile von Hohlkörperfertigteilen im Brückenbau wieder nutzbar gemacht werden. Mit Verweis auf die RE-ING Teil 2 [7] und ZTV-ING Teil 4 [8] ist diese Vorgehensweise geregelt. Besonderes Augenmerk wurde bereits in der Planung auf die Maßnahmen zur Lagesicherung der Verdrängungsrohre beim Betonieren gelegt (Bild 4).

Nach der Montage der Fertigteile (Bild 5) erfolgte deren Verbindung untereinander mittels durchgehender Ortbeton-Verbundplatte mit einer Dicke größer 20 cm.

Im Ergebnis konnte die Straßenverbindung ca. sechs Monate nach Sperrung des Bauwerks wieder in Betrieb genommen werden. Insbesondere die Verwendung von vorgespannten Fertigteilen mit Hohlkörper-

pern und eine vorbereitete Systemplanung führten hier zu einer erheblichen Verkürzung der Zeiten für Planung, Bauvorbereitung und Bauausführung. Das Potenzial, die Dauer des Gesamtprozesses zu minimieren und gleichzeitig die Auswirkungen auf die Verkehrs- und Wirtschaftsströme zu verringern, ist bei der Errichtung der Brücke in Hohen Neuendorf besonders deutlich geworden.

2.3 Pilotvorhaben: Einsatz von Verbundankerschrauben zur Querkraftverstärkung

An der Brücke der L 220 über den Werbellin Kanal in Eichhorst (Bild 6) wurden erstmals in Brandenburg Verbundankerschrauben zur Querkraftverstärkung angewendet, vgl. [9]. Das Bauwerk zeichnet sich durch seine sehr hohe Schiefwinkligkeit und die Lagerung auf Punktstützen aus. Diese Besonderheiten führten in der Einstufungsberechnung 2006 zu Defiziten in den Querkraftnachweisen. Die Brücke wurde deshalb in die BK 16/16 eingestuft und für Fahrzeuge mit einem tatsächlichen Gewicht von mehr als 16 t gesperrt. Bedingt durch Baumaßnahmen im Umfeld der Brücke wurde eine Freigabe des Verkehrs für den gesamten genehmigungsfreien Straßenverkehr erforderlich. Um das neue Ziellastniveau BK 30 zu erreichen, wurden jeweils an den beiden außenliegenden Stützen Verbundankerschrauben eingebracht. Zur Anwendung kamen dabei die an der Universität Innsbruck entwickelten Betonschrauben [9]. Diese haben den großen Vorteil, dass der Einbau auch unter Verkehr erfolgen kann und somit eine Vollsperrung verhindert werden konnte.



Bild 5 Fertigteilmontage

Foto: Felix Jünger, Drohne Berlin



Bild 6 Straßenbrücke L 220 Eichhorst

Foto: Felix Kaplan, LS

Die Defizite in der Querkrafttragfähigkeit ergeben sich nicht nur bei punktgestützten Brücken [10]. So zeigten die statischen Untersuchungen im Rahmen des Sonderprogramms „Stahlbetonplatten mit Baujahr bis 1985,“ dass eine rechnerische Einstufung der Überbauten über die BK 30/30 hinaus im Ist-Zustand nur unter Anwendung erweiterter Nachweisformate (d. h. Stufe 4 nach [9]) möglich ist. Grund hierfür sind Schwächen bei der Bewehrungsführung, woraus einerseits rechnerische Defizite bei der Querkrafttragfähigkeit, andererseits Defizite bei der Biegetragfähigkeit (insbesondere in Querrichtung) resultieren.

Das Potential der in diesem Pilotvorhaben angewendeten Betonschrauben erscheint sehr hoch, da hier mit einem relativ geringen Eingriff die Querkrafttragfähigkeit erzielt werden kann. Um eine Erhöhung der Biegetragfähigkeit zu erzielen, erscheint eine Verstärkung mit bereits etablierten Verstärkungsmethoden (Stahl- oder CFK-Lamellen) oder neueren Methoden (Carbonbetonverstärkung) vielversprechend. Hierbei ist anzumerken, dass eine Biegeverstärkung nur in einem begrenzten Maße erfolgen kann und beispielsweise durch die Querkrafttragfähigkeit des Überbaus limitiert ist. Somit ist in diesem Fall eine Kombi-

nation aus Biege- und Querkraftverstärkung sinnvoll.

2.4 Einsatz von Bauwerksmonitoring und -diagnostik

Nicht zuletzt durch den Landesrechnungshof Brandenburg wurde festgestellt, dass eine Erfassung der tatsächlichen Tragfähigkeit erforderlich ist [12]. Neben der bereits etablierten Nachrechnung in den Stufen 1 und 2 nach Nachrechnungsrichtlinie [11] gewinnt die Nutzung von Tragwerksreserven in den Stufen 3 und 4 weiter an Bedeutung. In diesem Kontext ist der breite Einsatz von Bauwerksmonitoring und -diagnostik besonders zielführend. Im Hinblick auf eine bessere Erreichung des Erhaltungsbedarfs ergeben sich hieraus folgende Ansätze:

- ❑ An Bauwerken mit bekannten Defiziten und Schäden kann aufgrund einer Dauerüberwachung auf eine Verkehrseinschränkung bis zur Umsetzung der Erhaltungsmaßnahme verzichtet werden.
- ❑ Durch den Einsatz erweiterter Methoden können höhere Tragfähigkeiten erzielt wer-

den. Hierdurch ist eine Verschiebung von Maßnahmen in spätere Jahre möglich, dies reduziert somit den tatsächlich erforderlichen Erhaltungsbedarf.

- ❑ Durch die Erfassung der tatsächlichen Verkehrsbeanspruchung kann das erforderliche Ziellastniveau reduziert werden. Das kann zur Folge haben, dass die vorhandene Tragfähigkeit dem neuen Ziellastniveau entspricht. Dementsprechend kann auch hier die Maßnahme weiter in die Zukunft geschoben werden [13].
- ❑ Die Ermittlung des tatsächlichen Systemverhaltens ermöglicht eine optimierte Planung der Erhaltungsmaßnahme.

2.5 Ausblick

Die bisher genutzten Lösungsansätze haben bereits einen hohen Nutzen gezeigt. In Zukunft beabsichtigt der LS, weiter an neuen Optimierungsmöglichkeiten zu arbeiten. Dabei sollen zum einen die Potenziale der digitalen Arbeitsmethoden und -konzepte identifiziert und genutzt werden. Gerade durch den Einsatz von *Building Information Modeling* (BIM) in der Bauwerkserhaltung sowie dem digitalen Zwilling werden hohe Effekte durch die Bündelung aller ein Bauwerk betreffenden Informationen in einem Modell erwartet. Hierbei können auch hochgenaue Verfahren zur Erfassung des Bestands angewendet werden, Bild 7.

Daneben ist der LS bestrebt, auch zukünftig innovative Bauverfahren sowohl für den Ersatz-

neubau als auch für die Bauwerksverstärkung einzusetzen. Hierzu sind weitere Pilotvorhaben vorgesehen.

Das Ziel des LS ist es, innerhalb der nächsten Jahre ein System zur nachhaltigen und ganzheitlichen Betrachtung aller Anlagenteile der Straße zu etablieren (ganzheitliches Asset-Management). Hierbei sind die bereits genutzten Systeme, Tools und Prozesse auch in adäquater Form außerhalb des Ingenieurbaus und für nahezu alle übrigen Objekte der Straßeninfrastruktur zu etablieren.

3 Fazit

Der LS hat seit mittlerweile über zehn Jahren ein etabliertes Bauwerkserhaltungsmanagement. Dieses System wurde seitdem kontinuierlich weiterentwickelt und zuletzt 2020 auf Basis der RPE-ING grundhaft neu aufgesetzt. Im Ergebnis besteht ein sehr guter Überblick über die Art und die Anzahl der erforderlichen Erhaltungsmaßnahmen. In der Abrechnung zeigt sich, dass derzeit nur ungefähr die Hälfte der erforderlichen Maßnahmen auch tatsächlich umgesetzt werden.

Aus Sicht des konstruktiven Ingenieurbaus gibt es hier Möglichkeiten zur Optimierung, wodurch eine höhere Erfolgsquote erzielt werden kann. Hierzu werden verschiedene Ansätze verfolgt. Durch den Einsatz des modularen Bauens können deutliche Minimierungen der Umsetzungszeiten in Planung und Bau erzielt werden. Die Verstärkung von Bauwerken unter Aufrechterhaltung des Verkehrs führt zu einer



Bild 7 Laserscan Brücke der L 902 in Golm

Bild: Torsten Cieslik, Schüssler Plan

höheren Akzeptanz von Baumaßnahmen in der Bevölkerung. Aufgrund der systematischen Bearbeitung von vergleichbaren Problemstellungen kann das vorhandene Synergiepotenzial genutzt werden. Die Nutzung von Bauwerksmonitoring und -diagnostik ermöglicht den Weiterbetrieb von geschädigten Bauwerken und die effiziente Planung von Erhaltungsmaßnahmen. Insgesamt ergibt sich eine höhere Ausnutzung des vorhandenen Bauwerksbestands, ein effektiverer Ressourceneinsatz, eine Verringerung von Nutzungseinschränkungen für die Verkehrsteilnehmer sowie positive Effekte auf die immer weiter in den Vordergrund tretende Thematik Nachhaltigkeit.

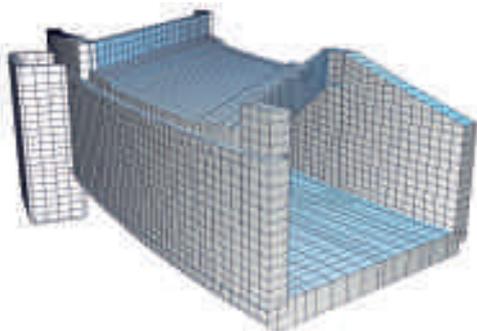
Literatur

- [1] Degenhardt, K.; Kaplan, F.; Günther, M.: Strategisches Bauwerkserhaltungsmanagement im Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg. In: Isecke, B.; Krieger, J. (Hrsg.): Tagungsband des 5. Brückenbaukolloquiums, 06./07.09.2022 an der TA Esslingen, Tübingen: expert Verlag GmbH, 2022, S. 439–446.
- [2] Ingenieurbüro Probst GmbH (Hrsg.): EPING – Erhaltungsbedarfsprognose. Verfügbar online: <https://www.ib-probst.de/leistungen/erhaltungsbedarfsprognose/> (Zugriff am 20.04.2023).
- [3] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): Richtlinien für die strategische Planung von Erhaltungsmaßnahmen an Ingenieurbauwerken (RPE-ING). Stand 12/2020.
- [4] WPM-Ingenieure GmbH (Hrsg.): Programmsystem SIB-Bauwerke. Verfügbar online: <https://sib-bauwerke.de/> (Zugriff am 20.04.2023).
- [5] Bösche, T.; Kaplan, F.; Ehrlich, A.: Ersatz einer Brücke im Zuge der L171 über die DB. In: Isecke, B.; Krieger, J. (Hrsg.): Tagungsband des 5. Brückenbaukolloquiums, 06./07.09.2022 an der TA Esslingen, Tübingen: expert Verlag GmbH, 2022, S. 293–298.
- [6] Bernhardt, W.: Straßenbrücken unter Verwendung zusammengespannter Fertigteile BT 70. Bauplanung-Bautechnik 17 (1963) 4 | 5, S. 188–191 | 244–248.
- [7] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten (RE-ING). Stand 01/2022.
- [8] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING). Stand 10/2022.
- [9] Feix, J.; Lechner, J.: Verstärken von Bestandsstrukturen mittels Verbundankerschrauben. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 31. Dresdner Brückenbausymposium, 07./08.06.2022 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2022, S. 75–86.
- [10] Steinbock, O.; Kaplan, F.; Bösche, T.; Grune, M.: Sonderprogramm Plattenbrücken des Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg. In: Isecke, B.; Krieger, J. (Hrsg.): Tagungsband des 5. Brückenbaukolloquiums, 06./07.09.2022 an der TA Esslingen, Tübingen: expert Verlag GmbH, 2022, S. 407–412.
- [11] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 05/2011 inkl. 1. Ergänzung 04/2015.
- [12] Landesrechnungshof Brandenburg vertreten durch den Präsidenten Christoph Weiser (Hrsg.): Jahresbericht 2021: Licht und Schatten bei der Erhaltung der Brücken des Landes. Potsdam, 2022.
- [13] Degenhardt, K.; Steffens, N.; Geißler, K.: Mehrstufiges Verfahren zur Festlegung des erforderlichen Ziellastniveaus für die Nachrechnung von Straßenbrücken. In: Isecke, B.; Krieger, J. (Hrsg.): Tagungsband des 4. Brückenbaukolloquiums, 08./09.09.2020 an der TA Esslingen, Tübingen: expert Verlag GmbH, 2020, S. 517–530.

Software für den Brückenbau

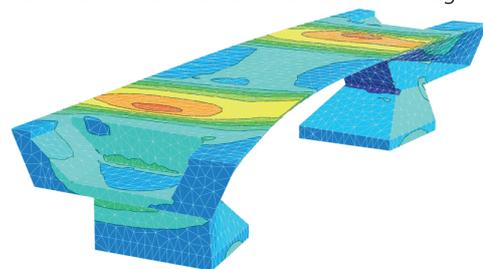
Das Programmsystem InfoCAD führt die Brückennachweise gemäß DIN EN 1992-2 und DIN-Fachbericht 102 durch. Optional lässt sich die Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) berücksichtigen.

Behandelt werden dabei alle Stab-, Flächen- und Volumentragwerke mit und ohne Vorspannung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit. Dies erlaubt auch für komplexe Tragwerke die Nachweisführung am Gesamtsystem.

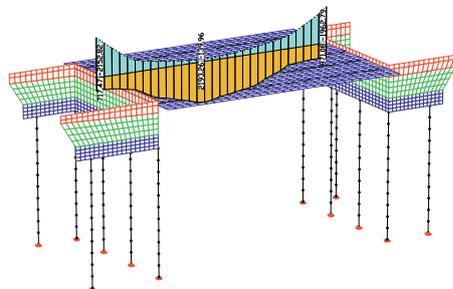


Tunnel mit zweigleisiger Eisenbahnüberführung (Schmitt-Stumpf-Frühauf, München)

Die zahlreichen Kombinationsergebnisse können detailliert abgerufen und übersichtlich dargestellt werden. Für die graphische Ausgabe stehen vielfältige Möglichkeiten zur Verfügung. Ausführliche Protokolle mit allen zur Prüfung erforderlichen Angaben werden ebenfalls im Rahmen der Nachweise erzeugt.



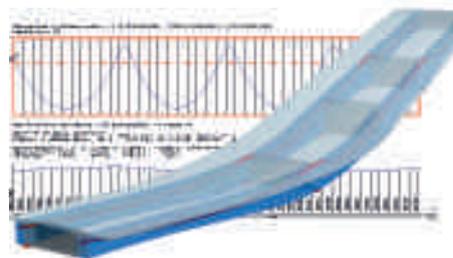
Komplexe Rahmenbrücke als Volumenmodell (Ingenieurbüro Hauf, Gundelfingen)



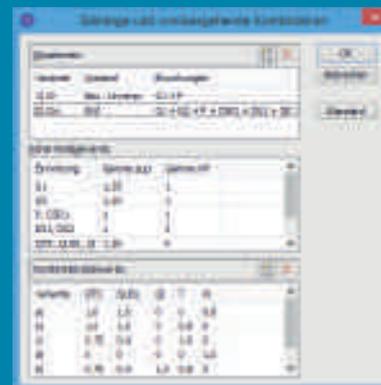
Überführungsbauwerk mit Widerlagern und Pfahlgründung (Prof. Bechert & Partner, Stuttgart)

Dynamische Zugüberfahrt

Auf einfache Weise kann die dynamische Beanspruchung durch vordefinierte Regelzüge wie ICE, Thalys oder die HSI-Typenzüge gem. Ril. 804 für beliebige Stab-, Flächen- und Volumentragwerke untersucht werden. Die Beschreibung der Fahrwege erfolgt durch Eingabe von Linienzügen auf dem Tragwerk. Es können gleichzeitig mehrere Fahrwege berücksichtigt werden, so dass sich z.B. die gegenseitige Beeinflussung entgegenkommender Züge untersuchen lässt.



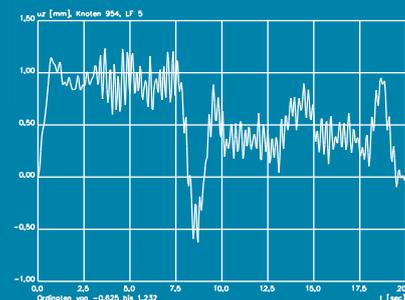
Vorgespannter zweistufiger Plattenbalken (Bilfinger & Berger, Köln)



Kombinationen nach DIN EN 1992-2



Zweigleisige Eisenbahn-Bogenbrücke (OBERMEYER Planen und Beraten, München)



Zeitdiagramm für die Verschiebung uz während einer Zugüberfahrt

Brückenbaunachweise nach DIN EN 1992-2 und DIN-Fachbericht:

- Beliebige Belastungen und Laststellungen
- Spezielle Aufbereitung des Lastmodells LM1 und LMM
- Automatische Kombination der Einwirkungen
 - Bau- und Endzustände für alle Einwirkungskombinationen
 - Optionale benutzerdefinierte Einwirkungen
- Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit
 - Mindestbewehrung zur Sicherstellung der Robustheit
 - Biegung mit oder ohne Längskraft und Längskraft allein
 - Querkraft unter Berücksichtigung des Mindestbewehrungsgrades
 - Reine Torsion und Torsion mit Querkraft
 - Nachweis gegen Ermüdung für Beton, Betonstahl und Spannstahl
- Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
 - Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite
 - Begrenzung der Rissbreite durch direkte Berechnung
 - Nachweis der Dekompression
 - Begrenzung der Betondruck-, der Stahlzug- und der Spannstahlspannungen
 - Nachweis der schiefen Hauptzugspannungen
- Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken (Nachrechnungsrichtlinie)

InfoGraph 

Software für die Tragwerksplanung

InfoGraph GmbH
Kackertstraße 10
52072 Aachen
Telefon +49 241 889980
Telefax +49 241 8899888
E-Mail info@infograph.de
www.infograph.de

PROJEKTE, DIE GELINGEN.

BRÜCKENBAU
TUNNELBAU
STRASSENBAU
INGENIEURBAU
HOCHBAU

Von der ersten Planungsphase bis hin zur Fertigstellung sind wir immer der direkte Ansprechpartner für Bauherren, Architekten, Fachplaner sowie Bauunternehmen in den Fachrichtungen:

- Projektsteuerung
- BOL/BÜ Brückenbau
- BOL/BÜ Streckenbau
- BÜ Bahn
- Bauwerksprüfung
- Planung Verkehrsanlagen
- Planung Ingenieurbauwerke
- Planung Hochbau
- Bautechnische Prüfung
- Vermessung



A7, Wöhlertalbrücke



A 143, VKE 4224, Westumfahrung Halle

WIR SUCHEN SIE!

- Sie suchen eine neue Herausforderung und möchten Ihr Wissen / Ihre Ideen zielorientiert und positiv in einem modernen, ganzheitlich orientierten Unternehmen einbringen?
- Sie arbeiten gerne in einem familiären sowie erfahrenen und dynamischen Team?
- Gute Kommunikation, Verantwortungsbewusstsein, Zuverlässigkeit und Offenheit sind Ihnen genauso wichtig wie uns?
- Sie legen Wert auf abwechslungsreiche Projekte, innovative Abläufe, selbständiges Arbeiten und Weiterentwicklung?

Alle aktuellen Stellenangebote können Sie auf unserer Website finden.

Wir freuen uns auf Ihre aussagekräftige Bewerbung und stehen Ihnen für weitere Informationen sowie einem persönlichen, unverbindlichen Kennenlernen gerne zur Verfügung!

Niederlassung Stuttgart

Von-Pistorius-Str. 5 A
70188 Stuttgart
Tel. (07 11) 16 63-3
Fax (07 11) 16 63-500
info@bb-s.de

Niederlassung Schleiz

Stauseestraße 35
07907 Schleiz-Gräfenwarth
Tel. (03 66 47) 2 98-0
Fax (03 66 47) 2 98-17
post@bb-scz.de

Niederlassung Dresden

Alexander-Herzen-Str. 9
01109 Dresden
Tel. (0351) 88567-0
Fax (0351) 88567-18
mail@bb-dd.de

Niederlassung Kassel

Fünfensterstraße 2
34117 Kassel
Tel. (05 61) 7 29 8748 3
info@bb-ks.de



www.bechertundpartner.de



Herbert Schambeck (1927–2013) – Ein Großmeister des Brückenbaus

Prof. Dipl.-Ing. Cengiz Dicleli

HTWG Konstanz, Institut für Angewandte Forschung IAF

„Als Kind der Nachkriegszeit hatte und habe ich den Ehrgeiz, aufzuzeigen, dass aus dem ‚proletarischen‘ und in den Jahren vor dem Krieg geächteten Baustoff Beton qualitätsvolle, dem Zeitgeist entsprechende und die Landschaft in positivem Sinne formende Bauwerke gebaut werden können.“

Herbert Schambeck, [1]

1 Einleitung

Herbert Schambeck war von 1966 bis 1990 Direktor der Brückenbauabteilung im Technischen Büro der Hauptabteilung der Firma Dyckerhoff & Widmann in München. In Zusammenarbeit mit Ulrich Finsterwalder, dem genialen Chefkonstrukteur der Firma, gelang es ihm, in Deutschland und weltweit zahlreiche wichtige und gestalterisch anspruchsvolle Spannbetonbrücken zu realisieren, Bild 1. Er war ein leidenschaftlicher Brückenbauer und hat dabei im Gegensatz zu den meisten seiner Kollegen auf die Gestaltung seiner Bauwerke großen Wert gelegt.

Schambeck gehört zu der ersten Generation hervorragender Dywidag-Ingenieure wie Leonhard Obermeyer, Georg Knittel, Herbert Kupfer, Helmut Bomhard, Klemens Finsterwalder, Theodor Baumann und Dieter Jungwirth, die zur sogenannten „Finsterwalder Schule“ zugeordnet werden, und die der Verfasser in den Jahren 2010 bis 2016 persönlich interviewen konnte. Das Gespräch mit Herbert Schambeck fand am 29.10.2010 in seinem Haus in Frieding-Andechs, unweit von München, statt, Bild 2. Der damals 83-jährige Ingenieur war von dem unerwarteten späten Interesse um seine Person und sein Werk sichtlich berührt und hat ca. drei Stunden lang engagiert Fragen beantwortet und geschildert, welche Themen ihn noch stark bewegen.



Bild 1 Herbert Schambeck bei einer Besprechung mit Ulrich Finsterwalder

Foto: Privataarchiv Finsterwalder (PAF), Fotograf unbekannt

Schambecks größte Sorge galt dem jetzigen Zustand der Brücken, die zu seiner Zeit gebaut worden sind. Man hätte für die Ewigkeit gebaut und sich „damals“ gar nicht vorstellen können, dass „eine Brücke Schaden bekommen könnte“ [2]. So hätte man einfach losgebaut. Daher hielt er es nunmehr für umso wichtiger, dass man den Lebensweg und den aktuellen Zustand der Brücken stets überwacht. Insbesondere äußerte der sensible Ästhet sich kritisch über die nicht vorhandene Ausbildung in

gestalterischen Fragen an deutschen Hochschulen. So hätte die Gestaltung auch bei den Baufirmen keine Rolle gespielt.

Drei Tage nach dem Interview schickte er noch eine Liste der „bemerkenswerten Brücken“ und einige ergänzende Bemerkungen zum stattgefundenen Gespräch nach (siehe: „Stichworte von Schambeck zum Entwerfen und Bauen mit Spannbeton“ am Ende dieses Beitrags).

Eine weitere wertvolle Quelle zur Person und zum Werk von Herbert Schambeck ist die dankbare Veröffentlichung von Klaus Stiglat, in der der Abschnitt über Herbert Schambeck eben von ihm selber verfasst worden ist [1]. Die Eckdaten zu seinem Lebenslauf stammen größtenteils aus dieser Veröffentlichung.

2 Der Lebensweg von Herbert Schambeck

2.1 Die Jugend und das Studium

Herbert Schambeck wurde am 31.05.1927 in München geboren und erlebte, wie er sie beschreibt, „eine bunte Kindheit“. Von seinen Eltern berichtet er höchst positiv und respektvoll. Sie haben ihm „Prinzipientreue und gleichzeitig Weltoffenheit vorgelebt“ und ihn „mit einer abgestimmten Mischung aus Güte, Verständnis und Strenge erzogen“. So war er bis zu seinem Notabitur 1944 ein erfolgreicher Schüler und stets der Jüngste in seiner Klasse. Bis Kriegsende musste er zwei Jahre unter anderem als Luftwaffenhelfer und Gebirgsjäger dienen und geriet auch für kurze Zeit in ein Kriegsgefangenenlager, bis ihn die Amerikaner wieder laufen ließen.

1946 konnte Schambeck das Studium an der TH München aufnehmen. Bei seiner Entscheidung, Bauingenieur zu werden, hatten weniger seine Eltern als ein Onkel, der Stadtbaurat in Halle an der Saale war, eine Rolle gespielt. Er bezeichnet es als „eine glückliche Fügung“, dass er bei Professoren wie Ludwig Föppl Technische Mechanik und Hubert Rüscht Massivbau studieren konnte. Der Münchner Architekt



Bild 2 Schambeck erklärt die Besonderheiten der Elztalbrücke

Foto: Privatarhiv Diceli PAD. Foto: Theresa Keilhacker

Hans Döllgast, bei dem er Baukonstruktionslehre belegte, dürfte einen gewissen Einfluss darauf gehabt haben, dass Schambeck beim Entwurf und Bau seiner Brücken stets gerne mit Architekten zusammengearbeitet und auf Ästhetik und Gestaltung seiner Bauten großen Wert gelegt hat.

2.2 Der Brückenbauer

2.2.1 Die ersten Jahre bei der Firma Dyckerhoff & Widmann AG

Die Firma Dyckerhoff & Widmann war schon damals eine der angesehensten Baufirmen in Deutschland. Daher war es für den jungen und ehrgeizigen Diplom-Ingenieur nur folgerichtig, dass er 1950 in die Firma eintrat, wo er bis zu seiner Pensionierung bleiben sollte.

Zunächst durfte er bei der Niederlassung Nürnberg anfangen und konnte sich im Technischen Büro und auf Baustellen mit Hochbauten aller Art beschäftigen. Die umständlichen statischen Berechnungen an einer kniffligen Platte eines Sprungturmes für ein Schwimmbad, bei denen er sich schwertat, verhalfen ihm zu der Idee des „spiegeloptischen Messverfahrens“. Der Ursprung seiner Idee basierte auf den verzerrenden Lachspiegeln auf den Jahrmärkten. Der junge kreative Ingenieur fing an, in seiner „Nürnberger Junggesellenbude“ zu experimentieren. Seine Versuchseinrichtung bestand aus spiegelnden Modellplatten mit einem aufgebraachten Raster. Die Platten wurden belastet,

und das verformte Raster wurde fotografiert. Der Kernpunkt seiner Idee war, aus der Größe der örtlichen Verzerrungen die Hauptkrümmungen an jedem beliebigen Punkt der Platte zu bestimmen und daraus die zugehörigen Biegemomente zu ermitteln.

Selbstverständlich dauerte es nicht lange, bis Ulrich Finsterwalder in der Münchner Zentrale auf den begabten Ingenieur in der Nürnberger Firmenniederlassung aufmerksam wurde. Schambeck wurde umgehend an die Zentrale nach München versetzt, wo der Chefkonstrukteur dafür sorgte, dass das Verfahren für die Firmenpraxis nutzbar gemacht wurde. Dazu schickte er Schambeck zu seinem Bruder, Prof. Richard Finsterwalder, der den Lehrstuhl für Kartografie und Photogrammetrie an der TH München leitete. So gelang es dem ehrgeizigen Ingenieur 1953 tatsächlich, sein Verfahren zur Ausführungsreife weiterzuentwickeln.

In München war es wohl nicht bekannt, dass Prof. Werner Koepcke an dem Massivbau-Lehrstuhl der TU Berlin kurz vorher ein sehr ähnliches Verfahren entwickelt hatte. Dyckerhoff & Widmann veröffentlichte ihr Verfahren 1957 als firmeninternes Nachschlagewerk, wobei betont wurde, dass es dem Verfahren von Koepcke zwar sehr ähnlich sei, jedoch völlig unabhängig davon entwickelt worden war [3].

Das Spiegeloptische Verfahren wurde von der Firma insbesondere bei der statischen Berechnung von schiefwinkligen Brückenplatten eingesetzt.

2.2.2 Zum Spiegeloptischen Messverfahren ([3], Auszug)

„Beim Verfahren Dyckerhoff & Widmann wird von einem Beobachtungspunkt P aus einer Entfernung von etwa 1,5 m die Spiegelung eines Rasters R auf der spiegelnden Oberfläche einer Modellplatte M beobachtet und fotografiert, Bilder 3, 4. Die unverzerrte Spiegelung eines unbelasteten Modells verzerrt sich unter der gewünschten Belastung nach dem Prinzip eines Lachspiegels. Die fotografische Aufnahme des verzerrten Spiegelbildes wird mit einem eigens entwickelten Mikroskop ausgewertet. Es werden aus der Größe der Verzerrungen die Hauptkrümmungen $1/r_1$ und $1/r_2$ und daraus unter Berücksichtigung der Querkontraktion des Modellmaterials nach den Differentialgleichungen der Plattentheorie die Hauptmomente m_1 und m_2 bestimmt, Bild 5. Außerdem können unmittelbar aus der fotografischen Aufnahme die Richtungen der Hauptmomentenlinien an

jeder Stelle der Platte herausgemessen werden. (...) Es ist also möglich, sich mit einer einzigen Aufnahme ein übersichtliches Bild über die am stärksten beanspruchten Stellen zu geben und aus dem Verlauf der Haupttragrichtungen auf die zweckmäßigste Form der Bewehrungsführung zu schließen.“

2.2.3 Die Zusammenarbeit mit Ulrich Finsterwalder

Für Herbert Schambeck war die Entwicklung seines Messverfahrens ein Glücksfall, der ihm die Chance bot, als Mitarbeiter von Finsterwalder an Entwürfen von Großprojekten arbeiten zu dürfen. Er nutzte sie zielbewusst und erfolgreich für seine weitere Entwicklung, deren

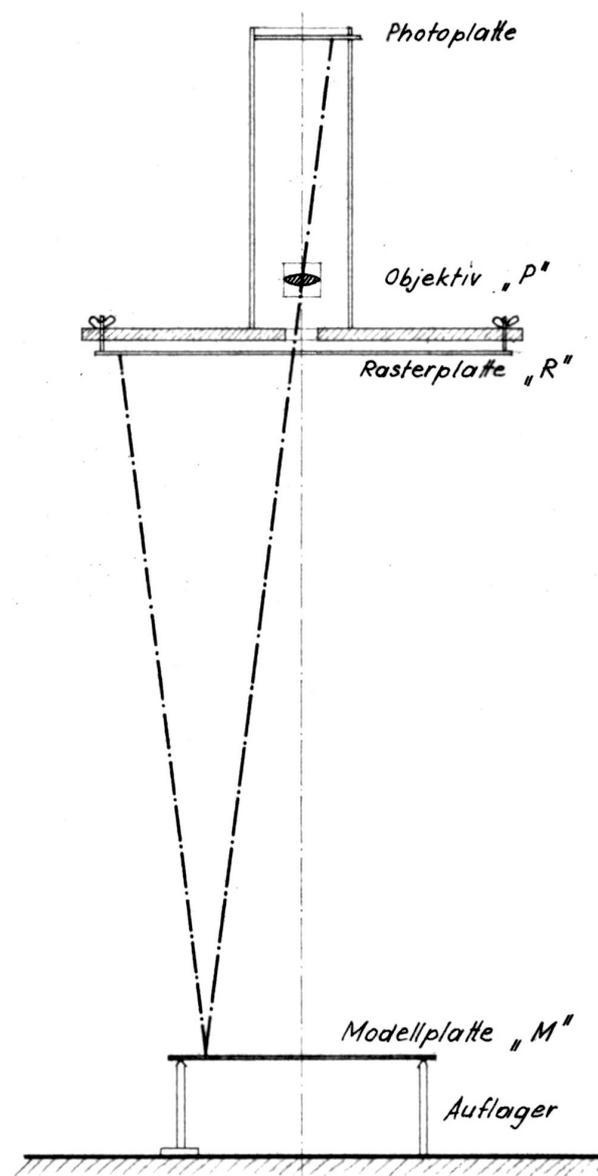


Bild 3 Schema der Versuchsanordnung für das Spiegeloptische Messverfahren der Firma Dyckerhoff & Widmann K. G., [3]
Zeichnung: Dyckerhoff & Widmann (D&W)

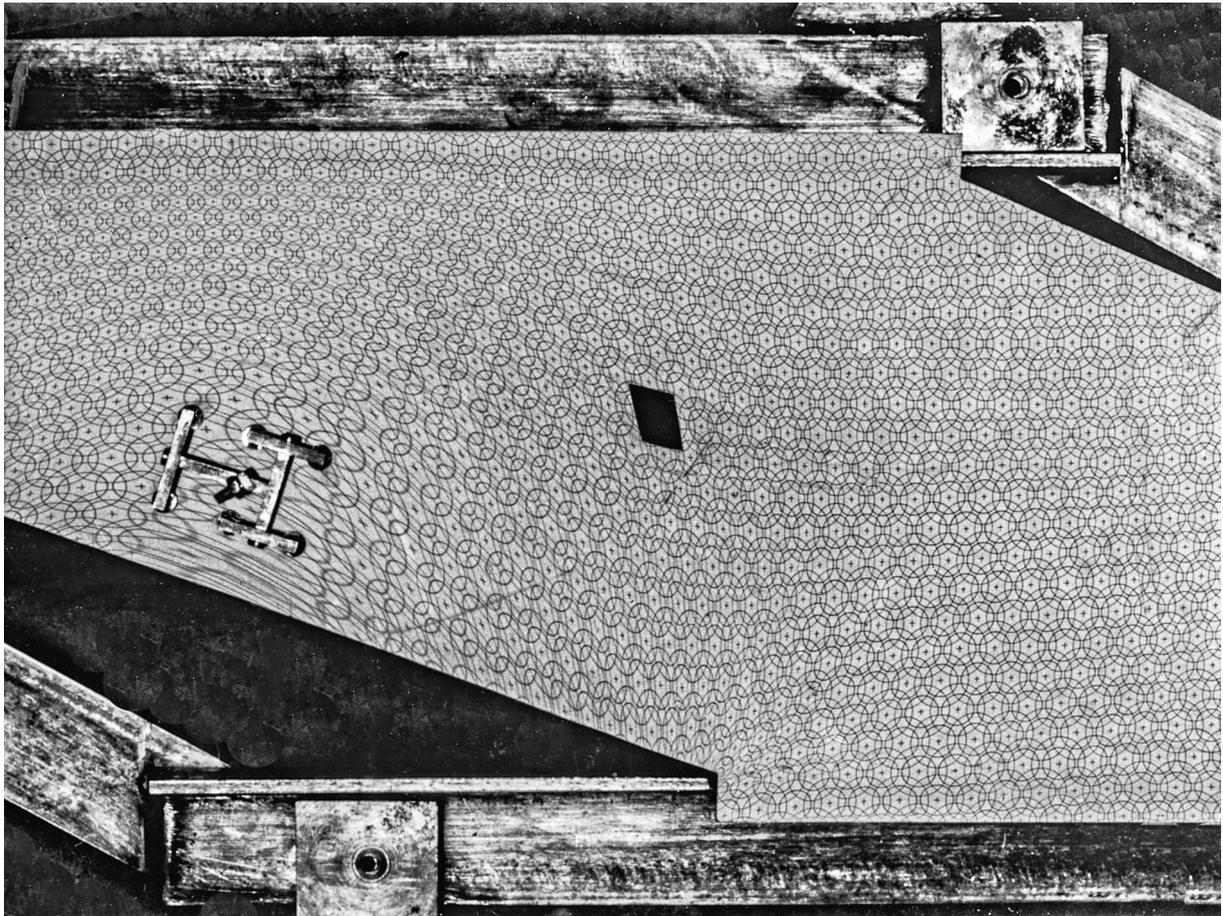


Bild 4 Das Spiegelbild des Rasters auf der aus Plexiglas nachgebildeten und mit einem maßstäblichen SLW nach DIN 1072 belasteten, schiefwinkligen Platte der Itter Brücke Eberbach (Platte nur teilweise abgebildet) [3] Foto: Werkfoto D&W

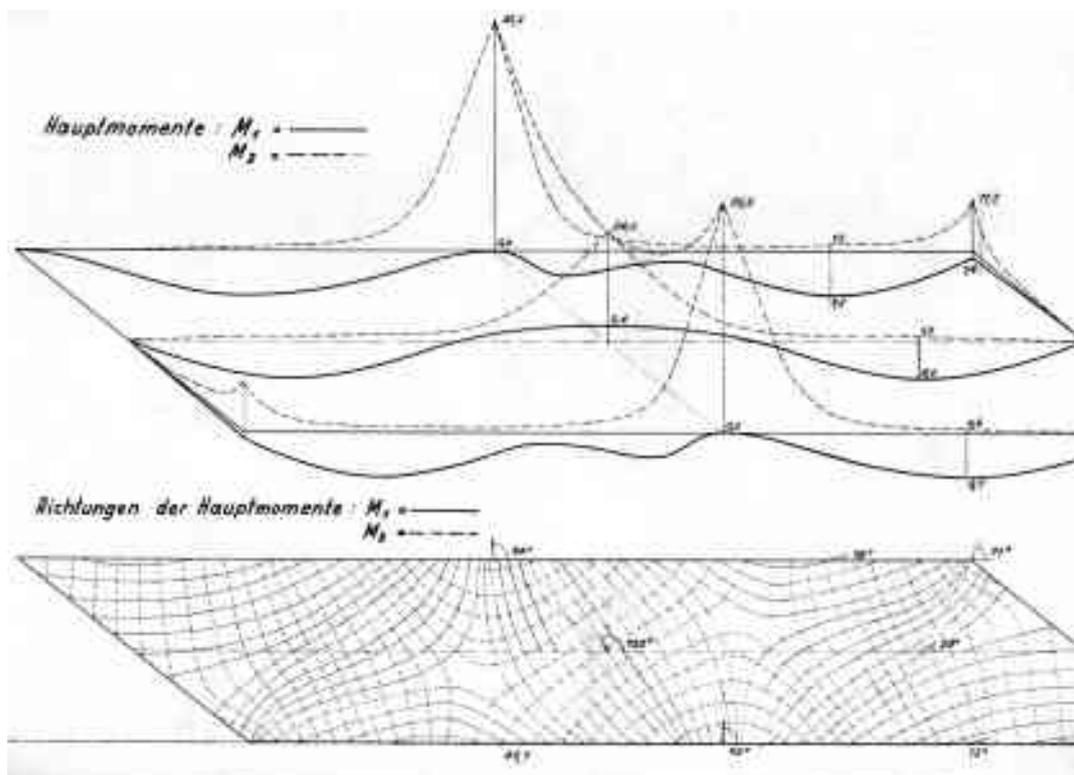


Bild 5 Hauptmomente einer gevouteten Platte über zwei Felder mit Gleichlast, ermittelt mit dem spiegeloptischen Messverfahren von Dywidag [3] Foto: Werkfoto D&W

Schwerpunkte er wie folgt beschreibt: „das unerwartete Auftauchen unkonventioneller Gedanken, das Durchschauen komplizierter Zusammenhänge durch Vereinfachung, das unbeirrte Verfolgen von als richtig erkannten Zielen, die Unterbringung von Firmeninteressen in technisch richtige Lösungen und schließlich die Erfahrung, dass Ingenieurarbeit nicht so anonym zu sein braucht, wie dies jungen Ingenieuren oft eingeprägt wird“ ([1], S. 360).

Finsterwalder erfuhr er als eine autoritäre Persönlichkeit, aber auch als jemanden, der selbst bei „harten Diskussionen auf die Sache bezogen“ blieb. 1958 heiratete er und wurde Vater von drei Töchtern. 1958, am Tag vor seiner Hochzeit, hatte Schambeck im Büro lange mit dem Chef zu tun und konnte nicht weg. Als er sich um 20:30 Uhr endlich verabschieden wollte, überraschte ihn Finsterwalder mit dem Hinweis: „Es ist doch gut, wenn Ihre Frau weiß, worauf sie sich einlässt“ [2].

Dennoch hatte der junge Brückenbauer vor dem genialen Ingenieur, wie alle seine Kollegen, einen „riesen Respekt“. Anerkennend schildert er, dass Finsterwalder „durch seine Persönlichkeit und durch die Qualität seines Denkens einem Kreis junger Mitarbeiter hohe Maßstäbe gesetzt und damit eine Voraussetzung für deren eigene Entwicklung gegeben“ hat [1].

Bei der Firma Dyckerhoff & Widmann, wo er als Mitarbeiter von Finsterwalder und technischer Projektleiter begann, avancierte Schambeck 1966 zum Leiter der Brückenbauabteilung im Technischen Büro der Hauptverwaltung. 1973 wurde er zum Direktor ernannt. Sicher wären diese Beförderungen ohne Unterstützung von Finsterwalder nicht denkbar gewesen. Sie erlaubten dem begeisterten Brückenbauer, immer selbständiger zu arbeiten in einem Team, „das verantwortlich ist für alle Bereiche, nämlich Gestaltung, Konstruktion, Statik, Materialtechnologie, Baudurchführung, Kosten und Vertreten von Firmeninteressen“ ([1], S. 194). Eine Konstellation, die bei Baufirmen heute nicht mehr möglich ist.

2.2.4 Der Meister

Nach seiner Versetzung in die Hauptverwaltung von Dyckerhoff & Widmann nach München im Jahre 1953 beschäftigte sich Schambeck zunächst auch mit der Planung von weitgespannten Hallen, darunter beispielsweise mit der Stadthalle Wiesbaden. Jedoch fand er ziemlich schnell seine eigene Berufung, das Planen und Bauen von Spannbetonbrücken. An der Seite

des Chefindingenieurs Ulrich Finsterwalder entwickelte sich der talentierte Ingenieur mit der Zeit zu einem Meister des Massivbrückenbaus und konnte Brücken mit unterschiedlichsten Konstruktionen und Bauverfahren planen und bauen: schiefe Plattenbrücken, Brücken auf Gerüst, im freien Vorbau, im Taktschiebeverfahren und als Fertigteilkonstruktionen, Schrägseilbrücken und Zügelgurtbrücken sowie Brücken für Schnellbahnen (s. Abschnitt 3).

Schambeck gehörte zu den Ingenieuren, die sich über ihr tägliches Geschäft hinaus Gedanken zur Verbesserung ihres Berufes machen und sich dafür engagieren. Unter anderem unterzeichnete er 2006 zusammen mit sieben seiner Kollegen aus allen Sparten ihres Berufs den Aufruf zu „Verantwortung und Ansehen der Bauingenieure“ [4].

1990 schied er aus der Firma Dywidag aus und war noch lange Jahre als beratender Ingenieur tätig, unter anderem bei folgenden Objekten:

- ❑ Eine 250 m weit gespannte Freivorbaubrücke in Schottland,
- ❑ Projekt einer 13 km langen Brückenverbindung über die Northumberland Strait in Kanada,
- ❑ Projekt einer Brücke über den Ganges bei Kalkutta in Indien sowie
- ❑ weitere Projekte in verschiedenen europäischen und außereuropäischen Ländern.

Beim Bau seiner Brücken hatte er auch Gelegenheit, mit renommierten Brückenbau-Architekten zusammenzuarbeiten wie z. B. Gerd Lohmer und Egon Jux. Insbesondere zu Jux, mit dem er die Flößer Brücke in Frankfurt baute, hatte er ein besonders gutes Verhältnis.

Ein ganz besonderes Projekt war für Schambeck ein Meilenstein in seiner Laufbahn und hinterließ bei ihm bleibende Eindrücke. Zugleich macht es auch seine Haltung als freisinniger Mensch und risikofreudiger Ingenieur deutlich: der internationale Ideenwettbewerb für eine Brücke über den großen Belt in Dänemark [2]. Dänemark ist durch den kleinen und großen Belt in die drei Bereiche Jütland, Fünen und Seeland geteilt. Durch eine Brücke wurde 1935 die erste Verbindung zwischen Jütland und Fünen geschaffen. Eine Verbindung über den 20 bis 30 km breiten großen Belt galt zunächst aus ökonomischen und ökologischen Gründen als riskant. 1965 veranstaltete das



Bild 6 Wettbewerb Brücke Großer Belt: der Vorschlag von Dyckerhoff & Widmann war eine Reihe von Schrägseilbrücken [17] Foto: Werkfoto D&W

Ministerium für öffentliche Arbeiten zunächst einen offenen Ideenwettbewerb ohne Angabe von Kosten für eine Brücke oder einen Tunnel. Für die Brücke waren folgende wesentliche Bedingungen vorgeschrieben:

- ❑ Hauptöffnung in der Strommitte mindestens 350 m,
- ❑ Lichte Höhe in Strommitte mindestens 68 m,
- ❑ Technische Richtlinien weitgehend nach dänischen Standards,
- ❑ Abgabetermin 1. April 1966.

Es meldeten sich 82 Bewerber mit weitgehend zufriedenstellenden Lösungen [5].

Selbstverständlich wollte die renommierte Firma Dyckerhoff & Widmann an diesem internationalen und spektakulären Projekt ebenfalls teilnehmen. Unverzüglich bewarb sich Herbert Schambeck bei seinem Chefkonstrukteur und

wollte sich gerne als Projektleiter beteiligen. Der Vorschlag fand bei Finsterwalder jedoch keinen Anklang, sondern stieß auf jähe Ablehnung: „Sie können nicht alles machen, Kupfer soll es machen“ [2]. So bestand das Projekt-Team von Dyckerhoff & Widmann aus Herbert Kupfer, Berthold Neunert, Hubert Spannring und dem Architekten Gerd Lohmer. Sie beteiligten sich mit einer Lösung, die aus einer Reihe von Schrägseilbrücken bestand, und erreichten damit einen zweiten Platz, Bild 6.

Schambeck jedoch gab sich mit der Entscheidung des Chefs nicht zufrieden und fand ziemlich schnell eine Lösung für sich. Er beschloss, sich mit einem eigenen Entwurf an dem Wettbewerb zu beteiligen, fertigte 20 Pläne und ein Modell ganz alleine ohne Beteiligung eines Architekten an den Wochenenden bei sich zuhause an und hielt es vollkommen geheim. Sein neuartiger Vorschlag sah eine Reihe von „Betonsegeln“ für die großen Öffnungen und eine Pilzbrücke wie bei der ein Jahr früher fertiggestellten Elztalbrücke (vgl. Abschnitt 3.4) vor, Bilder 7 und 8. Damit gelang es Schambeck, sich ebenfalls einen



Bild 7 Wettbewerb Brücke Großer Belt, Vorschlag Herbert Schambeck: Pilzbrücke mit Betonsegeln für die großen Öffnungen Foto: Privatarchiv Schambeck (PASch), Photo-Anker, München

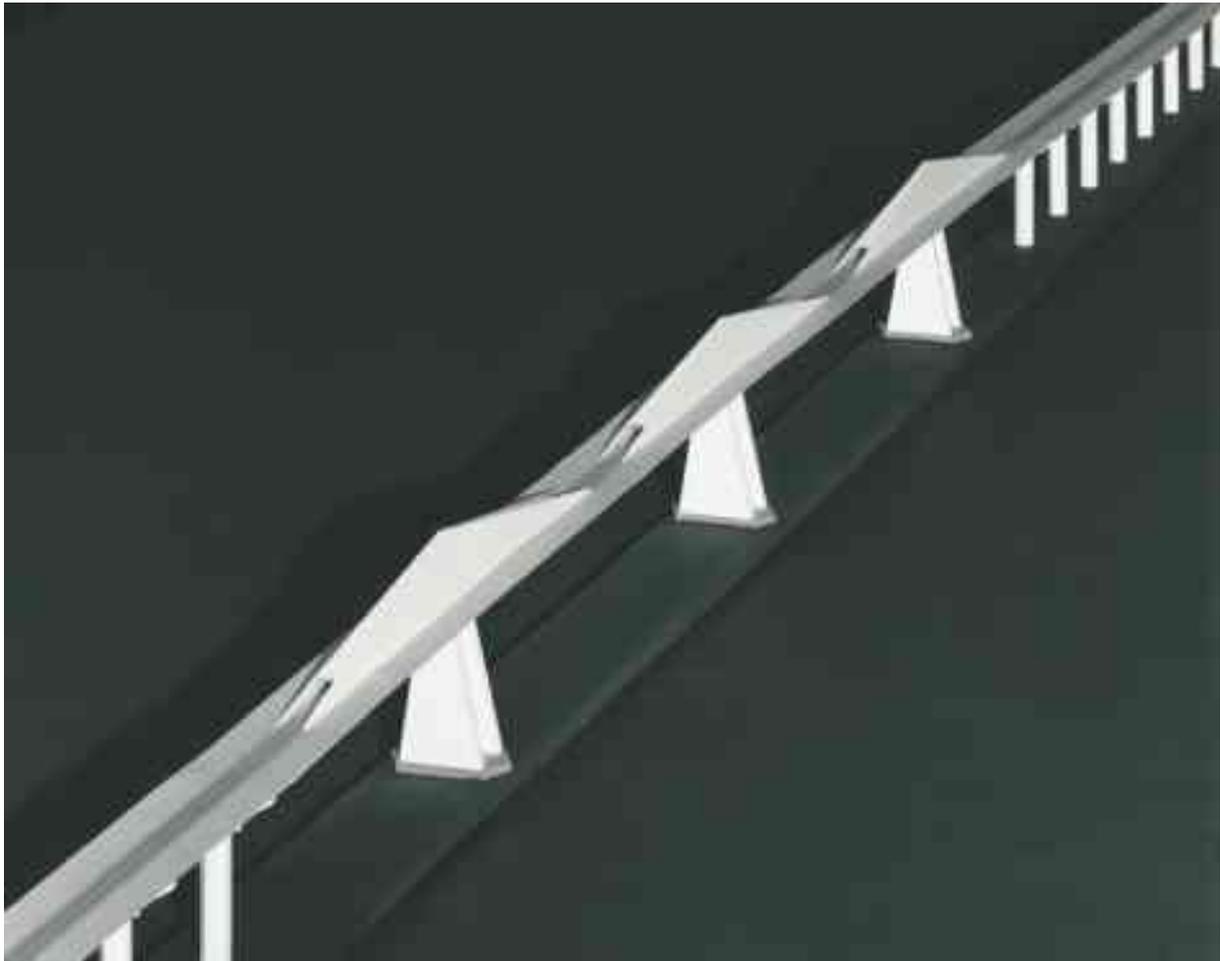


Bild 8 Die drei Segel, die jeweils aus zwei zueinander verschränkten Scheiben bestehen, bilden einen Tunnel für die Eisenbahn Foto: PASch, Photo-Anker, München

zweiten Preis zu sichern, der mit 100.000 Kronen ausgezeichnet wurde. Mit dem Preisgeld baute er später sein Haus in Frieding [6].

Als die Geschäftsleitung von dieser Überraschung erfuhr, gab es einen „Mordskrach“: „Was machen wir mit Schambeck?“ Später ist Schambeck zugetragen worden, dass Finsterwalder sich sehr für seinen Verbleib in der Firma eingesetzt habe. Vermutlich hatte der Chefingenieur Verständnis für seinen Mitarbeiter, weil er sich in seiner Lage möglicherweise ähnlich verhalten hätte. Man denke an seinen Eklat mit Dischinger beim Bau der Großmarkthalle Frankfurt, wo er die Höhe der Zylinderschalen von 6 m auf 4 m reduziert hatte, ohne vorher seinen Chefingenieur Dischinger zu informieren [7]. Auch Herbert Kupfer, mit dem Schambeck eng befreundet war, war zutiefst enttäuscht, weil ihm sein Kollege nichts verraten hatte. Das Projekt konnte aus politischen Gründen letzten Endes doch nicht realisiert werden. Erst 1998 gelang es, die Brücke über den Großen Belt nach einer Bauzeit von sieben Jahren dem Verkehr zu übergeben.

Sowohl die Betonsegel von Schambeck als auch die Schrägseilbrücken von Finsterwalder fanden in der Folgezeit vielfach Anwendung bei zahlreichen neuen Brücken, sodass sich die Wettbewerbsinnovationen mehr als gelohnt haben.

Auffallend ist, dass Schambeck in seinem Lebenslauf in „Bauingenieure und ihr Werk“ die Episode um diesen Wettbewerb unerwähnt ließ [2].

1985 verlieh ihm die Technische Universität München die Ehrendoktorwürde. 1990 schied er aus der Firma Dyckerhoff & Widmann AG aus und war noch lange in Deutschland und weltweit als beratender Ingenieur tätig.

