



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

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



28. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG
UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN

12./13. MÄRZ 2018



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
Fax +49 6192 401-105
stocretec@sto.com
www.stocretec.de

S&P
Clever Reinforcement GmbH
Karl-Ritscher-Anlage 5
60437 Frankfurt a. M.
Telefon +49 69 9509471-0
Fax +49 69 9509471-10
info@sp-reinforcement.de
www.sp-reinforcement.de

sto

StoCretec

S&P
Clever Reinforcement

© 2018 Technische Universität Dresden
Alle Rechte vorbehalten.

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

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von jedermann frei benutzt werden dürfen.

Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

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

Redaktion: Silke Scheerer, Angela Heller
Layout: Ulrich van Stipriaan
Anzeigen: Harald Michler

Titelbild: Plougastel Bridge, entnommen aus: Fernández Ordóñez, J. A.: Eugène Freyssinet.
Barcelona: 2C Ediciones, 1978.

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

ISSN 1613-1169
ISBN 978-3-86780-544-5



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

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

Tagungsband 28. Dresdner Brückenbausymposium

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

12. und 13. März 2018

BAB A7 BW 622a Talbrücke Klöffelsberg



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

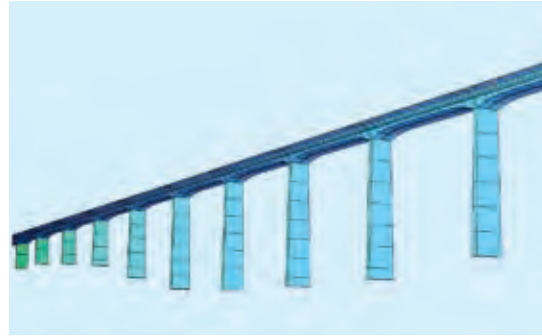


Geh- und Radwegbrücke über die Zwickauer Mulde

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

Brückenbau

Scherkondetalbrücke (Deutscher Brückenbaupreis 2012)



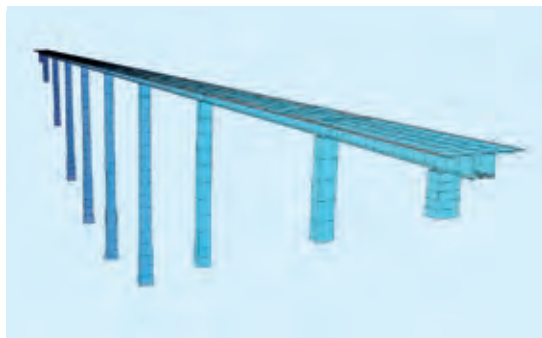
Bauherr: DB Netz AG **Bauart:** Mehrfeldrige semi-integrale Spannbetonbrücke
Entwurfsplanung: DB ProjektBau GmbH **Ausführungsplanung:** Büchting + Streit AG

Gänsebachtalbrücke (Deutscher Brückenbaupreis 2014)



Bauherr: DB Netz AG **Bauart:** Semi-integrale Brücke mit Spannbetonplattenbalken **Entwurf- und Ausführungsplanung:** schlaich bergemann und partner **Zusammenarbeit:** SSF Ingenieure, Berlin

Instandsetzung Kochertalbrücke (Deutscher Brückenbaupreis 2016)



Bauherr: BRD vertreten durch Regierungspräsidium Stuttgart **Vor-, Entwurfs- & Ausführungsplanung, Vergabevorbereitung, Nachrechnung, Bauüberwachung:** Leonhardt, Andrä und Partner, Beratende Ingenieure VBI AG



Richard J. Dietrich, Stefan Herion

**Brücken mit Stahlrohrtragwerken
gestalten und realisieren**

2017. 196 Seiten.

€ 59,-*

ISBN 978-3-433-03015-8

■ Das Buch ist eine praxisnahe Arbeitshilfe für Entwurf, Konstruktion und Bemessung von Brücken aus Stahlrohrtragwerken. Es vermittelt den Stand der Technik für diese Bauweise und veranschaulicht diesen anhand zahlreicher Projekte sowie eines durchgerechneten Bemessungsbeispiels.



Richard J. Dietrich

Faszination Brücken

Baukunst. Technik. Geschichte.

2016. 328 Seiten.

€ 59,-*

ISBN 978-3-433-03180-3

■ Dieses Buch wendet sich an Gestalter von Brücken: sowohl Ingenieure als auch Architekten. Es zeigt anhand der historischen Entwicklung der Brückenbaukunst ästhetische Grundsätze für den Entwurf auf. Das Buch eignet sich für Praktiker sowie insbesondere für Studenten.



Roman Geier, Volkhard Angelmaier,

Carl-Alexander Graubner,

Jaroslav Kohoutek

Integrale Brücken

Entwurf, Berechnung,
Ausführung, Monitoring

2017. 254 Seiten.

€ 79,-*

ISBN 978-3-433-03030-1

Auch als eBook erhältlich.

■ Das Handbuch ist eine wertvolle Arbeitshilfe für Entwurf, Ausführung und Überwachung integraler Brücken. Insbesondere wird auf die Berechnung unter Beachtung der Zwangskräfte und der Bauwerk-Baugrund-Interaktion eingegangen.