Am Ende seines Berufslebens konnte Schambeck auf eine große Anzahl unterschiedlichster und technisch und gestalterisch anspruchsvoller Brücken, etwa 50 Veröffentlichungen sowie zahlreiche Vorträge weltweit zurückblicken. Er starb am 21.08.2013 in Frieding-Andechs.

3 Die Brücken von Herbert Schambeck

3.1 Brückenwettbewerbe als Artenpflege

Herbert Schambeck begann seine Karriere als Brückenbauer 1953 mit 26 Jahren in der Brückenbauabteilung im Technischen Büro der Hauptverwaltung in München zeitgleich mit der Fertigstellung der Nibelungenbrücke in Worms, zu einem Zeitpunkt, wo die Entwicklung des Dywidag-Spannbetonverfahrens und des Verfahrens des freien Vorbaus zur Anwendungsreife praktisch abgeschlossen war. So konnte der junge Ingenieur an der Seite von Ulrich Finsterwalder von Anfang an aus dem Vollen schöpfen und sich an unterschiedlichsten Typen von Spannbetonbrücken zum Meister entwickeln.

Im Laufe seiner vielfältigen Brückenbaupraxis hat Schambeck über seine Erfahrungen häufig vorgetragen und veröffentlicht. Sein Plädoyer für die Brückensysteme und -Wettbewerbe aus dem Jahr 1991 ist richtungweisend:

„Als weitere allgemeine Ergänzung zu den Beispielen möchte ich ein Plädoyer halten für die Vielfalt von Brückensystemen und gegen das

heutige erdrückende Übergewicht des Parallelträgers. Diese Form hat sich im Umfeld unserer Baupraxis als so dominant und resistent erwiesen wie die Elstern und Krähen in unserem natürlichen Umfeld. So wie wir heute selten gewordene Vogelarten schützen wollen, so sollten wir künftig verstärkt unser Augenmerk auf den Voutenträger und die Pilzbrücke, den Bogen, den über- und unterspannten Träger lenken. Nicht nur bei kleinen Fußgängerbrücken, sondern auch im Großbrückenbau und nicht als einsame Entscheidung eines Einzelnen, sondern als gezielte Artenpflege der Verwaltung durch Abhaltung breitgestreuter Wettbewerbe, bei denen fachkundige Jurymitglieder zu dem Ergebnis kommen werden, dass bei Abwägung aller Bewertungskriterien je nach der Situation sehr unterschiedliche Brückentypen empfehlenswert sein können. Damit ist ein weiteres Anliegen, nämlich der Wunsch nach mehr Wettbewerb beim Entwerfen angesprochen“ ([1], S. 196).

3.2 Die Große Weserbrücke Bremen (1959–1961), max L = 86 m

Das seit dem 1. Januar 1980 nach dem kurz zuvor verstorbenen Bürgermeister der Stadt in Wilhelm-Kaisen-Brücke umbenannte Bauwerk ist die erste große Spannbetonbrücke, an der Schambeck maßgeblich beteiligt war. Sie ist zudem die erste Freivorbaubrücke im norddeutschen Raum, weswegen deren Bau unter Einsatz von vier Vorbauwagen von der Bremer Bevölkerung mit Interesse verfolgt wurde, Bild 9.

Die dreifeldrige Brücke besteht aus zwei gevouteten Hohlkästen mit einem Gelenk in der Mitte des mittleren Feldes und einem sich trompetenartig ausweitenden Anschluss an der Altstadtseite, Bild 10. Wie bei fast allen Kragträgerbrücken hat die Gradienten einen Knick am Gelenk, weil damals der Einfluss des Kriechens und Schwindens unterschätzt wurde. Fahrkomfort und Tragfähigkeit der Brücke sind dadurch nicht beeinträchtigt, wie Schambeck 1990 selber feststellen konnte [1].



Bild 9 Große Weserbrücke Bremen, erster Freivorbau in Norddeutschland
Foto: PASch, Werkfoto D&W

Trotz der Schlichtheit der Konstruktion wartet die Brücke mit einigen interessanten Besonderheiten auf wie z. B. der Herstellung der Senkkastengründung für die Strompfeiler. Beide Pfeiler-Caissons wurden in einem provisorischen Trockendock in Hamburg hergestellt, bei günstigem Wetter nach Bremen geschleppt und mit Hilfe von Hilfsgerüsten abgesenkt. Im Bereich der Endwiderlager wurde die Konstruktion mittels zug- und druckfesten Stahlpendeln aufgelagert bzw. gegen Abheben gesichert, Bild 11.



Bild 10 Große Weserbrücke Bremen, Ansicht Foto: C. Dicleli (2021)

Die neuesten Nachrechnungen führten dazu, dass die Brücke für Fahrzeuge über 16 t bis voraussichtlich Ende 2024 gesperrt wurde [8]. Langfristig droht dem Bauwerk, wie vielen Spannkonkretpbrücken aus den Fünfziger- und Sechzigerjahren, der Abriss [9].

3.3 Rheinbrücke Bendorf, Los I (1962–1964), max L = 208 m

Nur zehn Jahre nach dem Bau der ersten Freivorbaubrücke in Worms am Rhein konnte Dyckerhoff & Widmann mit dem Bau der Rheinbrücke Bendorf „bis in den technisch und gestalterisch sinnvollen Grenzbereich dieser Bauweise“ mit einer Hauptspannweite von 208 m vorstoßen [1]. Eine 205 m breite Schifffahrtsöffnung war einer der Ausschreibungsbedingungen.

Entsprechend der Bedeutung des Projektes beteiligten sich insbesondere viele große Stahlbauunternehmen an dem Wettbewerb. Die Dyckerhoff & Widmann AG bildete zusammen mit der Firma Grün & Bilfinger, die für die Unterbauten zuständig sein sollte, eine Arbeitsgemeinschaft. Das Wettbewerbsteam wurde von Her-

bert Schambeck geleitet, dem Gerd Lohmer als Architekt zur Seite stand. Deren Entwurf sah ein vorgespanntes Hohlkastentragwerk vor, das aus zwei getrennten Fahrbahnen bestand und im freien Vorbau herzustellen war. Ausschlaggebend für den Wettbewerbserfolg des Vorschlags waren dessen hervorragende elegante Formgebung und die Tatsache, dass er die preisgünstigste Lösung war [10]. So konnten sich die Fima Dyckerhoff & Widmann und ihre innovativen Mitarbeiter mit ihrem Sondervorschlag wieder gegen einen Verwaltungsentwurf einer Stahlbrücke durchsetzen und somit in Spannweiten vordringen, die bis dahin Domäne des Stahlbaus waren, Bild 12. Dass die Rheinbrücke Bendorf mit ihrer maximalen Spannweite von 208 m die weitest gespannte Betonbalkenbrücke der Welt wurde, hatte bei der Entscheidung der Jury möglicherweise auch eine Rolle gespielt. Jedenfalls diente das Bauwerk „als Vorbild für hunderte von Freivorbaubrücken (besonders in Japan) mit Spannweiten bis zu 250 m“ ([1], S. 195).

Besonderheiten und Vorteile der Konstruktion, Bild 13: Das Kragträgersystem mit einem Querkraftgelenk in Feldmitte bewirkt, dass dort das Eigengewicht minimal wird. Die Längs-



Bild 11 Große Weserbrücke Bremen, Längs- und Querschnitt, Mittelpfeiler mit Druckluftgründung Zeichnung: Dywidagbericht 1-1962, Zeichnung D&W



Bild 12 Rheinbrücke Bendorf: Der elegante Entwurf von Finsterwalder, Schambeck und Lohmer war nicht nur die preisgünstigste Lösung, sondern hielt auch den Weltrekord als weitest gespannte Betonbalkenbrücke
Foto: C. Diceli (2021)

beweglichkeit am Gelenk erlaubt es, dass der Überbau mit den Pfeilern monolithisch verbunden und auf aufwendige Lager verzichtet werden kann. Von Vorteil ist auch, dass das Tragverhalten der Kragarme im Bauzustand dem des Endzustandes entspricht. Die Stegdicke konnte durch konsequenten Einsatz von schräger Spannbewehrung (Schubnadeln) reduziert werden. Auch die Pfeilerdicke reduzierte sich im Vergleich zu der Wormser Nibelungenbrücke mit ihren 6,0 m dicken Pfeilern auf 2,80 m, obwohl die Kragarmlängen sich nahezu verdoppelt hatten. Dies konnte erreicht werden, indem die Kragarme der Mittelöffnung in die deutlich kürzeren Nachbarfelder relativ starr eingespannt werden konnten, was zur Verminderung der Biegemomente der Hauptpfeiler führte [11].

Die Brücke zwischen Bendorf und St. Sebastian wird zurzeit erneut saniert. Eine Planung

sieht vor, dass sie in etwa zehn Jahren ersetzt werden muss. Varianten eines Neubaus wurden bereits untersucht [12]. Es bleibt zu hoffen, dass dieser Meilenstein des Spannbetonbrückenbaus sowie auch die Nibelungenbrücke in Worms doch noch gerettet werden können.

3.4 Die Elztalbrücke (1964–1965), max L = 37,5 m

Bereits in den 1950er Jahren hatten Ulrich Finsterwalder und Gerd Lohmer für die Trassierung von städtischen Hochstraßen ein Brückensystem mit einer Mittelstützenreihe entwickelt, die aus einer aneinandergereihten pilzartigen Konstruktion bestand. Die Unkelstein Hochstraße (1956–1957), die in der Nähe von Remagen den Rhein entlang verläuft, war ein Vorläufer dieses Brückentyps, das anschließend in

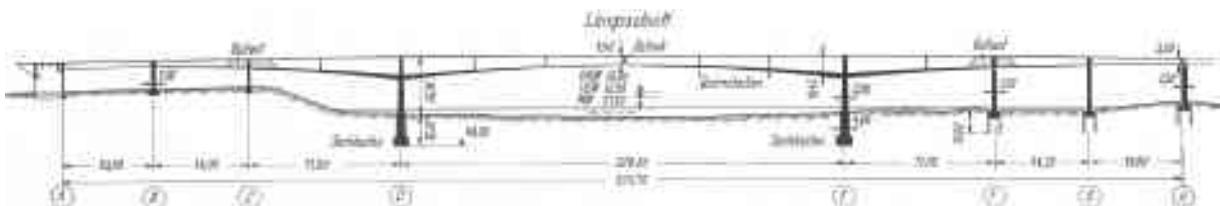


Bild 13 Rheinbrücke Bendorf, Längsschnitt, [10]

Zeichnung: D&W



Bild 14 Der Bau der Elztalbrücke mit dem Dywidag-Vorschubgerüst als „Fabrikationshalle“

Foto: PASch, Werkfoto D&W

anderen Städten mehrfach gebaut wurde [13]. In den folgenden Jahren entstand daraus ein Standardtyp der Pilzstraße, die in mehreren Städten erfolgreich eingesetzt wurde, so z. B. in Ludwigshafen, Bremen und Hannover.

Es erwies sich, dass diese neue Brückenform auch für große Tal- und Hangbrücken geeignet ist. Sie kam auch im Ausland zum Einsatz, so z. B. in Arlon in Belgien sowie bei den Brücken in Matri und Paschberg im Zuge der Brennerautobahn [14].

Für die im Herbst 1962 ausgeschriebene Elztalbrücke, bei der in erster Linie weitgespannte Bogen- oder Balkenkonstruktionen in Frage

kamen, entschied sich Finsterwalder ziemlich schnell für eine Pilzbrücke, die sich beim öffentlichen Wettbewerb als die preisgünstigste Lösung herausstellte, Bilder 14–16. Mit dem Ideengeber Finsterwalder und unter der Leitung des Projektleiters Schambeck wurde eine neue Pilzbrücke ohne Querfugen und mit nur einem Gelenk in Feldmitte sowie mit Pilzköpfen von 29,5 m Breite und 24,40 m Länge entwickelt. Die vorgespannten Pilzköpfe sind im Feld 0,60 und an der Stütze 2,45 m dick. Die massiven Vollplatten zwischen den Pilzköpfen spannen über 13,10 m und wurden mit diesen monolithisch verbunden. Der Abstand der Stützenachsen beträgt 37,5 m. Somit entstand mit bis zu 100 m hohen achteckigen, biegewei-

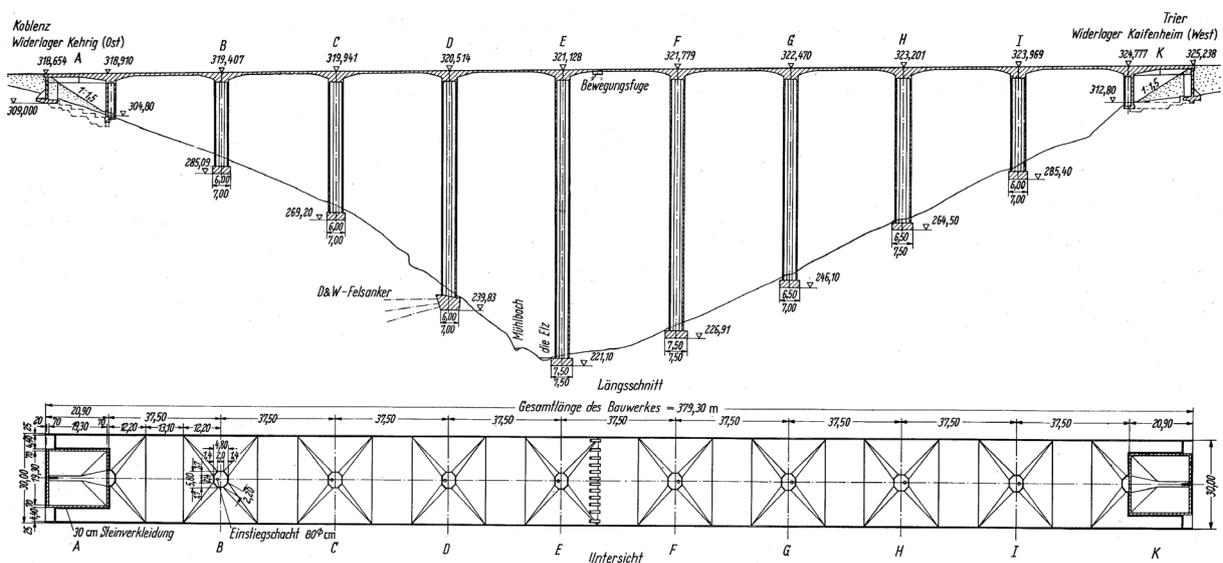


Bild 15 Elztalbrücke, Längsschnitt und Unterseite, [14]

Zeichnung: D&W

chen Hohlstützen mit einem maximalen Durchmesser von 5,80 m eine Brücke als monolithische Einheit von Überbau, Pfeilern und Fundamenten. Das so ausgebildete Rahmentragwerk hat nur eine Fuge mit 12 längsbeweglichen Querkraftgelenken in der Mitte.

Während die Stützen mit Hilfe von Gleitschalungen hochgezogen werden konnten, kamen für die Herstellung der Pilzköpfe die bereits mehrfach erprobten Vorbauwagen des Freivorbau nicht in Frage. Die findigen Dywidag-Ingenieure entwarfen dafür ein neuartiges stählerne Vorschubgerüst mit einem Gesamtgewicht von 550 t. Der Gerüstwagen bestand aus ca. 43 m langen Hauptträgern und acht, nach beiden Seiten auskragenden Rahmen. Ihre biegesteifen unteren Hängearme konnten den gesamten Brückenquerschnitt umgreifen, sodass der Arbeitsbereich überdacht und zu einer wetterfesten Fabrikationshalle gemacht werden konnte ([14], S. 14).

Bei der Entstehung dieser einzigartigen Brücke, die sich trotz der acht mächtigen Pfeiler gut in das Landschaftsbild einfügt, war auch die Aufgeschlossenheit und das Vertrauen des Auftraggebers in die Baufirma und ihre Ingenieure von entscheidender Bedeutung. Nach seiner eigenen Aussage war die Elztalbrücke die Lieblingsbrücke von Herbert Schambeck [2].

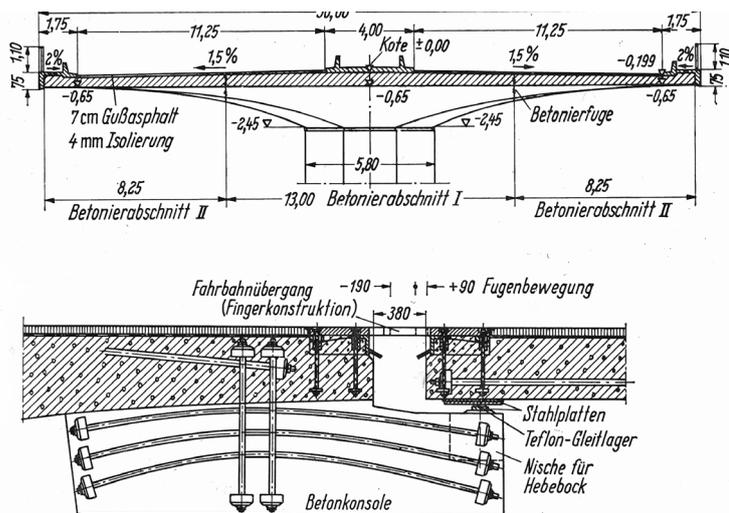


Bild 16 Elztalbrücke, Querschnitt in Feldmitte und Längsschnitt durch die Bewegungsfuge im Feld E-F, [14]

Zeichnung: D&W

3.5 2. Mainbrücke der Hoechst AG (1970–1972), max L = 148 m

Bereits 1959 hatten die Farbwerke Hoechst AG auf ihrem Werksgelände in Frankfurt a. M. eine Werksbrücke über den Main mit einer Öffnung von 130 m in Betrieb genommen. Die von der Firma Dyckerhoff & Widmann fertiggestellte Spannbetonbrücke war ein Werk des Trios Finsterwalder, Schambeck und Lohmer, die die 1954 mit dem Bau der Rheinbrücke in Worms begonnene Entwicklung des freien Vorbau fortgesetzt hatten [15].

Da die Leistung dieser Brücke für den auf der südlichen Mainseite expandierenden Werksteil nicht mehr ausreichte, schrieb die Firma einen



Bild 17 2. Mainbrücke der Hoechst AG

Foto: C. Dicleli (2019)

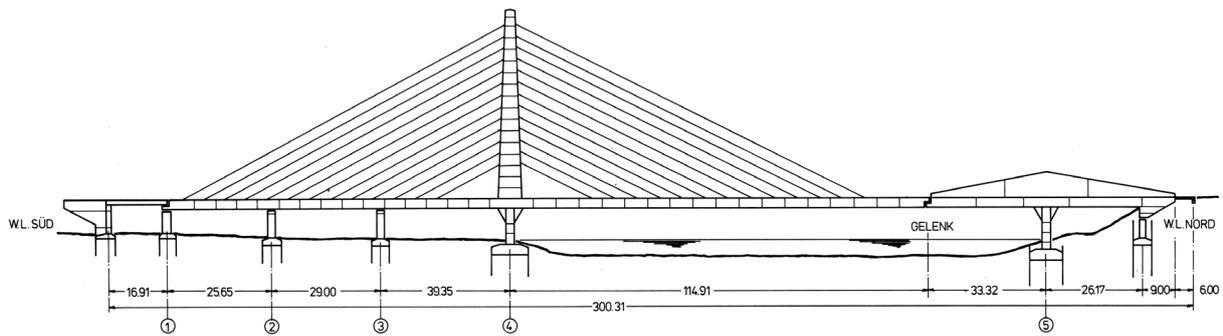


Bild 18 2. Mainbrücke der Hoechst AG, Längsschnitt, [17]

Zeichnung: D&W

Wettbewerb auf der Basis einer Schrägseilbrücke für Eisenbahn-, Straßen- und Rohrbrücke in Stahl aus. Da dessen Ergebnisse den Bauherrn in wirtschaftlicher und terminlicher Hinsicht nicht befriedigten, wurde die Firma Dyckerhoff & Widmann direkt aufgefordert, ein Angebot für eine Spannbetonbrücke abzugeben [16].

Für den Chefsingenieur Finsterwalder war dies der Anlass, dem Stahlbrückenbau eine weitere Domäne streitig zu machen. Es wurde zum Ziel gesetzt, eine Schrägseilbrücke zu bauen, deren sämtliche Tragelemente aus Stahl- bzw. Spannbeton hergestellt werden können. Zusammen mit Herbert Schambeck, der die Konstruktion und die statischen Berechnungen übernahm, und dem Architekten Gerd Lohmer wurde eine neuartige „Vielseilbrücke“ entwickelt, Bild 17.

Das Tragsystem ist eine Synthese aus den beiden Entwürfen von Finsterwalder (Schrägseilbrücke) und Schambeck (Betonsegel), die beim Ideenwettbewerb für eine Brücke über den Großen Belt jeweils mit einem zweiten Preis ausgezeichnet worden waren ([1], S. 196). Die 148 m weite Hauptöffnung wurde am südlichen Teil mit einem Versteifungsträger aus Dywidag-Spannbeton überbrückt, der an zwei miteinander gekoppelte Pylonen aus schlaff bewehrtem Beton angehängt wurde, Bild 18. Die Dywidag-Paralleldrahtseile bestanden aus parallel zueinander angeordneten Dywidag-Spanngliedern mit dem Durchmesser 26 und 32 mm. Dieses Bündel wurde mit einem Stahlrohr umhüllt, das mit Zementmörtel verpresst wurde [17]. Die Herstellung der Seile erfolgte mit Hilfe von Gerüsten. Die beiden symmetrischen Kragträger wurden im Freivorbau erstellt, wobei die einzelnen 6,30 m langen Vorbauteile sukzessive an den mit einer Kletterschalung synchron hochgezogenen Pylonen angeschlossen wurden. Der nördliche Teil der Brücke wurde durch ein längsverschiebliches Gelenk von der Vielseilbrücke getrennt und bestand aus einem Spannbetonsegel mit je 35 m langen Kragar-

men, das auf einem Gerüst gebaut wurden ([17], S. 190–191).

Der Sonderentwurf von Dywidag war das preisgünstigste Angebot. Aufgrund des großen Vertrauens des Bauherrn in die renommierte Baufirma wurde der Auftrag vergeben, noch bevor alle technischen Fragen geklärt worden waren. Es sollte nicht unerwähnt bleiben, dass die Brücke trotz mehrerer Neuentwicklungen einschließlich des Entwurfes und der statischen Berechnungen in ca. zwei Jahren fertiggestellt werden konnte. Mit ihrer maximalen Öffnung von 148 m ist sie die weitest gespannte Spannbetonbrücke der Welt für Eisenbahnverkehr.

3.6 Moselbrücke Schweich (1972–1974), max L = 192 m

Das bautechnisch vorteilhafte Mittelgelenk bei den Kragbrücken war in den ersten Jahren des Freivorbaus die Standardlösung bei Dywidag. Es führte jedoch bei fast allen Fällen zu einem Knick bei der Gradienten in Feldmitte und wurde daher zu Recht kritisiert. Beim Bau der Moselbrücke in Schweich, zehn Jahre nach der Fertigstellung der Rheinbrücke Bendorf, zog Herbert Schambeck die fällige Konsequenz daraus und entwarf zusammen mit Gerd Lohmer eine fast 1.000 m lange Brücke ohne Fugen, Bild 19. Dafür mussten die Brückenspezialisten allerdings eine ungewöhnliche Lösung in Kauf nehmen und die Auflager der fast starr in den Überbau eingespannten Hauptpfeiler sowohl mit festen als auch mit beweglichen Lagern versehen. Eine weitere neue Maßnahme war die Anordnung von scheibenartigen Doppelstützen „zur Erzielung einer größeren Sicherheit beim freien Vorbau“. Etwas selbstkritisch stellt Schambeck fest: „Es sind dies positiv zu bewertende Einzelentscheidungen, die jedoch in ihrer Überlagerung zu einem sehr monumentalen Bauwerk geführt haben“ ([1], S. 195).

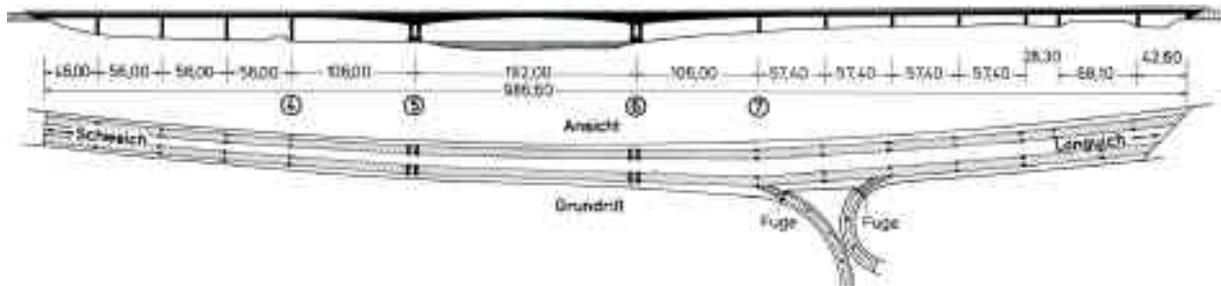


Bild 19 Moselbrücke Schweich, Ansicht

Zeichnung: D&W, Bauingenieur 51 (1976), S. 288



Bild 20 Die meisterliche Brücke in der Mosellandschaft

Foto: C. Diceli (2021)

In der Tat kann man der Brücke eine von manchen als „ägyptisierend“ empfundene Monumentalität nicht absprechen. Jedoch kommt der meisterliche Entwurf von Lohmer spätestens in der Fernsicht gestalterisch voll zur Geltung, Bild 20. Der Sondervorschlag von Dyckerhoff & Widmann war wieder der „preisgünstigste unter den eingereichten Angeboten“, dem der Bauherr auch eine „hohe Qualität in technischer und ästhetischer Hinsicht“ bescheinigte [18].

3.7 Pylon der Rheinbrücke Düsseldorf-Flehe (1976–1977), $h = 146$ m

Der Verwaltungsentwurf für die 368 m weite Rheinquerung bei Flehe für den öffentlichen Wettbewerb sah eine reine Stahlbrücke vor. Dyckerhoff & Widmann beteiligte sich an der Ausschreibung mit einem Sondervorschlag bestehend aus einer Massivbrücke mit Leichtbeton im Stromfeld und Normalbeton für Pylon und Randfelder. Obwohl dieser Vorschlag wesentlich preisgünstiger war, beurteilte ihn die Verwaltung

„als zu großen Innovationssprung“ und entschied sich für eine Kompromisslösung. Dieser besteht aus einem 367 m langen stählernen Brückenträger bei der Stromöffnung und einem 145 m hohen Pylon aus Stahlbeton sowie Rückverankerungsfeldern aus Spannbeton ([1], S. 196).

Für die Planung und Bau des Pylons dieser weitest gespannten, einhüftigen Schrägseilbrücke der Welt war Dyckerhoff & Widmann zuständig. Herbert Schambeck und Gerd Lohmer hatten für dessen Formgebung mehrere Anforderungen einzuhalten [19]. Für die Seile war eine einzige Tragebene vorgesehen. Die Größe der Lasten erlaubte nicht, „auf einem 4 m breiten Mittelstreifen einer Autobahn einen senkrechten Pylonen unterzubringen“. Daraus ergab sich zwangsläufig der A-förmige Pylon, der im oberen Bereich in einen senkrechten Stiel übergeht, in dem die Verankerungskästen der Seile untergebracht wurden. Das eingespielte Duo entschied sich dafür, die schrägen Stiele nicht auf der Unterkante des Brückenträgers auf einem Pfeilersockel enden zu lassen, son-

dern, ähnlich wie bei der Severinsbrücke von Lohmer in Köln, bis zur Geländeoberkante weiterzuführen, Bild 21. Die Querschnittsabmessungen des Pylons wurden so optimiert, dass die Betondruckspannungen an jeder Stelle möglichst ausgenutzt waren.

Der Pylon ist durchgehend mit Nischen versehen, in denen ein Aufzug und eine Treppenanlage

untergebracht sind. Die durchlaufenden Nischen sind zudem mit farblich vom Beton abgesetzten Blechen verkleidet. Dadurch erscheint der Pylon so, als ob er aus zwei getrennten Scheiben besteht, sodass ein massiger Eindruck der Konstruktion vermieden wird, Bild 22. Der Pylon von Schambeck und Lohmer fand und findet weltweit zahlreiche Nachfolger.



Bild 21 Schambecks Pylon der Rheinbrücke Düsseldorf-Flehe

Foto: C. Dicleli (2019)

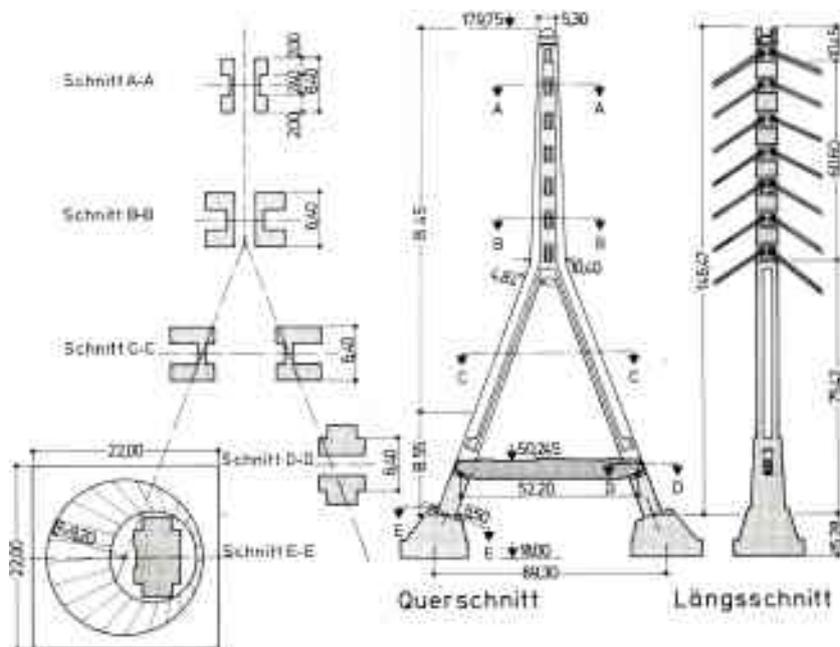


Bild 22 Längs- und Querschnitt des Pylons
 Zeichnung: Bauingenieur 54 (1979), S. 112

sowohl für Überspannungen wie auch (leider noch nicht ausgeführt) für Unterspannungen von Brückenträgern“ ([1], S. 197).

Die Idee der Zügelgurtbrücke stammt vermutlich von dem italienischen Ingenieur Riccardo Morandi, der 1962 mit der 8.678 m langen Straßenbrücke über den Maracaibo-See in Venezuela weltweit bekannt wurde. Wie auch bei dem Polcevera-Viadukt in Genua (1967), das durch den Einsturz im Jahre 2018 ebenfalls großes Aufsehen erregte, hatte Morandi im Gegensatz zu Schambeck seine Zügelgurte aus einbetonierten Seilen hergestellt.

3.8 Donaubrücke Metten (1978–1980), max L = 145 m

Schambeck schrieb: „Auf der Suche nach neuen Wegen für Abspannungen stellten wir fest, dass ein Zugglied aus Spannbeton statt aus Stahlseilen ein sehr zweckmäßiges, robustes, wartungsarmes, kostengünstiges und dabei auch ausdrucksstarkes Bauglied sein kann, geeignet

Der Wettbewerbsbeitrag im Dezember 1976 für den Neubau der zuvor eingestürzten Reichbrücke in Wien war der erste Versuch von Schambeck, die Idee des Spannbeton-Zügelgurtes umzusetzen, der mit einem zweiten Preis ausgezeichnet wurde ([18], S. 53). Diese Lösung konnte dann zwei Jahre später bei der Ausschreibung der Autobahnbrücke über die Donau bei Metten erfolgreich angewandt werden, Bild 23.



Bild 23 Donaubrücke Metten mit Zügelgurt

Foto: C. Dicleli (2017)

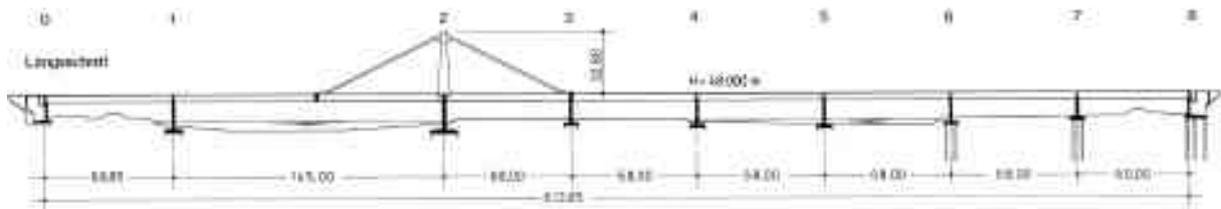


Bild 24 Donaubrücke Metten: Längsschnitt der 614 m langen Brücke

Zeichnung: D&W, Sonderdruck aus Beton- und Stahlbetonbau (1982) 5 | 6, S. 4

Der bauamtliche Entwurf sah für die 613 m lange Brücke, die aus einer Hauptöffnung von 145 m und mehreren etwa halb so großen Nebenöffnungen bestand, eine durchgehende Trägerhöhe von 6,50 m vor. Dadurch sollte die Anwendung des Taktschiebverfahrens ermöglicht werden. Schambeck ersetzte die fehlende Flussstütze durch einen Zügelgurt aus Spannbeton nach DIN 4227 [20] und konnte dadurch die Trägerhöhe um 2,30 m auf 4,20 m reduzieren. Der Brückenquerschnitt bestand aus einem dreistegigen, zweizelligen Kasten, sodass die Abspannung mit einer einzigen Stütze auf dem Mittelstreifen angeordnet werden konnte. Die Abmessungen des Zügelgurts betragen 160 × 135 cm, Bild 24.

„Die Donaubrücke Metten ist das erste Beispiel einer abgespannten Massivbrücke im Zuge einer Bundesfernstraße, und sie ist nach unserem Wissensstand auch international neuartig durch die konsequente Anwendung von Spannbeton-Bemessungsrichtlinien auf die Ge-

samtkonstruktion einschließlich der Zügel. Außerdem ist sie flächenmäßig die größte Brücke, die bisher im Taktschiebverfahren hergestellt wurde; es war ungewöhnlich, dass auf drei Bahnen, also auch im Querschnitt statisch unbestimmt gelagert, vorgeschoben wurde.“ [21]

3.9 Franjo-Tudjman-Brücke Dubrovnik (1999–2001)

Seine wahrscheinlich schönste Brücke gelang Schambeck gegen Ende seiner Karriere als Brückenbauer, Bild 25. Nachdem er 1990 mit 63 Jahren aus der Firma Dyckerhoff & Widmann ausschied, war er, wie bereits erwähnt, in mehreren Ländern als beratender Ingenieur tätig. 1996 erhielt er von der Firma Walter-Bau AG den Auftrag, auf der Grundlage eines Verwaltungsentwurfs für eine Schrägseilbrücke in Dubrovnik einen Sondervorschlag auszuarbeiten [22].



Bild 25 Franjo-Tudjman-Brücke in Dubrovnik (Kroatien)

Urheber Foto: Störfix, Lizenz: CC-BY-SA-3.0; bearbeitet von C. Dicleli (verkleinert und in schwarz-weiß umgewandelt)

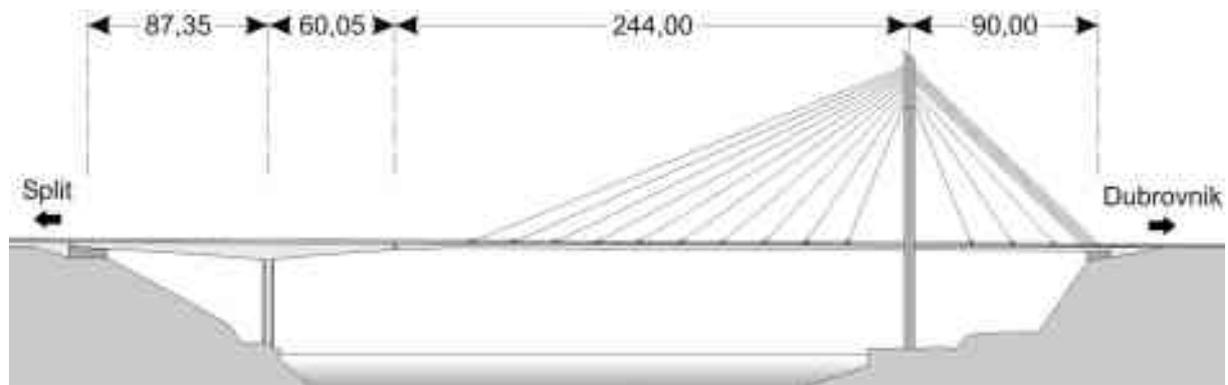


Bild 26 Franjo-Tudjman-Brücke, System

Zeichnung: [22], S. 4

Der bereits vorliegende Entwurf sah vor, die 304 m weite Öffnung mit einer einhäufigen Schrägseilbrücke bestehend aus einem stählernen Versteifungsträger mit einem Kastenprofil, der an einem 163 m hohen A-förmigen Pylon hing, zu überspannen.

Schambeck griff hier auf einen Entwurf zurück, den er 1970–1972 zusammen mit Ulrich Finsterwalder beim Bau der 2. Werksbrücke der Hoechst AG in Frankfurt a. M. verwirklicht hatte, Bild 26. Der von den Schrägseilen getragene Bereich an der Seite Dubrovnik wurde von 304 auf 244 m und der 163 m hohe Pylon auf 143 m reduziert. Die restliche Öffnung auf der Seite Split wurde in Umkehrung des Frankfurter „Segels“ mit einem gevouteten Kragträger und einem ebenfalls gevouteten Zugangsviadukt überbrückt, die auf einem Uferpfeiler aufgelagert wurden [23]. Der A-förmige Pylon wurde zur Aufnahme der Schrägseile, die ähnlich wie bei der Rheinbrücke Flehe in zwei Ebenen angeordnet wurden, nach oben hin verlängert. Der problematische Übergang vom Betonteil mit einem Kastenprofil zum doppelstegigen Stahlverbundbalken des Schrägseilbereichs wurde mit einem längsbeweglichen Gelenk ausgestattet und musste besonders sorgfältig gestaltet werden.

Schambeck schuf somit ein „technisch perfektes Bauwerk, das sich dabei – nach übereinstimmender Meinung – harmonisch in die Landschaft einpasst“ ([23], S. 14).

4 Schlusswort

Dem Brückenbauer Herbert Schambeck ist es eindrucksvoll gelungen, zu zeigen, dass „mit dem Baustoff Beton qualitätsvolle, dem Zeitgeist entsprechende und die Landschaft in positivem Sinne formende Bauwerke gebaut werden können“ [1]. Somit hat er das wichtig-

ste Ziel, das er sich in seinem erfolgreichen Berufsleben gestellt hatte, erfüllt.

Verantwortung und Ansehen der Bauingenieure – ein Aufruf [24] (Auszug)

„Die Bauingenieure müssen um die Verbesserung ihres beruflichen Ansehens kämpfen, um ihrer zivilisatorischen und kulturellen Verantwortung weiterhin gerecht werden zu können. Dazu müssen sie in Forschung, Lehre und Praxis die Qualität ihrer Arbeit stetig den Bedürfnissen der Menschen anpassen und in der Gesellschaft um Anerkennung dafür werben, dass auch im Ingenieurbau Qualität ihren Preis hat.“

Josef Eibl, München / Alfred Pauser, Wien / Herbert Schambeck, Andechs / Jörg Schlaich, Stuttgart / Klaus Stiglat, Karlsruhe / René Walther, Basel / Hans-Joachim Wolff, München / Wilhelm Zellner, Leinfelden-Echterdingen.

Im September 2006

Stichworte von Herbert Schambeck zum Entwerfen und Bauen mit Spannbeton [25]

Die Spannbetonbauweise hat – im Vergleich zu anderen technischen Entwicklungen – in wenigen Jahrzehnten einen rasanten technischen Aufschwung erlebt.

Eckpfeiler dieser Entwicklung waren einerseits die Erfindung und Verwirklichung neuer Systeme (z. B. die Firma Dywidag mit Dischinger und Finsterwalder) und – nicht zu vergessen – die Vorschrift DIN 4227 (insbesondere mit Prof. Rüschi).

Die Entwicklung des Spannbetons innerhalb weniger Jahrzehnte kann insgesamt als Erfolgsmeldung registriert werden. Das hindert uns nicht daran, kritische Bilanz zu ziehen zu einigen Detailpunkten:

Punkt 1 ist die Vernachlässigung gestalterischer Fragen und mangelnde Schulung bereits an unseren Hochschulen.

Punkt 2 betrifft einen speziellen Entwurfsgrundsatz: Nach einem Runderlass des Mi-

nisteriums (?) sollen im Regelfall Brücken für Autobahnen (also im Wesentlichen breite Brücken) mit 2 getrennten Brückenhälften gebaut werden. Einteilige Brücken sind nur in Sonderfällen erwünscht (z. B. Hängebrücken, Schrägseilbrücken, Brücken mit Konstruktionen über

Brücken mit maßgeblicher Beteiligung von Herbert Schambeck

Brücke	Bauzeit	Tragsystem Querschnitt Bauverfahren	Gesamtlänge [m]	Hauptspannweite [m]	Breite des Überbaus [m]
Große Weserbrücke (Wilhelm-Kaisen- Brücke) Bremen	1959–61	Voutenträger Mittelgelenkkasten Freivorbau	150	86	30
Casterfeldbrücke Mannheim	1961	Schiefe durchlaufende Plattenbrücke mit Lehrgerüst	127	30	27
Rheinbrücke Bendorf Los I	1962–64	Voutenträger mit Mittelgelenkkasten Freier Vorbau	525	208	2 × 15,5
Elztalbrücke	1964–65	Pilzbrücke Massive Platte mit Vorschubgerüst	380	37,5	30
Brücke über den Großen Belt (Projekt)	1966	Betonsegel Kasten Freivorbau	17.500	300	
Balduinbrücke Koblenz	1970	Rahmenbrücke Kasten Freivorbau	100	100	12
2. Mainbrücke der Hoechst AG	1970–72	Schrägseilbrücke und Betonsegel Kasten, Freivorbau und Gerüst	300	148	30
Moselbrücke Schweich	1972–74	Voutenträger Kasten, Freivorbau und Vorschubrüstung	987	192	30–41
Pylon der Rhein- brücke Düsseldorf- Flehe	1976–77	145 m hoher Stahlbetonpylon Kletterschalung	1.165	397	42
Autobahnbrücke Hollédau	1978–79	Parallelträger Plattenbalken Feldweise Herstellung	388	20,7	2 × 20,85
Donaubrücke Metten	1978–80	Zügelgurtrücke Kasten Taktchieben	614	145	30
Transrapid Versuchs- anlage Emsland (TVE)	1980–87	Ein- und Zweifeld- träger Kasten, Fertigteile	20.000	25–37	26
Flößerbrücke Frankfurt	1983–85	Zügelgurtrücke Kasten Freivorbau	221	107	21–24
Franjo-Tudjman- Brücke Dubrovnik (Kroatien)	1999–2001	Schrägseilbrücke und Betonsegel Kasten, Freivorbau	490,9	304,05	12,70–16,40

der Fahrbahn). Begründung: Eventuelle Reparaturarbeiten sind bei einem zweiteiligen Überbau meist leichter zu beseitigen als bei einem einteiligen.

Punkt 3: Querfugen in einer Fahrbahnplatte sollen nur über einem starren Auflager –und nicht innerhalb einer freien Feldlänge angeordnet werden. Begründung: Bei Querfugen im Feldbereich können unerwünschte Knicke in der Fahrbahngradienten auftreten (insbesondere infolge von Kriechverformungen).

Anmerkungen zu den Punkten 2 und 3: Diese Punkte sollten nicht als „Polizeivorschrift“ gesehen werden. Es sollten vielmehr die Vorteile und Nachteile dieser Systeme klar abgegrenzt und danach eine Entscheidung gefällt werden.

Zitate von Herbert Schambeck [26]

Über Wettbewerbe bei Dywidag

„Wenn ein Wettbewerb kam, kalkulierten wir den Amtsvorschlag und machten einen Sondervorschlag. Alle unsere Brücken waren Sonderentwürfe.“

„Firmeninterne Wettbewerbe haben wir nicht gemacht, weil sie das Ganze verteuert hätten, und weil Finsterwalder ohnehin ziemlich schnell wusste, was er wollte.“

Über die Frankfurter Zügelgurtbrücke

„Die Flößer Brücke in Frankfurt ist in guter Zusammenarbeit mit Egon Jux (Architekt) und mit dem Bauherrn entstanden. Zum Schluss kann ich nicht mehr sagen, was von wem stammt. Das ist ein Zeichen für die gute Zusammenarbeit. Wichtig sind nicht die einzelnen Beiträge, sondern die Qualität des Ergebnisses.“

Über die Elztalbrücke

„Es war eine Vorgabe von Finsterwalder, dass diese Brücke eine Pilzbrücke sein soll. Ohne sonstige Begründung. Wenn er in der „Pilz-Phase“ war, mussten die Brücken eben Pilzbrücken werden.“

Über die Zusammenarbeit mit Architekten

„Wir Ingenieure sind der Meinung, dass bei Brücken der Bauingenieur die maßgebende Figur sein sollte. Jörg Schlaich, den ich sehr schätze, hat sich dafür auch sehr eingesetzt.“

„In den letzten Jahren bauen auch viele Architekten Brücken. Bei vielen Brücken sage ich mir: Gott sei Dank, dass es jemanden gibt, der sich darum kümmert, wie sie aussehen.“

„Architekten wurden in der Regel vom Bauherrn ins Spiel gebracht. Von uns aus durften wir sie nicht mit einbeziehen, weil es den Bau verteuern würde.“

„Vor meinem Studium hatte ich mir schon überlegt, ob ich Architektur studieren sollte. Als Architekt wäre ich sicher nicht so weit gekommen, wie ich als Ingenieur gekommen bin.“

Was er von Calatrava und Zaha Hadid hält

„Ja, mein Gott. Solche Bauten soll es schon geben, aber nicht so oft. Rein finanziell sind sie sehr teuer. Für Einzelfälle ist es gut, dass es auch mal so eine Lösung gibt. Mit der modernen Architektur kann ich gar nichts anfangen. Und mit Zaha Hadid bin ich auch auf Kriegsfuß.“

Veröffentlichungen von Herbert Schambeck (Auswahl)

- 01 Schambeck, H.: Cable stays for bridges. Vorgetragen bei: 12th IABSE Congress, Vancouver, BC, Canada, 03.-07.09.1984.
- 02 Finsterwalder, U.; Schambeck, H.: Puente sobre el valle del Elz – Alemania Occidental. Informes de la Construcción (1971) 3, S. 83–95.
- 03 Schambeck, H.: Brücken aus Spannbeton: Wirklichkeiten, Möglichkeiten. Bauingenieur (1976) 51, S. 285–298.
- 04 Finsterwalder, U.; Schambeck, H.: Die Elztalbrücke [Teil 1]. Bauingenieur 41 (1966) 5, S. 251–258.
- 05 Finsterwalder, U.; Schambeck, H.: Die Elztalbrücke [Teil 2]. Bauingenieur 42 (1967) 1, S. 251–258.
- 06 Schambeck, H.: Nachträgliche Systemumwandlungen bei Taktschiebebrücken. In: Deutscher Beton-Verein e.V., Deutsche Gruppe International Spannbeton-Verband (FIP) (Hrsg.): Spannbetonbau in der Bundesrepublik Deutschland 1978–1982, Berlin, S. 27–31.
- 07 Eibl, J.; Pauser, A.; Schambeck, H.; Schlaich, J.; Stiglat, K.; Walther, R.; Wolff, H.-J.; Zellner, W.: Verantwortung und Ansehen der Bauingenieure – ein Aufruf. Stahlbau 75 (2006) 11, S. 962–963.
- 08 Schambeck, H.; Kroppen, H.: Die Zügelgurtbrücke aus Spannbeton über die Do-

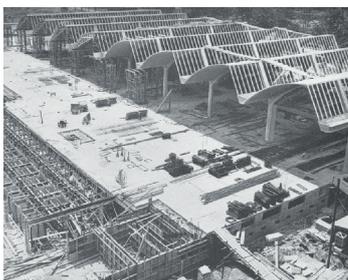
- nau in Metten. Beton- und Stahlbetonbau 77 (1982) 5, S. 131–136, 156–161.
09. Hadwich, I.; Schambeck, H.; Uhlmann, W.: Der Neubau der Eisenbahnbrücke über die Isar bei Plattling. Beton- und Stahlbetonbau 78 (1983) 4, S. 85–89.
 10. Schambeck, H.: Das Prinzip „Voute“. Vortragen bei: IABSE Symposium: Bridges – Interaction between construction technology and design, Leningrad (USSR), 1991, S. 92–93.
 12. Schambeck, H.: Herbert Schambeck. Beton- und Stahlbetonbau 86 (1991) 8, S. 193–199.
 13. Finsterwalder, U.; Schambeck, H.: Die Entwicklung des freien Vorbaus von Spannbetonbrücken. Bauingenieur 40 (1965) 3, S. 85–91.
 14. Schambeck, H.: Alte und neue Ideen im Massivbrückenbau. Bauingenieur 61 (1986), S. 289–293.
 15. Finsterwalder, U.; Schambeck, H.: Die Spannbetonbrücke über den Rhein bei Bendorf. Beton- und Stahlbetonbau 60 (1965) 3, S. 55–62.
 16. Finsterwalder, U.; Schambeck, H.; Von der Lahnbrücke Balduinstein bis zur Rheinbrücke Bendorf – Die Entwicklung des freien Vorbaus von Spannbetonbrücken. Bauingenieur 40 (1965) 3, S. 85–91.
 17. Schambeck, H.: Ulrich Finsterwalder. In: Stiglat, K.: Sie bauen und forschen: Bauingenieure und ihr Werk, Beton- und Stahlbetonbau 86 (1991) 8, S. 145–146.
 18. Schambeck, H.: Der Betonpylon der Rheinbrücke Düsseldorf-Flehe/Neuss-Uedesheim. Bauingenieur (1979), S. 111–117.
 19. Schambeck, H.: Über die gegenseitige Beeinflussung von Konstruktion und Bauphase bei zwei neuen Spannbetonbrücken. Bauingenieur (1981), S. 121–130.
 20. Schambeck, H.: Die Flößerbrücke in Frankfurt. Bauingenieur (1987), S. 151–157.
- ner, W.: Verantwortung und Ansehen der Bauingenieure. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006) 12, S. 1020–1022.
- [5] Gedächtnisprotokoll des Gesprächs mit Julia Schambeck (Tochter) am 10.5.2022 in Frieding.
 - [6] Ministeriet for offentlige Arbejder (Hrsg.): International Idekongurrence fast trafikforbindelse over Storebaelt Konkurrencens udfald. Kobenhavn, 1967.
 - [7] Dicleli, C.: Ulrich Finsterwalder 1897–1988, ein Leben für den Betonbau. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013) 9, S. 662–673.
 - [8] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung – Abteilung Straßenbau (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Ausgabe: 05/2011.
 - [9] Amt Straßen und Verkehr Freie Hansestadt Bremen <https://www.asv.bremen.de/wilhelm-kaisen-buergermeister-smidt-und-karl-carstens-bruecke-nur-noch-ingeschraenkt-tragfaehig-17233>. (zuletzt aufgesucht am 4. März 2023).
 - [10] Finsterwalder, U.; Schambeck, H.: Die Spannbetonbrücke über den Rhein bei Bendorf; Los I. Beton- und Stahlbetonbau 60 (1965) 3, S. 55–62.
 - [11] Dicleli, C.: Ulrich Finsterwalder. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 26. Dresdner Brückenbausymposium, 15./16.03.2016 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2016, S. 119–151.
 - [12] 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. (zuletzt besucht am 06.03.2023).
 - [13] Horst, R.; Holst, K.: Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton. Entwurf, Konstruktion und Berechnung. 6. Auflage, Berlin, 2014, S. 133.
 - [14] Finsterwalder, U.; Schamberg, H.: Die Elztalbrücke. Bauingenieur 41 (1966) 6, S. 251–258 und 42 (1967) 1 S. 14–21.
 - [15] Finsterwalder, U.; Schambeck, H.: Die Mainbrücke der Farbwerke Hoechst. Der Bauingenieur 37 (1962) 12, S. 451–456.
 - [16] Kreher, K.: Die Planungsgrundlagen zum Bau der 2. Mainbrücke Hoechst. In: Dyckerhoff & Widmann (Hrsg.): Der Bau der 2. Mainbrücke der Farbwerke Hoechst AG – Ein Zwischenbericht, S. 1–12 (ohne Datum).
 - [17] Schambeck, H.; Finsterwalder, K.: Spannbetonschrägseilbrücken. In: Dyckerhoff & Widmann (Hrsg.): Festschrift Ulrich Fins-

Literaturverzeichnis

- [1] Schambeck, H.: Herbert Schambeck. Beton- und Stahlbetonbau 86 (1991) 8, S. 193–199.
- [2] Dicleli, C.: Aufgezeichnetes Interview mit Herbert Schambeck am 29.10.2010 in Frieding-Andechs.
- [3] Dyckerhoff & Widmann Kommanditgesellschaft: Das Spiegeloptische Messverfahren der Dyckerhoff & Widmann K. G. 10.5.1957, München. Fibel Nr. 9424/I, Privatarchiv Schambeck.
- [4] Eibl, J.; Pauser, A.; Schambeck, H.; Schlaich, J.; Stiglat, K.; Walther, R.; Wolff, H. J.; Zell-

- terwalder – 50 Jahre für Dywidag, Karlsruhe, 1973, S. 184–191.
- [18] Dyckerhoff & Widmann AG (Hrsg.): DY-WIDAG-Berichte, Heft 7: Spannbetonbrücken. München, S. 1–68 (ohne Datum).
- [19] Schambeck, H.; Foerst, H.; Honnefelder, N.: Der Betonpylon der Rheinbrücke Düsseldorf-Flehe / Neuss-Uedesheim. Bauingenieur 54 (1979), S. 111–117.
- [20] DIN 4227: 1953-10 Spannbeton – Richtlinien für Bemessung und Ausführung
- [21] Schambeck, H.; Kroppen, H.: Die Zügelgurtbrücke aus Spannbeton über die Donau in Metten. Beton- und Stahlbetonbau (1982) 5 | 6, S. 131–136 | 156–161.
- [22] Mehlhorn, G.; Curbach, M. (Hrsg.): Handbuch Brücken. 3. Aufl., Wiesbaden, 2014, S. 328–330.
- [23] Fitzner, W. E.; Stenzel, G.: Schrägseilbrücke Dubrovnik, Kroatien. In: Graubner, C.; Andreas, G. (Hrsg.): Aktuelle Entwicklungen im Brückenbau: Internationales Brückenbausymposium – Vortragsband, 01.–02.10.2003 in Darmstadt, 2003, Artikel V – S. 1–14.
- [24] https://www.detail.de/de/de_de/verantwortung-und-ansetzen-der-bauingenieure-ein-aufruf-4694 (Zuletzt besucht am 10.03.2023).
- [25] Schambeck, H.: Brief an Cengiz Dicleli, 02.11.2010, Privatarchiv Dicleli.
- [26] Aufgezeichnetes Interview mit Herbert Schambeck am 29.10.2010 in Frieding-Andechs (Auszug).

Sie suchen die Statische Berechnung, die Bewehrungspläne oder andere Ausführungsunterlagen Ihrer Bestandsgebäude/Bauwerke ?



Wir verwalten die technischen Archive der ehemaligen

Dyckerhoff & Widmann AG



SIEMENS BAUUNION



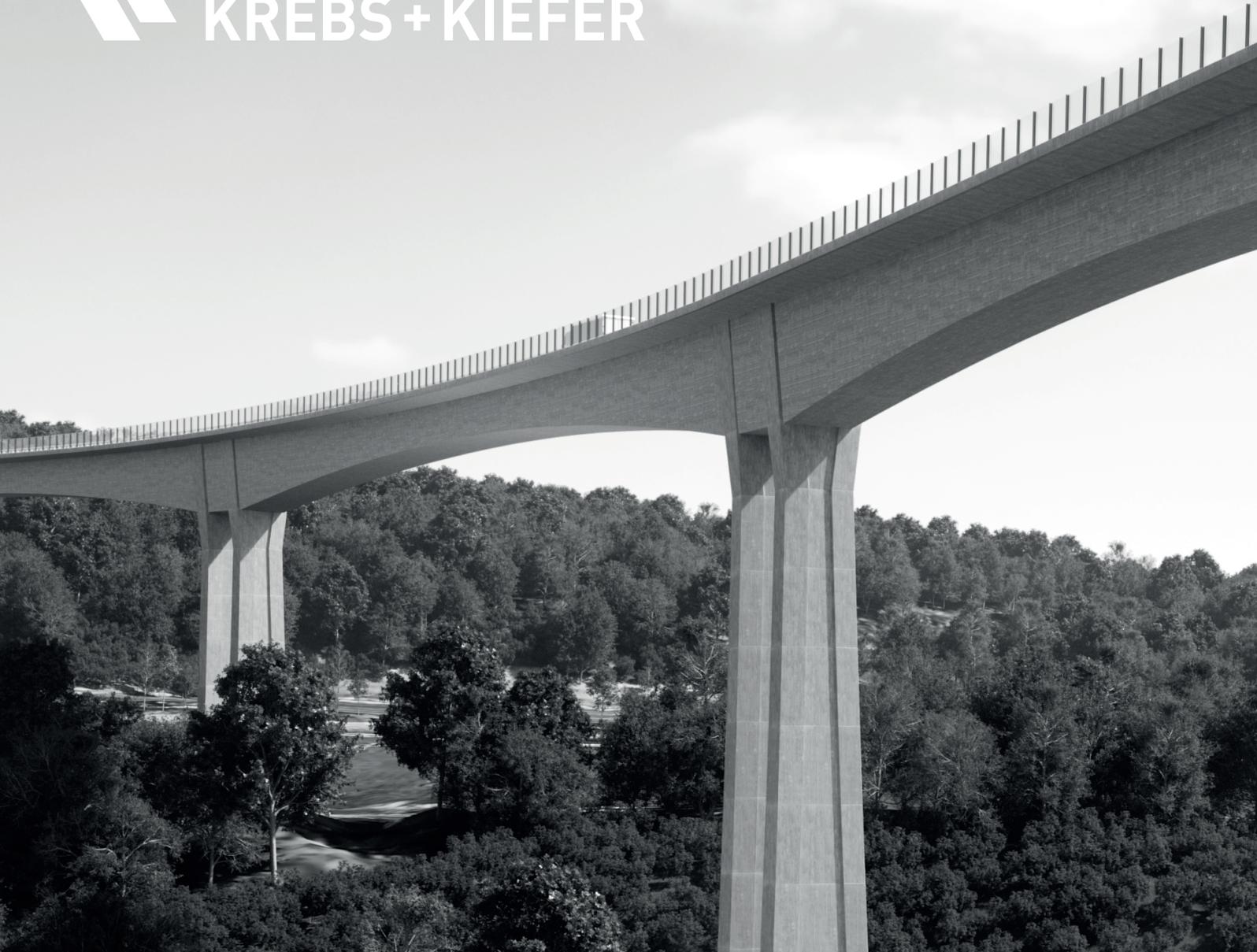
Ihre Experten für technisch anspruchsvolle Planungs- und Bauaufgaben im Bestand.



ALLVIA
Ingenieurgesellschaft mbH
Jennerweg 7
82216 Maisach

Telefon (0 8142) 443 470
Telefax (0 8142) 443 471
info@allvia.de
www.allvia.de

ALLVIA



KLAR POSITIONIERT. BREIT AUFGESTELLT.



INGENIEURBAU



VERKEHRS-
ANLAGEN



GEOTECHNIK



WASSERBAU



HOCHBAU

Bild: Saaletalquerung | bei Bad Kösen

UNSERE STANDORTE

Berlin | Bitterfeld | Darmstadt | Dresden | Erfurt | Freiburg | Hamburg | Karlsruhe | Köln
Leipzig | Mainz | Mannheim | München | Nordbayern | Stuttgart | Würzburg | International

Mehr Infos finden
Sie auf unserer
Webseite unter
www.kuk.de





Bohrpfähle für
Salzbachtalbrücke
bei Wiesbaden

Wirtschaftlich und sicher auf jedem Baugrund.

stump-franki.de

Stump  Franki

LT-Brücke: Brückenbau mit dünnwandigen Fertigteilträgern und Fahrbahnplattenelementen

*o.Univ.Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger, Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Franz Untermarzoner,
Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Michael Rath
Institut für Tragkonstruktionen / Betonbau, TU Wien*

1 Einleitung

Beim Dresdner Brückenbausymposium im März 2019 wurde über den Entwurf und die Planung der Brücken über die Lafnitz und den Lahnbach mit dem Brückenklappverfahren berichtet [1]. Der erste Klappvorgang erfolgte allerdings erst im September 2019. Deshalb wird in diesem Beitrag kurz auf die Erfahrungen bei der Erstanwendung des Brückenklappverfahrens, die zur Entwicklung des LT-Brückenbauverfahrens führten, eingegangen.

Die Brücken über die Lafnitz und den Lahnbach wurden im Zuge des Baus der Fürstenfelder Schnellstraße (S7) im Südosten Österreichs errichtet [2]. Die beiden Brücken weisen Längen von 116 m und 105 m auf und sind bis auf ein kürzeres Feld bei der Brücke über den Lahnbach baugleich. Die Projektbeteiligten sind in der Tabelle 1 angegeben.

Das Bild 1 vom Juli 2020 zeigt den letzten Klappvorgang bei der Brücke über die Lafnitz. Im

linken oberen Teil des Fotos ist die 500 m entfernte Brücke über den Lahnbach zu erkennen. Auf jeder Brücke sind zwei Richtungsfahrbahnen angeordnet. Für jede Richtungsfahrbahn wurde ein Tragwerk mit zwei Längsträgern, vier Druckstreben, zwei Mittelpfeilern und einer Fahrbahnplatte erstellt. Die Herstellung der 14,5 m breiten Fahrbahnplatte erfolgte mit einem Schalwagen, der im Bild 1 zu sehen ist.

Der eigentliche Klappvorgang wurde durch das Absenken der oberen Endpunkte der Brückenträger mit Hilfe von Litzenhebern bewerkstelligt. Die Litzenheber waren auf der Plattform am oberen Ende des Hilfspfeilers installiert. Der Hilfspfeiler bestand aus Liebherr-Turmdrehkranstücken, in denen Führungsschienen zur Führung der oberen Endpunkte der Brückenträger während des Absenkvorgangs montiert waren. Die beiden Brückenträger mit Längen von 35,5 m wiesen während des Absenkvorgangs trogförmige Querschnitte auf (siehe Bild 1). Die 1,8 m hohen Wandplatten wurden aus Elementdecken mit einer Dicke von



Bild 1 Bauzustand der Brücke über die Lafnitz am 01.07.2020 Foto: Clemens Proksch-Weilguni, TU Wien

Tabelle 1 Projektbeteiligte beim Bau der Brücken über die Lafnitz und den Lahnbach

Auftraggeber	ASFINAG Bau Management GmbH, Wien
Entwurf, Berechnung	TU Wien, Kollegger GmbH, Klosterneuburg
Planung	Schimetta Consult ZT GmbH, Linz
Prüfingenieure	Öhlinger + Partner Ziviltechniker GmbH, Wien
Ausführende Firma	Kostmann GesmbH, St. Andrä im Lavanttal
Fertigteile	Franz Oberndorfer GmbH&Co KG, Völkermarkt

70 mm hergestellt und mit einer untenliegenden Bodenplatte mit einer Dicke von 120 mm verbunden. Die Breite der Brückenträger war in den Regelbereichen gleich 1,0 m und wurde bei den Anschlusspunkten an die Druckstreben auf 2,0 m vergrößert. Die Druckstreben mit einer Länge von ca. 20 m wiesen einen kastenförmigen Querschnitt mit einer Wanddicke von 110 mm auf.

Die Genauigkeit, mit der die Druckstreben und die Brückenträger im Fertigteilwerk hergestellt werden konnten, war beeindruckend. Nach der vertikalen Montage der Druckstreben und der vertikalen Montage der Brückenträger auf den beiden Seiten des Hilfspfeilers wurden die Brückenträger geneigt, bis sie sich berührten. Der seitliche Versatz am oberen Ende der Brückenträger war in manchen Fällen kleiner als 5 mm und nie größer als 10 mm. Anschließend an das Neigen der Brückenträger wurden 16 Monolitzen eingebaut, um die beiden Brückenträger zu verbinden. Die Monolitzen wurden über den Anschlusspunkten von den Druckstreben und den Brückenträgern verankert und am oberen Ende der Brückenträger über Betonsättel geführt.

Nach dem Absenkvorgang waren die Brückenträger in einer horizontalen Lage und über dem Mittelpfeiler ca. 1,0 m voneinander entfernt. Die Zugkräfte wurden in diesem Zustand von den 16 Monolitzen aufgenommen. Die planmäßige Längsneigung der Brückenträger von 0,6 % wurde durch ein Verschieben der auf dem Mittelpfeiler aufgelagerten Endpunkte der Brückenträger um ca. 50 mm erreicht. Zur Feinjustierung wurden einzelne der 16 Monolitzen angespannt. Dadurch konnte erreicht werden, dass die auskragenden Endpunkte der Brückenträger weniger als plus oder minus 3 mm von der planmäßigen vertikalen Lage entfernt waren.

Mit dem Brückenklappverfahren konnten 72 m eines Längsträgers hergestellt werden. Der verbleibende Abstand zu den Widerlagern, der

bei der Brücke über die Lafnitz 22 m betrug, wurde mit Einhängeträgern geschlossen. Die Einhängeträger wurden mit Mobilkränen, die hinter den Widerlagern positioniert waren, eingehoben und mit den auskragenden Enden der Brückenträger mit Vergussfugen (20 mm Breite) und durch das Anspannen von in den Längsträgern und den Einhängeträgern angeordneten Spanngliedern, die bei der Brücke über die Lafnitz eine Länge von 116 m aufwiesen, biegesteif verbunden. Anschließend wurde in die Druckstreben und die 116 m langen Längsträger ein Füllbeton eingebracht. Das Bild 1 zeigt einen Zustand mit ausbetonierten Druckstreben und Längsträgern in drei Achsen. An der Oberseite der Längsträger wurden Schalwagenstühle, ähnlich wie bei einer Stahl-Beton-Verbundbrücke, montiert.

Mit den insgesamt acht Klappvorgängen, die zur Herstellung der Brücken über die Lafnitz und den Lahnbach erforderlich waren, konnte die Funktionsfähigkeit des Brückenklappverfahrens nachgewiesen werden. Im Vergleich zu den ursprünglich geplanten Stahl-Beton-Verbundbrücken konnten Kosten eingespart werden, weil die Druckstreben die Spannweiten in den fertiggestellten Brücken reduzieren. Die Druckstreben stützen die Längsträger, siehe Bild 2, und bewirken dadurch eine erhebliche Reduktion der Schnittgrößen im Überbau. Dies wird durch einen Vergleich der Bauhöhen der ursprünglich geplanten Stahl-Beton-Verbundbrücken mit 4,6 m für die Brücke über die Lafnitz und der ausgeführten Spannbetonbrücke mit 2,0 m Querschnittshöhe bestätigt.

Die Kosten der Überbauten der ursprünglich geplanten Stahl-Beton-Verbundbrücken und der Spannbetonbrücken werden in der Tabelle 2 miteinander verglichen. Die Kosten für die Stahl-Beton-Verbundbrücken wurden auf der Basis von vergleichbaren Brücken im Netz der ASFINAG ermittelt. Die Kosten für die mit dem Brückenklappverfahren herzustellenden Brücken wurden durch eine genaue Massenermittlung und Kalkulationen eines Fertigteilherstel-

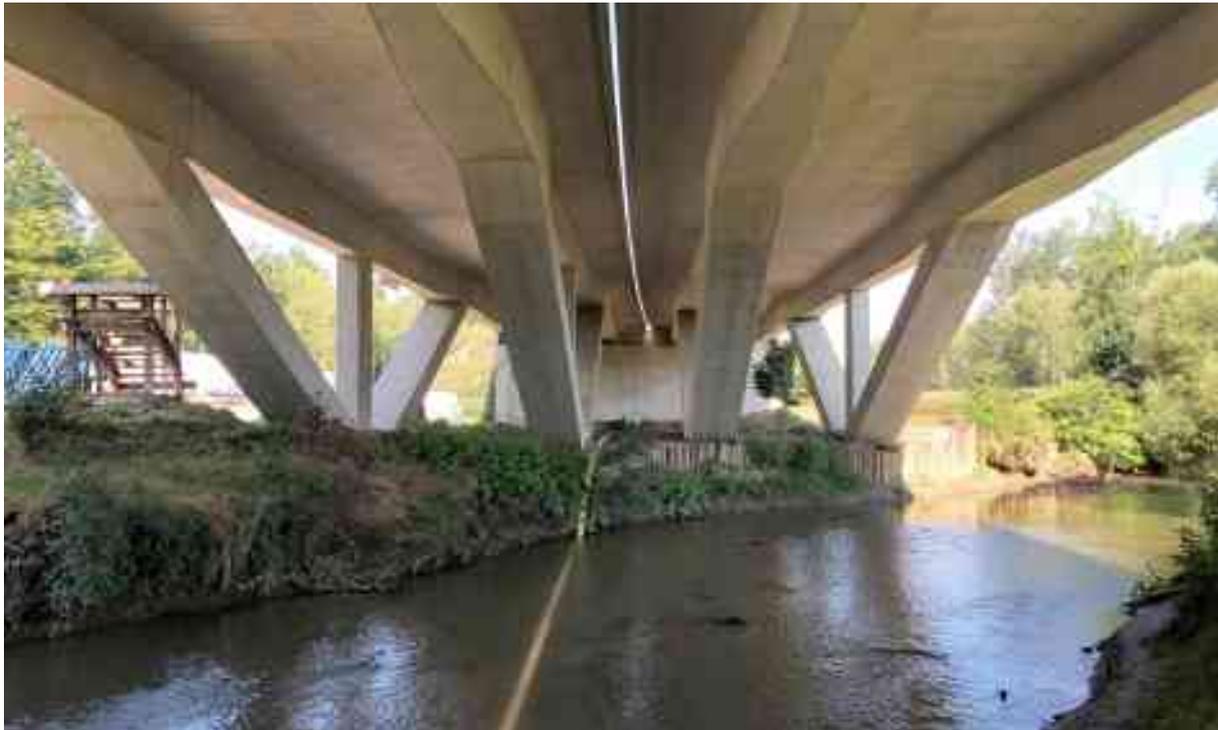


Bild 2 Untersicht der Brücke über die Lafnitz

Foto: Johann Kollegger, TU Wien

lers, einer Vorspannfirma und einer Baufirma ermittelt. Das Angebot des Bestbieters lag nur geringfügig über der Kostenschätzung für die Spannbetonbrücken und war um ca. zwei Millionen Euro günstiger als die Kostenschätzung der Stahl-Beton-Verbundbrücken.

Die wesentlichen Erkenntnisse, die bei der Erstanwendung des Brückenklappverfahrens bei dem Bau der Brücken über die Lafnitz und den Lahnbach gewonnen wurden, sind:

- ❑ Betonbrücken aus normalfestem Beton (z. B. C40/50) können aus dünnwandigen Fertigteilträgern (z. B. Wanddicke gleich 70 mm) hergestellt und im Bauzustand problemlos mit sehr hohen Druckspannungen (z. B. 25 N/mm²) infolge der Vorspannung belastet werden.
- ❑ Die Herstellung der Fahrbahnplatte mit einem Schalwagen ist im Vergleich zur Errich-

tung der Stege mit vorgespannten Fertigteilträgern ein langsamer Prozess.

2 LT-Brücke

Bei einer LT-Brücke werden zur Herstellung eines Bauabschnitts zwei Längsträger mit einem hohlkastenförmigen Querschnitt in longitudinaler Richtung (L) angeordnet. Auf den Längsträgern werden in transversaler Richtung (T) Fahrbahnplattenelemente aufgelegt.

Im ersten Entwicklungsschritt des LT-Brückenbauverfahrens wurde die Herstellung mit trogförmigen Fertigteilträgern und Füllbeton beibehalten. Für die Herstellung der Fahrbahnplatte wurde der Einsatz von Fahrbahnplattenelementen vorgeschlagen. Ein Fahrbahnplattenelement, wie es beim Bau der Brücken über die Lafnitz und den Lahnbach verwendet hätte werden können, ist im Bild 3

Tabelle 2 Vergleich der Kosten der Überbauten für den Bau der Brücken über die Lafnitz und den Lahnbach als Stahl-Beton-Verbundbrücken und als Spannbetonbrücken mit dem Brückenklappverfahren (entnommen aus einem Vortrag von Herrn Dipl.-Ing. Dr. Kleiser, ASFINAG im Februar 2020)

	Stahl-Beton-Verbundbrücken	Spannbetonbrücken mit Brückenklappverfahren
Kostenermittlung	€ 6.800.000	€ 4.700.000
Bestes Angebot	-	€ 4.840.000

dargestellt. Das Fahrbahnplattenelement bildet die Untersicht der Brücke ab (siehe Bild 2). Es weist eine Breite von 2,5 m bis 3,5 m auf. An den Enden sind Aufkantungen angeordnet, um die Herstellung einer seitlichen Schalung für das Einbauen des Aufbetons zu vermeiden. In dem Fahrbahnplattenelement ist die gesamte Querbewehrung, die untere Längsbewehrung und die Bügelbewehrung der Fahrbahnplatte enthalten. Außerdem sind zwei Querbalken angeordnet, die das Eigengewicht der auskragenden Teile und die Beanspruchungen aus dem Herstellen der Aufbetonschicht aufnehmen können.

Die Fahrbahnplattenelemente können mit einem Kran oder mit einem Versetzgerät auf dem Längsträger verlegt werden. Die Abdichtung der Fugen zwischen den Längsträgern und den Fahrbahnplattenelementen kann mit Dichtstreifen oder mit den in [3] beschriebenen Technologien erfolgen. Im zweiten Entwicklungsschritt wurde die Herstellung der Längsträger optimiert. Im Zuge der Ausarbeitung der Diplomarbeiten von Schwaiger [4] und Wieser [5] wurde erkannt, dass das Einbringen des Füllbetons in die dünnwandigen, trogförmigen Fertigteilträger den maßgebenden Lastfall darstellt und im Vergleich zu einem hohlkastenförmigen Längsträger mit einem sehr hohen Betonverbrauch verbunden ist. Im nächsten Entwicklungsschritt wurden deshalb die trogförmigen Fertigteilträger mit Füllbeton durch Längsträger mit einem hohlkastenförmigen Querschnitt ersetzt.

Das LT-Brückenbauverfahren ist besonders gut für die Herstellung von Spannbetonbrücken mit dem statischen System eines Durchlaufträgers



Bild 3 Betonfertigteil für die Herstellung der Fahrbahnplatte

Grafik: Franz Untermaier, TU Wien

oder eines mehrfeldrigen Rahmens (bei integralen Brücken) geeignet. Im Bild 4 ist die Herstellung eines Bauabschnitts einer mehrfeldrigen Spannbetonbrücke schematisch dargestellt. Im ersten Schritt werden die Längsträger in longitudinaler (L) Richtung auf den Pfeilern verlegt (Bild 4a). Im nächsten Verfahrensschritt werden auf den Längsträgern die Fahrbahnplattenelemente in transversaler (T) Richtung angeordnet. Die Fahrbahnplattenelemente weisen in der schematischen Darstellung im Bild 4b nur einen Querbalken auf, auch die Aufkantungen an den Kragarmenden sind nicht dargestellt. Nach dem Abdichten der Querschnitte zwischen den Fahrbahnplattenelementen und den Längsfugen zwischen den Fahrbahnplattenelementen und den Längsträgern wird die Stoßbewehrung für die untere Längsbewehrung und anschließend die obere Längsbewehrung verlegt. Im dritten Verfahrensschritt wird gemäß Bild 4c ein Aufbeton auf die Fahrbahnplattenelemente und die Deckplatten der Längsträger aufgebracht. Mit der Aufbetonschicht und der in den vorgefertigten Bauteilen enthaltenen Anschlussbewehrung werden die Längsträger und die Fahrbahnplattenelemente zu einem monolithischen Bauteil verbunden.

In den Bildern 4a und 4c ist zu erkennen, dass die Bauabschnittsfugen der Längsträger und

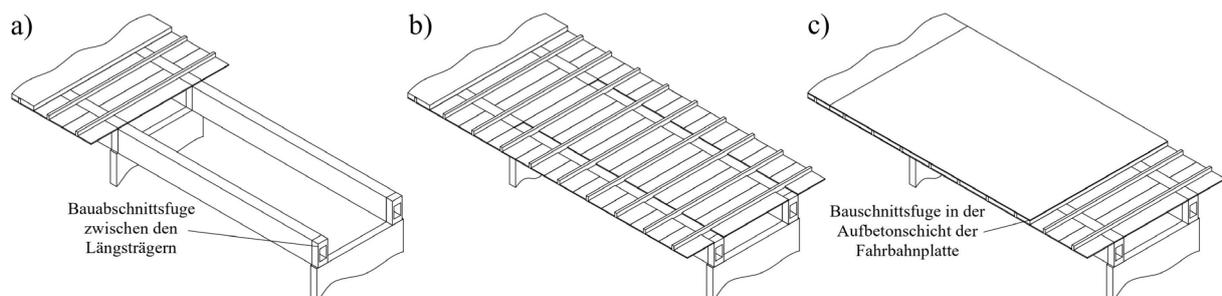


Bild 4 Schematische Darstellung des LT-Brückenbauverfahrens: a) Versetzen der Längsträger, b) Verlegen der Fahrbahnplattenelemente, c) Aufbetonschicht auf den Fahrbahnplattenelementen und den Deckplatten der Längsträger

Grafik: Franz Untermaier, TU Wien

der Aufbetonschicht an unterschiedlichen Stellen angeordnet sind. Die Bauabschnittsfugen der Längsträger sind aus verfahrenstechnischen Gründen in der Nähe der Pfeiler angeordnet. Die Bauabschnittsfugen in der Fahrbahnplatte befinden sich in den Viertelpunkten der Feldlänge, um einen Stoß der oberen Längsbewehrung über den Pfeilern zu vermeiden. Abweichend von der im Bild 4 gezeigten Ausführung können die Querfugen zwischen den Fahrbahnplattenelementen an anderen Stellen als die Bauabschnittsfugen zwischen den Längsträgern angeordnet werden.

Die Längsträger können bei Spannweiten bis ca. 30 m aus einem Stück hergestellt werden. Maßgebend hierfür sind die in den Fertigteilwerken vorhandenen Hubkapazitäten, die beispielsweise in Österreich auf 80 t bis 100 t beschränkt sind. Bei größeren Spannweiten werden die Längsträger aus mehreren Segmenten auf einem Montageplatz zusammengefügt. Zwischen den Segmenten wird eine Vergussfuge angeordnet. Bei den Brücken über die Lafnitz und den Lahnbach (siehe Abschnitt 1) wurden die Stoßfugen zwischen den 70 mm dicken Wandelementen mit einer 20 mm breiten Vergussfuge ausgeführt. Beim LT-Brückenbauverfahren erfolgt die Verbindung der einzelnen Segmente durch eine bewehrte Auf-

betonschicht auf den Bodenplatten der Segmente und durch eine Längsvorspannung. Im Gegensatz zur Segmentbauweise ist somit an den Segmentfugen einer LT-Brücke eine durchgehende untere und eine durchgehende obere, in der Aufbetonschicht der Fahrbahnplatte angeordnete Längsbewehrung vorhanden.

3 Erstanwendung des LT-Brückenbauverfahrens bei der Pinkabachbrücke

Die Pinkabachbrücke ist eine eingleisige Eisenbahnbrücke auf der Strecke Friedberg-Oberwart in Österreich. In einer fünfwöchigen Gleissperre im August und September 2022 wurde die bestehende Brücke abgerissen und die neue Brücke hergestellt. Das Bild 5 zeigt ein Foto der Pinkabachbrücke nach dem Herstellen des Rahmentragwerks und dem Abschluss der Gleisbauarbeiten. Die Brücke weist eine lichte Weite von 20,05 m auf. Während der Bauarbeiten wurde das Wasser der Pinka durch ein Rohr geführt, damit im Bereich der Brücke eine Arbeitsfläche geschaffen werden konnte.

Nach dem Abriss der bestehenden Brücke aus den 50er Jahren des vorigen Jahrhunderts wurden die Widerlager auf Pfählen in konven-



Bild 5 Pinkabachbrücke

Foto: Matthias Heisler



Bild 6 Einheben des Längsträgers der Pinkabachbrücke

Foto: Johann Kollegger, TU Wien

tioneller Bauweise hergestellt. Anschließend wurde der vorgefertigte Längsträger mit zwei Kränen (Bild 6) eingehoben. Der Längsträger wies einen hohlkastenförmigen Querschnitt, eine Länge von 19,05 m, eine Breite von 3,0 m und eine Höhe von 1,35 m auf. Das Gewicht des Längsträgers war gleich 67 t. Die Dicke der Bodenplatte des Längsträgers betrug 18 cm und diejenige der Deckplatte 8 cm. Die Stege wiesen eine Dicke von 15 cm auf, die im Bereich der Widerlager auf 30 cm vergrößert wurde. An den beiden Enden des Längsträgers waren

10 cm dicke Endquerscheiben angeordnet, um ein Eindringen des Betons in den Hohlkasten bei dem Herstellen der Rahmenecken zu vermeiden. Die lichte Höhe im Inneren des Längsträgers beträgt 1,09 m. In der Bodenplatte ist eine verschließbare Öffnung angeordnet, die eine Inspektion des Inneren des Hohlkastens ermöglicht. Vom Bauherrn, der ÖBB-Infrastruktur AG, wurde die geringe lichte Höhe von 1,09 m im Inneren des Hohlkastens akzeptiert, um die Erstanwendung des LT-Brückenbauverfahrens zu ermöglichen.



Bild 7 Einheben eines Fahrbahnplattenelements bei der Pinkabachbrücke

Foto: Johann Kollegger, TU Wien



Bild 8 Herstellen des mittleren Teils der Aufbetonschicht auf den Fahrbahnplattenelementen

Foto: Johann Kollegger, TU Wien

Im nächsten Arbeitsschritt wurden auf dem Längsträger sechs Fahrbahnplattenelemente verlegt. Die Abmessungen von einem Fahrbahnplattenelement waren 3,44 m in Längsrichtung und 6,51 m in Querrichtung der Brücke. Das Gewicht eines Fahrbahnplattenelements war gleich 5,5 t. In jedem Fahrbahnplattenelement waren zwei Querbalken angeordnet, die im Bild 7 deutlich zu erkennen sind. Die Querbalken wurden so dimensioniert, dass sie in der Lage sind, das Gewicht der auskragenden Teile und des Aufbetons der Fahrbahnplatte aufzunehmen. Mit der Bügelbewehrung, die aus dem Längsträger oben herausragt, und der Anschlussbewehrung in den Fahrbahnplattenelementen wurden die Bauteile nach dem Aufbringen der Aufbetonschicht zu einem monolithischen Tragwerk verbunden.

Das Einheben des Längsträgers und der sechs Fahrbahnplattenelemente erfolgte auf der Baustelle an einem Montag. Am Dienstag

wurde die obere Längsbewehrung und die Bewehrung in den Rahmenecken verlegt. Das Einbringen des Betons für die Aufbetonschicht erfolgte in zwei Schritten. Am Mittwoch wurde die Aufbetonschicht in der Nähe der Rahmenecken hergestellt. In den ersten Arbeitsstunden am Donnerstag wurde der mittlere Teil der Fahrbahnplatte betoniert. Diesen Arbeitsschritt zeigt das Foto im Bild 8. Die Herstellung des Rahmenriegels erfolgte somit in dreieinhalb Tagen. Die Bauarbeiten bei der Pinkabachbrücke und das anschließende Verlegen des Gleises konnten plangemäß innerhalb der fünfwoöchigen Gleissperre abgeschlossen werden.

Die am Projekt beteiligten Firmen sind in der Tabelle 3 angegeben. Die gute Zusammenarbeit zwischen den Projektbeteiligten hat maßgeblich zur erfolgreichen Erstanwendung der neuen Baumethode bei der Pinkabachbrücke beigetragen. Ein besonderer Dank gebührt den

Tabelle 3 Projektbeteiligte beim Bau der Pinkabachbrücke

Auftraggeber	ÖBB-Infrastruktur AG, Wien
Entwurf	TU Wien
Planung	KOB ZT Ges.m.b.H., Wien
Örtliche Bauaufsicht	OPUS Bauconsult GmbH, Neustift an der Lafnitz
Ausführende Firma	LEYRER + GRAF Baugesellschaft m.b.H., Niederlassung Schwechat
Fahrbahnplattenelement	Rauter Fertigteilbau GmbH, Niederwölz

Vertretern der ÖBB-Infrastruktur AG (Dipl.-Ing. Heinz Höller, Dipl.-Ing. Thomas Lampl und Dipl.-Ing. Alfred Hüngsberg) für ihr Interesse an dem LT-Brückenbauverfahren und ihre Bereitschaft, die Erstanwendung bei der Pinkabachbrücke zu ermöglichen.

Weil die erstmalige Anwendung des LT-Brückenbauverfahrens bei der Pinkabachbrücke problemlos funktioniert hat, wurde von der ÖBB-Infrastruktur AG in der Zwischenzeit der Entwurf und die Detailplanung für eine etwas größere Brücke mit dem neuen Bauverfahren beauftragt. Als Vorteil im Vergleich zu Stahl-Beton-Verbundbrücken wird von dem Infrastrukturunternehmen – bei einer ähnlich schnellen Errichtung der Brücken – der Entfall der Erneuerung des Korrosionsschutzes in der Zukunft angesehen.

4 Schlussbemerkungen

Das LT-Brückenbauverfahren kann als eine Kombination des Bauverfahrens mit nebeneinander verlegten Fertigteilträgern – *Precast girder erection by launching gantry* in [6] – und der feldweisen Segmentbauweise – *Precast segmental span-by-span erection by launching gantry* in [6] – angesehen werden. Beim LT-Brückenbauverfahren werden zur Herstellung eines Bauabschnitts einer mehrfeldrigen Spannbetonbrücke zwei Längsträger mit hohlkastenförmigen Querschnitten in longitudinaler Richtung (L) angeordnet. Auf den Längsträgern werden in transversaler Richtung (T) Fahrbahnplattenelemente aufgelegt. Die Längsträger und die Fahrbahnplattenelemente werden durch Anschlussbewehrung und eine Schicht aus Aufbeton miteinander

verbunden. Der Einsatzbereich des LT-Brückenbauverfahrens liegt bei Spannweiten von 30 m bis 60 m. Gleich wie bei den beiden o. g. Verfahren wird die Errichtung eines Bauabschnitts einer mehrfeldrigen Spannbetonbrücke pro Woche möglich sein.

Literatur

- [1] Kollegger, J.; Kromoser, B.; Eichwalder, B.: Erfahrungsbericht aus Österreich über die Anwendung von neuen Verfahren im Brückenbau. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 29. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 11./12.03.2019 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2019, S. 73–83.
- [2] Kollegger, J.; Suza, D.; Proksch-Weilguni, C.; Träger, W.: Entwicklung und erste Anwendung des Brückenklappverfahrens. *Beton- und Stahlbetonbau* 115 (2020) 7, S. 484–494 – DOI: 10.1002/best.202000010
- [3] Kollegger, J.; Untermarzoner, F.; Rath, M.: Verfahren zur Herstellung einer Fahrbahnplatte für eine Brücke. Österreichische Patentanmeldung, Wien, 2022.
- [4] Schwaiger, M.: Untersuchung zur Anwendung eines neuen Bauverfahrens zur Herstellung der Luegbrücke. Diplomarbeit, TU Wien, 2021.
- [5] Wieser, T.: Untersuchungen zur Anwendung eines neuen Bauverfahrens als Alternative zum Segmentbrückenbau. Diplomarbeit, TU Wien, 2023.
- [6] Members of IABSE Working Group 6: Bridge Deck erection equipment – a best practice guide. ICE Publishing, 2018.

ÜBER 66 JAHRE KOMPETENZ UND ERFAHRUNG

BUNG
UNTERNEHMENSGRUPPE

KLÄHNE
BUNG



© Hajo Dietz



GEMEINSAM MEHR ERREICHEN

360 MITARBEITENDE - 12 STANDORTE - 1 TEAM

Ein starkes Team für den Brückenbau:

Die BUNG Ingenieure AG, die BUNG Baumanagement GmbH und die KLÄHNE BUNG Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH.

Unser Know-how und unsere Erfahrung sind das Fundament für zahlreiche nationale und internationale Bauprojekte.

Mit ganzheitlichem Denken, eigenständigen Entwicklungen und ansprechender Gestaltung schaffen wir eine Vielfalt an Tragkonstruktionen in verschiedensten Bauverfahren wie Lehrgerüst, Vorschubrüstung, Taktschieben, Freivorbau oder mit Sonderbauweisen wie z.B. Brückenverschub.

Auch in anderen Bereichen des Bauwesens sind wir für Sie planend, überwachend, prüfend und gutachterlich tätig.

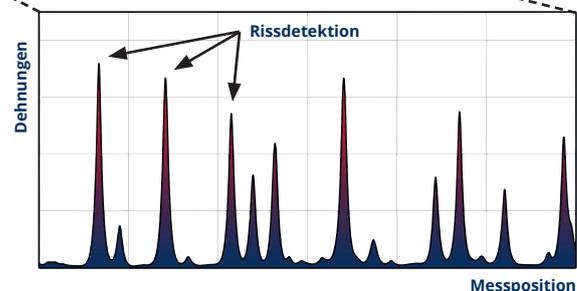
UNSERE TÄTIGKEITSBEREICH IM
KONSTRUKTIVEN INGENIEURBAU

- ▶ STRABEN - UND EISENBAHNBRÜCKEN
- ▶ GEH- UND RADWEGBRÜCKEN
- ▶ GRÜNBRÜCKEN
- ▶ STÜTZBAUWERKE UND LÄRM-SCHUTZWÄNDE
- ▶ TUNNEL IN ALLEN BAUWEISEN
- ▶ TROGBAUWERKE

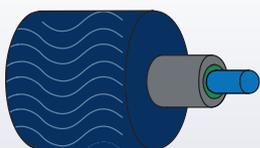
Tel.: 06221 306-0 | Tel.: 030 275639-0
info@bung-gruppe.de | post@kl-ing.de
www.bung-gruppe.de | www.kl-ing.de

Bauwerksmonitoring mit faseroptischen Sensoren

hochauflösend – hochfrequent – zuverlässig



Entwicklung wissenschaftlicher Methoden



Sensorauswahl und
Applikationstechniken



Automatisierte Daten-
aus- und -bewertung



Echtzeit-
monitoring



Ihr Ansprechpartner am IMB:

Max Herbers, M. Sc.
Telefon: +49 351 463-39620
E-Mail: max.herbers@tu-dresden.de

Rückbau – eine Notwendigkeit unserer Zeit. Anregungen für ein Regelwerk und Erfahrungen aus der Praxis

Dr.-Ing. Gregor Schacht¹, Dr.-Ing. Alfred Krill², Dr.-Ing. Jan Lingemann³

Der Beitrag wurde in ähnlicher Form bereits im Sonderheft der Beton- und Stahlbetonbau „Rückbau von Brücken“ im Februar 2023 veröffentlicht [1].

1 Einführung, aktuelle Situation

Der alternde Bauwerksbestand macht im Brückenbau seit einigen Jahren zunehmend Probleme, da die abzutragenden Verkehrslasten stetig steigen und laut Verkehrsprognosen weitere Streckenausbauten zwingend erforderlich werden. Dies führt häufig dazu, dass gerade Brücken aus den 1960er Jahren durch Neubauten ersetzt werden müssen. Da der Verkehr möglichst wenig eingeschränkt werden soll, erfolgt der Rück- und Ersatzneubau Zug um Zug. Während der Rückbau bisher oft als „Baufeldfreimachung“ aufgefasst wurde, ist dieser insbesondere bei größeren Talbrücken eine klassische Ingenieuraufgabe mit den spezifischen Fragestellungen der Planung im Bestand!

Der Rückbau der Bestandsbrücken erfolgt nach wie vor ohne speziell hierfür abgestimmtes Regelwerk. Die beteiligten Bauherren, Planer und Ausführende gehen dabei Risiken ein, die es in Zukunft zu verringern gilt. Nachdem in vielen Tagungen und Gesprächen Regelungen zum Rückbau gefordert wurden, ist nun aus den Erfahrungen beim Entwurf, der Ausführungsstatik und der statisch-konstruktiven Prüfung beim Rückbau ein bislang unveröffentlichter erster Entwurf zur Regelung des Rückbaus von Brücken entstanden, dessen Inhalt und Bearbeitungsstand hier wiedergegeben ist.

2 Aktuelle Vorschriftenlage und Regelungsbedarf

2.1 Aktuelle Vorschriftenlage

Die bauaufsichtlich eingeführte DIN EN 1991-1-6 mit zugehörigem nationalem Anhang [2] regelt im informativen Anhang B die Einwirkung auf Tragwerke bei Umbau, Wiederaufbau oder Abriss. Ein unvorhersehbares Verhalten des Trag-

werks bei Wiederaufbau oder Abriss ist zu vermeiden. Die Bemessung hierzu erfolgt gemäß DIN EN 1992-2 [3] und DIN EN 1993-2 [4] für das Bauwerk sowie DIN EN 12811 [5] für die Gerüste. Der Verweis auf die Normtexte des Neubaus [3], [4] berücksichtigt dabei jedoch nicht, dass das Bestandsbauwerk naturgemäß Tragfähigkeitsdefizite gemäß Nachrechnungsrichtlinie [6] besitzt, sodass Nachweise nach diesen Normen erfahrungsgemäß bei Massivbrücken wegen des hohen Lastanteils aus Eigengewicht und der zwischenzeitlich seit der Herstellung geänderten Nachweiskonzepte nicht gelingen. Im Regelfall wird deshalb in der Praxis nach Absprache unter den Beteiligten die Nachrechnungsrichtlinie, die für die Bewertung des weiteren Betriebszustands einer Brücke ausgelegt ist, in Kombination mit weiteren Fachveröffentlichungen für die statischen Nachweise des Rückbaus verwendet.

Ein erster kürzlich erschienener Ansatz einer VDI-Rückbaurichtlinie mit dem Titel „Abbruch baulicher und technischer Anlagen“ [7] beschäftigt sich mit allen Bauwerkstypen, also auch mit Brückenbauwerken. Wegen der Komplexität des Rückbauthemas im Hinblick auf die verschiedenen Konstruktionsarten allgemeiner Bauwerke und Anlagen sind darin nur wenige brückenspezifische Probleme aufgenommen. Als weitere Planungshilfe, jedoch ohne Regelungscharakter, sei hier die kürzlich erschienene Erfahrungssammlung Rückbau von Brücken [8] erwähnt, in welcher zehn Rückbauverfahren detailliert beschrieben sind.

2.2 Bedarf weiterer Regelungen

Für die Bemessung des Rückbaus von Brückenbauwerken sind die Randbedingungen mit dem Verweis auf die Neubaunormung in [2] zurzeit unklar. Es fehlen grundlegende Angaben, wie

¹ Marx Krontal Partner | MKP GmbH, Dresden

² WTM Engineers GmbH, Hamburg

³ Büchting + Streit AG, München

z. B. der Umgang mit Systemwechsel durch Teilabbrüche, Angaben zu den Toleranzen und Teilsicherheitsbeiwerten oder Angaben, wie mit durchtrennten Spanngliedern oder äußerlich angesetzten Pressenkräften und deren Toleranzen in der Rückbaustatik umzugehen ist.

Alle Nachweiskonzepte des Neubaus in [3], [4] gehen vom weiteren Betrieb des Bauwerks aus, sodass eine gewisse Robustheit des Bauwerks, z. B. in Form einer erforderlichen Mindestbewehrung und einer notwendigen Versagensankündigung, vorausgesetzt wird, die im Rückbau so in der Regel nicht erforderlich ist. Allerdings müssen die Auswirkungen von z. B. Rissentwicklungen auf den Trag- und Verformungszustand auch bei der Rückbauplanung untersucht werden.

Der Regelfall sieht vor, dem Rückbau von Brücken eine Nachrechnung voranzustellen. Hierzu sind ggf. Materialuntersuchungen durchgeführt worden, die jedoch für die Beurteilung der Zwischenzustände des Rückbaus nicht ausreichen werden. In den bestehenden Regelwerken fehlen Hinweise und Festlegungen zum Untersuchungsumfang der Rückbaumaterialien im Hinblick auf mechanische und geometrische Parameter, auf Zustände des Bauwerks mit seinen Einzelkomponenten sowie auf Schadstoffinhalte und eine Recyclingfähigkeit des Materials [9].

2.3 Zielstellung einer Rückbau-richtlinie für Brückenbauwerke

Eine Rückbau-richtlinie für Brücken sollte zum einen die Nachweiskonzepte der Nachrechnungsrichtlinie [6] hinsichtlich der spezifischen Anforderungen des Rückbaus konkretisieren und ergänzen und zum anderen den Planungsablauf der Rückbauplanung für den Normalfall regeln. Es sollte auch geregelt werden, wer welche Angaben zu welchen Zeitpunkten mit welcher Detailtiefe zur Verfügung stellt, damit die vertraglichen und juristischen Risiken in Planung, Vergabe und Bauausführung reduziert werden können. Verwaltungen könnten mit einer Richtlinie Nachträge in der Bauausführung minimieren. Für den Entwurfsplaner würde das Planungsrisiko minimiert, weil er sich juristisch abgesichert auf klare Regelungen als Stand der Technik beziehen könnte. Nicht zuletzt würde die Richtlinie eine Hilfestellung für Auftragnehmer und Ingenieurbüros in der Ausführungsplanung sein, denen bislang oft kein geeignetes Regelwerk für die Behandlung bestimmter statischer Fragestellungen des Rückbaus zur

Verfügung steht. Zurzeit gehen diese Planer häufig Risiken ein, wenn sie Rechenansätze abweichend von den bestehenden Regelwerken verwenden müssen, um einige Zwischenzustände wirtschaftlich abdecken zu können.

3 Ablauf einer Rückbauplanung

3.1 Allgemeines

Beim Rückbau von Bestandsbauwerken können grundsätzlich zwei Planungsphasen unterschieden werden. Die Planungsphase 1 umfasst die gesamte Entwurfsplanung für den Rückbau. Die Planungsphase 2 umfasst die anschließende Ausführungsplanung. Vor dem Beginn der Planung des Rückbaus ist in der Regel als Phase 0 die Nachrechnung des Bestandsbauwerks oder eine andere objektbezogene Schadensanalyse durchgeführt worden. Die Ergebnisse dieser Vorarbeiten stellen die Grundlage für die nachfolgende Planung des Rückbaus dar. Im Ablaufdiagramm in Tabelle 1 findet sich ein Vorschlag zum prinzipiellen Vorgehen im Rahmen der Nachweisführung mit Zuordnung der Zuständigkeiten innerhalb dieses Prozesses.

3.2 Anforderungen an die Rückbauplanung in der Planungsphase 1

Ziel der Planungsphase 1 ist es, einen ausführbaren Entwurf für den Rückbau des jeweiligen Bestandsbauwerks zu erstellen und sämtliche hierfür relevanten Angaben zum Bestandsbauwerk, zu Berechnungsannahmen sowie zu sonstigen für den Rückbau erforderlichen Parametern bzw. Randbedingungen in den Ausschreibungsunterlagen zu dokumentieren. In der Planungsphase 1 sollte sich das planende Ingenieurbüro vor der Ausarbeitung der Rückbauvarianten vor Ort einen Überblick über den allgemeinen Bauwerkszustand verschaffen und alle betrachteten Varianten einer Risikobewertung unterziehen. Ggf. sind für die Beurteilung der Ausführbarkeit des Rückbaus besondere Untersuchungen am Bauwerk erforderlich. Damit diese vom Bauherrn rechtzeitig veranlasst werden können, sollte das beauftragte Ingenieurbüro den Bauherrn hierauf frühzeitig hinweisen.

Nach der Auswahl der bevorzugten Rückbauvariante durch den Bauherrn würden dann im Rahmen der Planungsphase 1 Entwurfsunterlagen nach RAB-Ing Teil 2 Abschnitt 3 „Er-

Tabelle 1 Vorschlag zum Vorgehen im Planungsprozess des Rückbaus

Phase	Planungsleistung	Verantwortlichkeit
0	Bewertung des Bestandsbauwerks durch Nachrechnung sowie ggf. Durchführung einer objektbezogenen Schadensanalyse (OSA)	Bauherr (AG), vom AG beauftragtes Ingenieurbüro
	Ggf. Prüfung der Nachrechnung	vom AG beauftragter Prüferingenieur
1	Erstellung eines Vorentwurfs zum Rückbau mit Ermittlung der notwendigen Bauwerksuntersuchungen für die Fertigstellung des Entwurfs. Festlegung der Vorzugsrückbauvariante	Bauherr (AG), vom AG beauftragtes Ingenieurbüro
	Erstellung der Entwurfsunterlagen zum Rückbau (Statik und Pläne)	Bauherr (AG), vom AG beauftragtes Ingenieurbüro
	Ggf. Prüfung der Entwurfsunterlagen und Abstimmung der Rechenannahmen	vom AG beauftragter Prüferingenieur
	Ausschreibung der Bauleistungen	Bauherr (AG), vom AG beauftragtes Ingenieurbüro
2	Erstellung der Planunterlagen sowie der Ausführungsstatik auf Basis des Ausschreibungsentwurfes oder ggf. eines Sondervorschlags	Beauftragter (AN), vom AN beauftragtes Ingenieurbüro
	Prüfung der Ausführungsunterlagen	Beauftragter Prüferingenieur
	Ausführung des Rückbaus und ggf. baubegleitender Planungsleistungen	Beauftragter (AN), vom AN beauftragtes Ingenieurbüro

satzneubau von Brücken“ [10] angefertigt. Zusätzlich dazu sollten Angaben gemäß RAB-ING Teil 2, Abschnitt 2 „Instandsetzungs- und Erhaltungmaßnahmen von Brücken“ [10] enthalten sein, sodass die Unterlagen nach statisch-konstruktiver Prüfung als Grundlage des Bauvertrags verwendet werden können. Neben dem Überbau sind hier auch die Unterbauten und Gründungen in allen relevanten Rückbauzuständen nachzuweisen. Für eine temporäre Umverlegung des Verkehrs auf ein Bestandsbauwerk wird es notwendig sein, entsprechende Nachweise hierzu mit erhöhter Verkehrslast zu führen. In den Ausschreibungsunterlagen sollten letztlich sämtliche für die Planung der ausgeschriebenen Rückbauvariante relevanten Angaben zum Bestandsbauwerk dokumentiert sein. Insbesondere:

- Ausführungspläne des Bestandsbauwerks,
- Bestandsunterlagen,
- Materialparameter des Bestandsbauwerks, angepasst an die Ergebnisse der vorherigen Materialuntersuchungen zur Auslegung der Rückbaugeräte und der statischen Nachweise für die Rückbauzustände,

- alle vorliegenden früheren Nachrechnungen bzw. Begutachtungen des Bestandsbauwerks, Informationen über durchgeführte Sanierungen oder Verstärkungen,
- sämtliche vorliegenden Ergebnisse von Untersuchungen am Bestandsbauwerk,
- sämtliche für den Rückbau relevanten Angaben zum Bauwerkszustand zum Zeitpunkt der Ausschreibung,
- sämtliche im Zuge des Rückbaus für den Nachweis der Gründungen relevanten Angaben zum Baugrund bzw. ggf. erforderliche zusätzliche Bodengutachten,
- angesetzte Einwirkungen sowie ggf. Steifigkeitsanforderungen und erforderliche Tragfähigkeiten von Rüstungen und Hilfskonstruktionen in Planungsstufe 1,
- Angaben der maximalen Gewichte und Lastverteilungen von Baugeräten, Gerüsten und sonstigen Hilfskonstruktionen; die Festlegung, wie viele Geräte jeweils gleichzeitig auf dem Bauwerk operieren dürfen; die Festlegung von Flächen, die belastet werden dürfen; und ggf. auch maximale Windangriffsflächen.

Sofern in den Ausschreibungsunterlagen keine entsprechenden Angaben zum Zustand des Bauwerks gemacht werden, muss vom späteren AN bei der Ausführungsplanung im Rahmen der ausgeschriebenen Rückbauvariante von einem planmäßigen Bauwerkszustand ausgegangen werden. Bei Spannbetonbauwerken beinhaltet dies z. B. auch die Annahme von vollständig intakten und verpressten Spanngliedern.

Zum Thema der Spannungsrissskorrosion stellt sich grundsätzlich die Frage, ob der Planer auch bei Bauwerken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl beim Rückbau von einer planmäßigen Vorspannung ohne Schädigung ausgehen kann. Für diese Annahme spricht, dass bei Brückenbauwerken in der Praxis nur selten tatsächliche Schäden größeren Umfangs infolge von Spannungsrissskorrosion beobachtet wurden. Diese Frage sollte zwingend normativ geklärt werden, um hier juristisch Sicherheit für die Planung und die Ausführung herzustellen. Unabhängig davon sollten bekannte Spanngliedausfälle in den Ausschreibungsunterlagen dokumentiert sein. Ggf. ist in einer Richtlinie festzulegen, inwiefern das Untersuchungsprogramm des Bauwerks zu erweitern ist.

3.3 Anforderungen an die Rückbauplanung in der Planungsphase 2

In der Planungsphase 2 sollten von den beauftragten Ingenieurbüros prüfbare statische Nachweise für alle statisch relevanten Zustände des Rückbaus erstellt und dokumentiert werden, die anschließend durch einen Prüfingenieur zu prüfen sind. Der Zustand des Bestandsbauwerks sollte vollumfänglich bereits in der Ausschreibung beschrieben sein. Im Dialog zwischen den Planern und der ausführenden Firma sollten dabei die zum Einsatz kommenden Baugeräte mit Typen, Lasten, Aufstandsflächen und anderen relevanten Eigenschaften festgelegt werden, die in prüfbaren und über einen Koordinator abgestimmten Rückbauplänen mit dem Rückbauverfahren und den wesentlichen Rückbauzuständen mit den Berechnungsannahmen der statischen Berechnung dargestellt sein sollten. Wesentliche Inhalte der Pläne sind:

- Definition der Baugeräte mit Angabe des maximal zulässigen Gesamtgewichts,
- Angabe von durch Baugeräte befahrbare und nicht zu befahrende Bereiche,

- Lastannahmen auch zur Materiallagerung,
- Angaben zu angesetzten Schneelasten mit Angabe, ob Schneeräumung erforderlich ist,
- Angaben zu zulässigen Windgeschwindigkeiten und erforderlichen Sicherungsmaßnahmen,
- sonstige statisch relevante Randbedingungen und Maßnahmen, die durch die ausführende Firma zu beachten sind.

Zusätzlich sollten Arbeitsanweisungen erstellt werden, in denen das Rückbauverfahren, der Ablauf der Arbeiten sowie die einzelnen Arbeitsschritte mit Bezug auf die entsprechenden Rückbaupläne detailliert beschrieben sind. Sollte beim Rückbau mit großen Verformungen oder mit starken, statisch relevanten Rissbildungen zu rechnen sein, sollte der Bauherr hierüber rechtzeitig in Kenntnis gesetzt werden. Diese können zulässig sein, wenn sie bei den statischen Nachweisen entsprechend berücksichtigt sind und dem Bauteilverhalten mit arbeitsschutzrechtlichen Maßnahmen Rechnung getragen wird. Sollten in Planungsphase 2 weitere bislang unbekannte Schäden erkannt werden, wären diese dem Bauherrn vom AN zwingend mitzuteilen und planerisch zu berücksichtigen.

4 Anforderungen an die Nachweisführung

4.1 Hinweise zu den rechnerischen Nachweisen

In den beiden Planungsphasen 1 und 2 sollten alle wesentlichen Bauteile nachgewiesen werden, insbesondere:

- Haupttragglieder der Überbauten,
- Bauteile, von denen im Fall ihres Versagens eine Gefahr für Leib und Leben ausgeht,
- Unterbauten,
- Hilfsunterstützungen,
- Gründungen.

Die rechnerischen Nachweise werden im Allgemeinen nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept (Teilsicherheitskonzept) erbracht. Sofern das zurückzubauende Bau-

werk auf Basis des globalen Sicherheitskonzepts geplant worden ist, könnte im Einzelfall nach Abstimmung jedoch auch das globale Sicherheitskonzept verwendet werden. In diesem Fall wären DIN 1045 [10], DIN 4227 [12] bzw. DIN 18800 [13] jeweils in ihrer letzten eingeführten Fassung vor Einführung der DIN-Fachberichte im Jahr 2003 zu verwenden. Die Reihenfolge der Herstellung des Bauwerks ist mitsamt der eingefrorenen Spannungszustände innerhalb der Querschnitte zu betrachten. Bei Betonbrücken ist zusätzlich die Schnittkraftumlagerung aus Kriechen und Schwinden angemessen zu berücksichtigen.

Für die Modellbildung des Tragwerks müssen eventuelle Steifigkeitsunterschiede der einzelnen Tragglieder, wie z. B. die Stege eines mehrzelligen Kastenquerschnitts (Profilverformung), genügend genau abgebildet sein. Nachweise mittels Last- bzw. Schnittgrößenvergleichen zu geprüften statischen Nachweisen, z. B. der zuletzt gültigen Einstufung des Bauwerks, könnten im Allgemeinen zulässig sein, wenn der Tragwiderstand der Bauteile dem Ursprungssystem entspricht. Im Rahmen des Last- bzw. Schnittgrößenvergleichs dürfte hierbei die Verkehrsbelastung des Bestandsbauwerks während der Nutzung entsprechend angesetzt werden.

In der Planungsphase 2 könnte davon ausgegangen werden, dass die Bestands- und Ausführungsunterlagen mit dem ausgeführten Bauwerk übereinstimmen, sofern keine gegenteiligen Hinweise in den Ausschreibungsunterlagen vorhanden bzw. aus der Bauwerksprüfung oder aus anderen Quellen bekannt sind. Dennoch müsste sich der planende Ingenieur von der Plausibilität der Planunterlagen überzeugen. Im Zuge der statischen Nachweise können in allen Planungsphasen bei unklaren bzw. nicht für das gesamte Bauwerk eindeutig festzulegenden Randbedingungen Grenzwertbetrachtungen erforderlich werden (z. B. guter/schlechter Verbund von Spanngliedern, Berücksichtigung/Vernachlässigung von Verstärkungsspanngliedern etc.).

4.2 Bestandserfassung und Zustandsbewertung

Die Grundlage für die Bewertung eines Bestandsbauwerks ist die gründliche Bestandsaufnahme. Die Bestandsaufnahme beinhaltet die Sichtung und Analyse der vom Bauherrn übergebenen Bestandsunterlagen (statische Berechnungen, Nachrechnungen, Verstär-

kungsmaßnahmen, Gutachten, Bauwerksbücher, Planunterlagen) sowie den Abgleich dieser Unterlagen mit dem tatsächlichen Bauwerkszustand. Grundlage ist hierfür eine Ortsbesichtigung. Ergeben sich im Zuge der Grundlagenermittlung Hinweise auf Abweichungen des aktuellen Bauwerkszustands bzw. Schädigungen, sollte der Planer den Bauherrn darauf aufmerksam machen, sodass ggf. vertiefte Untersuchungen zur detaillierten Zustandsanalyse durchgeführt werden.

Die Verantwortlichkeit für den Bauwerkszustand liegt immer beim Bauherrn. Er sollte alle ihm bekannten Informationen über Schäden bzw. Abweichungen des Bauwerkszustands von seinem planmäßigen Zustand an die Planenden bzw. Ausführenden übergeben. Bestehen Verdachtsmomente auf Schäden, sollte der Bauherr detaillierte Untersuchungen zur Schadensanalyse beauftragen und die Ergebnisse übergeben, welche dann die vertragliche Basis für die Ausführung des Rückbaus bilden.

Für die Zustandsuntersuchung des Bestandsbauwerks wird hier ein stufenweises Vorgehen vorgeschlagen, das in bzw. bereits vor der Planungsphase 1 beginnt und bis in die Planungsphase 2 reichen kann. Dabei werden zunächst stichprobenhafte Überprüfungen der vermuteten Schäden oder Abweichungen vom Bestand durchgeführt und bei Bedarf ggf. vertieft bzw. im Umfang erweitert. Im Rahmen des Bauvertrags könnten dann, sofern erforderlich, eventuell zusätzlich erforderliche Bauwerksuntersuchungen festgelegt werden, welche der Verifikation der getroffenen Annahmen oder der bereits in geringerem Stichprobenumfang festgestellten Eigenschaften dienen [9]. Im Zuge der Planungsphase 1 oder bereits zuvor im Zuge der Nachrechnung sollten folgende Grundlagen durch stichprobenhafte Überprüfungen am Bestandsbauwerk durchgeführt werden, z. B.:

- ❑ Geometrie, Eigenlasten,
- ❑ Schäden (z. B. Abplatzungen, Spannstahlkorrosion, Hohllagen, Risse),
- ❑ durchgeführte Instandsetzungen (Lagerwechsel, Verstärkungen, andere bauliche Anpassungen),
- ❑ Überprüfung von Spanngliedern (z. B. Verpresszustand, Korrosion, Lage von Koppelankern).

Ergeben sich auf Grundlage dieser Überprüfungen Verdachtsmomente zu Schäden bzw.

Abweichungen vom Bauwerkssoll, müssten die Untersuchungen stufenweise detailliert werden. Erforderliche Untersuchungen zur Zustandserfassung und mögliche Untersuchungstechniken sind beispielhaft in Tabelle 2 angegeben. Darüber hinausgehende erforderliche Schadstoffuntersuchungen sind in [14] beschrieben.

4.3 Überprüfung von Annahmen der rechnerischen Nachweisführung

Für die Bewertung der Tragfähigkeit in den Rückbauzuständen werden ggf. vertiefte Untersuchungen erforderlich, um die Annahmen für die rechnerische Nachweisführung zu er-

gänzen bzw. zu verifizieren. Ggf. ergeben sich hier auch Optimierungspotenziale auf der Basis der Untersuchungen. Für die Verwendung von experimentell ermittelten Materialeigenschaften sind die einschlägigen Vorschriften zu beachten und die Ergebnisse statistisch auszuwerten. Eine Auflistung findet sich in Abschnitt 17.2 der Nachrechnungsrichtlinie [6], für Beton kann jedoch auch DIN EN 13791 [15] Anwendung finden.

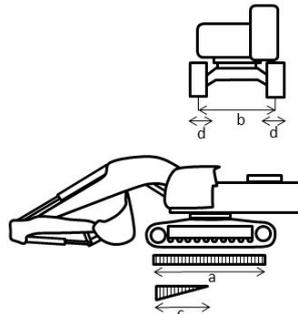
Für die Nachweisführung könnten in Absprache mit dem Bauherrn (in Planungsphase 1 im Rahmen von optimierten Entwürfen und in Planungsphase 2 z. B. im Rahmen eines Nebenangebots) probabilistische Nachweisverfahren angewendet werden, um die experimentellen

Tabelle 2 Vorschlag zur Zustandserfassung im Planungsprozess des Rückbaus

Untersuchungsmerkmal und -umfang	Untersuchungstechnik
Korrosionsschäden Die Untersuchung der Korrosionsschäden hat das Ziel den Umfang der Schädigung und die Schadensursache festzustellen.	Besichtigung, zerstörungsarme Öffnung von Spanngliedern, Aufnahme eventueller Korrosionsschäden an Stahltraggliedern
Beton Hohlstellen, Betonagefehler, Risse, Fehlstellen durch Abplatzung, Anfahrschäden	Optische Prüfung und Schadensaufnahme
Verpresszustand Spannglieder In Planungsphase 1 ist eine Überprüfung des Verpresszustandes der Spannglieder hinsichtlich Güte der Verpressung und Zustand des Verpressmörtels durchzuführen	Stichprobenhafte Öffnung von Spanngliedern möglichst dicht an den Hochpunkten und im Bereich der Koppelanker; zerstörungsfreie Untersuchung mit Ultraschall, Impact-Echo
Nachträgliche Verankerung Der Verpresszustand der Spannglieder kann nur stichprobenhaft überprüft werden und i. d. R. können nicht alle Spannglieder auf Grund ihrer schweren Zugänglichkeit überprüft werden. Deshalb kann es in Planungsphase 2 erforderlich werden, das Verankerungsverhalten durch zerstörende Untersuchungen zu bestätigen.	Die Überprüfung erfolgt durch ein Abbohren der Spannglieder mittels Bohrkernen. Dabei ist an den Enden der Schnittfläche die nachträgliche Verankerung über Verbund zu prüfen und der Schlupf zu messen.
Tragfähigkeit von Nieten	Experimentelle Überprüfung vor Ort oder im Labor an ausgebauten Nieten
Materialeigenschaften von Beton	Entnahme von Proben aus dem Bauwerk, Prüfung und statistische Auswertung zur Ermittlung charakteristischer Festigkeitseigenschaften (Wichten, Druck- und Spaltzugfestigkeit, E-Modul etc.)
Materialeigenschaften von Baustahl	Zug-/Druckfestigkeit, Wichte, E-Modul, Zähigkeit und Sprödigkeit sowie Schweißseignung
Unplanmäßige Verformungen / Imperfektionen	Die Überprüfung der Imperfektionen und ggf. unplanmäßigen Verformungen erfolgt mit üblichen Vermessungsmethoden.
Querschnittsgeometrie	Überprüfung geometrischer Abmessung und Massenverteilungen in den Querschnitten durch Vermessung, Laserscan und/oder Ultraschall

Ergebnisse für die Nachweisführung aufzubereiten. Dies betreffe insbesondere die Überwachung von Einwirkungen wie Temperatur oder Schiefstellung von Pfeilern, die Beachtung von gerissenen Bereichen von Betonbauwerken oder auch Spanngliedverankerungen (siehe Anhang D in [16]). In besonderen Fällen könnten in Absprache mit dem Bauherrn rechnerische Nachweise auch durch baubegleitende Überwachungen (Monitoring) ergänzt werden. Hierfür wären in jedem Fall Überlegungen zu Schadensfolgen und Vorsorgemaßnahmen zu treffen und zu planen.

Hydraulikbagger-Hebekapazitäts-Standard ISO 10567:2007



Maximalgewicht [kN] ¹⁾	Leergewicht [kN] ²⁾	Tragende Kettenlänge a [m]	Spurweite b [m]	Aufstandsdreieck c [m] (=a/2)	Aufstandsweite d [m]
160	125	3,00	2,00	1,50	0,50
215	165	3,40	2,00	1,70	0,50
440	400	4,00	2,90	2,00	0,60
920	700	5,15	2,75	2,00	0,65

¹⁾ Gewichtsverteilung der Achsen „Betrieb“ = Dreieck mit Länge c = a/2
²⁾ Gewichtsverteilung der Achsen „leer“ = Konstant auf Länge a

Bild 1 Beispielhaftes Lastmodell eines Raupenbaggers, abgeleitet aus Firmenangaben analog [7]

Ggf. sind jedoch die Pressenkräfte mit oberen und unteren Grenzwerten zu betrachten, welche in Abhängigkeit von der Kontrollmöglichkeit dieser Kräfte stehen.

5 Lastannahmen beim Rückbau

5.1 Allgemeines

Grundsätzlich sind für den Rückbau Einwirkungen entsprechend DIN EN 1990 [16] und DIN EN 1991 [17] zu berücksichtigen. Alle im Zuge der Planung eines Rückbaus möglichen abweichenden Belastungsansätze sollten in einer Rückbaurichtlinie für Brücken beschrieben werden. Die Reduktion des Teilsicherheitsbeiwerts für das Eigengewicht könnte analog der Nachrechnungsrichtlinie [6] auch beim Rückbau erfolgen. Im Folgenden sind Lastansätze beschrieben, die sich in der Praxis bewährt haben, jedoch innerhalb des aktuell vorhandenen Regelwerks für jeden Rückbau separat vereinbart werden müssen.

5.2 Ständige Lasten im Zuge der Systemwechsel

Im Rückbau verändert sich das statische System ausgehend vom vorhandenen System, als Summe der Bauzustände bei der Herstellung, hin zum letzten Bauabschnitt des Rückbaus. Häufig werden dabei Pressen und Hilfsunterstützungen angesetzt, die als Teil des statischen Systems zu betrachten sind, sodass auch Kräfte auftreten können, die größer als die ursprünglichen Anlegekräfte sind. Die angesetzten Pressenkräfte oder Lasten aus Hebeeinrichtungen wie Litzenheber sollten dabei in den maßgebenden Kombinationen immer mit dem gleichen Teilsicherheitsbeiwert wie die Eigengewichtslast angesetzt werden können.

Bei Spannbetonüberbauten ist die statisch unbestimmte Wirkung der Vorspannung zu beachten. Insbesondere bei Aktivierung zusätzlicher Unterstützungen und anschließendem Rückbau von Überbauabschnitten kann diese erhebliche Auswirkungen haben. Werden beim Rückbau Spannglieder durchtrennt, kann eine neue Spanngliedverankerung durch Verbundwirkung wirksam werden. In diesem Fall muss die statisch unbestimmte Wirkung der Vorspannung in der Regel berücksichtigt werden, wobei die Lasteinleitungslänge der Spannglieder mit ihrem ungünstigsten Wert berücksichtigt werden darf [19].

5.3 Verkehrslasten

Für die statische Vorbemessung in Planungsphase 1 sind die späteren Baugeräte und Gerüste im Detail unbekannt. Sie sind aber wesentlich für den Entwurf des Rückbaus. Deshalb sollte eine Rückbaurichtlinie einen Katalog an Baufahrzeugen und den daraus resultierenden Verkehrslasten in Bezug auf das vorgesehene Rückbauverfahren in einer Art Lastmodell enthalten (vgl. [7]). Diese würden dann die Lasten in der Ausschreibung definieren und in Planungsphase 2 entsprechend konkretisiert (Bild 1).

Bereits in Phase 1 sind auch Angaben zur Höhe der Schutthaufen mit zugehörigem Dichtegrad und das Gewicht, die Steifigkeit sowie der statische Widerstand der Rüstträger mitsamt der Windangriffsfläche anzugeben, die der Vorbemessung zugrunde gelegt wurden. Alle Angaben sind in der Ausschrei-



Bild 2 Mobilkran auf Überbau zum Einheben der Rüstung

Foto: Roland Dostler, Adam Hörnig

bung zu spezifizieren, sodass sie dann in Planungsphase 2 konkretisiert werden können. Die Flächenlasten aus Personen und Baumaterialien während der Rückbauphase können DIN EN 1991-1-6/NA [2], Tabelle 4.1 entnommen werden. Die Teilsicherheitsbeiwerte zu den Verkehrslasten, die normativ 1,35 oder 1,5 sein können, sollten in einer Richtlinie von Kontrollmöglichkeit und Maßnahmen zur Einhaltung der Lasten abhängig sein. Die Beiwerte der Eigengewichte der Geräte sollten mit dem kleineren Wert eingehen können. Lasten von Mobilkränen auf der Brücke (Bild 2) sollten als Verkehrslasten behandelt werden. Die Brems- und Anfahrbeschleunigung der Baufahrzeuge könnte erfahrungsgemäß mit 6 m/s^2 angenommen werden.

Ergänzend zu den Angaben in [20] sollte eine Richtlinie auch auf den Vorschub des Gerüsts eingehen und zusätzliche Reibungsbeiwerte auf den Stützen beinhalten. Der Gleitreibbeiwert der Lagerung sollte bei Lagerung auf Teflonlagern mit 4 % und bei Gerüsten ohne Teflungleitpaarung mit 5–7 % angesetzt werden. Bei längeren Liegezeiten ist zu beachten, dass sich Haftreibungsbeiwerte deutlich oberhalb dieser Werte ergeben können.

5.4 Schnee-, Temperatur-, Wind- und Erdbebenlasten

Sofern Schneelasten jahreszeitlich nicht ausgeschlossen werden können, sollten diese mit Lasten aus Gerät und Baumaterial überlagert werden. Ein gleichzeitiger Ansatz mit Baustellenlast aus Personal ist im Allgemeinen nicht erforderlich. Bei zeitlich begrenzten Rückbauständen sollten die Temperatur- und Windlastansätze nach [17] ingenieurmäßig reduziert werden können. Für Wind kann das gemäß DIN EN 1991-4/NA, NA.B.5 erfolgen, die Flächen der Baugeräte und der Einhausungen sind zu berücksichtigen. Lagerreibungen aus Temperaturverformungen sind zu berücksichtigen, wenn diese ungünstig wirken. Für Brücken in deutschen Erdbebengebieten ist sicherzustellen, dass durchgängig eine konstruktive Horizontalkraftlagerung vorhanden ist.

5.5 Setzungsunterschiede und Imperfektionen

Für den Rückbau sollte davon ausgegangen werden können, dass Setzungsunterschiede bei Massivbrücken durch Kriechen und

Schwinden abgebaut sind. Sollten die Gründungslasten jedoch im Zuge des Rückbaus mehr als 10 % ansteigen, müssten hier neue Setzungsunterschiede eingerechnet werden. Eine Hebung infolge Entlastung müsste nicht berücksichtigt werden. Anstelle der normativ anzusetzenden Imperfektionen des Brückenbaus sollte die Möglichkeit geschaffen werden, die Pfeilerauslenkungen zu messen und mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{\text{imperf}} = 1,2$ zu berücksichtigen. Ein Mindestwert von $L/500$ mit $\gamma_{\text{imperf}} = 1,0$ sollte jedoch nicht unterschritten werden.

6 Nachweise von Massivbrücken

6.1 Allgemeines

Für die Bauart Stahlbeton- und Spannbetonbrücken sind in diesem Abschnitt Vorschläge zu den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit für eine Rückbaurichtlinie zusammengetragen. Diese wären für Stahl- und Stahlverbundbrücken entsprechend zu ergänzen. Grundsätzlich sollten alle Nachweise der Nachrechnungsrichtlinie [6] anwendbar sein. Diese Regeln wären entsprechend den aktuellen Forschungsständen insbesondere für die Querkraftnachweise zu ergänzen und für spezielle Fragestellungen des Rückbaus zu erweitern und zu schärfen (vgl. auch [18]).

6.2 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit könnten folgende Hinweise zusätzlich berücksichtigt werden:

- ❑ Der Dekompressionsnachweis kann je nach Rückbauverfahren erforderlich sein, um Bereiche erwarteter Rissbildungen vorherzusagen. Ohne diese Vorhersage können sich beim Bauablauf Verzögerungen daraus ergeben, dass zunächst Gründe für die unerwartet aufgetretenen Rissbildungen ermittelt werden müssen.
- ❑ Auf den Nachweis der Begrenzung der Betondruckspannungen auf $0,45 f_{\text{ck}}$ zur Vermeidung von nicht-linearem Kriechen kann verzichtet werden, sofern aufgrund der Dauer der jeweiligen Rückbauzustände keine nennenswerten Kriecheffekte auftreten.
- ❑ Der Nachweis der Begrenzung der Betondruckspannungen auf $0,6 f_{\text{ck}}$ zur Vermeidung

von Längsrissen braucht in der Regel nicht geführt zu werden, sofern evtl. Längsrisse keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit haben (z. B. bei Verbundverankerung von Spanngliedern).

- ❑ Auf den Nachweis der Begrenzung der Betonstahlspannungen auf $0,8$ bzw. $1,0 f_{\text{yk}}$ kann verzichtet werden, sofern durch statische Nachweise sichergestellt ist, dass unzulässige Rissbildungen und Verformungen sowie (insbesondere bei wiederholten Belastungen) nichtelastische Dehnungen vermieden werden.
- ❑ Auf den Nachweis der Spann Stahlspannungen darf verzichtet werden, sofern die Dauer der zugehörigen Rückbauzustände zeitlich auf maximal einen Monat beschränkt ist.
- ❑ Auf den Nachweis der Rissbreiten sowie der Mindestbewehrung darf verzichtet werden, sofern die Tragfähigkeit durch evtl. auftretende Rissbildungen nicht beeinträchtigt wird.

Kommt es beim Rückbau planmäßig zu klaffenden Rissen, z. B. wenn in einem Zwischenzustand die Vorspannung auf der Druckseite liegt, so sollte dies vor Auftragsvergabe an den AN dokumentiert und für die Rissbreite eine Warnschwelle für den GZG festgelegt werden, damit sich der AN beim Rückbau auf den Sachverhalt einstellen kann und entsprechende Maßnahmen des Arbeitsschutzes vornehmen kann.

6.3 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Nachweise der Biegetragfähigkeit und der Querkrafttragfähigkeit könnten auf Grundlage der Nachrechnungsrichtlinie [6] mit der vorgeschlagenen 2. Ergänzung [21] geführt werden. Für Fahrbahnplatten ohne Schubbewehrung sollten aktuelle Forschungsergebnisse [22] herangezogen werden, da diese Ansätze auch in naher Zukunft für den Brückenneubau in die Normung einfließen werden. Für den Ansatz einer Betonzugfestigkeit wäre jedoch eine vorherige qualitative Bewertung der Rissefreiheit des Bauwerks mit zugehöriger Dokumentation erforderlich.

Beim Nachweis des Abtrags des Torsionsmoments führt in einigen Fällen der Ansatz nach [3] mit NCI 6.3.2 (1) zu Problemen. Hier sollte

zur Festlegung der effektiven Wanddicke des Torsionskastens auch die Definition gemäß DIN 4227, 12.3.2 (5) [12] verwendet werden können. Bei der Dimensionierung der Pressenan-satzflächen sollte, falls erforderlich, der Nachweis der Teilflächenpressung gemäß [3] 6.7 (2) auch durch den Ansatz der dritten Wurzel der Flächenverhältnisse gemäß DAfStb-Heft 631 Gleichung 5.3 [23] ersetzt werden können.

6.4 Nachweise von Spanngliedverankerungen

Werden beim Rückbauvorgang Spannglieder so durchtrennt, dass die Spannkraftverankerung über Verbund erfolgt, sollten für die Bestimmung der Verankerungslängen die Formeln nach [3] unter Berücksichtigung der Materialkennwerte des Einpressmörtels eingeführt werden. Die Beschränkung auf Litzen mit Flächen kleiner 100 mm² gemäß NCI zu 8.10.2.2 (1) ist nur für Neubauten gültig und wäre deshalb für den Rückbau nicht sinnvoll. Für die Verbundeigenschaften glatter Spannstähle könnte [6] Tabelle 12.1., für andere Spannglieder könnte DIN 4227-1 [12] mit Abschnitt 14.2 angewendet werden. Diese Regeln sollten zusammengefasst in einer Richtlinie einfließen.

Bei der Ermittlung der Verankerungslänge l_{pt} könnte für das plötzliche Durchtrennen der Spannglieder der Faktor $\alpha_1 = 1,25$ berücksichtigt werden. Der Ansatz des Teilsicherheitsbeiwerts von $\gamma = 1,35$ in der Umgebung von Verankerungen [3] NDP 2.4.2.2 (3) ist nur im Neubau

beim Überspannen sinnvoll. Hier sollte $\gamma = 1,0$ multipliziert mit dem Wert $k_{sup} = 1,1$ nach [3] 5.10.9 eingesetzt werden können. Ungeachtet dessen sollte die Vorspannkraft mit den Verlusten aus Kriechen und Schwinden betrachtet werden. Auf Maßnahmen zur Aufnahme der Spaltzugkräfte kann dann verzichtet werden, wenn nachgewiesen wird, dass die maximale Spaltzugspannung im Beton kleiner oder gleich der Betonzugfestigkeit f_{ctd} ist. Die anzusetzende Bemessungsübertragungslänge ist mit $l_{pt1} = 0,8 l_{pt}$ anzusetzen. Ein progressives Aufreißen des Querschnitts infolge Spaltzugspannungen sollte ausgeschlossen werden oder es sollten die Auswirkungen eines Spaltzugversagens lokal begrenzt werden.

Die Möglichkeit der nachträglichen Verankerung der Spannglieder über die Verbundwirkung ist stark von den tatsächlichen Verbundverhältnissen im Spannglied abhängig. Trotz aller Vorkehrungen kam es bei Bestandsbrücken häufiger zu Verpressfehlern in der Herstellung. Teilweise wurde auch ungeeigneter Verpressmörtel verwendet. Aus diesem Grund müssten bereits in der Planungsphase 1 stichprobenhafte Voruntersuchungen zum Verpresszustand der Spannglieder durchgeführt werden, wenn der Verbund der Spannglieder für das gewählte Rückbauverfahren erforderlich ist. Dabei wird im Bereich von Hochpunkten eine repräsentative Anzahl von Spanngliedern zerstörungsarm freigelegt und vorsichtig geöffnet (Bild 3). Auch kann der Verpresszustand mithilfe zerstörungsfreier Verfahren (Ultraschall) überprüft werden. Der Verpresszustand sollte dokumentiert und für die weiteren Planungsphasen übergeben werden.



Bild 3 Öffnung eines Spannglieds mit mangelhaftem Verpresszustand
Foto: Torsten Harke, MKP

Wird in der Planungsphase 2 eine Überprüfung bzw. Verifikation der nachträglichen Verankerung über Verbund erforderlich, kann diese durch die zerstörende Beprobung z. B. durch Bohrkernentnahme durchgeführt werden. Die Anzahl der erforderlichen Bohrungen ist dabei abhängig von der statisch erforderlichen Anzahl von intakten Verankerungen. Aus dem gemessenen Schlupf kann mithilfe der vorhandenen Vorspannung die erforderliche Verankerungslänge abgeschätzt werden (Bild 4).

In vor der Durchtrennung durchzuführenden Berechnungen ist der unter Ansatz der oben angegebenen Verbundspannungen zu erwartende Schlupf zu bestimmen.

7 Zusammenfassung

Es wurde die Notwendigkeit zusätzlicher Regelungen für den Rückbau von Brücken dargelegt. In großen Teilen könnte dabei auf die bauaufsichtlich eingeführte Nachrechnungsrichtlinie [6] zurückgegriffen werden. Während jedoch sowohl die Eurocodes als auch die Nachrechnungsrichtlinie die Bauwerksqualität für den weiteren Betrieb der Brücke sicherstellen sollen, wäre das Ziel einer „Rückbau-richtlinie Brücken“, den geordneten Rückbau mit den dabei entstehenden vielfachen Systemänderungen, die bei der Planung des Neubaus nicht betrachtet wurden, auf der statisch und vertraglich sicheren Seite zu regeln. Wesentlicher Aspekt hierbei sollte die klare Zuordnung von Verantwortlichkeiten und Risiken der handelnden Personen mit einem klaren Regelablaufplan sein. Gleichzeitig sind eindeutige Bemessungsregeln für die Zwischenzustände im Rückbau erforderlich, die im Neubau oder der Nachrechnung nicht relevant sind und nicht betrachtet werden. Für den Rückbau nicht gültige Regeln sollten normativ außer Kraft gesetzt werden. Nach Kenntnisstand der Autoren startet das BMDV aktuell eine Initiative, die Regelungslücken zu schließen.

Rückbau – eine Notwendigkeit unserer Zeit?

Der Rück- und Ersatzneubau von Brücken, deren Standsicherheit nicht mehr gewährleistet werden kann, ist zwingend und richtig, um Schäden oder sogar Einstürze zu vermeiden. Doch viele Tragwerke werden nur rückgebaut, weil ein rechnerischer Nachweis nicht mehr sicher erbracht werden kann oder weil eine latente Gefährdung z. B. durch eine potentielle Spannungsrissskorrosion vorliegt.

Gleichzeitig spüren wir die Folgen des hemmungslosen Ressourcenverbrauchs insbesondere der vergangenen 150 Jahre immer



Bild 4 Geringer Schlupf der Spannlitzen am Trennschnitt im nachträglich verankerten Spannglied Foto: Johannes Diers, MKP

deutlicher und müssen dringend nachhaltiger handeln. Den größten Beitrag zur nachhaltigen Nutzung unserer Infrastruktur können wir vor allem durch den Erhalt bestehender Bausubstanz leisten. Hier sind insbesondere wir Ingenieure gefragt, uns aller möglichen Werkzeuge zu bedienen, um den Bauwerkszustand genauer zu erfassen und zu bewerten. Die Digitalisierung eröffnet hierzu große Möglichkeiten. Damit dies nicht auf einzelne Anwendungsbeispiele beschränkt bleibt, sind hier Erweiterungen des Regelwerkes erforderlich, um solche bauwerksdiagnostischen Untersuchungen und die Nutzung messtechnischer Überwachungen (Monitoring) zu etablieren. Mit der Neuauflage der DIN 1076 wird dies bereits umgesetzt. Mit Hilfe dieser Möglichkeiten muss der Rückbau von Brücken nicht mehr die einzige Lösung für ein gealtertes Brückenbauwerk sein.

Literatur

- [1] Krill, A.; Lingemann, J.; Schacht, G.: Regelungsbedarf und Ansätze einer Rückbau-richtlinie für Brückenbauwerke. Beton und Stahlbetonbau 118 (2023), Sonderheft Rückbau von Betonbrücken S1, Februar 2023, S. 23–32 – DOI: 10.1002/best.202200097
- [2] DIN EN 1991-1-6/NA:201012: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-6: Allgemeine Einwirkungen, Einwirkungen während der Bauausführung. Berlin: Beuth.

- [3] DIN EN 1992-2/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Berlin: Beuth.
- [4] DIN EN 1993-2/NA:2012-08: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Berlin: Beuth.
- [5] DIN EN 12811-1:2004-03: Temporäre Konstruktionen für Bauwerke – Teil 1: Arbeitsgerüste – Leistungsanforderungen, Entwurf, Konstruktion und Bemessung. Berlin: Beuth.
- [6] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). 05/2011.
- [7] VDI Verein Deutscher Ingenieure (VDI, Hrsg.): VDI-Richtlinie VDI 6210, Blatt 9, Abbruch baulicher und technischer Anlagen – Abbruchstatik. 10/2021.
- [8] Bundesanstalt für Straßenwesen (Hrsg.): Rückbau von Brücken – Erfahrungssammlung Dokumentation 2021. Bergisch Gladbach, September 2022. <https://bast.opus.hbz-nrw.de/frontdoor/index/index/docId/2707> (abgerufen am 01.04.2023).
- [9] Schacht, G.; Diers, J.; Barr, C.; Fritsch, C.: Der Bauwerkszustand als Herausforderung für die Rückbauplanung. Beton- und Stahlbetonbau 118 (2023) Sonderheft Rückbau von Betonbrücken S1, Februar 2023, S. 3–13 – DOI: 10.1002/best.202200099
- [10] Bundesministerium für Digitales und Verkehr, Sammlung Brücken- und Ingenieurbau (BMDV, Hrsg.): Richtlinien für das Aufstellen von Bauwerksentwürfen für Ingenieurbauten (RAB-ING). Verkehrsblatt-Sammlung Nr. S 1054, 07/2022.
- [11] DIN 1045:1988-07: Beton und Stahlbeton – Bemessung und Ausführung. Berlin: Beuth.
- [12] DIN 4227-1:1988-07: DIN 4227-1/A1 (12/1995), Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung mit Ergänzung A1. Berlin: Beuth.
- [13] DIN 18800:1990-11: Teile 1 bis 7 Stahlbauten. Berlin: Beuth.
- [14] Schacht, G.; Barr, C.: Erfahrungen zu Art und Umfang erforderlicher Bestandsuntersuchungen als Grundlage für die Rückbauplanung. Vortrag zur 2. VDI-Fachkonferenz „Rückbau von Brücken“, 03./04.05.2022 in Frankfurt am Main, 2022.
- [15] DIN EN 13791/A20:2022-04: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken und in Bauwerksteilen; Änderung A20. Berlin: Beuth.
- [16] DIN EN 1990:2021-10: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Berlin: Beuth.
- [17] DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12, DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12, DIN EN 1991-1-5/NA:2010-12, DIN EN 1991-2/NA:2010-12: Nationaler Anhang Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-1, Teil 1-4, Teil 1-5 und Teil 2. Berlin: Beuth.
- [18] Fischer, O.; Lingemann, J.; Jähring, A.; Sonnabend, S.: Massivbrücken – Aktuelle Entwicklungen und Beispiele zu Neubau und Bestand. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2022, Teil 2, Berlin, Ernst & Sohn, 2022, S. 551–646 – DOI: 10.1002/9783433611180.ch13
- [19] Sanio, D.; Alawieh, H.; Bomholt, F.; Daake v. H.; Prenting, A.; Mark, P.: Nachträgliche Verbundverankerung von Stabspanngliedern – Entwicklung eines Verankerungssystems für quer vorgespannte Fahrbahnplatten. Beton- und Stahlbetonbau 116 (2021) 10, S. 741–753 – DOI: 10.1002/best.202100069
- [20] DIN EN 12812:2008-12: Traggerüste – Anforderungen, Bemessung und Entwurf. Berlin: Beuth.
- [21] Hegger, J.; Adam, V.; Teworte, F.; Kerkeni, N.: Neufassung der Nachrechnungsrichtlinie für Massivbrücken. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 30. Dresdner Brückenbausymposium am 09./10.03.2020 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2020, S. 57–68.
- [22] Maurer, R.; Hegger, J.; Rombach, G.; Harter, M.; Zilch, K.; Tecusau, R.: Querkraftbemessung von Fahrbahnplatten – Erarbeitung einer einheitlichen Vorgehensweise zur Ermittlung der erforderlichen Querschnittsabmessungen von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. Berichte der BAST, Reihe B: Brücken- und Ingenieurbau 181 – urn:nbn:de:hbz:opus-bast-27006
- [23] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Hilfsmittel zur Schnittgrößenermittlung und zu besonderen Detailnachweisen bei Stahlbetontragwerken. In: Schriftenreihe des DAfStb, Heft 631, Berlin: Beuth Verlag, 2019.



SETZPFANDT

Beratende Ingenieure

Ingenieurbauwerke
Tragwerke
Verkehrsanlagen
Freianlagen

Entwurf
Beratung
Bauüberwachung
Pfahl- und Ankerprüfungen
Brückenprüfungen

www.setzpfandt.de

Carl-Alexander-Brücke über die Saale in Dorndorf-Stednitz
Instandsetzung und Umbau zur Fußgänger- und Radwegbrücke

Anpassung des Entwurfs an die Örtlichkeit
Nachrechnung der Gesamtkonstruktion
Ausführungsplanung der Untergurtnoten
Bauüberwachung
Bauberleitung



**Wir machen
Infrastruktur sicherer,
stärker, und smarter.**

Wir sehen uns am Stand Nr. 61, Halle 2, Messe Dresden.

VORSPANNTECHNIK | SCHRÄGSEILSYSTEME | ÜBERWACHUNG | INSTANDHALTUNG



Einsatz modularer Brücken zum Wiederaufbau der Infrastruktur nach dem Jahrhunderthochwasser im Juli 2021

*Dipl.-Ing. Lukas Hüttig, Bernd Gericks M. Sc.
Firmengruppe Max Bögl, Sengenthal*

1 Einleitung

Im Juli 2021 wurde der Westen Deutschlands von einem Extremwetterereignis besonderen Ausmaßes getroffen. Das Sturmtief „Bernd“ brachte einen Starkregen, der mehrere Tage andauerte und in der Nacht vom 14. auf den 15. Juli zu einem sturzflutartigen Hochwasser im Ahrtal sowie in weiteren Regionen von Nordrhein-Westfalen und Rheinland-Pfalz führte. Die Katastrophe kostete zahlreiche Menschenleben und löste in Deutschland und den angrenzenden Nachbarländern eine enorme Anteilnahme und Hilfsbereitschaft aus. Die Infrastruktur wurde weitreichend zerstört, die Schäden an den Verkehrswegen stellten sowohl für die Anwohner als auch für die Hilfs- und Rettungskräfte ein großes Problem dar. Rund zwei Drittel der 112 Brücken im betroffenen Gebiet waren vollständig zerstört [1]. Weitere Bauwerke konnten erst nach statischen Überprüfungen und Sanierungsmaßnahmen wieder für den Verkehr freigegeben werden. Dadurch verlängerten sich die Wegstrecken erheblich.

Der Wiederaufbau der Verkehrswege wurde zu einer besonderen Herausforderung. Dabei war von Beginn an klar, dass die schnelle Wiederherstellung der zerstörten Bauwerke nicht mittels konventioneller Verfahrensweisen erfolgen kann. Durch die intensive partnerschaftliche Zusammenarbeit von Behörden, Bauunternehmen, Planern und Prüfern konnten mehrere der zerstörten Brückenbauwerke in einer Rekordbauzeit neu errichtet und für den Verkehr freigegeben werden. Hierbei setzten die Beteiligten auf den Einsatz innovativer modularer Konstruktionsweisen. Aufgrund eines hohen Vorfertigungsgrades konnten die Bauzeiten gegenüber konventionellen Bauweisen deutlich verkürzt werden.

Im vorliegenden Beitrag werden die durch die Firmengruppe Max Bögl realisierten und durch die SSF Ingenieure AG geplanten Brückenbauwerke zur Instandsetzung der Infrastruktur in den Hochwassergebieten der Eifel vorgestellt.

Allen Bauwerken liegt ein modulares Konstruktionsprinzip zugrunde. Die Entwicklung der modularen Brücken wird in Abschnitt 2 näher erläutert.

2 Modulare Brücken

Als Vordenker des modularen Bauens gilt der Bauhauspionier Walter Gropius. Bereits in den 1920er Jahren verfolgte er den Ansatz, durch verschiedene Kombinationsmöglichkeiten von Raumkörpern kostengünstigen und funktionalen Wohnraum ohne uniforme Gestaltung zu schaffen [2]. Damit besteht eine klare Abgrenzung zwischen der modularen und der seriellen Bauweise. Bei der seriellen Bauweise werden mehrere Bauwerke nach einem einheitlichen Muster bzw. einer einheitlichen Planung erstellt. Die Bauwerke werden demnach als Serie errichtet. Die modulare Bauweise beschreibt hingegen die individuelle Kombination von weitgehend vorgefertigten Bauelementen zu einem Gesamtbauwerk. Die Prozesse zur Planung, Produktion und Montage der vorgefertigten Elemente sind im Sinne der Industrialisierung zu einem hohen Anteil standardisiert. Das Element selbst kann jedoch individuell sein. Beispielsweise ist der Einbauvorgang der Bewehrung und des Betons bei der Herstellung einer Fertigteilplatte unabhängig von den Abmessungen und dem Bewehrungsgehalt gleich. Gegebenenfalls kann zwischen verschiedenen Modultypen unterschieden werden. Da die Elemente selbst jedoch individuell sein können, gilt dies auch für das Gesamtbauwerk. Die modulare Bauweise ermöglicht somit die Schaffung individueller und qualitativ hochwertiger Bauwerke mithilfe weitgehend standardisierter Prozesse.

2.1 Historische Entwicklung modularer Brücken

Im Brückenbau wurden die Ansätze modularer Bauweisen zunächst eher unbewusst vorangetrieben. Im Stahlbrückenbau entstand die in-

dustrielle Vorfertigung vor allem durch die Entwicklung der Schweißtechnik. Die Errichtung vollständig geschweißter Bauwerke begann bereits in den 1920er Jahren [3]. Der weitverbreitete Einsatz der Schweißtechnik erfolgte jedoch erst nach dem zweiten Weltkrieg beim Bau großer Tal- und Flussbrücken. Die Herstellungsprozesse, Güteanforderungen und Normung wurden in den folgenden Jahrzehnten immer weiter standardisiert.

Die erste zum Teil modulare Betonbrückenkonstruktion in Deutschland wurde im Jahr 1938 über die Bundesautobahn A 2 zwischen Dortmund und Bielefeld [4] errichtet. Der weitverbreitete Einsatz von vorgefertigten Spannbetonträgern erfolgte ab den 1960er Jahren sowohl in der DDR als auch in der BRD [5], [6]. Mit einer wirtschaftlichen Spannweite bis ca. 35 m eignen sich die heutige Spannbeton-Fertigteilbauwerke vor allem zur Überführung von vierstreifigen Autobahnen und Landstraßen [7]. Da in der Regel keine Schalung für die Herstellung der Fahrbahnplatte sowie nur kleine Traggerüste an den Widerlagern erforderlich werden, können die Einschränkungen im Baufeld sowie die Bauzeit gering gehalten werden. Einen Nachteil der Spannbetonfertigteile stellt das hohe Eigengewicht dar, das die Einsatzmöglichkeiten bei größeren Spannweiten erschwert.

2.2 Verbund-Fertigteil-Brücken

Deutlich geringere Eigenwichte als Spannbetonträger bei zudem größeren wirtschaftlichen Spannweiten ermöglichen Brückenbauwerke mit Verbundträgern. Bei herkömmlichen Verbundbrücken werden die Stahlträger auf der Baustelle mit Halbfertigteilen oder mit Schalungen und Ortbeton ergänzt. In den 1990er Jahren entwickelte die SSF Ingenieure AG die Idee, die Vorteile der Spannbetonfertigteile- und der Verbundträger zur sogenannten Verbund-Fertigteil-Bauweise (VFT®-Bauweise) zu kombinieren. Im Jahr 1998 erfolgte die nahezu parallele Beauftragung der ersten beiden Bauwerke in Brandenburg und Bayern [8]. Heute ist die Bauweise in Fachkreisen weitgehend etabliert. Sie vereint die Vorteile eines hohen Vorfertigungsgrads, eines geringen Eigengewichts, hoher Spannweiten, einer guten Transportierbarkeit sowie den Verzicht auf Fahrbahnplattenschalungen und Traggerüste. Die maximalen Abmessungen einer Baueinheit von ca. 56 m Länge und 3,1 m Höhe werden lediglich durch die Transportmöglichkeiten im öffentlichen Verkehrsraum beschränkt. Sie er-

möglichen jedoch den Einsatz der Träger zur Überführung von bis zu sechsstreifigen Autobahnen ohne eine Mittelunterstützung während der Bauphase. Sperrzeiten und bauzeitliche Einschränkungen in der Verkehrsführung werden dadurch stark reduziert.

Die Produktions- und Montageabläufe von Verbund-Fertigteil-Trägern sind in der Firmengruppe Max Bögl zu einem hohen Grad standardisiert. Beim Zusammenbau geschweißter Stahlträger wird lediglich zwischen zwei Trägertypen unterschieden – dichtgeschweißte Hohlkästen und offene Doppel-T-Querschnitte. Die Produktion der Stahlträger erfolgt getaktet mit ein bis zwei Fertigungslinien. Adaptive Auflagerböcke ermöglichen eine individuelle Einstellung der Träger- und Fertigungsgeometrie. Neben den konventionellen Trägern, die im Grundriss gerade verlaufen, können auch im Grundriss gebogene Geometrien hergestellt werden.

Im Fertigteilwerk wird die Bewehrung der Fertigteilplatte außerhalb der Schalung auf dem Stahlträger vorgeflochten. Die Betonage erfolgt in einem adaptiven Schalungssystem. Die Trägerlänge, -breite- und -höhe sowie die Neigung und Breite der Fertigteilplatte können individuell eingestellt werden. Lediglich die seitlichen Abstellungen und Einbauteile in den Fertigteilen müssen einzeln eingebaut werden. Die von der Firmengruppe Max Bögl speziell für Verbund-Fertigteil-Träger entwickelte Betonrezeptur ermöglicht bereits nach 16 Stunden den Aushub des betonierten Trägers. Durch die besonders schwindarme Rezeptur werden Risse in der dünnen Fertigteilplatte vermieden. Im Sinne des Industrialisierungsgedankens werden die Produktionsabläufe der Stahlbau- und Fertigteilherstellung aufeinander abgestimmt, wodurch die Produktion von zwei bis drei Verbund-Fertigteil-Trägern pro Woche möglich ist.

Der Transport der Träger zur Baustelle erfolgt just-in-time zum Montagebeginn. Durch geschultes Personal und eine im Vorfeld geplante und installierte Sicherheitseinrichtung auf den Trägern wird eine kurze Montagezeit gewährleistet.

2.3 Modulbrücken Bögl

Aufbauend auf den existierenden modularen Brückensystemen wurde durch die Firmengruppe Max Bögl in Zusammenarbeit mit der SSF Ingenieure AG in den 2000er Jahren die Entwicklung eines vollständig modularen Brücken-

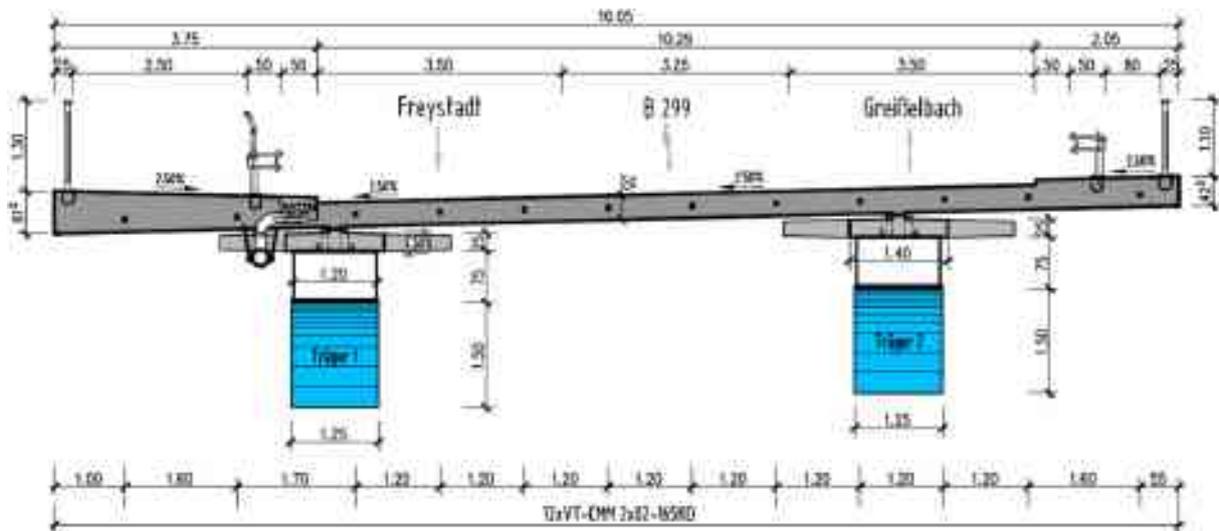


Bild 1 Querschnitt der Brücke über die B 299 bei Greißelbach mit integralen Verbund-Fertigteil-Trägern und direkt befahrenen Fahrbahnmodulen
Zeichnung: Firmengruppe Max Bögl

ckenüberbaus angestrebt. Die Besonderheit der Modulbrücke Bögl liegt in der direkt befahrbaren Betonfahrbahnplatte. Eine Abdichtung, Asphaltsschicht und aufgesetzte Kappen, die bei konventionellen Bauwerken über deren Lebenszyklus mehrfach erneuert werden müssen, sind nicht erforderlich. Stattdessen werden die Fahrbahn, Schrammborde sowie Rand-/Gehwegbereiche in einem Guss hergestellt.

Nach einer mehrjährigen Entwicklungsphase erfolgte im Jahr 2015 der Bau der ersten Modulbrücke Bögl über die B 299 bei Greißelbach mit integralen Verbundträgern [9]. Seither wurden drei weitere Bauwerke mit einer Spannweite zwischen 30 und 40 m in gleicher Konstruktionsweise umgesetzt. Dabei handelt es sich um die Überführung der B 299 bei Mühlhausen im Jahr 2018, die Überführung der Speelberger Straße über die A 3 bei Emmerich am Rhein im Jahr 2019 sowie die Überführung der B 27 über die Oder in der Nähe von Herzberg im Jahr 2022. Das Konstruktionsprinzip wurde im Zuge des Baus der weiteren Brücken optimiert. Derzeit befinden sich zwei weitere Bauwerke im Planungs- bzw. Bauprozess.

Auf Basis der Modulbrücke mit mittlerer Spannweite für Überführungsbauwerke (Ü-Bauwerke) wurde das Konzept der modularen Bauweise zur Anwendung bei Brücken mit geringer Spannweite untersucht. Vorrangig ist deren Einsatz bei Bauwerken im Zuge einer Autobahn zur Überbrückung von Hindernissen vorgesehen. Daher wird diese Variante der Modulbrücke als Autobahnbauwerk – kurz A-Bauwerk – bezeichnet, was einen Einsatz bei ande-

ren Verkehrswegen jedoch nicht ausschließt. Eine Umsetzung von Pilotprojekten erfolgte bei vier durch das Hochwasser im Juli 2021 beschädigten Bauwerken. Die Konstruktionsprinzipien beider Modulbrückentypen werden nachfolgend näher erläutert.

2.3.1 Modulbrücke Bögl mit mittlerer Spannweite (Ü-Bauwerke)

Das Konstruktionsprinzip der Modulbrücke für mittlere Spannweiten beruht auf der klaren Trennung der Längs- und Quertragwirkung (siehe Bild 1). Die aus einzelnen Modulen bestehende Fahrbahnplatte ist nicht am Lastabtrag in Längsrichtung beteiligt und lagert statisch bestimmt auf Längsträgern. Bei den ersten realisierten Projekten wurden integrale Verbund-Fertigteil-Träger als Längsträger eingesetzt. Ebenso können Beton- oder Stahlkonstruktionen verwendet werden. Ferner ist neben dem Einsatz der Fahrbahnplatten auf Balkentragwerken eine Kombination mit verschiedenen Bauarten – wie Bogen-, Fachwerk- oder Trogbrücken – möglich. Bei der Brücke im Zuge der Überführung der Willy-Brandt-Straße Wesel, die sich aktuell im Bau befindet, werden die Fahrbahnplatten auf einer Bogen-Fachwerk-Brücke eingesetzt (siehe Bild 2). Die sich im Planungsstadium befindende Brücke Kelsterbach sieht erstmals ein semiintegrales Zweifeld-Verbundtragwerk vor.

Die direkt befahrbare Fahrbahnplatte wird aus 2,67 m langen Einzelmodulen zusammengesetzt. Diese werden aus selbstverdichtendem, hochfestem Beton vollständig im Werk vorgefertigt. Sie sind in Brückenquerrichtung

zentrisch mit Spann-
litzen im direkten Verbund
vorgespannt, sodass im
Grenzzustand der Ge-
brauchstauglichkeit (GZG)
keine Rissbildung unter
ständiger Lastkombination
erfolgt. Die Breite der Mo-
dule variiert in Abhängig-
keit des zugrundeliegenden
Fahrbahnquerschnittes
ebenso wie die Breite der
Randwege.



Zur Herstellung einer
dichten und ebenen Fahr-
bahnoberfläche werden
die Kontaktflächen sowie
die Oberfläche der Modu-
le millimetergenau geschliffen. Des Weiteren wird in eine Nut an den Kontaktflächen eine 16 mm dicke Tübbingdichtung eingelegt (siehe Bild 3). Durch eine verbundlose Vorspannung der Fahrbahnplatten in Brückenlängsrichtung werden die Kontaktflächen vollständig überdrückt. Die Dichtprofile werden auf eine Dicke von 10 mm komprimiert. Somit wird eine dauerhafte Dichtigkeit sowie eine Querkraftübertragung zwischen den Modulen mittels Reibung sichergestellt. Die einzelnen Module wirken als durchlaufende Fahrbahnplatte.

Bild 2 Visualisierung der Brücke im Zuge der Willy-Brandt-Straße Wesel mit einem Bogenfachwerk in Kombination mit direkt befahrenen Fahrbahnmodulen Visualisierung: Firmengruppe Max Bögl

Die Fahrbahnmodule sind durch eine Gleitpaarung schwimmend gelagert. Diese stellt einen dauerhaften Reibbeiwert von $\mu_{\max} = 0,35$ sicher. Zur Übertragung horizontaler Verkehrs-, Temperatur-, Wind- und Anpralllasten sind Festpunkte in Längs- und Querrichtung vorgesehen. In Abhängigkeit der Gesamtlänge des Bauwerkes befinden sich die Festpunkte am Widerlager oder in der Bauwerksmitte.

Die Eigenschaften des Bauwerkes Greißelbach wurden nach der Herstellung messtechnisch begleitet. Die Gutachten [10], [11] bescheinigen der Brücke eine sehr hohe Lebensdauer. Zudem ist auch nach mehreren Nutzungsjahren eine hohe Oberflächengriffigkeit gegeben. Durch eine bei der Herstellung der Platten berücksichtigte zusätzliche Opferschicht wird ein erneutes Aufrauen der Modulplatten im Lebenszyklus ermöglicht. Die schalltechnische Beurteilung [12] des Bauwerkes weist nach, dass die durch das Überfahren der Modulplatten verursachte Geräuschemission vergleichbar zu Fahrbahnen mit Splittmastixasphalt, lärmarmem Gussasphalt oder Waschbeton ausfällt. Unabhängig von der Länge des Bauwerkes werden die Schallemissionswerte von Verkehrswegen mit den genannten Fahrbahnbelägen nicht beeinflusst. Die Untersuchung der Lebenszyklus- und externen Kosten der Modulbrückenbauweise im Vergleich zu einer konventionellen Spannbetonbrücke oder Verbund-Fertigteil-Bauweise wird in [13] vorgestellt. Die Ergebnisse in Bild 4 zeigen, dass die



Bild 3 Fertiggestelltes direkt befahrbares Fahrbahnmodul im Werk mit Blick auf die geschliffene Stirnfläche (links) und Detail der eingelegten Tübbingdichtung (rechts)

Fotos: Th. Frieß

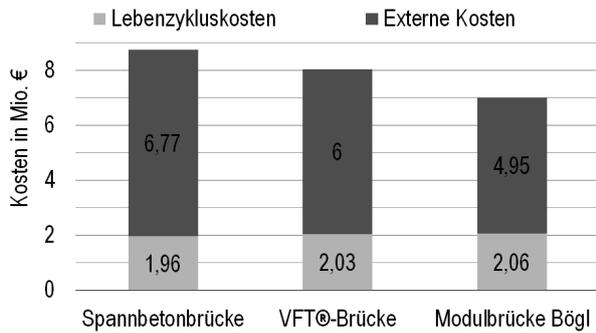


Bild 4 Vergleich der Lebenszyklus- und externen Kosten einer konventionellen Spannbetonbrücke, einer Verbund-Fertigteil-Brücke (VFT®-Brücke) und der Modulbrücke Bögl
Grafik: nach [13]

erhöhten Lebenszykluskosten (Herstellung, Nutzung, Rückbau) durch die Verringerung der externen Kosten (z. B. verursacht durch Stau, zusätzlichen Kraftstoffverbrauch, Unfälle infolge der Baumaßnahme) selbst unter Annahme eines konservativen Szenarios mehr als ausgeglichen werden.

Zur Ausführung von Brückenbauwerken mit direkt befahrbaren Fahrbahnplatten war bisher die Erteilung von mehreren Zustimmungen im Einzelfall (ZiE) erforderlich. Seit Juli 2022 liegt nun die allgemeine Bauartgenehmigung (aBG) [14] des DIBt vor, durch die der reguläre Einsatz im Einklang mit den Bauordnungen ermöglicht wird.

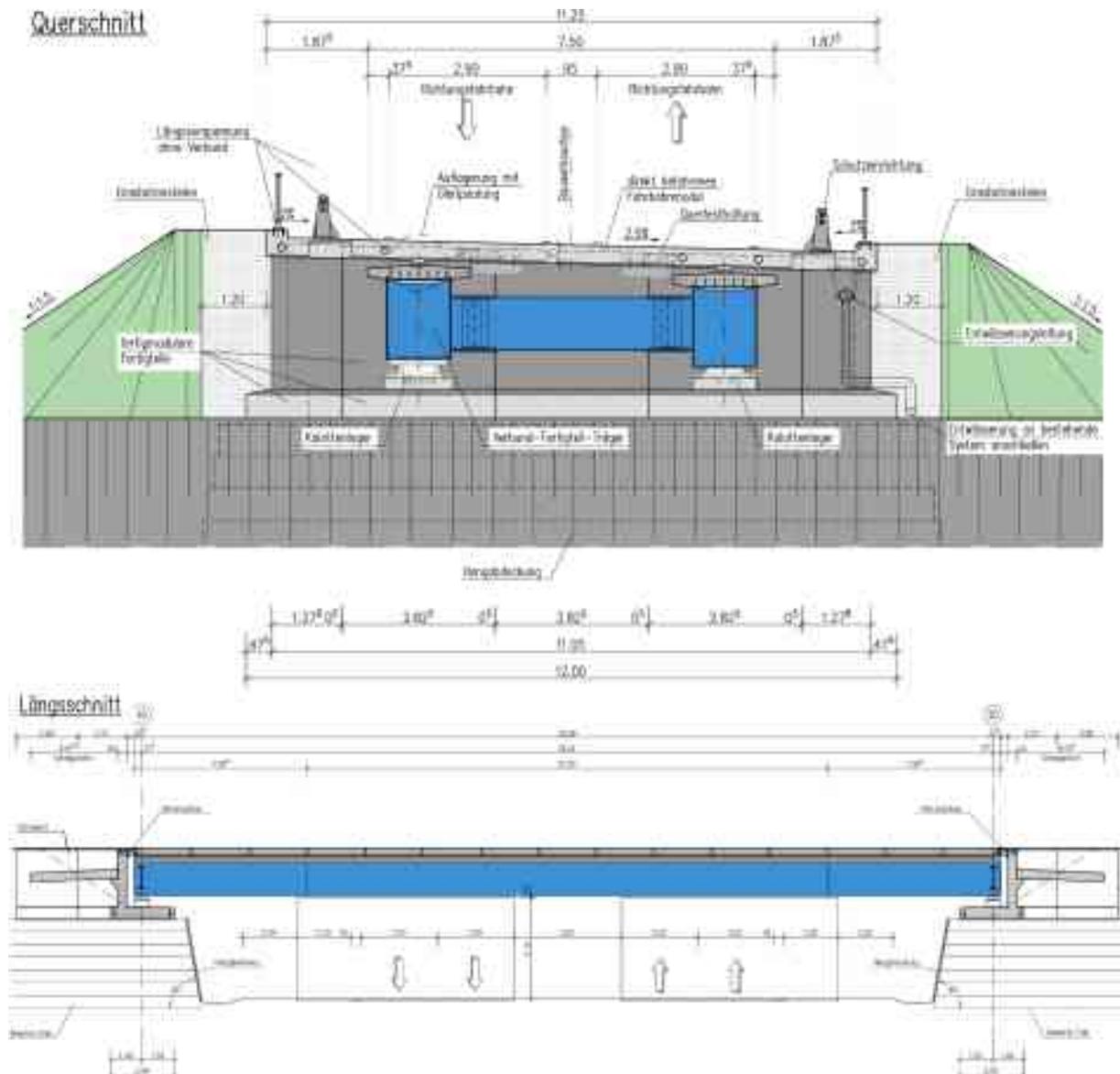


Bild 5 Quer- und Längsschnitt der vollständig modularen Brücke mit Widerlagern aus bewehrter Erde und Betonfertigteilen – ausgezeichnet mit dem Infratech-Award 2023

Zeichnung: Firmengruppe Max Bögl

Neben der sehr kurzen Bauzeit sowie der hohen Qualität und Dauerhaftigkeit des Bauwerkes infolge des hohen Vorfertigungsgrades bietet die Bauweise weitere Vorteile. Die Trennung der Längs- und Quertragwirkung sowie die verbundlose Vorspannung der Fahrbahnmodule ermöglichen einen effizienten Rückbau der Konstruktion am Lebensende. Des Weiteren kann im Schadensfall ein schneller Austausch einzelner Fahrbahnmodule erfolgen. Die für den niederländischen Markt entworfene Weiterentwicklung der Modulbrücke Bögl sieht ein vollständig modulares Brückenbauwerk vor. Durch den Einsatz von vorgefertigten Widerlagerelementen und bewehrter Erde wird

eine vollständige Rückbau- und Wiederverwendbarkeit des Brückenbauwerkes sichergestellt (siehe Bild 5). Im Januar 2023 wurde der Firmengruppe Max Bögl für diese Entwicklung der Infratech-Award in der Kategorie Produktinnovation verliehen.

2.3.2 Modulbrücke Bögl mit geringer Spannweite (A-Bauwerke)

Brückenbauwerke mit geringen Spannweiten bieten in der Regel keine ausreichende Konstruktionshöhe zur Trennung der Längs- und Quertragrichtung. Daher wurde eine Anpassung der modularen Bauweise erforderlich. Bei

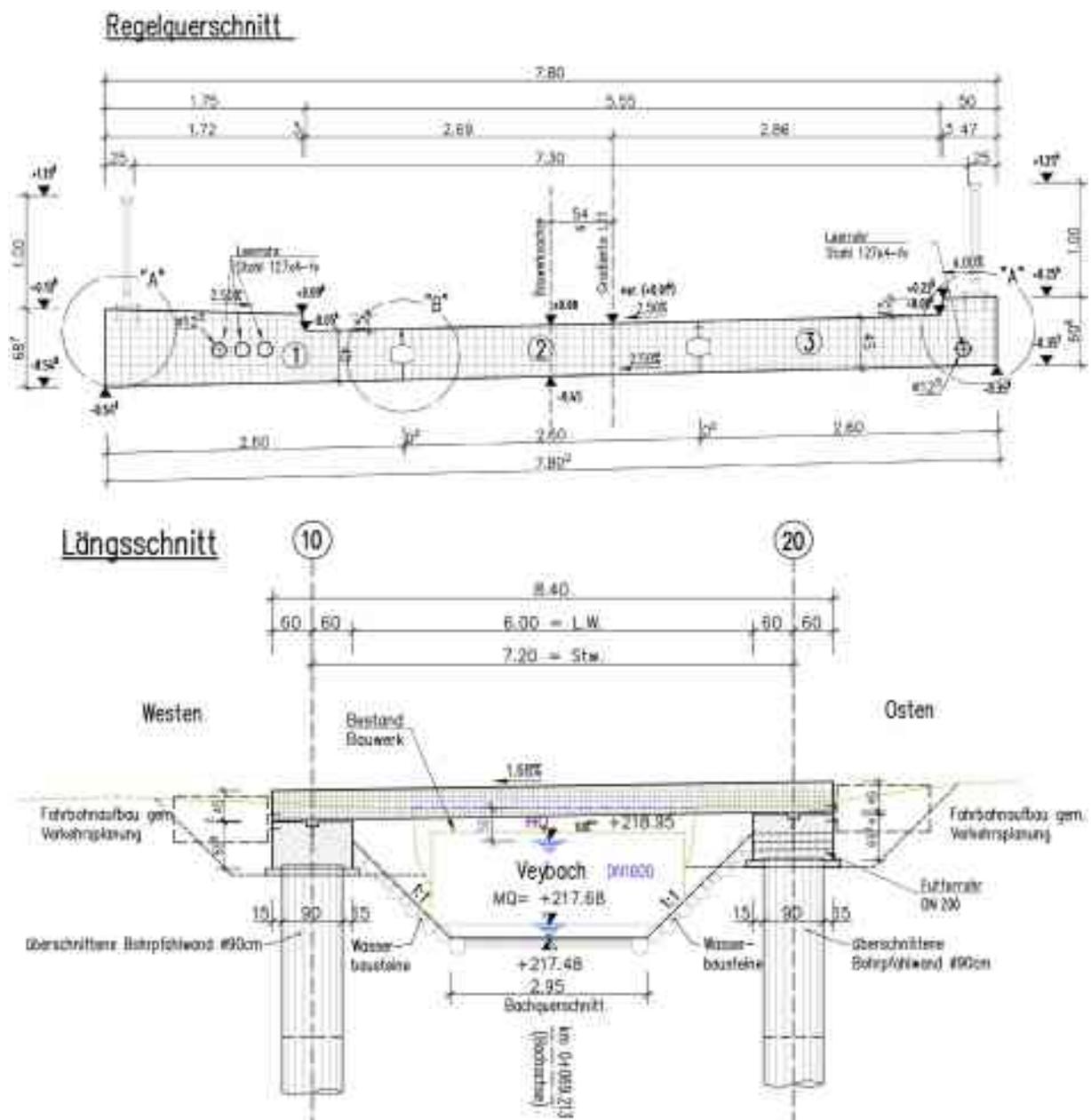


Bild 6 Längs- und Querschnitt der Modulbrücke über den Veybach – Herstellung der Fahrbahnplatte aus vergossenen, direkt befahrbaren Modulplatten

Zeichnung: SSF Ingenieure AG, Firmengruppe Max Bögl

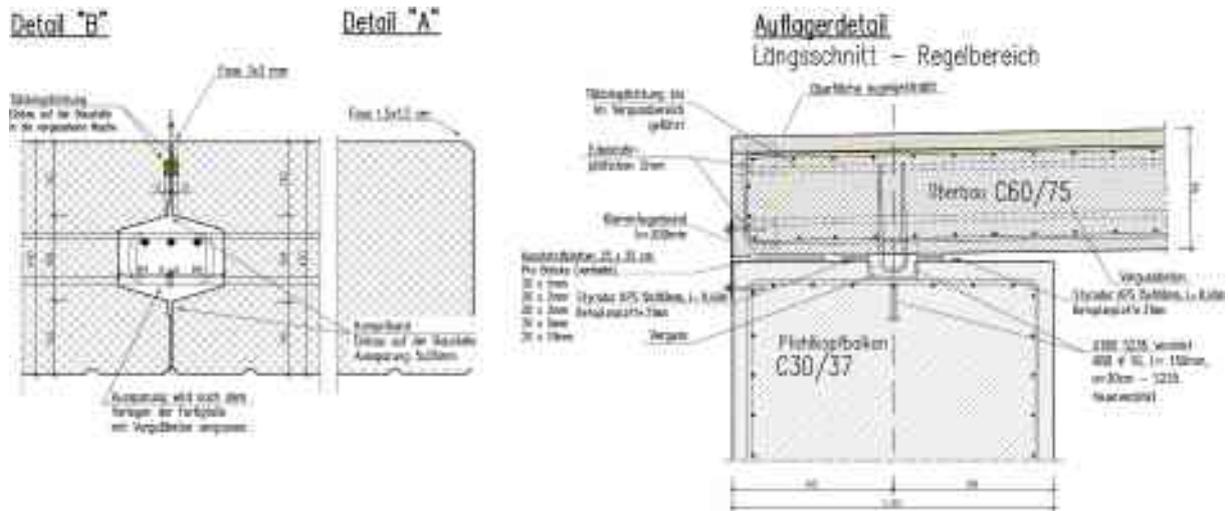


Bild 7 Detailabbildung des Vergusskanals der Modulplatten mit Tübbingdichtung (links) und Auflagerdetail der Modulplatten auf dem Pflankopfbohlen mit einem Betongelenk (rechts)
Zeichnung: SSF Ingenieure AG, Firmengruppe Max Bögl

A-Bauwerken werden die direkt befahrbaren Fahrbahnmodule in Längsrichtung des Bauwerkes gestoßen. Sie dienen zum direkten Lastabtrag in die Widerlager. Die Plattendicke variiert in Abhängigkeit der Spannweite zwischen 45 und 100 cm. Ferner variieren die Modulbreiten zwischen 2,0 und 3,0 m in Abhängigkeit der Bauwerks-, Fahrbahn- und Randwegbreiten (siehe Bild 6). Bei einer Spannweite bis ca. 10 m wird eine Ausführung mit schlaffer Bewehrung bevorzugt. Zwischen 10 und 15 m Spannweite ist eine in Bauwerkslängsrichtung verlaufende zentrische Vorspannung im direkten Verbund wirtschaftlicher.

Im Gegensatz zu den Ü-Bauwerken erfolgt die Kopplung der Module zu einer Fahrbahnplatte bei den A-Bauwerken nicht durch eine verbundlose Vorspannung. Stattdessen wird durch einen Vergusskanal eine monolithische Verbindung geschaffen (Detail B in den Bildern 6 und 7). Auf ein Schleifen der Stoßfugen kann daher verzichtet werden. Die Dichtigkeit der Fahrbahn wird ebenfalls über eine eingelegte Tübbingdichtung gewährleistet (siehe Bild 7 links). Ferner wird ein hochfester selbstverdichtender Beton eingesetzt. Die Eigenschaften und Dauerhaftigkeit der Fahrbahn unterscheiden sich nicht von den Ü-Bauwerken.

Die Auflagerung der Modulplatten auf den Widerlagern erfolgt, wie in Bild 7 rechts dargestellt, durch ein Betongelenk analog RiZ-ING ABS 1 [15]. Fahrbahnübergangskonstruktionen werden daher nicht erforderlich.

Im Montagezustand, vor dem Verguss des Betongelenks, werden die Modulplatten auf klei-

nen Kunststoffplatten aufgelegt. Anschließend werden die Module untereinander sowie deren Stirnseiten mit den Widerlagern temporär verspannt. Dadurch wird eine vorübergehende Quer- und Längsfesthaltung erzeugt. Ferner werden die Tübbingdichtungen zwischen den Modulen überdrückt, bis die Vergusskanäle zwischen den Modulen sowie die Betongelenke zwischen Fahrbahn und Widerlager vergossen und erhärtet sind.

3 Erneuerung von Brückenbauwerken nach der Hochwasserkatastrophe 2021

3.1 Teilneubau der Ahrbrücke B 9 bei Sinzig mit Verbund-Fertigteil-Trägern

Kurz vor der Einmündung der Ahr in den Rhein wird die Bundesstraße B 9 am Rande des Stadtgebietes Sinzig im Landkreis Ahrweiler über den Nebenfluss geführt. Die Strecke stellt eine wichtige Verbindung zwischen den Gebieten Köln/Bonn und Koblenz dar.

3.1.1 Erläuterung des Bestandsbauwerkes

Das den Fluss überführende Brückenbauwerk BW 5409 506 2 besteht aus zwei getrennten Überbauten mit jeweils zwei Fahrstreifen und wurde im Jahre 1967 errichtet sowie unmittelbar vor dem Hochwasserschaden im Juli 2021 saniert. Die je Überbau massiven, 10 m breiten, zweistegigen Plattenbalkenquerschnitt sind als Durchlaufträger mit Stützweiten von 31 m,

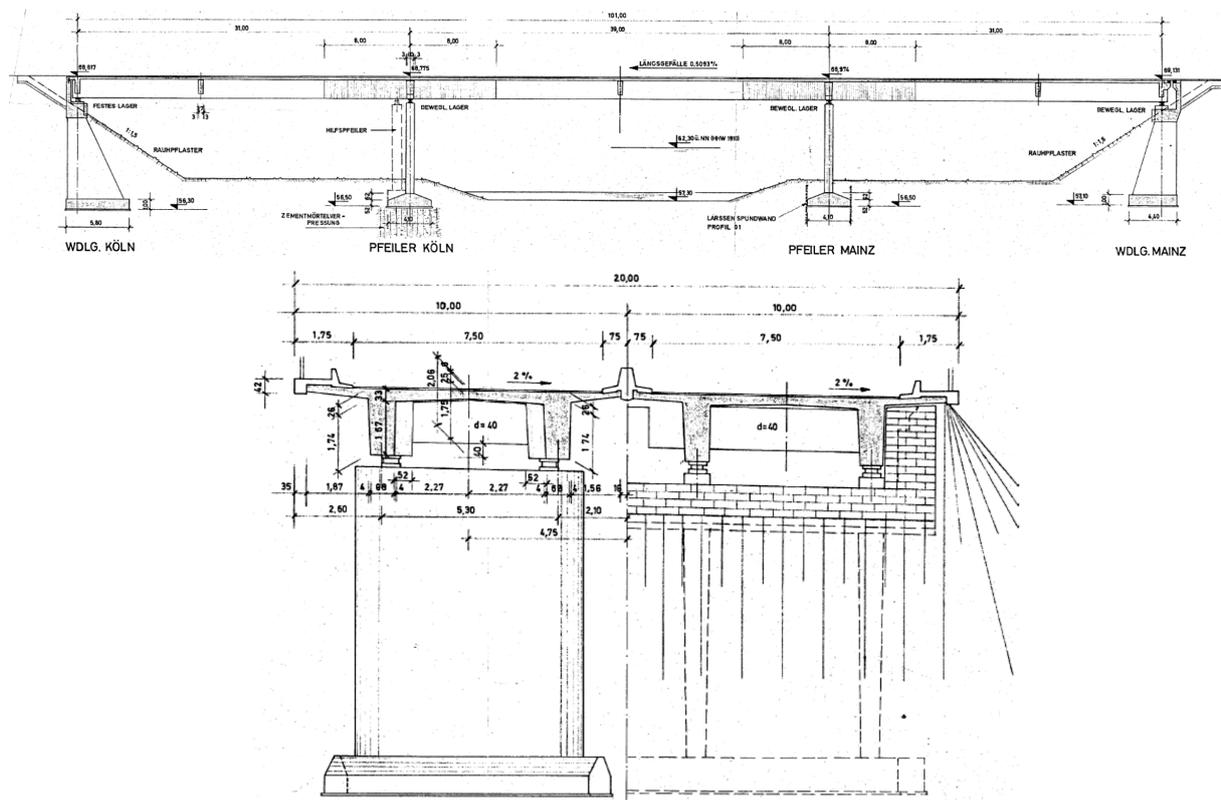


Bild 8 Längsschnitt (oben) und Querschnitt (unten) des Bestandsbauwerkes BW 5409 506 2 bis Juli 2021 – Auszug aus dem Bestandsplan vom Juli 1969 © [16]

39 m und 31 m ausgebildet (siehe Bild 8). Die von beiden Überbauten gemeinsam genutzten Widerlagerbänke ruhen auf jeweils vier in Brückenlängsrichtung orientierten Scheiben, die für eine verhältnismäßig tiefe Einbindung der Flachgründungen in die Böschungen sorgen. Die Zwischenpfeiler sind hingegen als getrennte Bauwerke ausgeführt und voneinander unabhängig oberflächennah flach gegründet. Wie den Bestandsplänen zu entnehmen ist, trat bereits während der Herstellung des Bauwerkes ein Hochwasserschaden am Oberstrompfeiler Köln auf [16]. Dabei setzte sich der Pfeiler um mehrere Zentimeter und der Pfeilerkopf neigte sich in Richtung Bauwerksmitte. Als Ursache lässt sich eine Auskolkung am Pfeilerfundament vermuten. Der Schaden am Bestandsbauwerk in Fahrtrichtung Bonn konnte durch ein Anheben des Überbaus mittels Hilfspfeilern und einem Unterpressen des Fundamentkörpers mit Zementmörtel behoben werden.

3.1.2 Schäden infolge der Hochwasserkatastrophe

Infolge der Hochwasserkatastrophe im Juli 2021 entstand am Oberstrompfeiler Mainz eine starke Auskolkung. Diese führte zu einer Absenkung und dem Kippen des Pfeilers so-

wie schlussendlich zum Versagen des westlichen Überbaus in Fahrtrichtung Koblenz (siehe Bild 9). Die Unterstrompfeiler mit dem östlichen Überbau in Fahrtrichtung Köln/Bonn blieben weitgehend unbeschädigt. Nach einer Überprüfung des Bauwerkes konnte daher im September 2021 der Verkehr einspurig in beide Fahrtrichtungen auf dem östlichen Überbau wieder freigegeben werden. Ferner wurde sichergestellt, dass durch den Abbruch des westlichen Überbaus mit den Oberstrompfeilern die Standsicherheit der noch intakten Bauwerksteile nicht beeinflusst wird.

3.1.3 Entwicklung eines Konzeptes für einen Teilneubau

Aufgrund der Bedeutung des Bauwerkes für die Infrastruktur der Region wurde wenige Tage nach der Flutkatastrophe mit der Erstellung von Konzepten für einen Wiederaufbau des östlichen Überbaus und der Oberstrompfeiler begonnen. Da die von beiden Überbauten gemeinsam genutzten Widerlager weiterhin einen guten Zustand aufwiesen, war deren Weiternutzung vorgesehen. Zur Minimierung der Bauzeit sollte eine Bauweise mit einem hohen Vorfertigungsgrad eingesetzt werden. Durch die Firmengruppe Max Bögl wurde bereits Ende Juli 2021 anhand der Erfahrung aus

vergleichbaren Projekten eine Konzeptskizze und Massenschätzung für einen Verbund-Fertigteil-Überbau vorgelegt. Im Auftrag des Landesbetriebs Mobilität Rheinland-Pfalz erfolgte die Ausarbeitung einer unabhängigen Machbarkeitsstudie zu möglichen Bauweisen durch die BORAPA Ingenieurgesellschaft mbH. Aufgrund der Spannweiten, Bauhöhe, Weiterverwendbarkeit der Widerlager, Transportgewichte und geringen Bauzeit erwies sich die Verbund-Fertigteil-Bauweise als besonders geeignet. Aufbauend auf den Ergebnissen der Studie, wurde die Ausführungsplanung durch die SSF Ingenieure AG in enger Abstimmung mit der BORAPA Ingenieurgesellschaft mbH und den weiteren Projektbeteiligten erstellt.



Bild 9 Beschädigtes Brückenbauwerk BW 5409 506 2

Foto: M. Wettlaufer

Der Entwurf des neuen Überbaus (Bild 10) sieht einen auf die aktuellen Regelwerke angepassten Querschnitt mit vier Verbundträgern vor. Die Stahlträger werden als dichtgeschweißte Hohlkästen ausgeführt und weisen in Feldmitte sowie an den Widerlagern eine Konstruktionshöhe von 1,10 m auf. In Richtung der Pfeiler erhalten die Träger eine leichte Voutung bis auf eine Konstruktionshöhe von ca. 1,50 m. Die Pfeiler erhalten einen gegenüber dem Bestandsbauwerk verbreiterten Pfeilerkopf und verzüngen sich nach unten, um den Durchflussquerschnitt nicht zu beeinträchtigen. Um eine hohe Standsicherheit – vor allem bei zukünftigen Hochwasserereignissen – sicherzustellen, wird eine Gründung mit jeweils acht Großbohr-

pfeilern mit einer Länge von ca. 15 m vorgesehen.

3.1.4 Bauausführung

Der Abbruch des geschädigten Überbaus mit Pfeilern wurde im Vorfeld durch ein Abbruchunternehmen im Auftrag des Bauherrn durchgeführt. Die Errichtung des neuen Überbaus durch die Firmengruppe Max Bögl begann im Dezember 2021 mit der Herstellung der Arbeitsebenen und Mittelstreifenverbauten an beiden Widerlagern. Darüber hinaus wurde vor der Jahreswende ein Monitoringsystem zur Überwachung des Setzungsverhaltens am östlichen Bestandsbauwerk installiert. Somit konnten über den Jahreswechsel verlässliche Referenzmesswerte gewonnen werden. Anfang 2022 wurde dann mit der Herstellung der zwei Pfeilerbaugruben mittels überschnittenen Bohrpfeilwänden begonnen. Die Arbeiten erfolgten in unmittelbarer Nähe zu den Pfeilern des östlichen Überbaus. Eine kontinu-

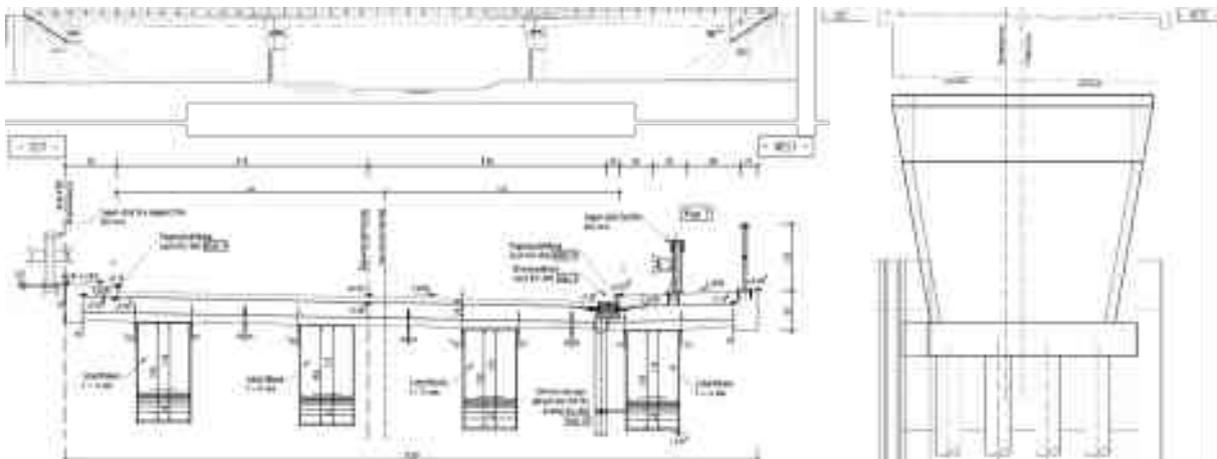


Bild 10 Ansicht von Westen (links oben), Ansicht des Pfeilers Achse 20 (rechts) und Regelquerschnitt (links unten) im Feldbereich des Teilersatzneubaus der Ahrbrücke B 9 bei Sinzig Zeichnung: [17]



Bild 11 Einhub der Verbund-Fertigteil-Träger mit vorinstallierter Absturzsicherung im Solohub im Randfeld (links) und im Tandemhub im Mittelfeld (rechts)

Fotos: G. Ortmann (links), B. Gericks u. T. v. d. Bosch (rechts)

ierliche messtechnische Überwachung stellte sicher, dass dieser während der gesamten Bauzeit befahren werden konnte.

Die beiden Baugruben waren notwendig, um den Abbruch der drei Meter tief liegenden Bestandsfundamente sicher durchzuführen. Diese befanden sich aufgrund des Einsturzes nicht mehr in ihrer ursprünglichen Lage. Daher wurde im Vorfeld eine Suchschachtung durchgeführt und die Verkippung ermittelt. Im Endzustand bilden die überschnittenen Bohrpfeilerwände einen zusätzlichen Kolkschutz für die neuen, mittels Bohrpfeilern gegründeten Pfeiler. Die Herstellung der neuen Pfeiler erfolgte in zwei Bauabschnitten. Im Sinne eines industrialisierten Bauprozesses wurde die Pfeilerschalung in der Schalungshalle vorgefertigt. Dies verkürzte die Montagezeit auf der Baustelle erheblich. Nach der Herstellung des südlichen Pfeilers wurde die Schalung auf den nördlichen Mittelpfeiler umgesetzt. Im Anschluss erfolgte die Ausstattung der Pfeiler für die Verbundträgermontage. Parallel zur Herstellung der Pfeiler von Januar bis April 2022 wurden die vorhandenen Widerlager bis zur Auflagerbank abgebrochen. Nach dem Abbruch erfolgte der Wiederaufbau der Widerlagerflügel, -kammerwand und Auflagersockel. Aufgrund des größeren Endquerträgers mussten die Widerlager zudem verbreitert werden. Sämtliche Widerlageranpassungen erfolgten mittels gebohrten und eingeklebten Anschlussseisen.

Parallel zu den ausgeführten Tätigkeiten auf der Baustelle wurden in der firmeneigenen Produktionshalle in Sengenthal zwölf Verbund-Fertigteil-Träger hergestellt. Die Stahlbaufertigung konnte in nur neun Wochen durchgeführt werden; die Fertigteilherstellung erfolgte mit einem geringen zeitlichen Versatz in acht Wo-

chen. Die gesamte Produktionsdauer betrug lediglich zwölf Wochen.

Der Transport und Einhub der bis zu 58 t schweren Träger erfolgte im Mai 2022 unmittelbar nach der Fertigstellung der beiden Widerlager und Pfeiler. Die kurzen Träger wurden mit einem Mobilkran im Solohub montiert. Für die längeren Träger des Mittelfeldes wurden zwei Mobilkräne im Tandemhubverfahren eingesetzt (siehe Bild 11). Durch die Auflagerung der Verbundträger auf Pressen, welche sich auf dem Pfeilerkopf befanden, konnte eine millimetergenaue Montage der Verbundträger gewährleistet werden. Ein zeit- und kostenintensiver Aufbau von Traggerüsten wurde durch die gewählte Bauweise vermieden.

Direkt nach dem Verlegen der Träger konnte mit den Bewehrungsarbeiten am Überbau begonnen werden. Im Anschluss an die Betonage im Juni 2022 wurden die Abdichtung aufgebracht und die Kappen hergestellt. Nach der Montage des Brückengeländers und der Fahrzeugrückhaltesysteme sowie der Straßenbauarbeiten in den Brückenvorfeldern konnte das Projekt nach lediglich acht Monaten bzw. ca. 165 Arbeitstagen im Juli 2022 abgeschlossen werden. Die Verkehrsfreigabe erfolgte aufgrund weiterer Ausbauarbeiten in den Brückenvorfeldern und auf der Bestandsbrücke Anfang September 2022.

3.2 Ersatzneubauten kleiner Brückenbauwerke mit Modulbrücken

Neben großen Brückenbauwerken über die Ahr wurden durch das Hochwasser zahlreiche kleine Brückenbauwerke und Durchlässe über

Nebenflüsse beschädigt. Dabei handelte es sich beispielsweise um:

- ❑ die Brücke Gartzemer Straße über den Veybach in Satzvey im Kreis Euskirchen,
- ❑ die Hasselbachbrücke der Jägerhausstraße in Zweifall in der Städteregion Aachen,
- ❑ das Brückenbauwerk 5407 501 über den Houverather Bach im Zuge der L 497 bei Houverath im Kreis Euskirchen und
- ❑ das Brückenbauwerk L113/8 über den Houverather Bach bei Scheuren im Kreis Euskirchen.

3.2.1 Erläuterung der Bestandsbauwerke und Schäden infolge der Hochwasserkatastrophe

Die Brücke über den Veybach befindet sich innerhalb der Ortschaft Satzvey und stellt eine wichtige Verbindung für Anwohner und Dienstleister dar. Das bisher bestehende Bauwerk (Bild 12) mit einem frei auf den Widerlagern aufliegenden Walzträger-in-Beton-Überbau wurde durch die Sturzflut vollständig zerstört. Die Überreste des Überbaus wurden ca. 50 m flussabwärts gespült.

Ein ähnliches Bild zeigte sich beim Bauwerk L113/8. Die 3,8 m lange, 1908 gebaute Gewölbebrücke war nach dem Hochwasser nicht mehr vorhanden (siehe Bild 13). Die zweite, 3,0 m lange Gewölbebrücke über den Houverather Bach wurde nur teilweise zerstört. Ein Wiederaufbau

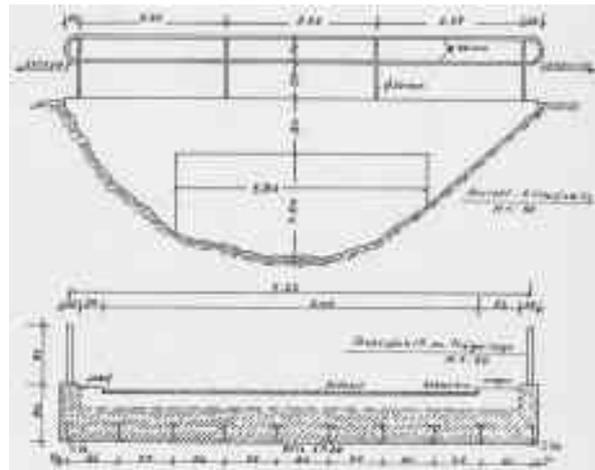


Bild 12 Bestandsplan des Bauwerkes über den Veybach mit einer Walzträger in Beton Bauweise Zeichnung: [18]

war jedoch – vor allem aufgrund des geringen Durchflussquerschnittes – nicht sinnvoll.

Die schnelle Wiederherstellung der drei Bauwerke stellte für die Wiederaufbaumaßnahmen in der Region eine große Bedeutung dar. Um die Einschränkungen gering zu halten, war ein Bauverfahren mit kurzer Bauzeit erforderlich. Ziel des Bauherrn war eine Wiederherstellung bis zum Jahresende 2021.

Das Bestandsbauwerk der Hasselbachbrücke mit einer Gesamtlänge von 11,5 m wurde im Jahr 1949 errichtet. Die Konstruktion bestand aus einem Plattenquerschnitt, der als Zweifeldträger mit Stützweiten von 5,75 m über Betongelenke auf den Widerlagern und dem Pfeiler ruhte. Neben der 6,9 m breiten Fahrbahn und



Bild 13 Schäden am Bauwerk L113/8 über den Houverather Bach

Foto: B. Gericks u. T. v. d. Bosch

Tabelle 1 Dimensionen und Anzahl der Module der Ersatzneubauten

Bauwerk	Gesamtlänge [m]	Spannweite [m]	Gesamtbreite [m]	Plattendicke im Fahrbahnbereich [m]	Anzahl der Module [-]
Hasselbachbrücke	10,9	9,7	10,85	0,45 bis 0,54	5
Veybachbrücke	8,4	7,2	7,8	0,45	3
Houverathbrücke 5407 50	8,4	7,2	8,45	0,45	3
Houverathbrücke L113/8	8,4	7,2	15,2	0,60	6

den beidseitig 1,5 m breiten Gehwegen dient die Brücke zur Überführung der Wasser-, Energie- und Telekommunikationsmedien. Durch das Hochwasser wurden der Mittelpfeiler und die Widerlager leicht unterspült. Der Überbau befand sich noch in der Soll-Lage und konnte von PKWs weiter befahren werden. Ein Ersatzneubau war daher von geringerer Priorität. Jedoch sollten aufgrund der zentralen Lage des Bauwerkes im Ort die Einschränkungen für die Anwohner während der Bauphase möglichst geringgehalten werden.

3.2.2 Entwickelte Ersatzneubauten

Die geschädigten Bauwerke wiesen aufgrund der geringen Stützweiten ideale Voraussetzungen für den Einsatz industriell vorgefertigter Modulbrücken auf. Durch eine intensive Zusammenarbeit zwischen Bauherrenvertretern des Landesbetriebs Straßenbau NRW, der Firmengruppe Max Bögl und der SSF Ingenieure AG wurde bereits einen Monat nach der Flut mit der Umsetzung der Produktidee in eine Ausführungsplanung begonnen. Sowohl die Plattendicke als auch die Breite und Anzahl der einzelnen Module wurde individuell an die Bauwerke angepasst (siehe Tabelle 1). Eine Vorspannung der Module ist aufgrund der geringen Stützweiten nicht erforderlich.

Die Brücken über den Veybach und Houverather Bach wurden mit einer neuen Bauwerkslänge von 8,4 m geplant. Die lichte Weite beträgt 6,0 m. Dadurch werden die Durchflussquerschnitte gegenüber den alten Bauwerken deutlich erhöht und der Rückstau bei erneuten Hochwasserereignissen verringert. Die Gründung der Widerlager erfolgt durch überschnittene Bohrpfahlwände mit durchlaufenden Kopfbalken, die zur Auflagerung der Fahrbahnplatte dienen. Durch die überschnittenen Bohrpfahlwände wird zudem ein zusätzlicher Kolkenschutz für die anschließen-

den Straßen hergestellt. Eine Besonderheit der Veybachbrücke sind die in den äußeren Modulplatten integrierten Leerrohre, die zur Durchführung der Telekommunikations- und Stromleitungen dienen. Ausschnitte der Ausführungsplanung der Veybachbrücke zeigen die Bilder 6 und 7.

Die Hasselbachbrücke wurde als Einfeldbauwerk mit einer Länge von 10,9 m geplant. Zur Anpassung der Durchflussquerschnittes an den angrenzenden Baubestand wurde das westliche Widerlager mit einer überschnittenen Bohrpfahlwand um ca. 3,2 m versetzt hergestellt. Das östliche Widerlager wurde mit zwei Einzelbohrpfählen hinter dem bestehenden Widerlager errichtet, welches nur im oberen Bereich abgebrochen wurde und somit als Kolkenschutz dient.

3.2.3 Bauausführung

Eine besondere Herausforderung bei den Brücken über den Veybach und Hasselbach waren die beengten innerstädtischen Baufeldverhältnisse. Bei den Brücken über den Houverather Bach waren hingegen keine unmittelbar angrenzenden Bebauungen vorhanden. Die Ausführung der Brücken über den Veybach und Houverather Bach verliefen mit einem geringen zeitlichen Versatz. Seitens des Bauherren wurde die Veybachbrücke aufgrund der Innenstadtlage priorisiert, mit dem Ziel, die Fertigstellung bis Jahresende 2021 zu gewährleisten. Die Priorität der Hasselbachbrücke war nachgelagert, der Baubeginn erfolgte daher erst im Juni 2022. Die Abläufe zur Herstellung des Bauwerkes waren jedoch weitestgehend identisch mit den anderen Bauwerken. Nachfolgend werden die Abläufe am Beispiel der als erstes errichteten Veybachbrücke beschrieben.

Parallel zu den Planungsarbeiten wurde mit dem Räumen des Baufeldes und den Erdar-



Bild 14 Einhub und Verspannen der Fahrbahnmodule an der Veybachbrücke

Fotos: B. Gericks u. T. v. d. Bosch

beiten begonnen. Anschließend erfolgte der Abbruch der verbliebenen Unterbauten. Die Arbeiten zur Herstellung des Ersatzneubaus wurden unmittelbar nach dem Vorliegen der ersten Planungsergebnisse begonnen. Aufgrund der nahestehenden Bebauung und eines schützenswerten Kastanienbaums wurde eine temporäre Verrohrung des Veybachs vorgenommen. Nach der Herstellung der Bohrebene startete Anfang November 2021 die Herstellung der überschnittenen Bohrpfahlwände mit jeweils neun Pfählen auf einem äußerst beengten Raum. Ab Mitte November wurde bereits mit dem Abstemmen der Pfahlköpfe und der Herstellung der Kopfbalken begonnen. Die Herstellung der Widerlager und das Ausheben der Verrohrung konnte bereits am 26. November abgeschlossen werden. Die drei parallel zu den Baustellenarbeiten im Sengenthaler Fertigteilwerk produzierten Modulplatten wurden am 2. Dezember mittels eines Mobilkrans eingehoben (siehe Bild 14). Aufgrund einer hohen Fertigungsgenauigkeit der Modulplatten konnte bei allen Bauwerken auf das Schleifen der Fahrbahnoberfläche verzichtet werden.

Die Modulplatten wurden in Querrichtung zusammengespant, sodass die Tübingdichtung überdrückt und die Vergusskanäle verschlossen werden konnten. Anschließend wurde das Betongelenk zwischen Kopfbalken und Modulplatten mittels Vergussbeton ausgebildet. Nach der Wiederherstellung der anschließenden Straßen konnte bereits am 23. Dezember 2021 die Verkehrsfreigabe des Bauwerkes erfolgen (siehe Bild 15). Damit

gelang der Wiederaufbau des Bauwerkes vom ersten Planungsgespräch bis zur Verkehrsfreigabe in weniger als fünf Monaten bzw. 100 Arbeitstagen. Dabei beschränkten sich die Baustellentätigkeiten auf einen Zeitraum von lediglich 14 Wochen.

4 Schlusswort

Die Realisierung der Baumaßnahmen zeugt als gutes Beispiel für die hohe Leistungsfähigkeit, die durch eine gute Hand-in-Hand-Kooperation und dem gegenseitigen Vertrauen aller Beteiligten erreicht werden kann. Wenngleich sich die vorausgegangenen Umstände aller Hoffnung nach nie wiederholen sollen, ist es jedoch wünschenswert, dass auch im regulären Bauprozess die partnerschaftliche Zusammenarbeit zwischen Bauherren, Planern, Prüfern und ausführenden Firmen weiter vorangetrieben und die Möglichkeiten zur Anwendung modularer Brückenbaukonstruktionen geschaffen werden.

Ein besonderer Dank für die Beratung und Bereitstellung von Unterlagen gilt Herrn Andreas



Bild 15 Fertiggestelltes Bauwerk mit modularen direkt befahrenen Platten über den Veybach

Foto: B. Gericks u. T. v. d. Bosch

Jackmuth vom Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz sowie Herrn Peter Kotz und Herrn Thomas Hehne von der SSF Ingenieure AG.

Literatur

- [1] Landesamt für Umwelt Rheinland-Pfalz (Hrsg.): Bericht Hochwasser im Juli 2021. Bearbeitet von: Berkler, S.; Bettmann, T.; Böhm, M.; Demuth, N.; Gerlach, N.; Hengst, A.; Henrichs, Y.; Heppelmann, T. Iber, C.; Johst, M.; Lehmann, H.; Stickel, S.; van der Heijden, S.; Wallisch, S., Mainz, 2022. https://www.hochwasser-rlp.de/publikationen/Hochwasser_im_Juli2021.pdf.
- [2] Meyer, A. (Hrsg.): Ein Versuchshaus des Bauhauses in Weimar. Bauhausbücher Band 3, München: Albert Langen Verlag, 1925.
- [3] Braun, M.: Beginn der Brückenschweißung vor 80 Jahren. Stahlbau 81 (2012) 10, S. 803–812 – DOI: 10.1002/stab.201201604
- [4] Janberg, N.: 75 Jahre erste Spannbetonbrücke mit Verbund in Deutschland. momentum Magazin, 11.11.2013.
- [5] Fiedler, E.; Kirchner, S.; Körner, M.; Krumnow, G.; Näser, R.; Pfeifer, L.; Probiesch, G.; Roßberg, K.; Schmehl, G.; Schmidt, H.; Verch, W.; Weise, G.; Wöhrn, K.: Das Straßenwesen der DDR 1949 – 1989. In: Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Heft 17, Bonn: Kirschbaum Verlag, 2002.
- [6] Willberg, U.: Fertigteilbauweisen im Massivbrückenbau. In: Tagungsunterlagen zum VSVI-Seminar „Rationale Bauverfahren im Brückenbau“ am 07.05.2008 in Friedberg, 8 S.
- [7] Bundesministerium für Digitales und Verkehr (Hrsg.): Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten (RE-ING) – Teil 2 Brücken. 01/2022.
- [8] Schmitt, V.: Straßenbrücken in Verbundfertigteilbauweise. In: Lehrstuhl für Massivbau, TU Dresden; Verein „Freunde des Bauingenieurwesens der Technischen Universität Dresden“ e. V. (Hrsg.): Tagungsband zum 9. Dresdner Brückenbausymposium, 11.03.1999 in Dresden, 1999, S. 63–73.
- [9] Seidl, G.; Hierl, M.; Brey, M.; Mensinger, M.; Stambuk, M.: Segmentbrücke Greißelbach als Stahlverbundbrücke ohne Abdichtung und Asphalt. Stahlbau 85 (2016) 2, S. 126–136 – DOI: 10.1002/stab.201610357
- [10] Fischer, O.: Gutachterliche Stellungnahme zur Verwendung von selbstverdichtendem Beton für die Fertigteilfahrbahnplatten einer Brücke in Segmentbauweise im Zuge der B299 OU Mühlhausen Landkreis Neumarkt i. d. Opf. – Brücke BW 1 – 2 bei Wappersdorf im Zuge der B 299 OU Mühlhausen (Gemeinde Mühlhausen, Landkreis Neumarkt i. d. OPf.) (nicht veröffentlichter Bericht). Auftraggeber: Staatliches Bauamt Regensburg, 2017.
- [11] Schießl-Pecka, A.; Buschmeier, S.: Gutachterliche Stellungnahme zur Bewertung des IST-Zustands nach einer Nutzungsdauer von rd. 3 Jahren – Erfahrungsbericht Pilotprojekt Greißelbach (nicht veröffentlichter Bericht). Auftraggeber: Staatliches Bauamt Regensburg, Bereich Straßenbau, 2019.
- [12] Beckenbauer, Th.: Direktbefahrene Betonfertigteile auf Modulbrücken – Schalltechnische Beurteilung (nicht veröffentlichter Bericht). Auftraggeber: Max Bögl Stiftung & Co. KG, 2022.
- [13] Berndorfer, C.; Hierl, M.; Mensinger, M.; Seidl, G.; Zinke, T.: Lebenszyklusorientierte Bewertung von Segmentbrücken in Stahlverbundbauweise. Stahlbau 87 (2018) 3, S. 193–202 – DOI: 10.1002/stab.201810576
- [14] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt, Hrsg.): Direkt befahrene Fahrbahnplatte aus zusammengespannten Fertigteilplatten für Modulbrücken – Allgemeine Bauartgenehmigung Z-13.4-161. Ausgestellt für Max Bögl Stiftung & Co. KG, Sengenthal, Geltungsdauer: 06.07.2022 – 06.07.2027.
- [15] Bundesanstalt für Straßenwesen (bast, Hrsg.): Richtzeichnungen für Ingenieurbauten (RiZ-ING) – Überbauabschluss mit Betongelenk (Abs 1). 12/2020.
- [16] Jackmuth, A.: Bestandsplan – Brücke B9 über die Ahr bei Sinzig. Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz, Geschäftsbereich Planung/Bau. Persönliche Korrespondenz, 31.01.2023.
- [17] Ausführungsplanung Bauwerksübersichtszeichnung – Teil 1 und Regelquerschnitt. Auftraggeber: Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz, Auftragnehmer: Firmengruppe Max Bögl, Aufsteller: SSF Ingenieure AG.
- [18] Bestandsunterlagen Bauwerk Satzvey. Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen.

MEHR ALS 60 JAHRE KOMPETENZ + ERFAHRUNG

Beratende Ingenieure VBI
Prüfingenieure VPI, EBA, WSV
Ingenieure der Bauwerksprüfung VFIB
Schweißfachingenieure
Beschichtungsinspektoren
SiGe Koordinatoren
Qualifizierte Planer für Beton-
instandsetzung

Brücken- und Tunnelbau
Hochwasserschutz und Wasserbau
Küstenschutz und Hafengebäude
Ingenieur-Hochbau
Projektsteuerung und Bauüberwachung
Bauwerksprüfungen DIN 1076,
VV-WSV 2101, VDI 6200
Werkstattüberwachung (Korrosions-
schutz, schweißtechnisch)

BÖGER + JÄCKLE
BERATENDE INGENIEURE



Henstedt-Ulzburg/Hamburg · Berlin ·
Chemnitz · Dessau · Leipzig · Lübeck
www.boeger-jaeckle.de

*Ersatzneubau südliche Blumberger Damm Brücke, Berlin
Bauoberleitung + örtliche Bauüberwachung*

MBI210-2/S



AB20/S



MBI175-1,5/S



ABC150SL



-  **Brückenuntersichtgeräte**
-  **Verkehrssicherungstechnik**
-  **LKW - Arbeitsbühnen**
-  **Industrieklettereinsatz**
-  **Materialprobenentnahme
Stahl und Beton**
-  **Freischnitt von
Ingenieurbauwerken**
-  **Reinigung von
Ingenieurbauwerken**

Ihr kompetenter Partner für Dienstleistungen in den Bereichen Zugangstechnik von Ingenieurbauwerken jeglicher Art sowie der Absicherung von Arbeitsstellen kürzerer Dauer. Unser Team ist europaweit für unsere Kunden tätig.

Theo-s GmbH

Gewerbepark Antrup 1
49525 Lengerich/Westfalen
Tel.: +49 (0) 5481 305489-0
Fax: +49 (0) 5481 305489-1
service@theo-s.de

WWW.THEO-S.DE**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN****Haben Sie an der TU Dresden studiert?****Dann schreiben Sie sich doch wieder bei uns ein.****Alumninetzwerk der TU Dresden**

Informationen // Kontakte // Veranstaltungen

tud.de/alumninetzwerk

 Alumnibüro 463-36278
 absolventen@tu-dresden.de

A96 Hochbrücke Memmingen – Durchgängiger BIM-Workflow von der Planung bis zur Bauausführung

Michael Frey¹, David Hacker², Bernhard Möhrle³

Kurzfassung

Die digitalen Methoden und Arbeitsweisen verändern sukzessive unser berufliches Umfeld. Besonders die Arbeitsmethode BIM (*Building Information Modeling*) sowie die Digitalisierung der Datenerfassung und -auswertung in Bauprojekten, stellen besonders interessante Aspekte dar. Von der mittlerweile standardmäßigen BIM-Planung, bis hin zur aktuell noch relativ neuen Anwendung von BIM in der Bauausführung. Diese Entwicklung zeichnen wir im folgenden Beitrag am konkreten Projekt nach – und setzen dabei einen besonderen Fokus auf die aktuell noch wenig erprobte Anwendung der BIM-basierten Datenerfassung und -auswertung während der Bauausführung.



Bild 1 Bestandsbauwerk mit Parkgelände

Foto: Konstruktionsgruppe Bauen

1 Hochbrücke Memmingen – Projektvorstellung

1.1 Randbedingungen und Umfeld

Wo. Die Bundesautobahn A 96 beginnt in Lindau am Bodensee – an der Bundesgrenze zu Österreich – und endet in München mit der Anschlussstelle (AS) München-Sendling. Die Stadt Memmingen liegt an einer wichtigen Verbindungsachse in Nord-Süd-Richtung: dem Autobahnkreuz der A 96 mit der Bundesautobahn A 7. Im Bereich zwischen dem Autobahnkreuz (AK) Memmingen und der AS Memmingen-Ost verläuft die A 96 direkt durch den nördlichen Stadtbereich von Memmingen.

Was. In diesem Bereich sind umfassende Lärmschutzmaßnahmen erforderlich. Entsprechend werden die dafür notwendigen baulichen Vor-

aussetzungen geschaffen. Das Brückenbauwerk (BW) 66-1 Hochbrücke Memmingen bildet dabei den Lückenschluss der gesamten LSW-Maßnahme.

Die Situation. Das vorhandene Brückenbauwerk besteht aus dem südlichen Teilbauwerk (Richtung München) und dem nördlichen Teilbauwerk (Richtung Lindau). Beide Brücken überqueren mehrere Verkehrswege:

- Zwei innerörtliche Verbindungsstraßen in Memmingen,
- Das Gewässer Memminger Ach,
- Das ehemalige Landesgartenschaugelände mit Stadtseen,
- Drei Geh- und Radwege,
- Zwei eingleisige Bahnstrecken: 5400 Neu-Ulm–Kempten und 5360 Buchloe–Memmingen.

Beide Teilbauwerke wurden – hinsichtlich der Anordnung neuer und höherer Lärmschutzwände – im Rahmen der Maßnahme statisch überprüft.

¹ Konstruktionsgruppe Bauen AG, Kempten

² Dipl.-Ing. Bernd Gebauer Ingenieur GmbH, München

³ Die Autobahn GmbH des Bundes, Niederlassung Südbayern, AS Kempten

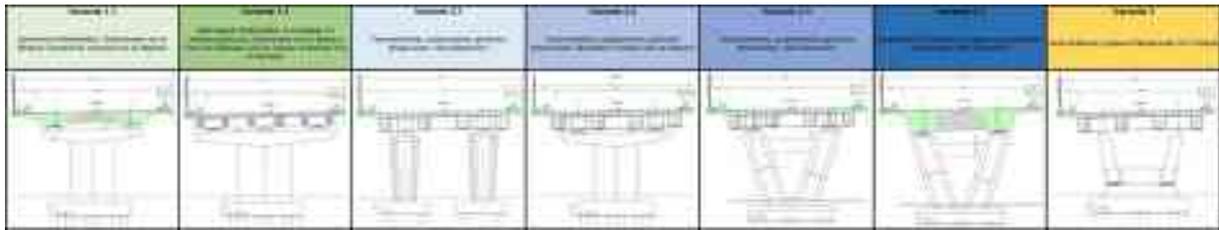


Bild 2 Variantenuntersuchung

Grafik: Konstruktionsgruppe Bauen

Die Nachrechnung ergab, dass das nördliche Teilbauwerk – unabhängig von der Errichtung der höheren Lärmschutzwände – erhebliche bauliche Defizite aufweist und erneuert werden muss. Dieses Teilbauwerk wurde einige Jahre vor dem südlichen Teilbauwerk errichtet und war ursprünglich als Bundesstraße vorgesehen. Das südliche Teilbauwerk wurde erst später (zwecks Ausbaus der Bundesstraße zur Autobahn) erstellt und kann erhalten bleiben. Allerdings muss das südliche TBW für die bauzeitliche Verkehrsführung umgebaut werden. Entsprechend wird im Zuge des zweiten Umbaus des gleichen TBW dieses für den Endzustand ertüchtigt.

dertes Lichtraumprofil der Bahnstrecke etc.) wurden insgesamt sieben Varianten hinsichtlich der Stützweiten, Pfeilervarianten und Überbauquerschnitte untersucht (Bild 2).

Als Ergebnis dieser Voruntersuchung wird seitens der Autobahn GmbH in Absprache mit Konstruktionsgruppe Bauen AG und der Stadt Memmingen entschieden, die Stützweiten zu vergrößern und dabei die Anzahl der Felder von derzeit 14 auf 11 zu verringern. Die Stützweiten variieren dabei zwischen 22,10 m im westlichen Randfeld und 43,00 m in den Mittelfeldern. Konkret betragen die Stützweiten im Endzustand in der Gradiente (neues nördliches Teilbauwerk): 22,1 m – 25 m – 31 m – 39 m – 3 × 43 m – 39 m – 31 m – 25 m – 22,39 m (L = 363,49 m), siehe Bilder 3 und 4.

1.2 Bauwerksgestaltung – Nördliches Teilbauwerk

Unter Berücksichtigung der geometrischen Vorgaben (Gradienten, Fahrbahnbreite, gefor-

Im Querschnitt wird der Überbau als vorgespannter 2-stegiger Plattenbalken gewählt (Bild 5). Um

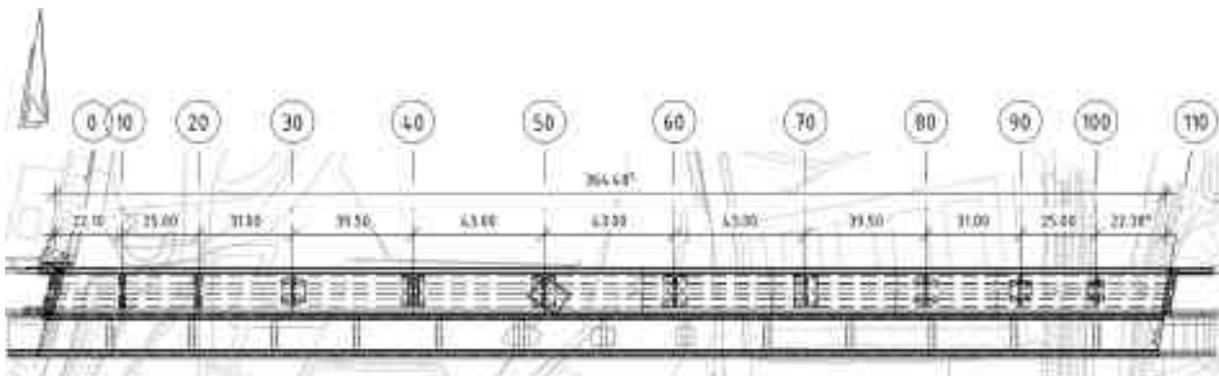


Bild 3 Draufsicht auf Ersatzneubau (TBW Nord) und Bestandsbauwerk (TBW Süd)

Zeichnung: Konstruktionsgruppe Bauen

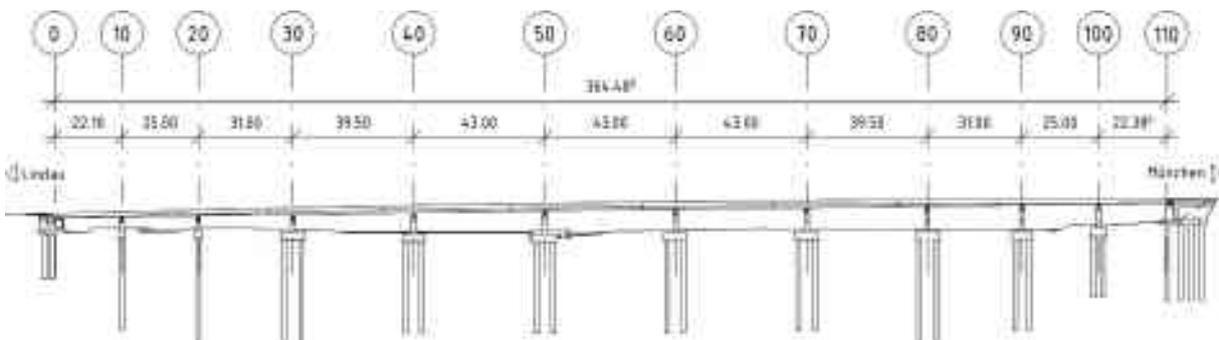


Bild 4 Längsschnitt Ersatzneubau TBW Nord

Zeichnung: Konstruktionsgruppe Bauen

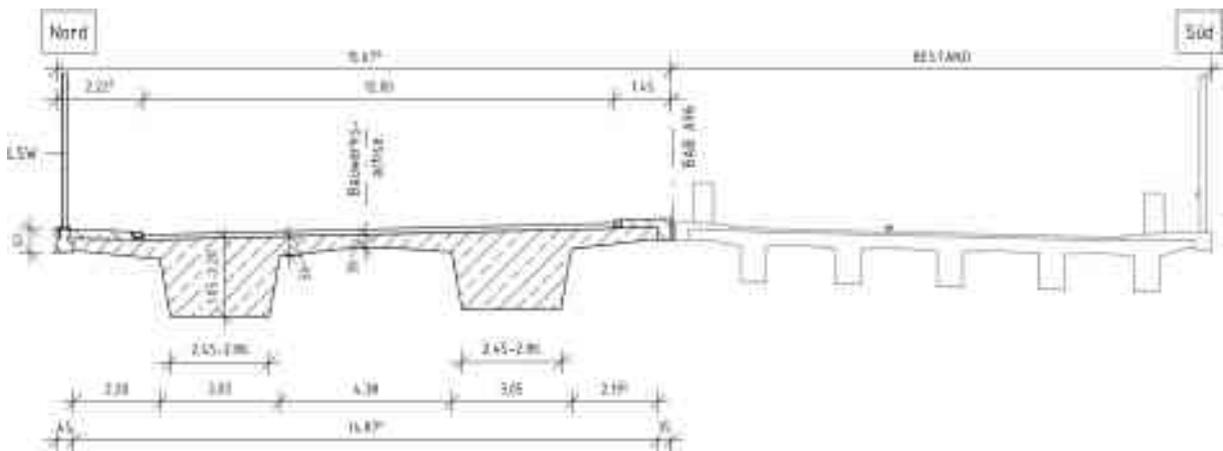


Bild 5 Regelquerschnitt

Zeichnung: Konstruktionsgruppe Bauen

die lichten Höhen einhalten zu können, wird die Konstruktionshöhe des Überbaus variabel gewählt. An den Widerlagerachsen beträgt die Konstruktionshöhe 1,24 m bzw. 1,05 m und erhöht sich dann in Richtung Bauwerksmitte auf 2,20 m.

2 BIM-Planung in früher Projektphase

Die Beauftragung der Planungsleistungen (Lph 1–4 und 6) beinhaltet ursprünglich kein BIM; vorgesehen war eine klassische Bearbeitung der Aufgabe. Im Rahmen der erweiterten Pilotphase (2017–2020) des Stufenplans Digitales Planen und Bauen [1] werden zur Leistungsphase 2 mögliche BIM-Anwendungsfälle ab der Entwurfsplanung im Projektteam diskutiert. Auf Grundlage der bereits aus der Lph 2 bekannten Projekttrandbedingungen werden in einem Zielsetzungsworkshops zwischen der damaligen Autobahndirektion Südbayern Kempten und der Konstruktionsgruppe Bauen AG mögliche Anwendungsfälle diskutiert [2], [3].

Der Workshop hat zum Ziel, Antworten auf entscheidende Fragen zu liefern:

- Sollen Erfahrungen gesammelt und erste Schritte in der BIM-Planungsmethode gegangen werden?
- Können Projektrisiken durch geeignete Anwendungsfälle reduziert oder handhabbarer gemacht werden?
- (Wo) Kann BIM einen Mehrwert für das Projekt liefern?

Die Modelle. Als zentrales Element zur Identifizierung der Risiken kristallisiert sich bald die Erstellung einer Bauablaufsimulation heraus.

Die Vielzahl der unterführenden Verkehrswege sowie die innerstädtische Lage erfordern nach Meinung der Beteiligten eine transparente Darstellung des geplanten Bauablaufs.

Folgende Fachmodelle werden hierfür erstellt:

- Bestand der beiden Teilbauwerke (FR Lindau und FR München),
- Umgebungsmodell,
- Sparten,
- Neubau Teilbauwerk Nord
- Umbau Teilbauwerk Süd,
- Regenrückhaltebecken,
- LSW.

Neben der Bauablaufsimulation (Bild 6) werden diese Modelle ebenfalls für die Erstellung der Planunterlagen, die Mengenermittlung und Besprechungen genutzt.

Als besonders vorteilhaft erweist sich die Verwendung der Modelle für Abstimmungen und Besprechungen mit Dritten. Die 3D-Modelle ermöglichen eine stringente Klärung offener Punkte.

3 Von der Planungsphase in die Bauausführung

3.1 Historie

Ursprünglich war für das Projekt – wie bereits erwähnt – keine BIM-Nutzung in der Ausführung vorgesehen. Erst in den ersten Leistungs-

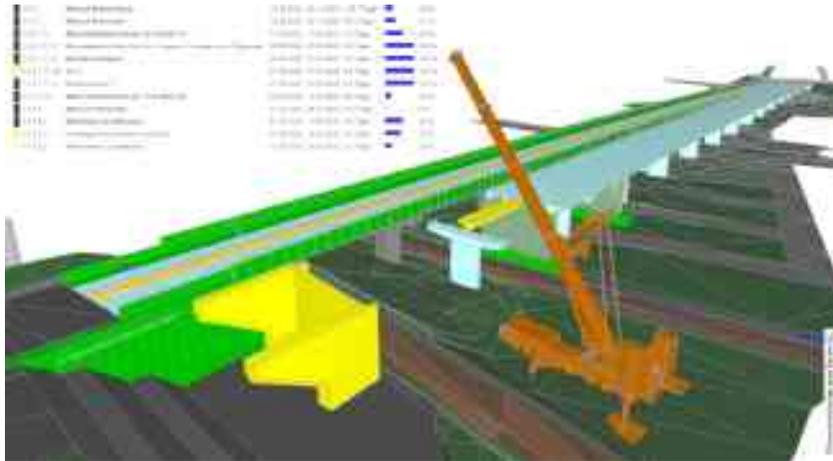


Bild 6 Bauablaufsimulation mit Darstellung des Abbruch Teilbauwerk Nord
Grafik: Konstruktionsgruppe Bauen

modell eine solide Grundlage für die weitere Nutzung darstellt.

Da kein BIM für die Bauausführung beauftragt worden war, scheint eine nachträgliche Implementierung für BG und KB nur unter der Voraussetzung möglich, dass sich alle Projektbeteiligten in einer gemeinsamen Initiative dazu verpflichten. In einem Termin zwischen BG, KB und dem Bauunternehmen Josef Hebel erklären sich die Teilnehmer bereit, dass in

phasen, in Abstimmung mit der Autobahndirektion Südbayern, Dienststelle Kempten (heute Die Autobahn GmbH des Bundes, Niederlassung Südbayern, AS Kempten) wird das Projekt zu einem BIM-Projekt verändert.

Aus der Ausschreibung für die Bauausführung geht das Bauunternehmen Josef Hebel GmbH & Co. KG Memmingen als Auftragnehmer hervor, wobei die Konstruktionsgruppe Bauen AG im Zuge des Pilotverfahrens als Nachunternehmer in der Ausführungsplanung eingesetzt wird. In einer weiteren Ausschreibung geht die Firma Dipl.-Ing. Bernd Gebauer Ingenieur GmbH (BG) für die Bauoberleitung (BOL) und die Bauüberwachung (BÜ) als Auftragnehmer hervor.

Losgelöst von einem konkreten Projekt hatten BG und KB bereits zuvor in einem gemeinsamen Workshop Einsatzmöglichkeiten und Anwendungsfälle von BIM in der Bauausführung erarbeitet. Allen Beteiligten ist deshalb klar, dass der Einsatz von BIM in dieser Projektphase ein großes Potential bzgl. Transparenz, Vereinfachung der Prozesse und Digitalisierung birgt. Die Aufstellung des Projektteams beim Projekt Hochbrücke Memmingen bietet nun die Gelegenheit, BIM konkret in die Bauausführung zu bringen (Bild 7). Diese Chance lassen sich die Projektbeteiligten nicht entgehen – zumal das bereits vorhandene Entwurfs-

den BIM-Anwendungsfällen gemeinsam definierte Vorgehen dem Bauherrn vorzustellen. In der folgenden erweiterten Diskussionsrunde können die Mehrwerte dem Auftraggeber so überzeugend vermittelt werden, sodass im Anschluss die AdB (damals noch Autobahndirektion Südbayern, AS Kempten) proaktiv zustimmt: Es wird vereinbart, BIM-Anwendungen in der Bauausführung einzusetzen.

3.2 Zielvorgaben

Folgende Zielvorgaben werden in der Anwendung für die Bauausführung gesetzt:

- Nutzung der BIM-Planung auf der Baustelle,
- Dokumentation des Baugeschehens,

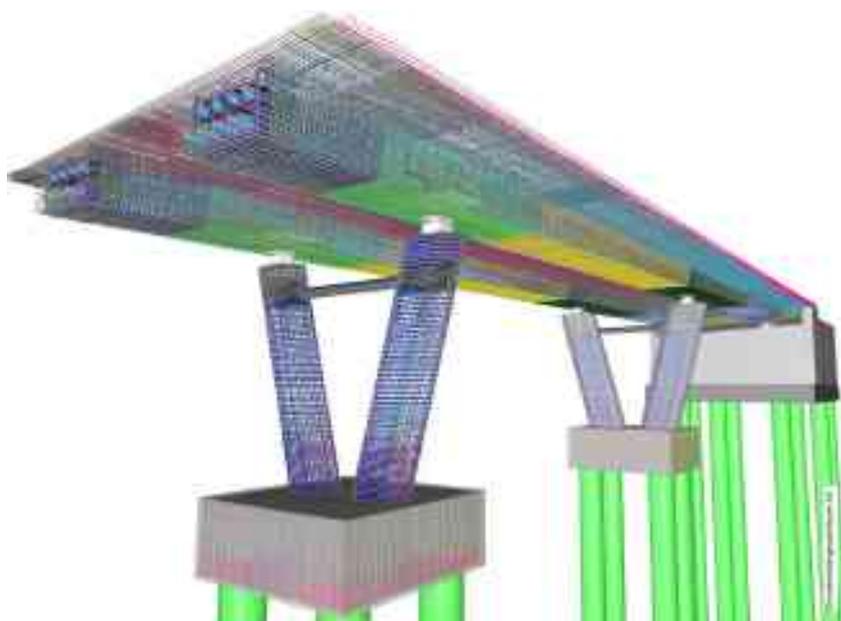


Bild 7 Modellbasierte Ausführungsplanung am Beispiel Bewehrungsplanung
Grafik: Konstruktionsgruppe Bauen

- ❑ Überwachung und Abnahme der Bauteile bzw. des Bauwerks,
- ❑ Mängelmanagement,
- ❑ Leistungsdokumentation als Abrechnungsgrundlage,
- ❑ Digitale Bauakte.

Im Brückenbau erfolgt die Vergabe der Ausführungsplanung zusammen mit der Bauausführung. Das führt dazu, dass Ausführungsmodelle erst zu einem späten Zeitpunkt vorhanden sind. Für die geplanten BIM-Prozesse müssen in diesem Projekt aber bereits zu Beginn der Unternehmung belastbare Modelle verfügbar sein. Daher werden die Entwurfsplanungsmodelle von *Level of Detail* (LOD) 300 auf LOD 400 erhöht und können damit durchgängig verwendet werden.

3.3 Implementierung

Die Implementierung von BIM-Prozessen ohne vorherige vertragliche Definition und Beauftragung ist für alle Beteiligten ein riskanter Schritt. Die Komplexität der Randbedingungen, die Vielzahl der Projektbeteiligten, unterschiedliche Interessen der Vertragspartner, komplexe Arbeitsabläufe und die unterschiedlichen Softwaretools lassen die Herausforderungen bei der Implementierung von übergeordneten BIM-Prozessen in der Bauausführung erahnen.

4 Technische Vorbereitungen für die BIM-Anwendungen

Mit der Entscheidung der Projektbeteiligten, digitale Prozesse mit BIM in der Bauausführung anzuwenden, wurden im nächsten Schritt die technischen Voraussetzungen geschaffen.

4.1 Implementierung der gemeinsamen Arbeitsplattform (CDE)

Um die genannten Zielvorgaben zwischen den Projektpartnern realisieren zu können, gilt es zunächst, eine geeignete Arbeitsplattform zu finden. Für die Handhabbarkeit auf der Baustelle ist die örtliche Unabhängigkeit der Arbeitsplattform essenziell. Weitere wichtige Faktoren für die Auswahl der Arbeitswerkzeuge sind eine einfache und intuitive Bedienung sowie flexible Gestaltungsmöglichkeiten, angepasst an die individuellen Rahmenbedingungen des Bauprojekts.

Im Ergebnis entscheiden sich die Projektbeteiligten für die cloudbasierte Softwareanwendung Dalux Field des gleichnamigen Herstellers als gemeinsame Arbeitsplattform, die als *Common Data Environment* (CDE) fungiert. Das System wird durch die Webanwendung „Share-

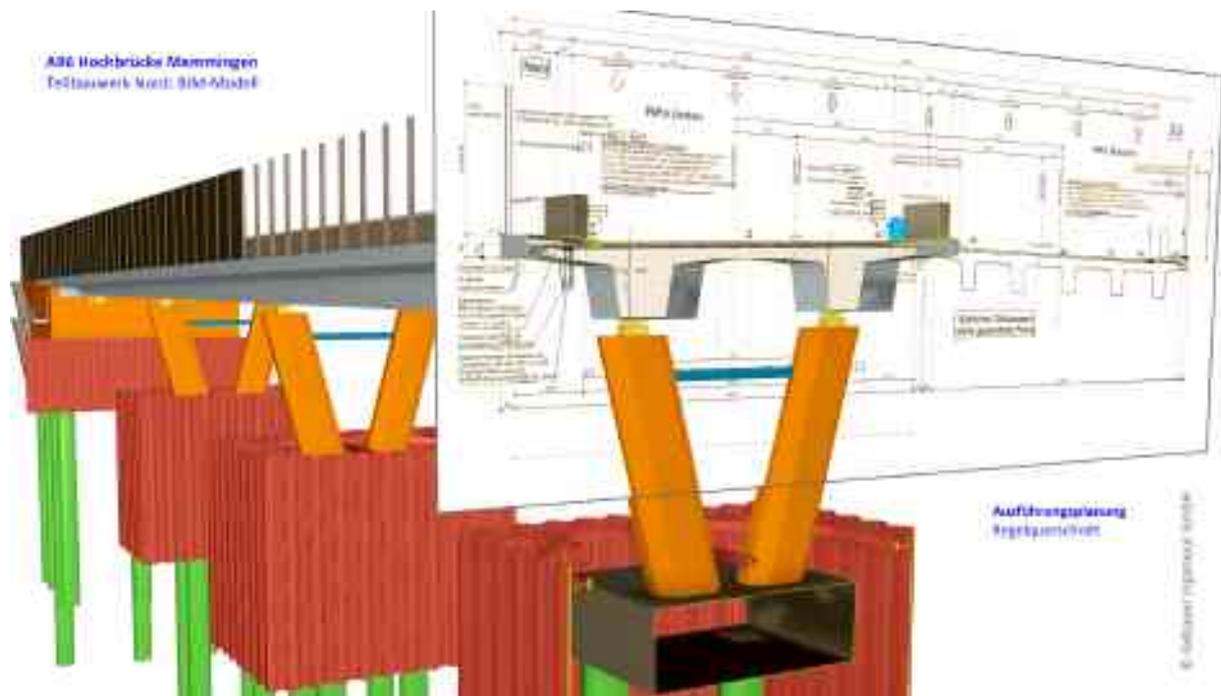


Bild 8 Überlagerung der 2D-Planung mit dem 3D-Modell

Grafik: Dipl.-Ing. Bernd Gebauer Ingenieur GmbH

Point“ (Microsoft) für ausgewählte Themenbereiche ergänzt. Die cloudbasierte Arbeitsplattform ermöglicht es den Projektbeteiligten, relevante Sachverhalte und Informationen als Online-Dokumente (Formulare) zu bearbeiten. Die Zugriffsrechte und Eingabemöglichkeiten werden dabei über Nutzeraccounts entsprechend den jeweiligen Funktionen und Aufgaben der Beteiligten eingerichtet.

Über prozessabhängige Workflows können die Dokumente ausgetauscht, geprüft und letztendlich inhaltlich freigegeben werden. Die gemeinsame Arbeitsplattform stellt nach dem *Single-Source-of-Truth-Prinzip* (SSoT-Prinzip) sicher, dass alle Beteiligten auf dem aktuellen Stand sind und Änderungen einfach und transparent nachverfolgt werden können.

Neben dem Datenmanagement der Baustelle wird die Arbeitsplattform für BIM-bezogene Anwendungen eingesetzt. Einerseits kann durch die Arbeitsplattform die BIM-Planung (BIM-Modell sowie zugehörige Pläne) für die Projektbeteiligten digital bereitgestellt werden (siehe Bild 8). Andererseits können ortsgebundene Sachverhalte in den Arbeitsprozessen am BIM-Modell verortet werden (z. B. Abrechnung, Mängelmanagement, Abnahmen, Qualitätssicherung).

Bei der digitalen und BIM-gestützten Abwicklung sollen grundsätzlich keine Inhalte oder bewährte Arbeitsabläufe verändert werden. Die Methoden sollen vielmehr als performantes Werkzeug die Projektbeteiligten im Informationsmanagement und den zugehörigen Arbeitsabläufen unterstützen und neue Erfahrungen mit digitalen Arbeitsmethoden im Beteiligtenkreis schaffen.

4.2 BIM-Projektmanagement

Um die neuen Arbeitsmethoden für die Baustelle bestmöglich betreuen zu können, wird der übliche Beteiligtenkreis um ein neutrales

BIM-Projektmanagement erweitert. Die Hauptaufgaben des BIM-Projektmanagements liegen in der Optimierung und Pflege der Arbeitsplattform, der Unterstützung der Projektbeteiligten sowie der Schnittstellenkoordination innerhalb der Softwarelösungen.

Insbesondere in der anfänglichen Testphase der Arbeitsplattform sind regelmäßige Abstimmungen und stetige Prozessoptimierungen in Rücksprache mit den Projektbeteiligten unerlässlich. Obwohl einige softwaretechnische Herausforderungen gelöst werden müssen, gibt es nach wie vor Verbesserungspotential hinsichtlich flexibler Einrichtungsmöglichkeiten der Arbeitsplattform.

4.3 Aufbereitung des BIM-Modells

Zur Anwendung von BIM in der Bauausführung kann unmittelbar auf den Inhalten der BIM-Planung aufgebaut werden. Durch die Nutzung der Arbeitsplattform auf mobilen Endgeräten (Handy, Tablet, Laptop) kann die BIM-Planung auf der Baustelle eingesehen werden. Dieses Werkzeug unterstützt die Projektbeteiligten beim dreidimensionalen Abgleich von Bauzuständen mit den Inhalten des Modells sowie bei der räumlichen Darstellung und Zuordnung bestimmter Sachverhalte.

Das Ziel, Informationen und Dokumente während der Bauausführung im digitalen Zwilling zuordnen zu können, ist grundsätzlich innerhalb der digitalen Arbeitsplattform möglich. Sobald die Ergebnisdaten aber in eine andere Umgebung – beispielsweise zu Zwecken der Archivierung – übertragen werden, geht die räumliche Verknüpfung der Daten im Modell verloren. Um diesem Sachverhalt entgegenzuwirken, werden sämtliche Dokumente auf der Arbeitsplattform und Elemente im BIM-Modell auf einem vierstufigen Schlüssel (*Match-Key*) aufgebaut (siehe Tabelle 1). Die Implementierung wird in enger Zusammenarbeit zwischen dem BIM-Projektmanagement und

Tabelle 1 Im Modell verortete Attribute

Nr.	Attributbezeichnung	Beispiel 1 „Bohrpfahl“	Beispiel 2 „Pfeiler“
01	Bauteilgruppe	Gruendung	Unterbau
02	Lokalisierung	Achse_80	Achse_60
03	Bauteil	Bohrpfahl	Pfeiler
04	Teilbauteil	343	Nord

dem Ausführungsplaner durchgeführt. Für das Brückenbauwerk werden Elementschlüssel definiert und als Attribute im BIM-Modell eingepflegt beziehungsweise in den zugehörigen Dokumenten eingetragen.

Das BIM-Modell wird entsprechend den Inhalten der baubegleitenden Ausführungsplanung sukzessive fortgeschrieben und auf der Arbeitsplattform den Projektbeteiligten zur Verfügung gestellt. Mit der durchgängigen Anwendung der Systemstruktur können die Verknüpfungen zwischen Modellelementen und Dokumenten softwareunabhängig aufrechterhalten beziehungsweise in anderen Arbeitsumgebungen unkompliziert wiederhergestellt werden.

5 Einsatz in der Bauausführung

Auf der digitalen Arbeitsplattform werden insbesondere Prozesse im Bereich der Baustellen-dokumentation, Bauteilprüfungen und -abnahmen sowie Mengenermittlungen im Zuge der Abrechnung abgewickelt [4]. Die Inhalte sowie die Form der Ergebnisdaten bleiben unverändert. Es ändern sich lediglich die Werkzeuge zur Dateneingabe und Abwicklung.

5.1 Prozessbeispiel Bewehrungsabnahme

Um die Inhalte eines solchen Prozesses verdeutlichen zu können, wird im Folgenden der konkrete Ablauf einer Bewehrungsabnahme beschrieben.

Die Bewehrungsabnahmen werden im Projekt federführend durch einen Sachverständigen des Auftraggebers durchgeführt. Im ersten Schritt wird im Baufeld die Projektplattform über ein mobiles Endgerät (Handy, Tablet) aufgerufen und im 3D-Modell zum betreffenden Bauteil navigiert. Durch die Auswahl des Bauteils können zugehörige Informationen und Planunterlagen – hier insbesondere zur statisch und konstruktiv erforderlichen Gestaltung der Bewehrung – eingesehen werden. Über den Abruf des vorgefertigten Formulars zur Bewehrungsabnahme können die Informationen direkt in der Projektplattform eingegeben werden. Eintragungen der Grunddaten (z. B. Datum, Bearbeiter), zugehörigen Planunterlagen oder Elementschlüssel (siehe Abschnitt 4.3.) im Dokument erfolgen automatisch durch den Kontext des Bauteils und dessen Eigenschaften im BIM-Modell.

Im nächsten Schritt prüft der Sachverständige die tatsächliche Ausführung der Bewehrung gegen die statischen und konstruktiven Anforderungen aus der Planung. Die Dokumentation der Prüfung erfolgt im nächsten Teil des Dokuments durch eine Checkliste mit bauteilabhängig vorgefertigten Kriterien. Jede Feststellung während der Bewehrungsabnahme kann dabei mit Fotos oder weiterführenden Unterlagen der Dokumentation zugeordnet werden. Sollte ein Kriterium nicht erfüllt werden können, lässt sich über die Checkliste auch direkt ein Mangel festhalten und bis zur Behebung nachverfolgen. Nach vollständiger Bearbeitung wird das Dokument durch Unterschrift bestätigt und für die weitere Bearbeitung gesperrt.

Die erfolgte Bewehrungsabnahme wird den hinterlegten Vertretern der Baufirma zur Kenntnis zugesandt. Sämtliche Bewehrungsabnahmen sowie deren Bearbeitungsstand sind über den zugehörigen Prozesscontainer auf der Arbeitsplattform oder über die bauteilbasierte Navigation im BIM-Modell einsehbar.

Zur Archivierung werden die Dokumente von der Projektplattform regelmäßig heruntergeladen und in der Bauakte abgelegt. Die Dokumenteninhalte lassen sich als Datenbank flexibel exportieren oder über eine Entwicklerschnittstelle in Folgeapplikationen als Live-Daten weiterverwenden.

5.2 Zentrales Datenmanagement in der Bauausführung

Neben den Inhalten auf der webbasierten Arbeitsplattform werden weitere Themen im Projekt digital erfasst. Für das Controlling von Zeit und Kosten sowie zur Koordination bestimmter Fachbereiche werden Datentabellen über die Softwareanwendung *SharePoint* aufgebaut und fortgeschrieben. Außerdem werden zum Beispiel für das Grundwassermonitoring Messgeräte eingesetzt, welche die Werte auf einen Datenserver tagesaktuell übermitteln. Die Informationsquellen der Baustelle, deren Ergebnisdaten ortsunabhängig über das Internet und in Echtzeit abrufbar sind, werden in einer zentralen Datenbank zusammengeführt.

Ein weitreichendes Potential kommt dem Zusammenspiel der Eingangsdaten mit Vertragsinhalten, BIM-Modellen oder weiterer Vorgaben und Informationen aus dem Projekt zu. Auf diese Weise können komplexe Sachverhalte mit mehreren Einflussgrößen kompakt und

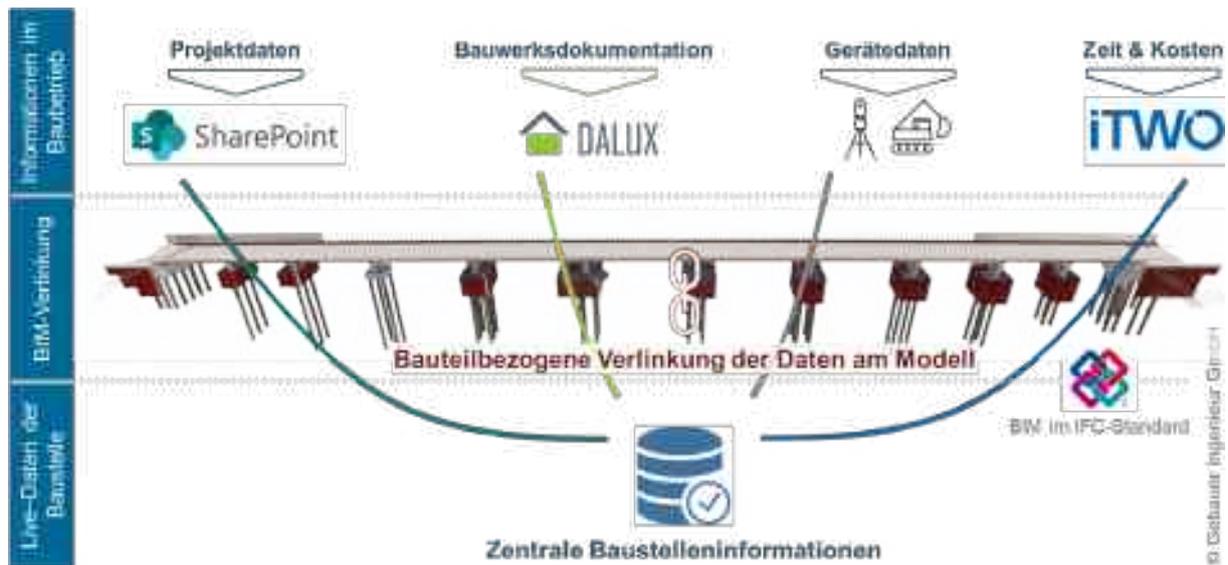


Bild 9 Informationsstellen im Kontext der digitalen Baustelle

Grafik: Dipl.-Ing. Bernd Gebauer Ingenieur GmbH

zutreffend abgebildet werden. Bild 9 zeigt die klassischen Informationsquellen einer Baustelle im Infrastrukturbau sowie deren Weiterverarbeitung und Zusammenführung in einem zentralen Datenmanagement im Kontext der digitalen Baustelle.

Zur Analyse und Visualisierung der umfangreichen Daten können geeignete Softwarelösungen eingesetzt werden, die über eine ständige Synchronisation mit der Datenbank eine Auswertung in Echtzeit zulassen. Beispielsweise können die Daten durch vorimplementierte Auswertungsgrafiken und übersichtliche Ta-

bellens in einem Dashboard dargestellt und für weitere Entscheidungsprozesse bereitgestellt werden.

Bestimmte Dashboard-Oberflächen im Rahmen von *Business-Intelligence-Software* (z. B. Microsoft PowerBI) lassen interaktive Visualisierungen und Analysefunktionen zu, sodass Anwender entsprechend ihrer Funktion und Verantwortlichkeit im Projekt Daten individuell abbilden und nutzen können. Insbesondere im Aufgabengebiet des Projektmanagements können dadurch Ereignisse und Sachverhalte besser überwacht, gesteuert und kommuniziert

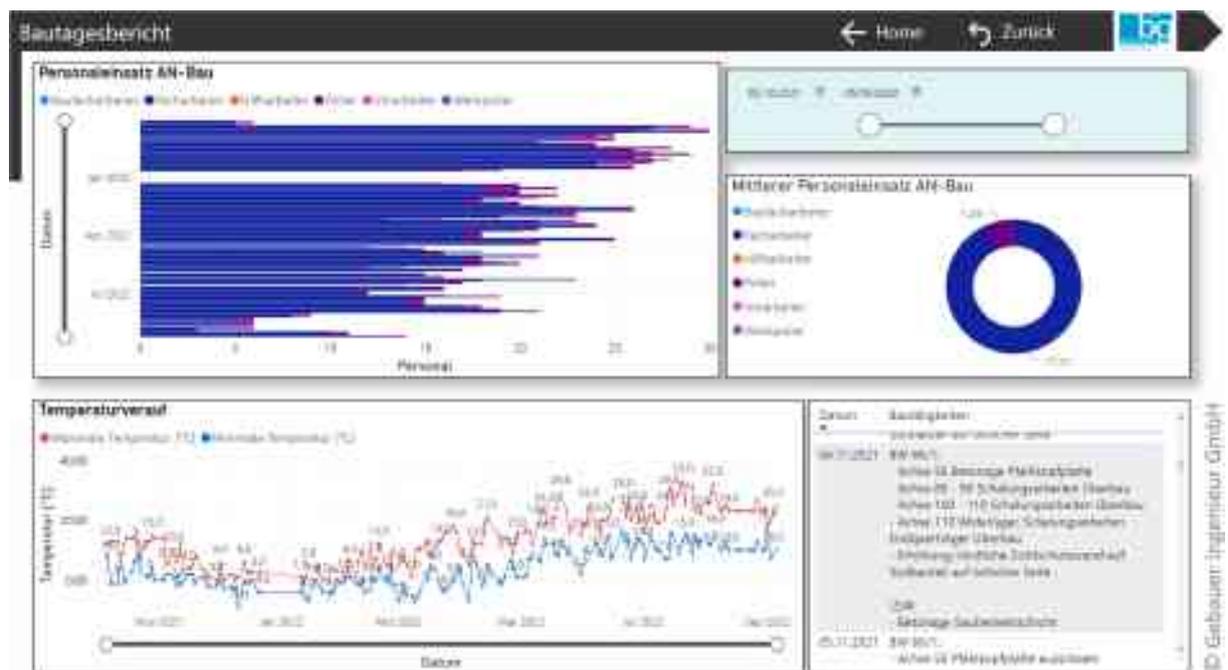


Bild 10 Dashboard – Tagesbericht der Baustelle

Grafik: Dipl.-Ing. Bernd Gebauer Ingenieur GmbH



Bild 11 Ersatzneubau

Foto: Konstruktionsgruppe Bauen

werden. Bild 10 zeigt einen Auszug aus dem Projektdashboard zum Thema „Tagesbericht der Baustelle“.

Ein effizientes Datenmanagementsystem nach dem Grundgedanken der digitalen Baustelle schafft im Ergebnis folgende Möglichkeiten für alle Projektbeteiligten[5]:

- Ortsunabhängigen Zugriff auf Informationen in Echtzeit,
- Verbesserte Qualität und Transparenz von Informationen,
- Informations- und Prozesssicherheit,
- Frühzeitige Konflikterkennung,
- Verlässliche Entscheidungsgrundlage,
- Aussagekräftige Analysen und belastbare Prognosen,
- Zielgerichtetes Management von Zeit und Kosten,

- Bewertung einzuhaltender Rahmenbedingungen und Vorgaben,

- Effizientes Projekt- und Risikomanagement.

6 Zusammenfassung und Dank

Digitale Methoden – und auch der Einsatz von BIM – können elementare Herausforderungen und Risiken im Projekt nicht eliminieren. Die Methoden unterstützen als performantes Werkzeug die Projektbeteiligten im Informationsmanagement und bei den zugehörigen Arbeitsabläufen. Eine Digitalisierung der Baustelle bietet grundsätzlich die Voraussetzungen für bessere Zusammenarbeit, mehr Sicherheit und Erleichterungen in den Arbeitsprozessen. Zudem kann die Transparenz zur technischen, zeitlichen und finanziellen Abwicklung eines Bauprojekts durch die Visualisierung der projektrelevanten Daten gesteigert werden. Das entsprechende Handeln und richtige Entscheidungen der beteiligten Ingenieure stehen weiterhin im Vordergrund für eine erfolgreiche Projektabwicklung.

Neue Methoden zu pilotieren und in laufenden Projekten umzusetzen, erfordert ein hohes Maß an Engagement und Einsatz von den Beteiligten. Wenn die Mehrwerte bereits im Vorfeld abgeschätzt werden können, sind solche Veränderungsprozesse einfacher umzusetzen. Im Projekt Hochbrücke Memmingen gelang es den Projektbeteiligten mehrfach, gemeinsam zukunftsweisende Anwendungen zu implementieren und davon einen Mehrwert für das Projekt zu erzeugen (Bild 11).

Ein besonderer Dank gilt allen an der Planung und dem Bau beteiligten Personen. Der bemerkenswerte Teamspirit, der das Projekt über die verschiedenen Projektphasen vorangebracht hat, wird uns in bester Erinnerung bleiben!

Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): Stufenplan Digitales Planen und Bauen. 12/2015.
- [2] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): BIM-Leitfaden für Deutschland. Endbericht der ARGE AEC3 & OPB, 2013.
- [3] ARGE BIM4INFRA2020: Handreichungen und Glossar. <https://bim4infra.de/handreichungen/> (zuletzt abgerufen am 30.04.2021).
- [4] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): Masterplan BIM – Bundesfernstraßen. 09/2021.
- [5] Hacker, D.; Zeindl, M.: BIM in der Bauausführung – Projektcontrolling für Ausbruch und Sicherung im konventionellen Tunnelvortrieb: Das Pilotprojekt „Tunnel Bertoldshofen“ mit Soll-/Ist-Vergleich. In: STUVA in Karlsruhe (Hrsg.): Tagungsband der STUVA-Conf., 15.11.2021 in Karlsruhe, 2021, S. 449–453.



Innovationen Gemeinsam Schaffen



INGENIEURE

***Ingenieur/in aus Leidenschaft.
Werde ein Teil unseres Teams!***

www.igs-ib.de

Hauptsitz Weimar
Kantstraße 5 - 99425 Weimar

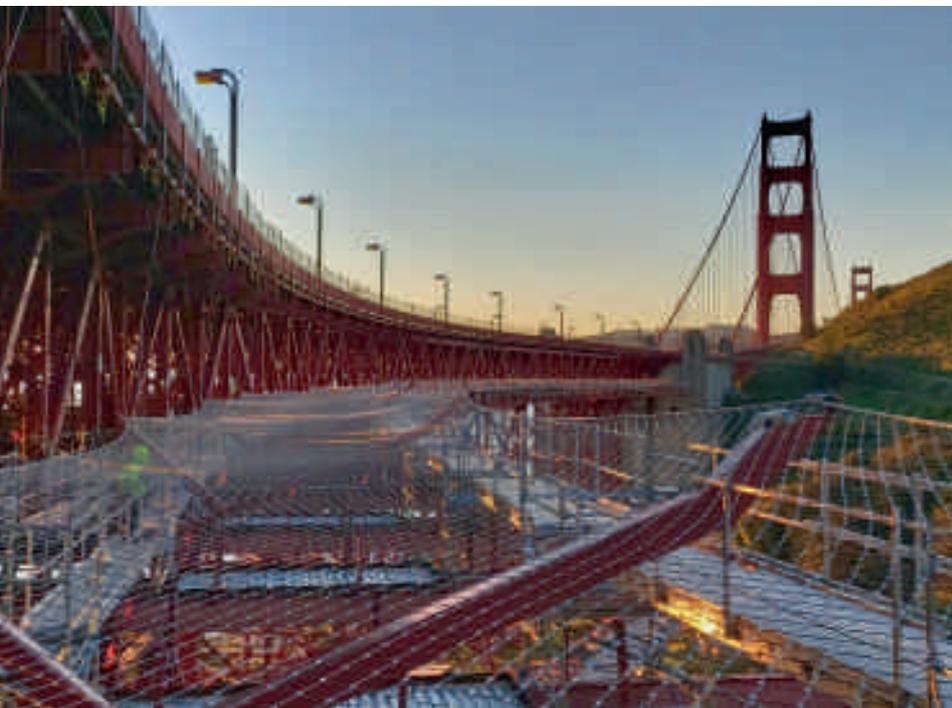
weitere Standorte in Berlin, Halle, Leipzig, Magdeburg, Meiningen, Nordhausen,
Duisburg, Düsseldorf, Hamburg, Hochheim, Rostock, Spenge, Senftenberg, Wernigerode, Zella-Mehlis, Zwickau





X-TEND® EDELSTAHL SEILNETZE

- Vielseitige Lösungen für Geländerfüllungen und Absturzsicherungen an Brücken – für vertikale und horizontale Sicherheit
- Für gerade sowie für gekrümmte und unregelmäßige Geometrien einsetzbar
- Versatile solutions for balustrade in-fills and fall protection on bridges – for vertical and horizontal safety
- For straight as well as for curved and irregular geometries



ETA-22/0257
X-TEND cable net systems

ETA-10/0358
I-SYS stainless steel wire rope with end connectors



Carl Stahl ARC GmbH
Siemensstrasse 2 // D-73079 Süssen
xtend@carlstahl-arc.com

carlstahl-architektur.com

DER STÜTZWEITENREKORD WIRKT NUR IM QUERFORMAT

© HOCHTIEF/Udo Görtsch (Take it Media)

A40 DUISBURG-NEUENKAMP

Deutschlands größte freitragende
Schrägseilbrücke

Ausführungsplanung Ersatzneubau

Neubau Rheinbrücke - Verbauten,
Massivbau und Stahlbau
Rückbau bestehende Rheinbrücke



Mangfallbrücke Rosenheim – Realisierung einer seilverspannten Brücke im Seeton

*Dr. sc. techn. Hans Grassl, Jacqueline Donner M.Sc.
Ingenieurbüro Grassl GmbH, München*

Zusammenfassung

Die Mangfallbrücke Rosenheim steht kurz vor der Verkehrsfreigabe. Im September 2023 kann der Verkehr über die B 15n zwischen der A 8 und dem Gewerbegebiet Aicherpark in Rosenheim rollen und die Innenstadt wird entlastet. In einem nächsten Bauabschnitt steht dann noch die Verlängerung bis zur bestehenden B 15 nördlich von Rosenheim an. Die Bauausführung zur Querung der Mangfall und des Mangfallkanals hat einige Besonderheiten mit sich gebracht, da der Rosenheimer Baugrund durch sehr mächtige Beckenablagerungen – bestehend aus sogenannten Seetonen, Tonen, Schluffen und Seesanden – gekennzeichnet ist und aufgrund seiner Setzungsanfälligkeit nicht nur für die Planung eine wesentliche Randbedingung darstellt. Die neue Mangfallbrücke erfüllt mit ihrem weichen seilverspannten System die durch den setzungsempfindlichen Baugrund gestellten Anforderungen und fügt sich als schlankes und transparentes Bauwerk mit Zurückhaltung in das landschaftliche und städtebauliche Umfeld ein.



Bild 1 Enges Baufeld durch das Gewerbegebiet des Aicherparks; im Hintergrund kann die seilverspannte Brücke über Mangfall und Mangfallkanal gesehen werden © Ingenieurbüro Grassl GmbH

1 Überblick über die Maßnahme

Die Westtangente Rosenheim, auch bekannt als Bundesstraße B 15, ist eine Verbindung zwischen der Autobahn A 8 und der bestehenden B 15 im Norden von Rosenheim. Der Beginn der Straße befindet sich etwa 2 km westlich des Inntaldreiecks an der A 8. Im Zuge des Streckenverlaufs überquert die Westtangente Rosenheim die Mangfall, den Mangfallkanal, das Gewerbegebiet Aicherpark an der Stadtgrenze zwischen Rosenheim und Kolbermoor (Bild 1), die Bahnlinie Holzkirchen-Rosenheim und den Stillerbach mit einer rund 650 m langen Brücke, „Hochstraße über den Aicherpark“ genannt. Die Westtangente Rosenheim schließt sich schließlich nördlich von Pfaffenhofen wieder an die bestehende, bereits ausgebaut B 15 an.

Im Prognosezeitraum 2030 wird für die B 15, Westtangente Rosenheim, eine Verkehrsbelastung von 19.600 Kfz/Tag im Bauwerksbereich südlich der Anschlussstelle Aicherpark und von 20.200 Kfz/Tag nördlich der Anschlussstelle erwartet, wenn die Westtangente vollständig in Betrieb ist.

Der vorliegende Tagungsbeitrag bezieht sich auf das seilverspannte Brückenbauwerk, das die Mangfall und den Mangfallkanal südlich des Gewerbegebiets „Aicherpark“ westlich von Rosenheim überquert (Mangfallbrücke). Die Zwänge aus den örtlichen Gegebenheiten und Auflagen aus dem Planfeststellungsverfahren gaben die Trassierung vor. Eine Optimierung der Trassierungselemente bzgl. des Brückenbaus wurde angestrebt, soweit dies aufgrund der Rahmenbedingungen möglich war. Die

Längsneigung der Mangfallbrücke zwischen den Widerlagern beträgt 0,8 %, die Querneigung liegt zwischen -3,15 und 4 % (Querneigungswechsel). Von Süden kommend nähert sich die Gradienten der Mangfallbrücke mit einem Radius $R = 800$ und geht mit einer Klothoide $A = 275$ auf einen Radius $R = 600$ m über.

Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten ergibt sich für das Gesamtbauwerk (Bau-km 3+807.50 bis 4+476.00) eine „Trennung“ in zwei Teilbauwerke. In der Abwägung stellte sich für Teilbauwerk 1 (Bau-km 3+807.50 bis 4+000.00) ein schlanker Stahlverbundüberbau als Durchlaufträger in Kombination mit einer relativ flach geneigten Überspannung und niedrigen Pylonen als bevorzugte Variante heraus. Für Teilbauwerk 2 (Bau-km 4+000.00 bis 4+476.00) ergab der Abwägungsprozess ebenfalls einen Stahlverbundüberbau, hier als mehrfeldrige, durchlaufende Deckbrücke. Der Übergang zwischen den beiden Teilbauwerken erfolgt bei Bau-km 4+000 mittels eines Trennpfeilers.

2 Baugrund

Das Bauvorhaben liegt im Bereich von sehr mächtigen Beckenablagerungen. Bei diesen Beckenablagerungen handelt es sich sowohl um sogenannte Seetone (Bild 2), Tone, Schluffe und Seesande. Während die Seetone bei über-

wiegend weicher Konsistenz stark zusammendrückbar sind, konnte bei den Seesanden eine mitteldichte bis dichte Lagerung und entsprechende Tragfähigkeit nachgewiesen werden. Es war zu berücksichtigen, dass die vorhandenen Seetone äußerst sensitiv sind und sich bei Erschütterungen verflüssigen. Das Bauwerk liegt im Mangfalltal, in dem die Beckenablagerungen von Auelehmen und Kiesschichten mit einer Mächtigkeit zwischen 4 bis 7 m überdeckt sind. Das Grundwasser fließt in den wasserleitenden Kiesschichten.

3 Entwurfsplanung

Ziel des Entwurfs war ein Brückenbauwerk mit ausgewogenen Proportionen, das sich gut in die landschaftliche Situation und das Gewerbegebiet einpasst. Aufgrund einer Vielzahl an örtlichen Randbedingungen, der Vorgaben aus der Planfeststellung und den schwierigen Baugrundverhältnissen waren die grundsätzlichen Variationsmöglichkeiten im Zuge der Entwurfsarbeitung sehr eingeschränkt.

Aufgrund der Gradientenlage, der notwendigen Stützweiten, der Forderung nach Aufrechterhaltung der bestehenden Wege und der Einhaltung des Hochwasserabflusses war hier nur ein oberliegendes Tragwerk möglich. Die mangels technischer Realisierbarkeit aus-



Bild 2 Seitlich gelagerter Seeton während der Bauarbeiten

© Ingenieurbüro Grassl GmbH

geschlossenen Bauweisen würden darüber hinaus auch aus optischen und gestalterischen Gründen nicht in Frage kommen, da diese aufgrund der großen Überbauhöhen den Flussraum regelrecht abriegeln würden. Außerdem war gemäß der zweiten Tektur der Planfeststellung das Widerlager südlich des Renkenwegs weiter Richtung Süden zu verschieben und eine Gründung im Mitteldamm zu vermeiden.

Hieraus ergab sich die Notwendigkeit, die Mangfall und den Mangfallkanal mit einem großen Feld ohne Pfeiler im Mitteldamm zwischen den beiden Ge-

wässern zu überbrücken. Dabei scheiden aufgrund des setzungsempfindlichen Baugrunds steife Durchlaufträgertragbrücken aus. Übrig bleiben obenliegende Stabbögen in Form von Langer'schen Balken als Einfeldträgerketten oder mit Durchlaufwirkung, Trogbriücken als Einfeldträgerketten sowie seilverspannte Brücken als Durchlaufsysteme.

Maßgebend für die Wahl der Vorzugsvariante einer seilverspannten Stahlverbundbrücke mit niedrigen Pylonen waren die gute Einpassung in das landschaftliche und städtebauliche Umfeld, die hohe Dauerhaftigkeit aufgrund des Verzichts auf Bauwerksfugen und die durch den weichen Überbau vorhandene gute Verträglichkeit hinsichtlich der zu erwartenden Differenzsetzungen. Durch die Einspannung der Pylone in den Überbau und die Anordnung von Lagern in den Pylonachsen werden die Gründungslasten reduziert und Ausgleichsmöglichkeiten zur Kompensation der Differenzsetzungen geschaffen. Eine weitere Minimierung der Gründungslasten resultiert aus den in Stahlbauweise ausgeführten Haupt- und Querträgern sowie Pylonen. Lediglich die Fahrbahnplatte wird im Hinblick auf die Verkehrssicherheit und Betriebskosten im Winter in Stahlbetonbauweise ausgeführt. Weiterhin bietet das seilverspannte System durch die Möglichkeit der Nutzung des endgültigen Tragwerks für den Freivorbau bei der Montage (siehe Bild 3) große Vorteile gegenüber einer Stabbogenreihe.

Der dreifeldrige Überbau der Vorzugsvariante besteht aus einem Stahlträgerrost mit außen-



Bild 3 Luftaufnahme Freivorbau Mangfallbrücke Rosenheim

@ Ingenieurbüro Grassl GmbH

liegenden, torsions- und biegesteifen Längsträgern aus luftdicht verschweißten Stahlhohlkästen. Zur Steigerung der wahrgenommenen Schlankheit in der Brückenansicht weisen die Außenstege im Querschnitt einen Knick auf. Durch die neigungsbedingte unterschiedliche Reflektion des Lichts entsteht eine Gliederung der Ansichtsfläche – oberhalb des Knicks in ein durchlaufend helles und unterhalb in ein dunkles Band. In Querrichtung werden im Abstand von 3,45 m Stahlquerträger als offene Profile angeordnet, die an die Längsträger biegesteif angeschlossen sind. Die über den Querträgern liegende Stahlbetonfahrbahnplatte wirkt in statischem Verbund.

An den Innenstützen (Achsen 20 und 30) ist je Längsträger ein Pylon angeordnet, der jeweils mit 8° zur Lotrechten nach außen geneigt ist. Die Überspannungen aus Stahlzuggliedern liegen in der Ebene zwischen Pylon- und Längsträgerachse.

Die Zugglieder werden durch Litzenbündelseile gebildet, die an den Pylonen fest und an den Längsträgern nachspannbar verankert sind. Die Litzenbündelseile werden aufgrund der begrenzten Platzverhältnisse für die Bauzustände (nur aufgerollte Litzenbündel und Einbau mit leichtem Gerät), der guten Prüfbarkeit des Litzenzustandes (magnetinduktive Prüfung) und des mittlerweile erfolgreich erprobten Einsatzes den vollverschlossenen Seilen vorgezogen. Die Litzen sind an- und nachspannbar sowie austauschbar. Die Seilverankerung schließt statisch vorteilhaft in den Systemachsen der



Bild 4 Lückenschluss Stahlüberbau

© Ingenieurbüro GRASSL GmbH

Längsträger an. Eine Konsolkonstruktion an den Längsträgeraußenseiten, welche neben dem exzentrischen Anschluss in Querrichtung auch geometrisch bedingte Zusatzmomente abtragen müsste, wäre ebenso aufwendig und passt nicht zum gestalterischen Konzept des Bauwerkes. Die Problematik der Seilschwingung wurde im Zuge der Ausführungsplanung überprüft und eine Anregung der Hänger kann mit ziemlicher Sicherheit ausgeschlossen werden. Dennoch ist es möglich, Schwingungsdämpfer nachträglich vorzusehen, sollte sich in Realität ein anderes Ergebnis ergeben.

Für die gesamte Stahlkonstruktion wird Stahl der Gütegruppe S 355 und S 460 für Zugbleche bis $t = 80$ mm und -30 °C Nutzungs-/Verarbeitungstemperatur gewählt. Die Ausführung der schlaff bewehrten Stahlbetonfahrbahnplatte erfolgt in C35/45.

Die Stärke der Stahlbetonverbundplatte beträgt im Regelquerschnitt 35 cm. Sie ist in den Randfeldern auf jeweils ca. 31,0 m Länge auf ca. 1,20 m vergrößert, um den erforderlichen Ballast für die Lagerstabilität am Widerlager Achse 10 und am Trennpfeiler Achse 40 zu generieren. Der Ballast wird als voll mittragender Konstruktionsbeton ausgeführt und die in Längsrichtung wirkenden Zwangskräfte über seitlich angeordnete Kopfbolzen in die Hauptträger eingeleitet. Eine Zugverankerung der

Lager ist aufgrund der zu gewährleistenden Ausgleichbarkeit von Auflagersetzungen nicht möglich.

Die Lagerung des Überbaues erfolgt auf jeweils zwei Kalottenlagern in allen Pfeilerachsen und in der Widerlagerachse. Zur Querfesthaltung des Überbaues ist in den Achsen 20 und 30 jeweils ein Lager quer fest vorgesehen. In Lagerreihe A der Achsen 10 und 40 werden die Verformungen in Brückenquerrichtung auf ± 20 mm begrenzt. Hierfür werden zur Aufnahme von horizontalen Einwirkungen in Querrichtung Knaggen angeordnet. Der Festpunkt in Längsrichtung wird durch eine Festhaltung an dem westlichen Pfeilerlager der Achse 30 erzielt. Im Bereich des Trennpfeilers sind die Überbauten der Mangfallbrücke und der anschließenden Aicherparkbrücke so ineinander verschachtelt, dass die Abmessungen des Unterbaus in Brückenlängsrichtung analog der Pfeiler gering gehalten werden konnten.

Aufgrund der Setzungsproblematik und den hohen, vom Überbau nicht verträglichen, möglichen Differenzsetzungen von bis zu 6 cm werden gemäß den sich einstellenden Werten Ausgleichsplatten eingefügt. Dies erfolgt nach messtechnischer Überwachung vor Verkehrsfreigabe nach Abklingen der Setzungen aus dem Eigengewichtszustand und entsprechend der Verkehrsbelastung nach Feststellung von

Setzungen > 2-3 cm. Für spätere Lagerwechsel werden Pressenplätze zum Anheben des Überbaues angeordnet, die an den Pfeilern und am Widerlager unter den Längsträgerinnenstegen bzw. Querträgern und Endquerträgern seitlich der Lagersockel platziert sind.

Je Übergang (in Achse 10 und Achse 40) wird eine geräuscharme, wasserdichte Lamellen-Fahrbahnübergangskonstruktion mit auskragenden rautenförmigen Stahlplatten im Fahrbahnbereich eingebaut. Die Fahrbahnübergangskonstruktionen sind zudem an den Anschlüssen zum Längsträger jeweils um 90° abgewinkelt.

Die Pylonhöhe beträgt ca. 10,7 m. Dies ergibt ein Verhältnis von 1/10 zur maximalen Spannweite. Die Pylone mit reduzierter Bauhöhe fügen sich gut in die Umgebung ein. Die Pylonpfeiler (Bild 5) sind jeweils rechtwinklig zur Bauwerksachse unterhalb der Pylone angeordnet und als Stützenscheiben mit einem abgekanteten Rechteckquerschnitt aus Stahlbeton und abgesetzten Auflagerbereichen vorgesehen. Ihre Stirnseiten sind analog zu den Pylonenn um jeweils 8° nach außen geneigt. Der Trennpfeiler in Achse 40 weist analog den

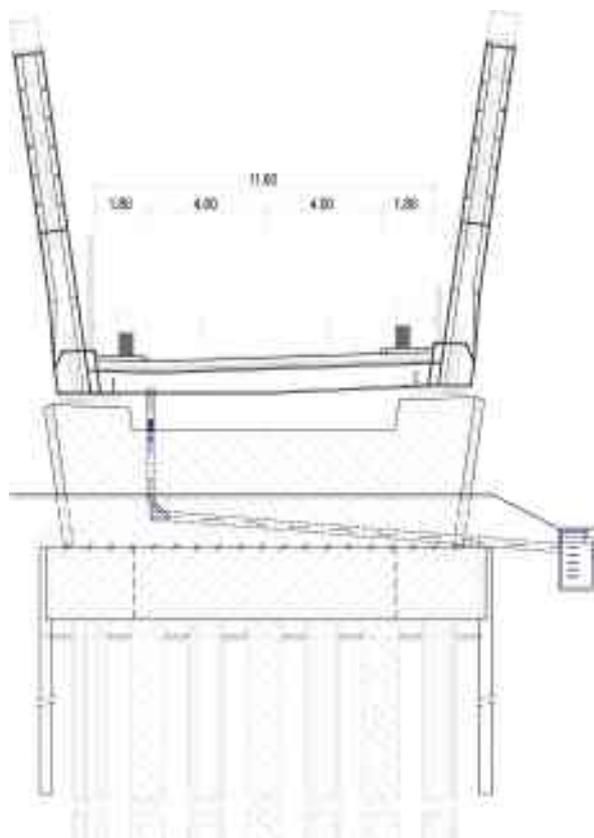


Bild 5 Querschnitt in Pfeilerachse 30
© Ingenieurbüro GRASSL GmbH

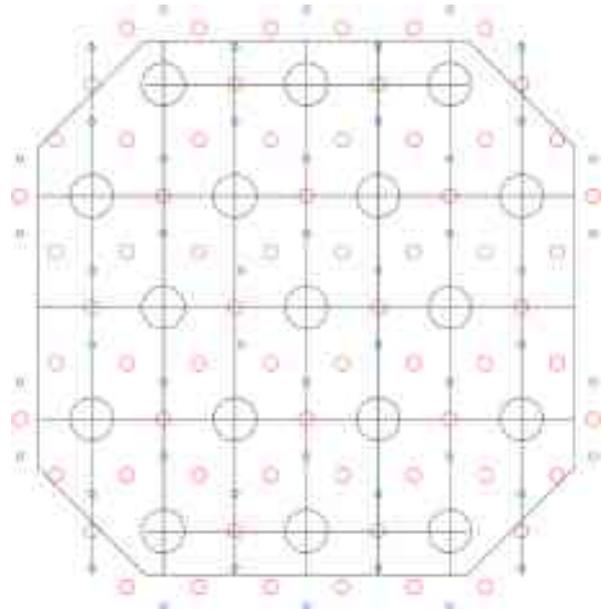


Bild 6 Gründungsvorschlag der Pylonachsen – Mischgründung auf 17 Großbohrpfählen, 50 Drainagesäulen und 66 Verdrängungspfählen mit je 45 m Länge

© Zentrum für Geotechnik der Technischen Universität München

Pylonpfeilern einen zur Außenseite abgekanteten Rechteckquerschnitt aus Stahlbeton auf. Angeordnet ist der Trennpfeiler unterhalb der Lagerachsen der hier zusammen aufliegenden Mangfall- und Aicherparkbrücke. Für das Widerlager in Achse 10 ist ein Kastenwiderlager aus Stahlbeton vorgesehen.

Die Gründung ist als Mischgründung, bestehend aus Pfahlkopfplatten, Ort betonbohrpfählen, Vertikaldrains und Verdrängungssäulen ausgelegt (siehe Bild 6). Die konstruktive Durchbildung und sämtliche baubegleitende Maßnahmen zur Herstellung und Qualitätssicherung der Mischgründung beruhen auf der Gründungsempfehlung des Zentrums für Geotechnik der Technischen Universität München. Die Gründungsempfehlung wurde auf Grundlage umfangreicher Pfahlprobelastungen entwickelt. Im Ergebnis daraus stellt die Mischgründung in ihrer Gesamtheit ein robustes Bauwerksteil dar, welches nicht nur auf das Tragverhalten einzelner Bohrpfähle angewiesen ist.

Vertikaldrains ermöglichen einen raschen Abbau der durch die Bodenverdrängung infolge der Herstellung der Verdrängungspfähle induzierten Porenwasserüberdrücke und somit eine schnelle Konsolidierung des Seetons. Die Vertikaldrains führen das Wasser in die Kies-schicht unterhalb der Pfahlkopfplatte, die mit

einer Dränage zu entspannen ist. Durch die für die Herstellung der Pfahlkopfplatten vorgesehenen Spundwände, die ausreichend in den Seeton einbinden und auch nach Fertigstellung der Pfahlkopfplatten verbleiben sollen, wird dauerhaft eine hydraulische Verbindung der Vertikaldrains mit dem quartären Grundwasserhorizont in den kiesigen Deckschichten verhindert.

Die Verdrängungssäulen bewirken eine Verdichtung und eine Verspannung des Bodens, die eine Erhöhung der Scherfestigkeit und der Steifigkeit des Seetons sowie des aktivierbaren Mantelreibungswiderstandes der Bohrpfähle hervorrufen. Zudem bewirken die Verdrängungssäulen eine Homogenisierung des Baugrundes hinsichtlich seines Tragverhaltens und wirken herstellungsbedingten Störungen entgegen. Die Verdrängungssäulen sind nicht an die Pfahlkopfplatten angeschlossen. Es ist ein Polster aus gebrochenem, gut verdichtbarem Material als Dränageschicht unter den Pfahlkopfplatten angeordnet, welches ebenfalls einen direkten Kraftschluss mit den Verdrängungspfählen verhindert.

Die zu erwartenden Gesamtsetzungen liegen bei Einhaltung der Gründungsvorgaben in einer Größenordnung von bis zu 10,0 cm. Die für die Tragwerksbemessung maßgebend werdenden Differenzsetzungen liegen bei ca. 5 bis 6 cm. Da sich die Setzungen der Gründungen, auch an den Stellen mit hohen Pylonlasten, langsam und kontinuierlich einstellen werden und derartige große Differenzsetzungen trotz des gewählten setzungsunempfindlichen Tragwerks nicht verträglich sind, wird das Tragwerk

mit Setzungsdifferenzen von 3,0 cm berechnet und es werden entsprechende Maßnahmen vorgesehen, um größere Setzungen am Bauwerk auszugleichen.

4 Ausführungsplanung

Im Rahmen der Ausführungsplanung wurden die statischen Nachweise des Überbaus unter Zuhilfenahme von Berechnungsmodellen erbracht. Hierfür wurden ein Stabwerkmodell mit SOFISTIK für den Stahlbau modelliert und die Fahrbahnplatte mit Plattenelementen integriert. Somit war es möglich, sowohl die Nachweise des Stahlbaus als auch die Bewehrungsermittlung in der Betonplatte an nur einem Modell durchzuführen (Bild 7).

Das Tragwerk weist, wie beschrieben, einige konstruktiv anspruchsvolle Details auf, welche ausgearbeitet und entsprechend statisch nachgewiesen wurden. Für die statischen Betrachtungen wurden Detailmodelle als Finite-Elemente-Plattenmodelle erstellt. Problematisch erweist sich bei solchen Detailmodellen immer die korrekte Lagerung im Raum und das Aufbringen der Beanspruchungen. Um diesem Umstand Rechnung zu tragen, wurden diese Detailmodelle jeweils in das Stabwerkmodell integriert. Hiermit werden die Randbedingungen und Beanspruchungen der im Stabsystem integrierten Detailmodelle zutreffend erfasst. Solche Detailmodelle wurden für eine Seilverankerung im Längsträger an der Stelle mit der maximalen Seilkraft, einen Pylonkopf inklusive sämtlicher Seilverankerungen und die monolithische Verbindung zwischen Pylonfuß und

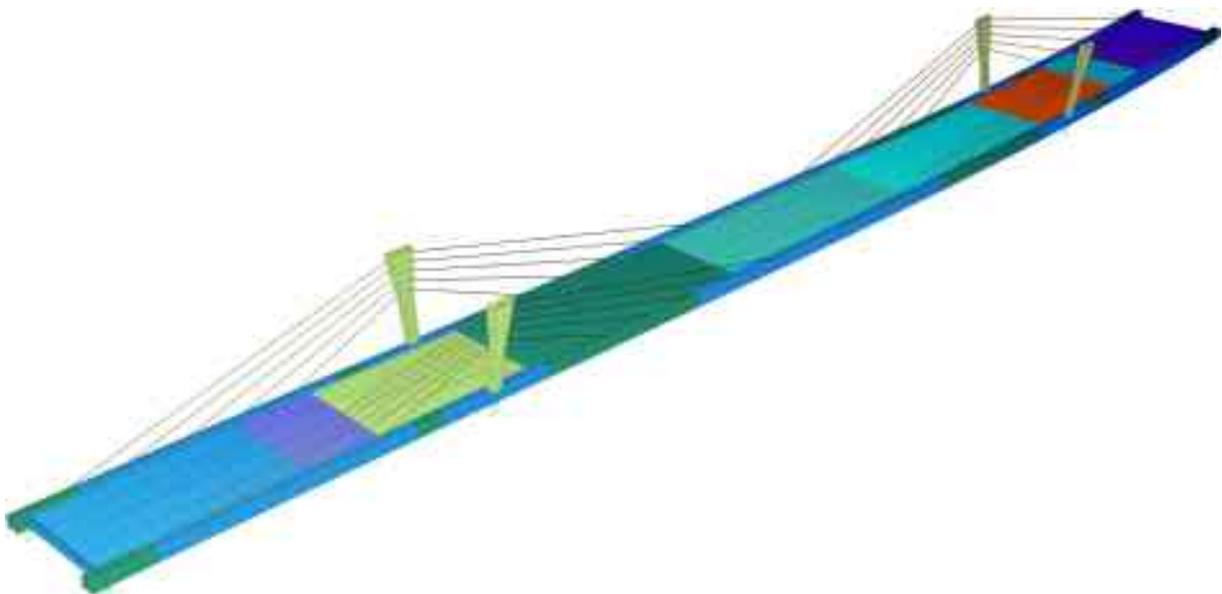


Bild 7 Berechnungsmodell Ausführungsplanung

© Ingenieurbüro GRASSL GmbH

Längsträger erstellt, in das Stabwerkmodell integriert und nachgewiesen. Die Rechenzeiten konnten mit diesem Vorgehen in einem vertraglichen Rahmen gehalten werden.

Nachdem die Geometrie des Stahlbaus aufgrund der Trassierung im Grundriss als Klothoide und dem vorhandenen Querneigungswechsel sehr komplex und variabel über die Brückenlänge ist und im Raum liegend schräge und variable Winkel aufweist, wurden diese Detailmodelle mit REVIT erstellt. Das REVIT-3D-Modell wurde in das SOFISTIK-Modul Sofiplus übertragen, daraus ein Strukturmodell erstellt und mit Koppелеlementen in das Stabwerkmodell integriert. Die Planauszüge und Graphiken der Strukturmodelle in den Bildern 8 und 9 illustrieren die beschriebene Vorgehensweise beispielhaft für das Pylonkopfdetail. Diese Detailmodelle konnten zudem zur Überprüfung des Zusammenbaus und der Schweißreihenfolge sowie zur Festlegung der Schweißnahtdetails verwendet werden.

Da der Bauablauf wesentliche Auswirkungen auf die Beanspruchungen in den Bauteilen, mögliche Umlagerungen im System und somit auf die Nachweise hat, wurden die einzelnen Bauphasen im Berechnungsmodell detailliert

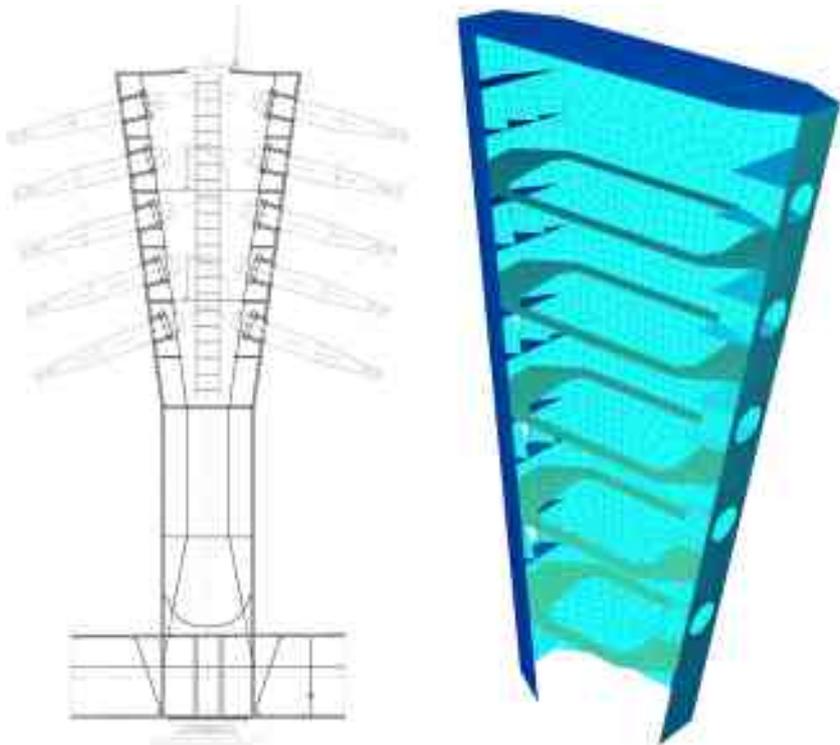


Bild 8 Pylonkopf; links: Auszug Stahlbaudetailplan – Längsschnitt in Pylonachse, rechts: zugehöriges Detailmodell des Pylonkopfes für die Berechnung mit Blick ins Innere

© Ingenieurbüro GRASSL GmbH

abgebildet. Abschließend wurde mit diesem Modell die Verformungsberechnung für die Angabe der Überhöhung erstellt.

Neben der komplexen und anspruchsvollen Geometrie des Überbaus stellt die Gründung der Brücke im Rosenheimer Seeton eine wesentliche Herausforderung sowohl für die Planung als auch für die Realisierung dar. Durch das Zentrum für Geotechnik der Technischen Universität München wurde ein Herstellungs-

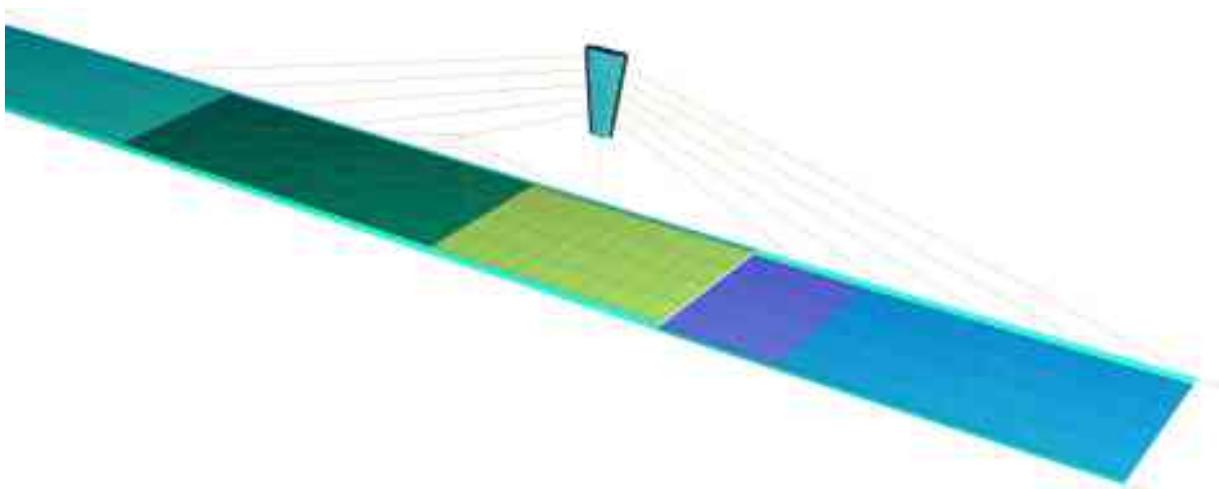


Bild 9 Einbindung Detailmodell Pylonkopf in Stabwerkmodell

© Ingenieurbüro GRASSL GmbH

verfahren entwickelt und an Hand von Pfahlprobebelastungen verifiziert. Parameter, wie die Bohr- und Ziehgeschwindigkeit, das Vorausschlagmaß der Verrohrung, die Wasserauflast, die Prüfung des Bohrloches etc. wurden optimiert und exakt für die Ausführung vorgegeben.

Zur Erhöhung der Tragfähigkeit der Pfahlgründung wurde eine Bodenverbesserung um die Bohrpfähle herum, bestehend aus Verdrängungspfählen und Drainagesäulen, entwickelt. Hiermit konnte die aufnehmbare Mantelreibung erhöht und über die Bohrpfahllängen vergleichmäßigt werden. Abschließend wurde durch das Zentrum für Geotechnik ein Gründungsvorschlag ausgearbeitet, der eine Mischgründung auf Großbohrpfählen mit der Bodenverbesserung durch rings herum angeordnete Verdrängungs- und Drainagesäulen vorsieht (Bild 6). Ein Teil der Belastungen wird durch den verbesserten Boden abgetragen, der Großteil durch die Großbohrpfähle. Hiermit konnte der Nachweis der Gründungselemente erbracht werden. In den Pylonachsen der Brücke über Renkenweg, Mangfall und Mangfallkanal müssen die Gründungselemente ab Unterkante Pfahlkopfplatte 45 m lang sein. Mit einer Aufstandsfläche für die Geräte 5 m oberhalb der Pfahlkopfplattenunterkante ergeben sich 50 m erforderliche Bohrlängen sowohl für die Großbohrpfähle als auch für die Drainage- und Verdrängungspfähle. Im Rahmen der Probebelastungen wurde die Realisierbarkeit dieser Lösung, die mit diesen Ausmaßen und dieser Komplexität in Deutschland erstmalig realisiert wurde, nachgewiesen.

Zur Überprüfung des Bodenverhaltens während der Bauausführung und der Setzungen

darüber hinaus wurde durch das Zentrum für Geotechnik der Technischen Universität München zudem ein Monitoringkonzept ausgearbeitet, welches Gegenstand der Ausschreibung der Bauleistung war und in dieser Form seit Beginn der Baumaßnahme ausgeführt wird.

5 Bauausführung

Ende Oktober 2018 wurde die ARGE aus HA-BAU Hoch- und Tiefbaugesellschaft mbH (Perg, Österreich) und MCE GmbH (Linz, Österreich) beauftragt, die Bauleistung auszuführen. Die Spezialtiefbauarbeiten wurden durch die Firmen Bauer AG (Schrobenhausen) und Menard SAS (Niederlassung München) als Nachunternehmer durchgeführt.

Direkt nach Auftragsvergabe wurden Abstimmungsgespräche mit der Stahlbaufirma (MCE) abgehalten, um die Stahlbaudetails und den vorgesehenen Bauablauf durchzusprechen. Einige Anpassungen hinsichtlich der firmenspezifischen Fertigungs- und Montagerandbedingungen konnten berücksichtigt werden. Mit den abgestimmten Parametern wurde die Überhöhungsberechnung erneut durchgeführt und die Überhöhung übergeben.

Zur Verkürzung der Bearbeitungszeiten für die Werkstattplanung wurde die Systemgeometrie als Grundlage für die Werkstattzeichnungen als Plandarstellung und in Tabellenform dem Werkstattplaner übergeben. Die Stahlbaugeometrie wurde in Abhängigkeit der Querneigung entlang der Trassierungsachse mit Dynamo Studio programmiert und in REVIT abgebildet (Bild 10).

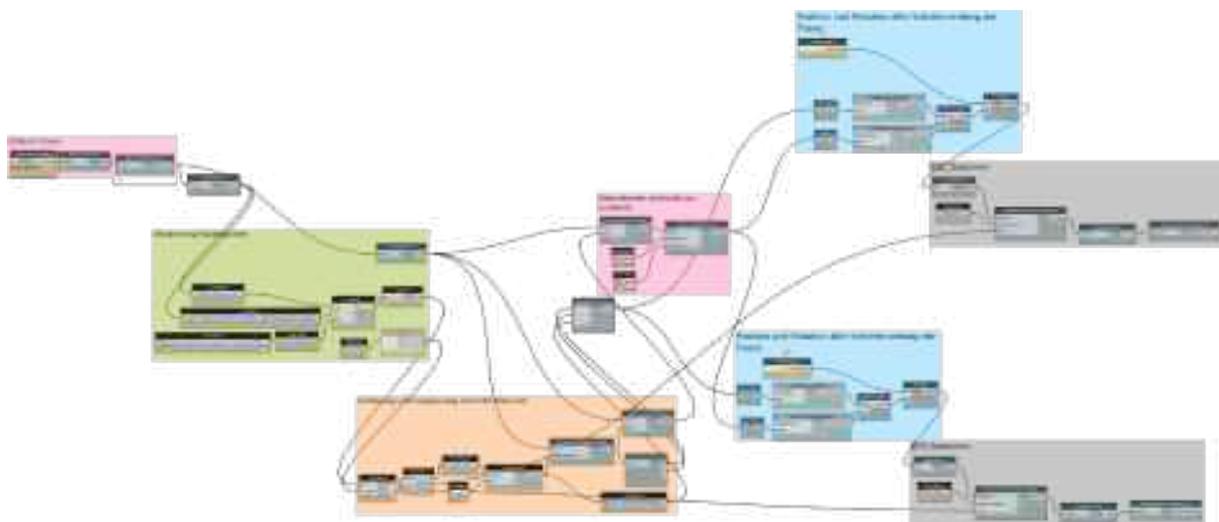


Bild 10 Flussdiagramm Programmierung Stahlbaugeometrie mit Dynamo Studio

© Ingenieurbüro GRASSL GmbH

Neben den oben beschriebenen Detailmodellen hat auch hier die Anwendung neuer Technologien zu einer Verkürzung der Bearbeitungsfristen sowie zu einer Verbesserung der Qualität und Genauigkeit der Ergebnisse geführt.

Im Rahmen der Bauoberleitung und örtlichen Bauüberwachung wurden und werden durch Ingenieur:innen von Grassl die Bauarbeiten überwacht. Die erste Zeit auf der Baustelle hat sich oberirdisch nicht viel getan, da die anspruchsvollen Gründungsarbeiten von Dezember 2018 bis Februar 2020

gedauert haben. Im März 2020 konnte dann mit den Baugrubenarbeiten begonnen werden. Aufgrund des schlechten Bodens waren umfangreiche Spundwandverbauten mit Aussteifungen erforderlich. Für den Einbau der Drainschicht unterhalb der späteren Pfahlkopfplatte wurde zudem ein Pilgerschrittverfahren vorgesehen (Bild 11), sodass immer nur streifenweise der tiefere Aushub mit Einbringen einer bewehrten Sauberkeitsschicht



Bild 11 1. Pilgerschritt bei Achse 20

© Ingenieurbüro Grassl GmbH

erfolgte und bei der Dimensionierung der Spundwand- und der erforderlichen Aussteifungen die räumliche Lastabtragung berücksichtigt werden konnte.

Im Oktober 2019 konnte mit der Herstellung der Unterbauten begonnen werden und für die Anwohner nahm die Brücke endlich auch oberirdisch Gestalt an. Der Überbau wurde ab Juni 2020 hergestellt (Bild 12). Mit der Komplet-



Bild 12 Die ersten Stahlbauschüsse sind auf der Baustelle angekommen

© Ingenieurbüro Grassl GmbH

tierung des Freivorbaus inkl. Seileinbau im Juli 2021 war der Brückenschlag über Mangfall und Mangfallkanal erfolgt. Anschließend wurde die Fahrbahnplatte im Stromfeld betoniert und der Brückenausbau konnte beginnen.

Aktuell laufen die letzten Brückenausbauten und die Lärmschutzwände werden montiert (Bild 13). Die offizielle Verkehrsfreigabe ist zusammen mit der des Anschlussbauwerks Aicherparkbrücke für September 2023 vorgesehen.

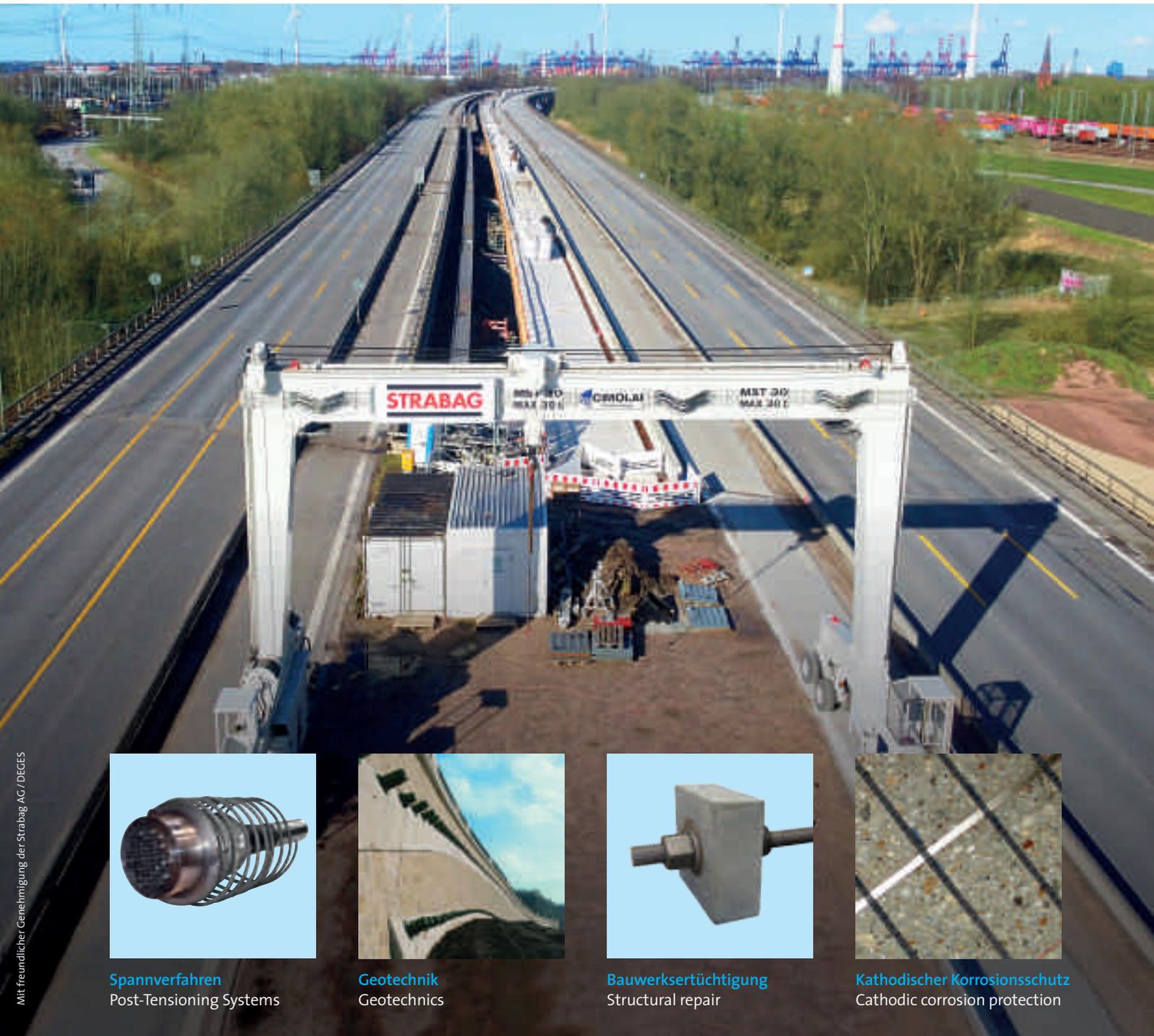
Projektdaten

Bauherr	Freistaat Bayern
Auftraggeber	Staatliches Bauamt Rosenheim
Objekt- und Tragwerksplanung	Bauwerksentwurf, Genehmigungs-, Ausführungsplanung, Vorbereitung der Vergabe und Mitwirken bei der Vergabe: Ingenieurbüro GRÄSSL GmbH, München
Örtliche Bauüberwachung und Bauoberleitung	Ingenieurgemeinschaft SSF + GRÄSSL, München
Fachbauüberwachung Geotechnik	Ingenieurbüro Gebauer, Traunstein
Verkehrsanlagenplanung	Wagner Ingenieure GmbH, München
Baugrundgutachten	Schubert + Bauer GmbH, Ingenieurbüro für Geotechnik, Olching
Geotechnische Beratung	Zentrum für Geotechnik, Technische Universität München
Prüfingenieur	Prof. Dr.-Ing. Robert Hertle, Gräfelfing
Ausführung	ARGE aus HABAU Hoch- und Tiefbaugesellschaft mbH (Perg, Österreich) und MCE GmbH (Linz, Österreich)
Datum der Verkehrsfreigabe	Geplant September 2023
Standort	Rosenheim

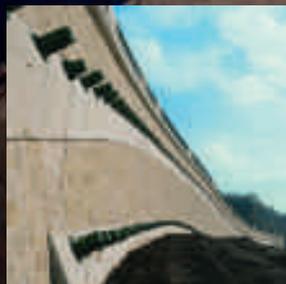


Bild 13 Autofahrerperspektive der fast fertigen Brücke

@ Ingenieurbüro Grassl GmbH



Spannverfahren
Post-Tensioning Systems



Geotechnik
Geotechnics



Bauwerksertüchtigung
Structural repair



Kathodischer Korrosionsschutz
Cathodic corrosion protection

SPANNVERFAHREN POST-TENSIONING SYSTEMS

GEOTECHNIK GEOTECHNICS

BAUWERKSERTÜCHTIGUNG STRUCTURAL REPAIR

KATHODISCHER KORROSIONSSCHUTZ CATHODIC CORROSION PROTECTION

BBV Systems GmbH
Industriestraße 98
67240 Bobenheim-Roxheim
Deutschland
Telefon +49 (0) 6239 9981-0
Telefax +49 (0) 6239 9981-39
info@bbv-systems.com
www.bbv-systems.com



Download unserer
aktuellen Zulassungen



DEUTSCHER
BRÜCKENBAU
PREIS 2023



Das Team des Deutschen Brückenbaupreises bedankt sich bei allen Sponsoren für das großartige Engagement. www.brueckenbaupreis.de

AUSLOBER

SCHIRMHERR

HAUPTSPONSOREN



MIT FREUNDLICHER UNTERSTÜTZUNG VON



Auf den Spuren der alten Römer bis hin zu aktuellen Weltrekorden – Brückenbauexkursion 2022

*Dipl.-Ing. Enrico Baumgärtel, Max Herbers, M.Sc.
Institut für Massivbau, TU Dresden*

Im Sommer 2022 fand die alljährliche Brückenbauexkursion des Instituts für Massivbau der TU Dresden statt. Zusammen mit Prof. Steffen Marx und drei wissenschaftlichen Mitarbeitern nahmen 22 Studierende des Bauingenieurwesens an der elftägigen Exkursion quer durch Frankreich teil. Die knapp 3500 km lange Route führte uns von Dresden über Paris bis an das Mittelmeer und zurück über die französischen Alpen nach Deutschland. Während der elftägigen Exkursion besichtigten wir zahlreiche Brücken sowohl im Bestand als auch im Bau. Moderne und historische Meisterwerke der Ingenieurbaukunst lagen auf unserer Route, wie z. B. der Viaduc de Millau oder der etwa 2000 Jahre alte Pont du Gard. Start der Exkursion war im August während der Semesterferien.

Der Exkursion ging eine ca. halbjährliche Planungsphase voraus, wobei sich die Studieren-

den in einzelnen Arbeitsgruppen organisieren mussten. So gab es einzelne Taskgroups für Routenplanung, Übernachtungen, Mobilität und Sponsoring. Durch die eigenverantwortliche Planung hatten die Studierenden die Möglichkeit, sich bereits im Vorfeld intensiv mit der Exkursion und den zu besichtigenden Bauwerken zu befassen. Der Taskgroup „Sponsoring“ verdanken wir, dass sich auch 2022 wieder viele Firmen und sogar Privatpersonen bereit erklärt haben, unsere Exkursion finanziell zu unterstützen. Ein solches Unternehmen wäre andernfalls nicht realisierbar.

Mit Abschluss der Klausurenphase konnten wir gemeinsam am 15. August frühmorgens in die Exkursion starten. Erster Stopp war die Baustelle im Zuge der BAB A 49 in Schwalmstadt. Dort wurde im ersten Bauabschnitt eine Brücke in semiintegraler Bauweise errichtet. Nach



Bild 1 Rheinkniebrücke

Foto: Johannes Reimer



Bild 2 Besuch der Stadtbahnstrecke U81 in Düsseldorf

Foto: Johannes Reimer

einer informativen Führung des verantwortlichen Bauleiters erreichten wir am Abend das erste Etappenziel in Düsseldorf. Den ersten Abend ließen wir am Fuße der Rheinkniebrücke ausklingen, Bild 1.

cke U81 (Nordstern) in Düsseldorf zu besichtigen, Bild 2. Besonders imposant war die Stahlfachwerkbrücke mit einem obenliegenden Mittelträger, welche im Taktschiebverfahren über die Autobahn A 44 hergestellt wird.

Zu Beginn des zweiten Tages hatten wir die Möglichkeit, die Baustelle der Stadtbahnstrecke

Ziel des zweiten Tages war Paris. Die Reiseroute führte daher über Belgien nach Frankreich. Ers-



Bild 3 Pont de Luzancy

Foto: Max Herbers



Bild 4 Abendstimmung an der Seine

Foto: Johannes Reimer

ter Stopp in „La République française“ war die in Bild 3 dargestellte Brücke Pont de Luzancy. Mit ihren 55 m Spannweite als Zweigelenk-Rahmenbrücke zählt diese Brücke zu den ersten von Eugène Freyssinet entworfenen Spannbetonbrücken in Fertigteilbauweise überhaupt. Die im Jahr 1941 begonnene und 1946 fertiggestellte Brücke besteht in ihrem Oberbau aus drei Kastenträgern mit einer Breite von 1,7 m. Die einzelnen Kastenträger wurden aus 2,4 m langen, in allen Richtungen vorgespannten Fertigteilen zusammengesetzt und mit Spannlitzen verbunden. Die Stegdicken sind mit einer Höhe von 10 cm sehr gering. Die einzelne Trägerhöhe beträgt bei den Widerlagern 1,75 m und im Scheitel 1,22 m. Somit ergibt sich eine Schlankheit von 1:45 [1], [2]. Diese geringe Schlankheit bzw. diese Bauweise war zur damaligen Bauzeit und auch heute noch wegweisend.

Bei bereits einsetzender Dunkelheit konnten wir auf dem Weg zur Stadt der tausend Lichter schon von weiten das Wahrzeichen von Frankreich, den Eiffelturm, erkennen. Die vermutlich letzte Herausforderung des Tages bestand darin, das Parkhaus im Zentrum von Paris zu finden. Allerdings war dieses bei unserer Ankunft bereits geschlossen. Nach mehreren Telefonaten auf Französisch durften wir dankenswerterweise unsere Autos doch noch in der Tiefgarage abstellen.

Am nächsten Morgen besuchten wir unsere Partneruniversität, die Pariser Universität Gustave Eiffel. An der 2020 eröffneten Universität konnten neben dem Besuch der Versuchshallen und dem Austausch über den jeweiligen Forschungsstand neue Kontakte zwischen Studierenden und wissenschaftlichen Angestellten geknüpft werden. Denn auch dies war ein Ziel der Brückenbauexkursion: der Ausbau einer Partnerschaft mit der Universität Gustave Eiffel. Einen Überblick über die spannenden Forschungsthemen erhielten wir von Prof. Jean Michel Torrenti. Zum Abschluss des ersten Tages in Paris verbrachten wir bei Baguette und Wein den Abend an der Seine mit Sicht auf die Brücken der Île de la Cité (Bild 4).

Eine Erkenntnis des vierten Exkursionstages war, dass der Baustellensicherheit auf vielen Baustellen in Frankreich eine große Bedeutung zukommt. Hintergrund war unser Besuch auf der Baustelle „Franchissement Urban Pleyel“. Diese städtische Überführung mit einer Länge von 300 m im Norden von Paris soll die olympischen Sportstätten mit der Metrostation verbinden. Besondere Herausforderung bei dieser Baustelle war der Einschub einer Stahlbrücke im laufenden Bahnbetrieb. Bei einer anschließenden Wanderung entlang der Seine, hielten die Studierenden Kurzvorträge zu ausgewählten Seine-Brücken (Pont des Arts, Pont Neuf,



Bild 5 Exkursionsgruppe vor dem Viaduc de Millau

Foto: Johannes Reimer

Passerelle Simone-de-Beauvoir) und natürlich auch zum Eiffelturm.

Nach zwei Nächten in der Hauptstadt Frankreichs hieß es „Au revoir“. Nächstes Ziel war das südlich von Paris gelegene Gebiet Auvergne-Rhône-Alpes. Auf dem Weg dorthin kam wir am Pont Boutiron, ebenfalls eine Brücke von Eugène Freyssinet, und dem Viaduc de Fades, einer alten Eisenbahnbrücke, vorbei.

Das Ziel des sechsten Tages war für viele von uns eines der Highlights der Exkursion. Nach

einer Besichtigung des Garabit-Viadukts und einem Bad im darunter gelegenen Fluss Truyère hieß der nächste Punkt auf unserer Agenda: Viaduc de Millau. Die in Bild 5 zu sehende Brücke ist mit 2.460 m die längste Schrägkabelbrücke der Welt und zudem die höchste Brücke Europas. Im nahegelegenen Besucherzentrum hatten wir die Möglichkeit, den Entwurfs- und Bauprozess nachzuvollziehen. Die 2004 fertiggestellte Brücke führt die vierspurige Autobahn A 75 in einer Höhe von 270 m über das Tal des Flusses Tarn und besitzt eine maximale Spannweite der sechs Innenfelder von 342 m. Der Viaduc de Millau besteht aus acht Feldern, die von sieben stählernen Pylonen mittels Schrägseilen im Harfensystem getragen werden. Die Spannweite der zwei Randfelder beträgt jeweils 204 m. Das Tragsystem der Brücke entspricht dem einer Multischrägseilbrücke, wobei mehrere Schrägseilbrückenfelder hintereinander gekoppelt sind [3]. Der von Michel Virlogeux und weiteren beteiligten Planern entwickelte Entwurf wurden im Jahr 2006 mit dem „Outstanding Structure Award“ der IABSE ausgezeichnet.

Am siebten Tag ging es weiter nach Montpellier ans Mittelmeer. Während ein



Bild 6 Pont du Gard

Foto: Chongjie Kang



Bild 7 Sonnenaufgang in den französischen Alpen

Foto: Max Herbers

Teil der Gruppe sich am Mittelmeer entspannte, nutzen andere die Zeit für einen kleinen Rundgang in der historischen Altstadt. Anschließend war das nächste Etappenziel der Pont du Gard (Bild 6), ein ca. 2000 Jahre altes römisches Aquädukt. Die etwa im Jahr 50 n. Chr. errichtete Steinbogenbrücke mit drei Ebenen bildete einen Teil des römischen Aquädukts bei Nîmes. Die aus 52 Bögen bestehende Brücke ist eines der besterhaltenen Meisterwerke römischer Baukunst. Die einzelnen Bögen sind zwischen 3 und 6 m breit. Das Bauwerk nutzt den echten Bogen als Haupttragwerk. Somit können die entstehenden Druckkräfte ideal in die Auflagerpunkte abgeleitet werden [4].

Nach einem erfrischenden Bad in der Garonne unterhalb des Pont du Gard konnte die Fahrt zum letzten Tagesziel, Avignon, angegangen werden. Mit einer kleinen Stadttour durch die Altstadt von Avignon und einem Restaurantbesuch beendeten wir den Tag.

Nach einer Nacht auf der Rhoneinsel Île des Papes in Avignon hieß der erste Stopp „Pont Julien“. Diese Steinbogenbrücke wurde bereits im Jahr 3 v. Chr. errichtet und wird noch heute als Radweg genutzt [5]. Der Pont Julien gilt als eine der am besten erhaltenen römischen Brücken in ganz Frankreich. Im Anschluss besuchten wir die Baustelle des größten Kernfusionsreaktors der Welt, dem ITER. Nach einer interessanten Führung war das Tagesziel der Campingplatz am Grand Lac de Laffrey. Dieser, in den französischen Voralpen gelegene, Bergsee bildete mit

seiner spektakulären Landschaft für viele von uns ein weiteres Highlight der Exkursion.

Der neunte Tag begann um 4 Uhr morgens mit einer Wanderung auf einen nahen gelegenen Berg zum Sonnenaufgang. Trotz der frühen Uhrzeit und frischen Temperaturen trauten sich 13 Teilnehmer aus ihren warmen Schlafsäcken. Zur Belohnung gab es einen wunderschönen Sonnenaufgang, den wir bei Baguette und Espresso auf dem Gipfel des Berges genießen konnten (Bild 7). Nachdem die wärmende Sonne erschienen ist, ging es zurück zum Campingplatz, wir bauten unsere Zelte ab und fuhren weiter zur Hängebrücke Passerelle Himalayenne. Dort angekommen, konnte experimentell das dynamische Verhalten von leichten Drahtseilhängebrücken untersucht werden – zur Freude der Studierenden, zum Leid der restlichen Wanderer und Touristen. Die nächsten Stopps legten wir an der Monteynard-Talsperre und dem Cize-Bolozon-Viadukt ein.

Der vorletzte Tag der Exkursion führte die Gruppe nach Strasbourg im Elsass. In Strasbourg besichtigten wir neben dem Port du Rhin mehrere alte Bogenbrücken und die Passarelle de deux rives – die Rheinquerungen zwischen Deutschland und Frankreich. Am letzten gemeinsamen Abend genossen wir die elsässische Kultur mit Flammkuchen und regionalem Weißwein.

An unserem letzten Tag hatten wir die Möglichkeit, das Fertigteilwerk von Max Bögl in

Sengenthal zu besichtigen (Bild 8). Auffällig waren die Sauberkeit und Ordnung im Werk sowie die sehr schlanken und optimal ineinandergreifenden Prozesse, z. B. zur Herstellung von Turmsegmenten von Windenergieanlagen. Nach einer letzten Etappe kamen am Abend des 11. Tages alle Exkursionsteilnehmer gesund und glücklich in Dresden an.



Bild 8 Führung durch das Betonfertigteilwerk von Max Bögl

Foto: Johannes Reimer

2022 war ein voller Erfolg für alle Beteiligten. Die Gruppe hat sich bereits vor der Exkursion zu einer tollen Einheit entwickelt. Viele neue Eindrücke konnten gewonnen werden und wir hatten die Möglichkeit, die theoretischen Inhalte der Vorlesung anhand realer Bauwerke zu vertiefen. Der Abschluss der Exkursion bestand daraus, dass eine Exkursionsbroschüre in Zusammenarbeit mit allen Beteiligten erstellt und veröffentlicht wurde. Der gesamte Exkursionsbericht ist digital auf der Website des Instituts für Massivbau der TUD Dresden erhältlich.

Dank

An dieser Stelle möchten wir uns bei allen Unterstützern bedanken, die diese Reise ermöglicht und für uns unvergesslich gemacht haben. Vielen Dank!

- ❑ GTU Mobility GmbH & Co. KG, Isernhagen
- ❑ IGS Ingenieure GmbH Co. KG, Leipzig
- ❑ Brale Bau GmbH, Zahna-Elster
- ❑ Prof. Dipl.-Ing. Holger Svensson, Zeuthen
- ❑ Freunde des Bauingenieurwesens der TU Dresden e. V., Dresden
- ❑ Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Dresden
- ❑ K&K Baugesellschaft mbH, Torgau

- ❑ Ingenieurbüro Schulze & Rank – Ingenieurgesellschaft mbH, Chemnitz
- ❑ Becker Bauunternehmen, Meppen
- ❑ BPM Ingenieurgesellschaft, Freiberg
- ❑ Fakultät Bauingenieurwesen, TU Dresden

Literatur

- [1] Fernández-Ordóñez, D.: Eugène Freyssinet: „I was a born builder“. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 28. Dresdner Brückenbausymposium am 12./13.03.2018 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2018, S. 101–126.
- [2] Jartoux, P.: The Work of Eugène Freyssinet: The Most Significant Bridges of his Career. *docomomo* 45 (2011), S. 30–41 – DOI: 10.52200/45.A.VFKHFTLE
- [3] Virlogeux, M.: Der Viadukt über das Tarntal bei Millau – Von den ersten Entwurfsgedanken bis zur Fertigstellung. *Bautechnik* 83 (2006) 2, S. 85–107 – DOI: 10.1002/bate.200610010
- [4] Fiches, J.-L.: Le pont du Gard. Languedoc-Roussillon. Paris: Monum, Ed. du Patrimoine (Itinéraires), 2001.
- [5] Wittfoht, H.: Building bridges. History, technology, construction. Düsseldorf: Beton-Verlag, 1984.

NEUE

PERSPEKTIVEN DENKEN

Ihr starker Partner im Brückenbau



Visualisierung: J. Skrabania

Damaschkebrücke, Kassel

Wenn Sie mehr über unsere Projekte wissen möchten, besuchen Sie unsere Website oder folgen Sie uns auf **Xing** und **LinkedIn!**

www.ehs-ingenieure.de

Für Sie vor Ort in Lohfelden, Braunschweig, Erfurt, Essen, Hamburg, Schwerin und Stuttgart!

EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH





CO₂-Emissionen über den Lebenszyklus reduzieren mit dem rostfreien Betonstahl Top12



350 kg CO₂
pro Tonne Stahl
sparen



Mit 100%
grünem Strom
erschmolzen



Optional mit
Green Steel
Zertifikat



CO₂ und Kosten
im Lebenszyklus
reduzieren



Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbrücken über kostenlose Webanwendung

Dr. Marc Zintel¹, Christian Linden¹, Prof. Dr. Ueli Angst²

Zusammenfassung

Die Schädigung der Verkehrsinfrastruktur wird zu einem großen Teil durch chloridinduzierte Korrosion verursacht. Schäden an stark exponierten Brückenbauteilen im Spritzwasserbereich (XD3: z. B. Kappen und Mittelpfeiler) treten häufig vor Ende der geplanten Lebensdauer auf und verursachen enorme Instandsetzungskosten. Obwohl anerkannte Modelle zur probabilistischen Lebensdauerbemessung vorliegen und in Regelwerken verankert sind, ist deren Anwendung und damit die Überprüfung der Bemessung aufgrund komplizierter und kostenintensiver Statistiksoftware derzeit nur Experten vorbehalten.

Mit Hilfe der neu entwickelten und frei zugänglichen Webanwendung „OCIMA“ (*Online Corrosion Initiation Modeling App*) können Ziel Lebensdauern auf Bauteilebene bereits in der Planungsphase überprüft werden. Werden die Ziellebensdauern nicht erreicht, kann die Wirkung betontechnologischer Optimierungen live abgeschätzt werden.

1 Einleitung

Der Bestand an Brückenbauwerken im Bundesfernstraßennetz besteht zu einem großen Teil aus Stahl- und Spannbetonkonstruktionen. Bei der Planung dieser Bauwerke stehen die Baukosten im Vordergrund. Die Kosten für die spätere Erhaltung und Instandsetzung (Lebenszykluskostenansatz) werden bisher nur selten als Entscheidungskriterium bei der Ausschreibung und Vergabe berücksichtigt.

Bereits in der jüngeren Vergangenheit [1] wurde darauf hingewiesen, dass bei der Planung und Ausführung von Tunnel- und Brückenbauwerken der Aspekt der Dauerhaftigkeit, insbesondere im Hinblick auf chloridinduzierte Bewehrungskorrosion, bisher vernachlässigt wird. Eine aktuelle Analyse [2] zeigt, dass sich dies heute auf die untersuchten Schäden an Verkehrsbauwerken auswirkt – hier beträgt der Anteil der Schäden infolge chloridinduzierter Bewehrungskorrosion am Gesamtschadensaufkommen der Brückenbauwerke im deutschen Autobahnnetz ca. 77 %, vgl. Bild 1.

Nach [3] betragen die direkten Kosten der Korrosion an Ingenieurbauwerken im Straßennetz der Schweiz bzw. der USA ca. 0,1 % des Bruttoinlandsprodukts (BIP). Überträgt man diesen Ansatz auf das durchschnittliche BIP der vergangenen fünf Jahre in Deutschland (2018 bis 2022), so kann von jährlichen direkten Kosten durch Korrosion an Ingenieurbauwerken im deutschen Straßennetz in Höhe von 3,6 Mrd. € ausgegangen werden.

Werden die angestrebten Ziellebensdauern nicht erreicht und entsprechende Instandsetzungen erforderlich, sind hohe Kosten sowie Einschränkungen der Verfügbarkeit während der laufenden Maßnahmen (z. B. Staus) die Folge. Aus diesem Grund hat das Bundesministerium für Digitales und Verkehr (BMDV) in

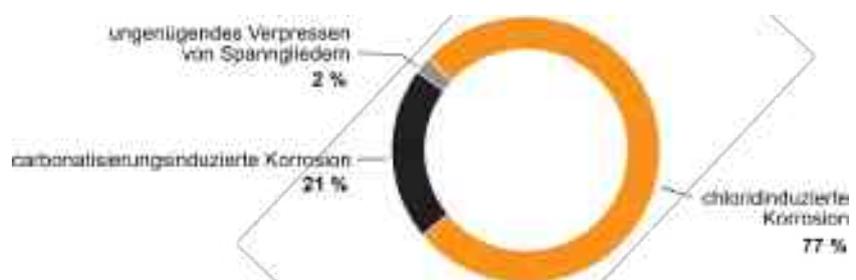


Bild 1 Verteilung von Schäden an Brückenbauwerken im Deutschen Autobahnnetz
Diagramm: Steeltec AG, nach [2]

¹ Steeltec AG, Emmenbrücke (Schweiz)

² Institute for Building Materials (IfB), ETH Zürich (Schweiz)

jüngster Zeit mehrere Pilotprojekte initiiert, in denen die Dauerhaftigkeit verschiedener Verkehrsbauwerke durch konstruktive und materialtechnische Maßnahmen optimiert werden soll (z. B. Tunnel Eching/Etterschlag [4]).

Neuere Erkenntnisse für Stahlbetonbrücken [5] zeigen, dass die externen Umweltwirkungen (z. B. durch Staus infolge von Instandsetzungen) die Umweltwirkungen der Herstellung je nach Wirkungskategorie um ein Vielfaches übersteigen können. Im Falle der CO₂-Emissionen (*Global Warming Potential*, GWP) übersteigen die externen Umweltwirkungen die Umweltwirkungen der Herstellung der Brücke um etwa den Faktor 4!

Daraus lässt sich für den Brückenbau eindeutig ableiten, dass eine nachhaltige Bauweise nur durch eine 100%ige Verfügbarkeit über die gesamte Lebensdauer ohne Instandsetzung erreicht werden kann. Die Fokussierung auf rein herstellungsbedingte CO₂-Emissionen bei der Auswahl von Bauwerksvarianten greift folglich zu kurz und kann bei einer Betrachtung über den gesamten Lebenszyklus zu deutlichen Fehleinschätzungen führen.

2 Regelung der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken: Status Quo und Ausblick

Die Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken wird derzeit durch die Einhaltung deskriptiver Regeln (z. B. Betondeckung, Betonfestigkeit, w/z-Wert) bestimmt. Die in den Normen der Reihe DIN EN 1992-1-1 [6] und DIN EN 206-1 [7] deskriptiv festgelegten Anforderungen sollen für die jeweilige Expositionsklasse eine Nutzungsdauer von mindestens 50 Jahren sicherstellen. Eine leistungsbezogene Bewertung nach dem Performance-Konzept gemäß DIN EN 1990 [8] und analog zur Tragwerksbemessung ist bisher die Ausnahme (z. B. für 100 Jahre Lebensdauer).

Praktische Erfahrungen zeigen, dass mit dem deskriptiven Ansatz selbst angestrebte Nutzungsdauern von 50 Jahren hinsichtlich der chloridinduzierten Betonstahlkorrosion nicht in jedem Fall mit ausreichender Wahrscheinlichkeit erreicht bzw. teilweise sogar deutlich verfehlt werden [9]. Dies bedeutet, dass bei sehr hohen XD3-Chloridbelastungen im Infrastrukturbereich die Ziellebensdauer von 50 Jahren mit den derzeitigen Regeln zum Teil nicht gewährleistet werden kann. Es ist wei-

terhin anzumerken, dass eine Ziellebensdauer von 100 Jahren derzeit nicht durch den deskriptiven Ansatz abgedeckt ist, jedoch häufig für Infrastrukturbauwerke gefordert wird.

Bestehende Bemessungskonzepte auf Basis geprüfter Leistungsfähigkeiten (Performance, z. B. Chlorideindringwiderstand nach BAW [10]) sind in der Regel aufwändiger und erfordern zudem spezielles Fachwissen und spezielle Software. Mit der Entwicklung eines semiprobabilistischen Nachweiskonzeptes zur Dauerhaftigkeitsbemessung mit Hilfe von Bemessungsnomogrammen wurde eine wegweisende Vereinfachung erreicht [11].

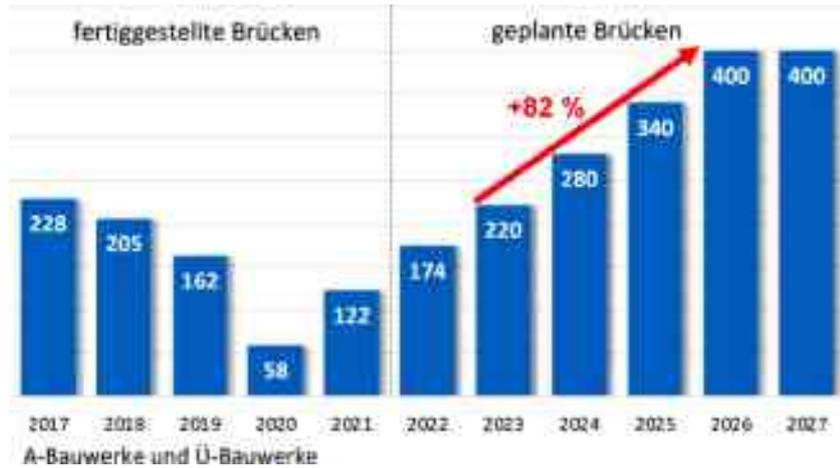
In der europäischen Normung (pr EN 1992-1-1, kurz EC2 [12]) wird derzeit die Einführung eines leistungsbezogenen Dauerhaftigkeitskonzeptes für Stahlbetonbauwerke angestrebt. Grundlage dieses Konzeptes sind Prognosemodelle (analog [13]) für die Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken. In diesem Zusammenhang ist eine neue Klassifizierung von Betonen in sogenannte Expositionswiderstandsklassen (XRDS) vorgesehen. Es ist zu erwarten, dass Mindestbetondeckungen für XD zukünftig in Abhängigkeit vom Chlorideindringwiderstand des Betons über XRDS variiert werden können. Zusätzliche Reduzierungen der Betondeckung werden voraussichtlich z. B. für höherlegierten Betonstahl möglich sein.

Der Übergang vom deskriptiven zum Performance-Ansatz ist auch unter dem Aspekt neuer klinkerreduzierter Zemente und der Ressourcenschonung (gezielter Materialeinsatz) ein wichtiger Baustein für einen nachhaltigen Brückenbau. Daraus lassen sich Anforderungen an einen Performance-Ansatz ableiten:

1. **Mit neuen Bindemitteln bemessen können.** Trifft der bisherige deskriptive Ansatz noch auf die neue Bindemittelgeneration zu? Langzeitverhalten?
2. **Neue Bindemittel effizient einsetzen.** Ein gutes Verhältnis zwischen der Einwirkung (S) und dem Widerstand (R) ist erforderlich.
3. **Mit neuen Bindemitteln dauerhaft bauen.** Kompensation möglicher Nachteile hinsichtlich der Dauerhaftigkeit (Karbonatisierungsgeschwindigkeit, Chlorideindringwiderstand), z. B. durch selektiven Einsatz nichtrostender Bewehrung.
4. **Vorteile des Lebenszyklusansatzes heben.** Lebenszykluskostenvergleiche in der Pla-

nungsphase sind nur mit verlässlichen Prognosemodellen bis zu 100 Jahren möglich!

Unter Berücksichtigung des vom BMDV aufgestellten Brückenmodernisierungsprogramms (vgl. [14]) ist in Deutschland in den nächsten Jahren mit einem deutlichen Anstieg der Anzahl der Brückenmodernisierungen zu rechnen, siehe Bild 2.



Die Autobahn GmbH hat sich zum Ziel gesetzt, die Zahl der fertig sanierten Brücken schrittweise von derzeit 220 im Jahr 2023 auf 400 im Jahr 2026 zu erhöhen. Dies entspricht einer prozentualen Steigerung von 82 %. Generelles Ziel ist es, innerhalb von zehn Jahren alle rund 4.000 Brücken des Brückenmodernisierungsnetzes zu verstärken oder zu erneuern.

Bild 2 Geplante Steigerung der Brückenmodernisierung im Bereich der Autobahn
Diagramm: BMDV, aus [14]

Allein bei den zahlreichen Ersatzneubauten könnten durch eine einfache (webbasierte) Kontrolle der Ziellebensdauern für neuralgische Bauteile wie Kappen oder Mittelpfeiler die Lebenszykluskosten über die nächsten 50 bzw. 100 Jahre um ein Vielfaches reduziert werden [15]. Darüber hinaus werden durch den Wegfall von Instandsetzungsarbeiten direkt und indirekt (externe Umwelteffekte, z. B. durch Staus) hohe CO₂-Emissionen vermieden.

Chloridtransport durch die Betondeckung wird durch ein modifiziertes Diffusionsgesetz beschrieben und damit die Chloridkonzentration an der Stahloberfläche im Beton über die Zeit vorhergesagt. Sobald diese Chloridkonzentration einen kritischen Grenzwert, den sogenannten kritischen Chloridgehalt C_{crit} , überschreitet, wird davon ausgegangen, dass Bewehrungskorrosion einsetzt. Das Konzept zur Modellierung der Korrosionsinitiierung ist in Bild 3 schematisch dargestellt und in der vorliegenden Webapplikation „OCIMA“ (*Online Corrosion Initiation Modeling App*) umgesetzt.

3 Probabilistische Lebensdauerbemessung

3.1 Allgemein

Die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton unter Chlorideinwirkung wird in vielen Fällen, wie in Abschnitt 1 für Brücken gezeigt, durch chloridinduzierte Bewehrungskorrosion bestimmt. Die chloridinduzierte Korrosion ist in der Regel eine lokale Korrosionsform, die häufig durch hohe Korrosionsgeschwindigkeiten (je nach Bedingungen bis zu 1 mm/a) gekennzeichnet ist. Aus diesem Grund wird die Lebensdauer häufig konservativ mit der Initiierung der Bewehrungskorrosion gleichgesetzt.

Da bekannt ist, dass viele Modellparameter statistisch streuen, z. B. die Betondeckung oder die Diffusionseigenschaften des Betons, ist es üblich, dieses Modell probabilistisch zu berechnen. Konkret bedeutet dies, dass alle Modellparameter durch eine statistische Verteilung beschrieben werden. Gängige statistische Verteilungen sind z. B. die Normalverteilung oder die Lognormalverteilung.

Der internationale Sachstand [13], [16]–[19] sieht vor, dass die Initiierung der Bewehrungskorrosion im Beton mit folgendem Ansatz konzeptionell beschrieben werden kann: Der

Als Folge der statistischen Streuung der Einflussgrößen sind sowohl der Widerstand C_{crit}

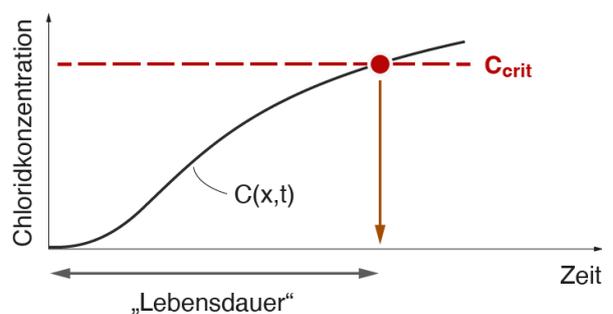


Bild 3 Konzept zur Modellierung der Korrosionsinitiierung
Grafik: Steeltec AG

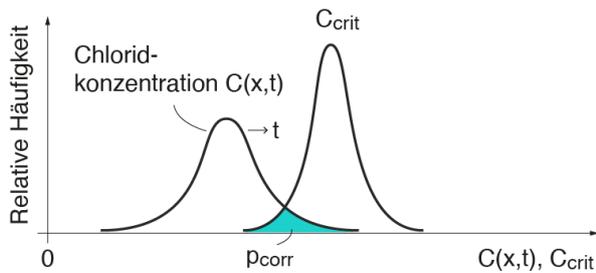


Bild 4 Probabilistisches Modell mit streuender Einwirkung (Chloridkonzentration auf Bewehrungstiefe x zur Zeit t) und streuendem Widerstand (kritischer Chloridgehalt C_{crit}) Grafik: Steeltec AG

als auch die Einwirkung $C(x,t)$ keine deterministischen Größen, sondern können als streuende Größen gegenübergestellt werden. Dieser Zusammenhang ist in Bild 4 dargestellt.

In der Regel ist es nicht möglich, dieses Problem analytisch zu lösen. Um die Korrosionswahrscheinlichkeit p_{corr} zu berechnen, stützt sich OCIMA deshalb auf Monte-Carlo-Simulationen mit einem an der ETH Zürich entwickelten Algorithmus (30.000 Iterationen pro Rechenlauf bei 2–3 s Rechenzeit). Dies ermöglicht die Gegenüberstellung der Verteilungen von Widerstand und Einwirkung über die Zeit und die Berechnung von p_{corr} zu jedem Zeitpunkt. In der Dauerhaftigkeitsmodellierung ist es üblich, anstelle von p_{corr} dessen Umrechnung in den sogenannten Zuverlässigkeitsindex β zu verwenden. Der Zusammenhang zwischen p_{corr} und β ergibt sich aus folgender Gleichung (1):

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_{corr}) \quad (1)$$

Der Zuverlässigkeitsindex β für die Bewehrungskorrosion wird üblicherweise im Bereich von 1,5 bis 0,5 angenommen, was einer Korrosionswahrscheinlichkeit im Bereich von 7 % bis 31 % entspricht [20].

In OCIMA wird die Korrosionswahrscheinlichkeit p_{corr} als Funktion der Zeit dargestellt, da dieser Wert intuitiv leichter zu verstehen ist als die Umrechnung in den Zuverlässigkeitsindex.

3.2 Modell für den Chloridtransport

Analog zum *fib Model Code for Service Life Design* [13] wird für die Modellierung des Chloridtransports durch den ungerissenen Beton folgende Gleichung verwendet:

$$C(x,t) = C_s \cdot \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x - 0,01}{2 \cdot \sqrt{D_{app,0} \cdot \left(\frac{t_0}{t} \right)^n \cdot t}} \right) \right) \quad (2)$$

Mit den folgenden Parametern:

$C(x,t)$	Chloridkonzentration im Beton auf Bewehrungsniveau zum Zeitpunkt t , bezogen auf den Zementgehalt z , in M.-%/z
C_s	Chloridkonzentration im Beton in einer Tiefe von 10 mm (μ, σ) in M.-%/z
erf	Gauss'sche Fehlerfunktion
x	Betondeckung (μ, σ) in mm
$D_{app,0}$	Referenz-Diffusionskoeffizient gemessen zum Zeitpunkt t_0 (μ, σ) in m^2/s
t	Zeit in s
n	Alterungsexponent [-]
$C_{crit,B500B}$	Kritischer Chloridgehalt für konventionellen B500B (μ, σ) in M.-%/z
$C_{crit,Top12}$	Kritischer Chloridgehalt für Top12 (μ, σ) als Edelstahlbewehrung [21] in M.-%/z

Gleichung (2) wurde aus dem Fick'schen Diffusionsgesetz abgeleitet, insbesondere für den Fall der eindimensionalen Diffusion und unter der Annahme bestimmter Randbedingungen, die im Allgemeinen als repräsentativ für die am Bauwerk vorliegenden Verhältnisse angesehen werden. Basierend auf einer umfangreichen Datensammlung und Analyse von kritischen Chloridgehalten (C_{crit}) wurde festgestellt, dass C_{crit} gut durch eine Lognormalverteilung dargestellt werden kann [22].

4 OCIMA – Online Corrosion Initiation Modeling App

Der oben beschriebene Ansatz wurde in der frei zugänglichen Webanwendung OCIMA umgesetzt. Damit ist es möglich, bereits in der Planungsphase die angestrebten Nutzungsdauern zu überprüfen und ggf. die Wirkung von Gegenmaßnahmen, wie z. B. optimierte Betontechnologie, angepasste Betondeckung etc. schnell abzuschätzen.

Innerhalb von OCIMA wird der Anwender zunächst anhand des Projektstandortes, einer Bauwerksauswahl (Brücke, Tunnel, Parkhaus) und einer zugehörigen Bauteilauswahl (z. B. Brücke → Mittelpfeiler) durch das Programm geführt. Für alle notwendigen Eingabeparameter, wie z. B. die anzusetzende Chloridbelastung

C_s oder die tolerierbare Korrosionswahrscheinlichkeit p_{corr} für die Grenzzustandsberechnung, werden Empfehlungen gegeben. Um die Lebensdauerberechnung zu starten, müssen lediglich der Bindemitteltyp inkl. w/z-Wert definiert und die Betondeckung angegeben werden.

Das Berechnungsergebnis stellt eine Abschätzung der Dauerhaftigkeit in Form einer erreichbaren Nutzungsdauer in Jahren dar. Das Ergebnis kann durch Anpassung der Parameter optimiert werden, z. B. durch Wahl eines anderen Bindemittels oder durch Anpassung der Betondeckung. Die Ergebnisanzeige beinhaltet einerseits die mit konventionellem Betonstahl (B500B) erreichbare Lebensdauer und andererseits die mit Top12 als nichtrostende Bewehrung erreichbare verlängerte Lebensdauer ($C_{crit,Top12} >> C_{crit,B500B}$). Bild 5 zeigt einen Screenshot der Anwendung mit der Darstellung einer Beispielrechnung für einen Brückenmittelpfeiler auf einer Autobahn. Links neben der Ergebnisdarstellung (Kurvendarstellung und erreichte Lebensdauern) sind die für die Berechnung gewählten, aber auch nachträglich noch veränderbaren Eingangsparameter aufgeführt.

Grundsätzlich umfasst die Webanwendung OCIMA zwei Modi: Für den ersten, sogenannten Standardmodus sind keine Vorkenntnisse erforderlich, hier wird der Benutzer durch Abfragen und ergänzende Hinweise durch das Programm geführt. Die entsprechenden Antworten bzw. die getroffene Auswahl (z. B. Zementart mit w/z-Wert) werden im Hintergrund z. T. direkt in relevante Modellparameter übersetzt. Alle im Standardmodus verwendeten und damit im Backend verknüpften Modelleingabeparameter basieren auf anerkannten Literaturangaben, z. B. [23].

Das Berechnungsergebnis mit den gewählten Parametern kann als PDF-Dokument zur Archivierung heruntergeladen werden. Um frühere Berechnungen mit den aktuellen Ergebnissen vergleichen zu können, steht ein Dropdown-Menü zum Wiederaufrufen früherer Berechnungen zur Verfügung.



Bild 5 Screenshot der frei zugänglichen Webanwendung OCIMA im Standardmodus
Screenshot: Steeltec AG

Im zweiten, sogenannten Expertenmodus (nur in englischer Sprache verfügbar) können alle Modelleingangsparameter als statistische Kenngrößen mit Mittelwert (μ) und Standardabweichung (σ) frei numerisch eingegeben werden. Zusätzlich besteht in diesem Modus die Möglichkeit, die Ergebnisdaten als CSV-Datei zu exportieren und damit extern weiterzuverarbeiten.

Ziel der Webanwendung OCIMA ist es, die Lebensdauerabschätzung für Planer, Eigentümer oder Betreiber, die keinen Zugang zu spezieller Statistiksoftware haben, so einfach und intuitiv wie möglich zu gestalten. Hierdurch soll das Bewusstsein für die Dauerhaftigkeit geschärft und den Fachleuten ein Werkzeug an die Hand gegeben werden, mit dem sie den Einfluss verschiedener Eingabeparameter schnell abschätzen und verstehen können.

Obwohl das implementierte Lebensdauermodell dem international anerkannten Stand der Technik entspricht, möchten wir betonen, dass Simulationen immer stark von den getroffenen Annahmen abhängen und daher keine absoluten Lebensdauern liefern können. Das Ergebnis sind vielmehr Eintrittswahrscheinlichkeiten für die Korrosionsinitiierung, die eine wertvolle Entscheidungshilfe bei der Auswahl verschiedener Ausführungsvarianten darstellen. Ein Beispiel ist der Vergleich verschiedener Stahlgüten, nämlich die Verwendung von Top12 als nichtrostende Bewehrung mit höherem Korrosionswiderstand [21] als konventioneller Betonstahl B500B.

Eine solche modellgestützte Entscheidungsfindung in der Planungsphase ist ein wichtiger Schritt, um ungewollt frühzeitige Instandsetzungen und deren negative ökonomische und ökologische Folgen zu vermeiden.

Die Webanwendung OCIMA ist im Standardmodus kostenlos und frei zugänglich unter www.ocima-swisssteel-group.com. Der Zugang zum Expertenmodus ist auf individuelle Anfrage grundsätzlich möglich.

Literatur

- [1] Schießl-Pecka, A.; Willberg, U.; Rausch, A.; Bäuml, W.: 100 Jahre Dauerhaftigkeit für Brücken- und Tunnelbauwerke. *Beton- und Stahlbetonbau* 113 (2018), S. 746–755 – DOI: 10.1002/best.201800032
- [2] Breit, W.: Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt – Grenzwerte, Empfehlungen. In: InformationsZentrum Beton GmbH (Hrsg.): Tagungsunterlagen vom 4. Münchner Bausymposium „Tiefgaragen – Neues aus der Praxis“, 26.09.2019 in München, Hochschule München, 2019.
- [3] Yilmaz, D.; Angst, U.: Korrosionsbedingte Kosten an Ingenieurbauwerken im Schweizer Straßennetz. *Beton- und Stahlbetonbau* 115 (2020), S. 448–458 – DOI: 10.1002/best.202000004
- [4] Willberg, U.; Schneck, U.; Schießl-Pecka, A.: A 96 Tunnel Eching und Ettersschlag – Alternative Betoninstandsetzung. In: Schäfer, F. (Hrsg.): Tagungsband Kolloquium Straßenbau in der Praxis, 29./30.01.2019 in Esslingen, Techn. Akademie Esslingen, 2019, S. 503–507.
- [5] Zinke, T.: Nachhaltigkeit von Infrastrukturbauwerken – Ganzheitliche Bewertung von Autobahnbrücken unter besonderer Berücksichtigung externer Effekte. Diss., Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, 2016 – DOI: 10.5445/KSP/1000053695
- [6] 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: 2011-01 mit A1-Änderung: 2015-03.
- [7] DIN EN 206:2021-06: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206: 2013+A2: 2021.
- [8] DIN EN 1990:2021-10: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010.
- [9] Rahimi, A.; Gehlen, C.: Semiprobabilistische Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauten unter Chlorideinwirkung. *Beton- und Stahlbetonbau* 113 (2018), S. 13–21 – DOI: 10.1002/best.201700062
- [10] Bundesanstalt für Wasserbau (BAW, Hrsg.): BAW Merkblatt „Chlorideindringwiderstand von Beton (MCL)“. Karlsruhe, 2012 – www.baw.de.
- [11] Rahimi, A.: Semiprobabilistisches Nachweiskonzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Schriftenreihe des DAfStb, Heft 626, Berlin: Beuth, 2016.
- [12] DIN EN 1992-1-1:2021-10 – Entwurf Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke; Deutsche und Englische Fassung prEN 1992-1-1:2021.
- [13] Federation internationale du beton (fib, Hrsg.): Bulletin 34: Model Code for Service Life Design. Lausanne, 2006 – DOI: 10.35789/fib.BULL.0034
- [14] Gunreben, Y.-C.: Brückenbilanz und Zukunftspaket leistungsfähige Autobahnbrücken. Vortrag auf der VDI-Fachtagung „Zukunftsprogramm Brückenmodernisierung“ am 23./24.11.2022 in Bonn.
- [15] Schießl-Pecka, A.; Rausch, A.; Zintel, M.; Linden, C.: Lebenszykluskostenbetrachtungen für chloridexponierte Bauteile von Brücken- und Tunnelbauwerken. *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019), S. 767–775 – DOI: 10.1002/best.201900038
- [16] Tang, L.; Nilsson, L. O.; Basheer, P. A. M.: Resistance of Concrete to Chloride Ingress: Testing and modelling. Abingdon: Spon Press, 2012.
- [17] Bundesanstalt für Wasserbau (BAW, Hrsg.): BAW Merkblatt „Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauwerken bei Carbonatisierung und Chlorideinwirkung (MDCC)“. Karlsruhe, 2019.
- [18] Gehlen, C.; Mayer, T. F.; von Greve-Dierfeld, S.: Lebensdauerbemessung. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2011: Kraftwerke, Faserbeton, Berlin: Ernst & Sohn, 2011, S. 229–278.
- [19] Gehlen, C.: Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken – Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion. In: Deutscher Ausschuss für Stahl-

- beton (DAfStb, Hrsg.): Schriftenreihe des DAfStb, Heft 510, Berlin: Beuth, 2000.
- [20] Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J. Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), S. 837–839 – DOI: 10.1002/best.200808229
- [21] Käthler, C. B.; Ebell, G.; Keßler, S.; Schiegg, Y.; Dauberschmidt, C.; Angst, U. M.: A comparison of methods to assess the resistance of reinforcing steel against chloride-induced corrosion in concrete: Particular consideration of 12% chromium steel. Mater. Corros. 73 (2022), S 1–20 – DOI: 10.1002/maco.202112826
- [22] Boschmann Käthler, C.; Angst, U. M.; Aguilar, A. M.; Elsener, B.: A systematic data collection on chloride-induced steel corrosion in concrete to improve service life modelling and towards understanding corrosion initiation. Corrosion Science 157 (2019), S. 331–336 – DOI: 10.1016/j.corosci.2019.06.008
- [23] Federation internationale du beton (fib, Hrsg.): Bulletin 76: Benchmarking of deemed-to-satisfy provisions in standards: Durability of reinforced concrete structures exposed to chlorides. Lausanne, 2015.

Bundesingenieurkammer (Hrsg.)
Ingenieurbaukunst 2023

Made in Germany

- die besten aktuellen Projekte von Bauingenieur:innen aus Deutschland
- neue Entwicklungen beim Bauen mit und im Bestand auf Bauwerks-, Bauteil- und Baustoffebene
- inspiriert vom Symposium Ingenieurbaukunst – Design for Construction #IngD4C

Das Buch diskutiert das Planen und Bauen mit und im Bestand und zeigt wichtige aktuelle Bauwerke von Ingenieur:innen aus Deutschland. Herausgegeben von der Bundesingenieurkammer werden hier die Leistungen des deutschen Bauingenieurwesens dokumentiert.

BESTELLEN
+49 (0)30 470 31-236
marketing@ernst-und-sohn.de
www.ernst-und-sohn.de/3385

* Der €-Preis gilt ausschließlich für Deutschland, inkl. MwSt.



2022 · 224 Seiten · 130 Abbildungen
Softcover
ISBN 978-3-433-03385-2 € 39,90*
eBundle (Print + ePDF)
ISBN 978-3-433-03386-9 € 52,90*

Transforming society together

Willkommen bei Sweco. Europas größtes Architektur- und Ingenieurbüro bietet Ihnen alle Vorteile eines skandinavischen Konzerns mit über 20.000 Expert*innen aller Fachrichtungen. Bei uns steht der Mensch im Mittelpunkt: Wir fordern und fördern unsere Mitarbeitenden und geben ihnen alle Voraussetzungen, die sie benötigen, um fachlich und persönlich zu wachsen. Wir haben über 35 Standorte in Deutschland – arbeiten Sie dort, wo Sie leben! Flexible Arbeitszeiten und Einsatzorte sind genauso selbstverständlich wie umfangreiche Benefits und individuelle Lösungen zur Vereinbarkeit von Beruf und Familie. Wenn Sie Lust auf einen anspruchsvollen Job haben, dann sollten wir uns kennenlernen.



www.sweco-gmbh.de

SWECO 

Chronik des Brückenbaus

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

B 171 – BW 26 – Neubau der Brücke „Kniebreche“ über die Schwarze Pockau

Beteiligte

Bauherr: Landesamt für Straßenbau und Verkehr Sachsen, NL Zschopau
Entwurf: bsi Ingenieurgesellschaft mbH, Dresden
Genehmigungs- und Ausführungsplanung: bsi Ingenieurgesellschaft mbH, Dresden
Ausführung: Chemnitzer Verkehrsbau GmbH, Annaberg-Buchholz

Technische Daten

Bauart: einfeldrige Stahlbetonrahmenbrücke
Überbau: Stahlbetonplatte
Unterbau: Stahlbetonwiderlager
Gründungsart: Flachgründung
Gesamtlänge: 9,08 m
Einzelstützweite: 9,08 m
Breite: 12,50 m – 18,10 m
Brückenfläche: 133 m²
Konstruktionshöhe: 0,65 m – 0,40 m (Überbau)
Bauzeit: 2022
Auftragssumme: ca. 450.000 EUR

Massen und Mengen

Beton: 320 m³
Betonstahl: 50 t

Beschreibung

Das Bauwerk BW 26 im Zuge der B 171 wurde als Ersatzbauwerk der ehemaligen Brücke an der Kniebreche errichtet. Mit der neuen Brücke quert die B 171 die Schwarze Pockau.

Das Bestandsbauwerk bestand aus zwei Teilen. Zunächst wurde die auf Stahlträgern liegende Hälfte flussaufwärts abgebrochen. Dort wurden beidseitig Fundamente für eine Behelfsbrücke gegossen. Anschließend wurde die flussabwärts liegende Hälfte, eine Steinbogenbrücke, abgerissen.

Die neue Brücke wurde als Einfeldträger in Stahlbetonrahmenbauweise realisiert. Der Brückenüberbau weist eine Brückenfläche von 133 m² auf. Die Konstruktionshöhe variiert zwischen 0,65 m an den Widerlagern und 0,4 m in Brückenmitte. Der Bauwerkunterbau besteht aus zwei Stahlbetonwiderlagern, die flach gegründet und mit Naturstein verkleidet wurden.

Parallel zur Erneuerung des Brückenbauwerks wurden zwei Bushaldebuchten sowie der angrenzende Wanderparkplatz ausgebaut.



Ansicht der Brücke

Foto: LASuV

L 40 – BW 15 – Ersatzneubau Hochstraßenbrücke in Potsdam

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg, Hoppegarten
Entwurf:	Ingenieurbüro GRASSL GmbH, Berlin
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Entwurfs- und Ingenieurbüro Straßenwesen GmbH (EIBS), Dresden IBJ Ingenieurgesellschaft mbH, Leipzig
Ausführung:	ARGE Züblin, Strabag

Technische Daten

Bauart:	mehrfeldrige Plattenbalkenbrücke
Überbau:	einstegiger Spannbetonbalken
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Widerlager: Flachgründung Pfeiler: Tiefgründung
Gesamtlänge:	232,20 m
Einzelstützweiten:	20,51 m – 31,49 m – 29,97 m – 30,22 m – 30,19 m – 31,14 m – 30,76 m – 27,92 m
Breite:	13,10 m – 13,35 m (variabel)
Brückenfläche:	6.150 m ²
Konstruktionshöhe:	1,40 m (Überbau)
Bauzeit:	2020 – 2022
Auftragssumme:	ca. 38 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	1.251 lfd. m
Beton:	9.346 m ³
Betonstahl:	1.835 t
Spannstahl:	350 t

Beschreibung

Das 1980 errichtete Bestandsbauwerk 15 überführte in der Landeshauptstadt Potsdam die stark befahrene

überregionale Landesstraße 40 über drei kommunale Straßen sowie zwei elektrifizierte Gleise der Regionalbahn und ein S-Bahn-Gleis. Die beiden Spannbetonüberbauten mit je zwei Fahrstreifen überspannten acht Felder, in Lage und Höhe waren die Überbauten unterschiedlich trassiert. Auf Grund des schlechten baulichen Zustandes wurde ein Ersatzneubau erforderlich. Zur Erhöhung der Verkehrssicherheit waren Verbreiterungen für Standstreifen notwendig.

Neben dem Bestandsbauwerk wurden im Jahr 2000 Ein- und Ausfahrtsrampen am südlichen Bauwerksende als Brückenbauwerke errichtet. Der Ersatzneubau BW 15 erfolgte daher in einem sehr eng begrenzten Baufeld. Die Maßnahme wurde unter Aufrechterhaltung des Verkehrs auf der L 40 in nur 32 Monaten Bauzeit durchgeführt, Sperrungen der Bahnanlagen erfolgten nur kurzzeitig als Wochenendsperrpausen.

Das neue Bauwerk gleicht dem Bestandsbauwerk. Die Überbauten wurden als einsteigige Spannbetonplattenbalken ausgebildet. Da die unterführten Verkehrswege die Pfeilerstandorte vorgaben, wurde die neue Brücke wieder als 8-Feld-Bauwerk errichtet. Großbohrpfähle für die neuen Pfeilergründungen wurden mittels Durchkernen der alten Flachgründungen und teilweise vorhandenen Unterwasserbetonsohlen ausgeführt. Die neuen Widerlager wurden flach gegründet. Die Überbauten wurden abschnittsweise errichtet, über den Gleisanlagen erfolgte die Herstellung in überhöhter Lage mit nachfolgender Absenkung.

Das Gesamtvorhaben mit der Auftragssumme von ca. 38 Mio. EUR integrierte den Ersatzneubau einer kleinen Brücke, den Neubau von Stützwänden sowie den Ausbau der L 40 auf ca. 700 m Länge.



Ansicht der Hochstraßenbrücke in Potsdam

Foto: Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg

L 73 – BW 0003 – Ersatzneubau der Prosigker Brücke über die Deutsche Bahn AG in Köthen

Beteiligte

Bauherr:	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Ost
Entwurf:	Dr. Löber Ingenieurgesellschaft für Verkehrsbauwesen mbH, Halle/Saale
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	SETZPFANDT Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG, Weimar
Ausführung:	PRO BAU Ingenieur- und Rohrleitungsbau GmbH, Passau

Technische Daten

Bauart:	einfeldrige Stabbogenbrücke
Überbau:	Stahl-Verbundbauweise
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Ort beton-Großbohrpfählen, Ø 1,20 m
Gesamtlänge:	69,90 m
Einzelstützweite:	69,90 m
Breite:	14,30 m
Brückenfläche:	979 m ²
Konstruktionshöhe:	Versteifungsträger: 2,00 m Bogenscheitel: 1,00 m Bogenfußpunkt: 1,92 m Bogenstich: 15,00 m
Bauzeit:	02/2020 – 12/2021
Auftragssumme:	11,8 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	660 lfd. m
Beton:	3.180 m ³
Betonstahl:	354 t
Konstruktionsstahl:	780 t
Kopfbolzen:	6 t

Beschreibung

Das alte Brückenbauwerk, bestehend aus einer 13 m langen WIB-Brücke und einer daran anschließenden Stahlbrücke mit 50 m Länge, wurde um 1900 errichtet. Aufgrund des baulichen Zustandes des Bestandsbauwerks musste dieses durch einen Brückenneubau über die mehrgleisigen Anlagen der DB AG ersetzt werden.

Der Ersatzneubau wurde am vorhandenen Standort des Bestandsbauwerkes, jedoch mit einem veränderten Kreuzungswinkel als Stabbogenbrücke in Stahlverbundbauweise in der Achse der L 73 ausgeführt. Das Bauwerk wurde tief über Ortbetongroßbohrpfählen im anstehenden Baugrund gegründet. Die Pfahlkopfplatten / Pfahlkopfbalken bestehen aus Stahlbeton. Die kastenförmigen Widerlager wurden ebenfalls aus Stahlbeton hergestellt und nehmen die innenliegenden Wartungsgänge für die Kontrolle der Fahrbahnübergangskonstruktion und Lager auf. Auf Grund der hohen Lagerkräfte sowie zur Reduzierung der Lagerrückstellkräfte kamen Kalottenlager als wirtschaftliche und dauerhafte Lösung zum Einsatz.

Der Überbau besteht aus einer vollständig geschweißten Stahlkonstruktion. Auf Windverbände zwischen den Bögen wurde verzichtet. Zur Erhöhung der Steifigkeit in Querrichtung wurde die erforderliche Blechverstärkung nach innen vorgenommen. Der Bogenstich beträgt 15,00 m von der Oberkante der Lager (Unterkante Bogenfußpunkt) bis zur Oberkante des Bogenscheitels bei einer Stützweite von 69,90 m.

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



Prosigker Brücke im Bau

°Foto: Dr. Löber Ingenieurgesellschaft für Verkehrsbauwesen mbH, Herr Keil

S 132 – Schmalspurbahn Zittau–Oybin – BW 5 Ersatzneubau X-Brücke über die Mandau in Zittau

Beteiligte

Bauherr:	Landesamt für Straßenbau und Verkehr Sachsen, NL Bautzen
Entwurf:	VIC Planen und Bauen GmbH, NL Dresden
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	VIC Planen und Bauen GmbH, NL Dresden
Ausführung:	Hentschke Bau GmbH, Bautzen

Technische Daten

Bauart:	dreifeldrige Bogenreihe
Überbau:	Stahlbetonfertigteilebögen in Mischbauweise
Unterbau:	Pfeiler und -widerlager aus Konglomeratbeton mit Natursteinvorbau
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	36,69 m
Einzelstützweiten:	12,20 m – 12,29 m – 12,20 m
Breite:	12,00 m
Brückenfläche:	439,20 m ²
Konstruktionshöhe:	0,70 m (Überbau im Scheitel)
Bauzeit:	2022
Auftragssumme:	ca. 3,5 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	540 m ³
Betonstahl:	125 t

Beschreibung

Als X-Brücke wurden in der Vergangenheit Bauwerke bezeichnet, auf denen sich verschiedene Verkehrsverbindungen über einem Hindernis niveaugleich kreuz-

ten. Die wohl letzter ihrer Art in Deutschland ist die sogenannte Prinz-Friedrich-August-Brücke im Zuge der Staatstraße 132 in Zittau. Hier kreuzen sich X-förmig zwei unterschiedliche Verkehrsarten, eine Straßen- und Gehwegverbindung mit der Eisenbahnstrecke der Zittauer Schmalspurbahn einschließlich der dazu erforderlichen Brückenkonstruktionen, niveaugleich über dem Fluss Mandau.

Der Neubau der Straßenbrücke wurde als 3-feldrige Bogenkette ausgebildet. Die tragende Funktion erfüllen nebeneinanderliegende, bogenförmige Stahlbetonfertigteilelemente. Die Randfertigteile erhielten Stege, welche die ehemaligen Bogenstirnwände ersetzen. Der so entstehende Brückentrog wurde in den Widerlagerbereichen mit Winkelstützwänden (Fertigteile) geschlossen. Dieser Trog wurde lagenweise mit Magerbeton verfüllt. Mit einem Verpressmörtel wurde die Gelenkwirkung zwischen dem Bogenfertigteile und der Auflagerbank aktiviert.

Das wiederhergestellte Gleisbett besteht aus zwei Stahltrögen, die über Kopfbolzen mit der Fahrbahnplatte verankert sind. In die Stahltröge wurden die Schienenstränge eingelegt und mit elastischer Zwei-Komponenten-Vergussmasse ummantelt und verklebt.

Die charakteristischen Gestaltungselemente des ehemaligen Bauwerkes, wie die Bogenstirnseiten aus Sandstein, die Sandsteinstelen als Fortführung der sandsteinverblendeten Pfeiler und Widerlager bis zu den Kappen, die Gesimse mit den unterliegenden Sandsteinkonsolen, die Bogenschlusssteine mit dem Stadtwappen Zittaus im Mittelfeld und das Verblendmauerwerk der Brückenansichtsflächen aus den vorhandenen Phonolithsteinen wurden aufgearbeitet und wiederverwendet. Zur Betonung des Gesamtensembles wird das Gelände und die Straßenbeleuchtung auf der Brücke entsprechend dem historischen Bestand nachgebaut.



Einheben der Fertigteil-Fahrbahnplatten

Foto: LASuV, Bernd Just

S 177 – BW 7 – Neubau im Zuge der S 177 über das Rossendorfer Wasser

Beteiligte

Bauherr:	Landesamt für Straßenbau und Verkehr Sachsen
Entwurf:	Ingenieurgesellschaft Bonk+Herrmann mbH, Dresden
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurgesellschaft Bonk+Herrmann mbH, Dresden
Ausführung:	Karl Köhler GmbH Bauunternehmung, Heidenau

Technische Daten

Bauart:	einfeldrige Stahlbetonrahmenbrücke
Überbau:	Stahlbetonplatte
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Ortbetonrammpfählen
Gesamtlänge:	14,00 m
Einzelstützweite:	14,00 m
Breite:	18,60 m
Brückenfläche:	260 m ²
Konstruktionshöhe:	0,475 m – 0,70 m (Überbau)
Bauzeit:	2022
Auftragssumme:	ca. 800.000 EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	521,7 lfd. m
Beton:	710 m ³
Betonstahl:	83 t

Beschreibung

Das neue Brückenbauwerk im Zuge der S 177 wurde als tiefgegründeter Stahlbetonrahmen in Ortbetonbauweise errichtet. Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten wurde eine Tiefgründung mittels Ortbetonbohrpfählen mit Fußverbreiterung (Durchmesser 61 cm) ausgeführt. Die Bohrpfähle haben eine Länge von 5,00 m. Zur Aufnahme der horizontalen Lasten erfolgte die Schrägstellung der Pfähle unter der Widerlagerwand sowie im Bereich der Flügel mit einer Neigung von bis zu 5:1.

Der Übergang zwischen Straßendamm und Brückenüberbau wird durch kastenförmige Widerlager mit Flügelwänden realisiert. Die Widerlager- und Flügelwände besitzen eine Wandstärke von 1,00 m. Der einfeldrige Überbau wurde mit einer Konstruktionshöhe von 0,475 m hergestellt, welche sich vor den Widerlagern über 1,50 m durch eine Voutung auf 0,70 m Bauhöhe vergrößert.



Ansicht der Brücke

Foto: LASuV

S 177 – BW 10 – Neubau im Zuge eines Wirtschaftsweges über die S 177

Beteiligte

Bauherr:	Landesamt für Straßenbau und Verkehr Sachsen
Entwurf:	Schulze & Rank Ingenieurgesellschaft m.b.H., Dresden
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	bsi Ingenieurgesellschaft mbH, Dresden
Ausführung:	Swietelsky Baugesellschaft mbH, Meißen

Technische Daten

Bauart:	einfeldriges Rahmenbauwerk mit gevouteten Verbundfertigteilen
Überbau:	Fertigteile mit Ortbetonergänzung
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	27,50 m
Einzelstützweite:	27,50 m
Breite:	6,00 m
Brückenfläche:	165 m ²
Konstruktionshöhe:	0,98 m – 1,53 m (Überbau)
Bauzeit:	2022
Auftragssumme:	ca. 1,2 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	532 m ³
Betonstahl:	73 t
Konstruktionsstahl:	40 t

Beschreibung

Im Zuge des Ausbaus der Staatsstraße S 177 wurde für die Ortsumgehung Wünschendorf/Eschdorf ein Neubau der Brücke im Zuge eines Wirtschaftsweges erforderlich. Das Brückenbauwerk wurde als einfeldriges Rahmenbauwerk mit gevouteten Verbundfertigteilen und Ortbetonergänzung sowie Ortbetonunterbauten und -gründungen ausgebildet.

Die aufgehenden, lotrechten Widerlager-Rahmenstiele schmiegen sich im Grundriss der Kreuzungsgeometrie an. Die Widerlager wurden als 2,0 m starke Scheiben aus Ortbeton ausgebildet, an denen sich Parallelfügel mit einer Wandstärke von 1,0 m monolithisch anschließen. Im Übergangsbereich zur Kappe verjüngen sie sich schließlich auf 0,5 m.

Der Brückenüberbau wurde als Stahlverbundkonstruktion hergestellt. Die 65 cm breiten gevouteten Stahlträger wurden als luftdicht verschweißter Hohlkastenquerschnitt hergestellt. Die Verbundfertigteile besitzen werksseitig aufbetonierte Fertigteilplatten. Die bis zu 28 cm starke Ortbetonergänzung verbindet die Stiele der Widerlager und die Riegel des Überbaus monolithisch.



Untersicht der Brücke

Foto: LASuV

KOMPETENZ WEITERBILDUNG BAU

BERUFSBEGLEITEND · PRAXISNAH · ANERKANNT
QUALITÄT SEIT 30 JAHREN

INGENIEURBAU

Sachverständiger für Schäden
im konstruktiven Ingenieurbau -
Stufe I + II

Sachkundiger Planer für die
Instandhaltung von Betonbauteilen

Verstärken mit Carbonbeton

VERKEHRSBAU

Fachplaner für Radverkehr

Fachingenieur für Pflasterbau

ERHALTEN UND SANIEREN

Sachverständiger für
Bauschadensbewertung - Stufe I + II

Sachkundiger/Fachplaner für
Bauwerksinstandsetzung nach WTA

Sachverständiger/Sachkundiger für
Schimmel- und Feuchteschäden



SÄCHSISCHE BAU GMBH



**Ingenieurbau | Spezialtiefbau |
Gleisbau | Bahnsteigbau |
Bauwerkssanierung**

www.saechsische-bau.de

Inserentenverzeichnis

	Firma	Seite
A	Adolf Würth GmbH & Co. KG	59
	ALLVIA Ingenieurgesellschaft mbH.....	106
	AMAND Bau NRW GmbH & Co. KG.....	11
	Arlt Bauunternehmen GmbH	6
B	bauingenieur24.....	60
	BBV Systems GmbH	171
	BÖGER + JÄCKLE & Partner Ingenieurgesellschaft mbH	147
	BPR Dr. Schäpertöns Consult.....	10
	Bundesingenieurkammer – Ingenieurbaukunst 2023	187
	BUNG Ingenieure AG.....	117
C	C ³ – Carbon Concrete Composite e. V.	72
	Carl Stahl ARC GmbH	159
D	DEUTSCHER BRÜCKENBAU PREIS 2023	172
	Die Autobahn	16
	Dlubal Software GmbH	40
	DYWIDAG	132
E	EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH.....	179
	EIPOS Europäisches Institut für postgraduale Bildung GmbH	195
	Ernst & Sohn GmbH	4
F	FOLAB GmbH	12
G	Gert Weißbach GmbH – Metallbau und Brückenentwässerung	73
I	Ingenieurbüro GRASSL GmbH	160
	IBJ Ingenieurgesellschaft mbH	2
	IGS INGENIEURE GmbH & Co. KG.....	158
	InfoGraph GmbH – Software für die Tragwerksplanung	83
J	Janson Bridging GmbH	8
K	K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG	18
	KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH	107
L	Leonhardt, André und Partner Beratende Ingenieure VBI AG	29
M	mageba gmbh	39
	MAURER SPS GmbH	U3
P	Prof. Dr.-Ing. Heinrich Bechert + Partner - Ingenieurbüro für Bauwesen	84
R	RIB Software GmbH Tragwerksplanung.....	48
S	S&P Simpson Strong-Tie GmbH	U2
	Sächsische Bau GmbH	196
	Sandstrahl Schuch GmbH	28
	SETZPFANDT Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG	131
	SRP Schneider + Partner.....	10
	SSF Ingenieure	3
	StoCretec GmbH	U2
	Stump-Franki Spezialtiefbau GmbH	108
	Sweco GmbH	188
	Swiss Steel Group	180
T	Theo-s GmbH	148
	TU Dresden, Alumnibüro	148
	TU Dresden, Institut für Massivbau	118
V	VBI DIE AUSDENKER	38
	VIC Planen und Beraten GmbH.....	30
W	Wagenborg GmbH	7
	WestWood® Kunststofftechnik GmbH	17
	WSP Infrastructure Engineering GmbH	74