Leseprobe und Online Bestellung: www.ernst-und-sohn.de

Ernst & Sohn
Verlag für Architektur und technische
Wissenschaften GmbH & Co. KG

Kundenservice: Wiley-VCH
Boschstraße 12
D-69469 Weinheim

Tel. +49 (0)6201 606-400
Fax +49 (0)6201 606-184
service@wiley-vch.de

Inhalt

Herzlich willkommen zum 28. Dresdner Brückenbausymposium	9
<i>Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland Hans Müller-Steinhagen</i>	
Vorwort zum 28. Dresdner Brückenbausymposium	13
<i>Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach</i>	
Bauwerksentwürfe nach RE-ING – Was ist neu?	17
<i>TRDir Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn, TORR'in Yvonne-Christine Gunreben</i>	
Development of cable-stayed bridges in China Entwicklung von Schrägkabelbrücken in China	25
<i>Yaojun Ge, Professor and PhD</i>	
Vom Rechnen und Wissen – Monitoring an den Talbrücken der Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle	41
<i>Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx, Dipl.-Ing. Marc Wenner, Dipl.-Ing. Max Käding, Frederik Wedel M. Sc.</i>	
Nachrechnung und Ertüchtigung der Siegtalbrücke – größte Spannbetonbrücke der Sauerlandlinie (A45)	59
<i>Dr.-Ing. Karlheinz Haveresch</i>	
Der Rückbau der Lahntalbrücke Limburg (1964)	73
<i>Dr.-Ing. Stefan Franz, Dipl.-Ing. Frank Ansorge</i>	
Einsatz unbemannter Flugsysteme im Brückenbau	87
<i>Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing. Jens Otto, Dipl.-Ing. Cornell Weller</i>	
Eugène Freyssinet: “I was born a builder”	101
<i>Dr.-Ing. David Fernández-Ordóñez</i>	
Realisierung der Kienlesbergbrücke in Ulm – gestalterische und bauliche Herausforderungen im komplexen Baukontext	129
<i>Prof. Dr.-Ing. Jan Akkermann, Dipl.-Ing. Bartłomiej Halaczek</i>	
Die Taminabrücke in der Schweiz, der Heimat großer Brückenbauingenieure	141
<i>Dipl.-Ing. Volkhard Angelmaier</i>	
100 Jahre Dauerhaftigkeit für Brücken- und Tunnelbauwerke	157
<i>Dr.-Ing. Angelika Schießl-Pecka, Prof. Dr.-Ing. Uwe Willberg, Dipl.-Ing. Georg Müller, Prof. Dr.-Ing. Christoph Gehlen</i>	
Lebenszyklus- und Qualitätsspezifikationen für Ingenieurbauwerke	169
<i>Assoc. Prof. Dipl.-Ing. Dr. nat. techn. Alfred Strauss, Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Lener, Dipl.-Ing. Johannes Schmid, Ass. Prof. Jose Matos, Univ. Prof. Joan R. Casas</i>	
Versagenshäufigkeit und Versagenswahrscheinlichkeit von Brücken	189
<i>Dr.-Ing. habil. Dirk Proske</i>	
Brückenvielfalt rund um die Ostsee – Bericht zur Brückenexkursion 2017	203
<i>Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Dipl.-Ing. Sebastian May</i>	
Chronik des Brückenbaus	215
<i>Zusammengestellt von Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner</i>	
Inserentenverzeichnis	231

Call for paper

10. Symposium

„Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ – SEUB

am Montag, dem **11.03.2019**, an der TU Dresden, dem Vortag des 29. Dresdner Brückenbausymposiums.

Themen:

- Aktuelle Bauwerksuntersuchungen und Zustandsbewertung von Hoch- und Brückenbauten,
- Experimentelle statische und baulastdynamische Untersuchungen,
- Methoden und Bewertung von Tragsicherheit und Restlebensdauer von Bauwerken,
- Neue Messverfahren und Monitoring beim Bauprozess und der Bauwerksüberwachung.

Wir freuen uns über Ihre **Beitragsanmeldungen bis zum 31.05.2018** an oml@mailbox.tu-dresden.de.

Für weitere Informationen kontaktieren Sie Petra Kahle (Tel.: 0351 463-36080) oder besuchen Sie unsere Homepage: <https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/das-institut/veranstaltungen/SEUB>.



BELFA
BELASTUNGSFAHRZEUG

Effiziente Tragfähigkeitsermittlung für Brücken

Das **BELFA** garantiert effiziente Belastungsuntersuchungen an Brücken. Mit modernster Technik und erfahrenem Personal sind nunmehr Tests vor Ort in Laborqualität möglich.

Durch Belastungstests kann die Tragfähigkeit von Brücken zuverlässig ermittelt werden, häufig mit deutlichen Reserven gegenüber Berechnungen. Entscheidungen für oder gegen Abriss/Neubau oder Instandsetzung/Verstärkung können schnell und mit objektiv prüfbareren Argumenten untersetzt und getroffen werden.



≤ 1500 kN



Weitere Informationen unter www.belfa.eu
Ein rollendes Prüflabor der MFA Leipzig GmbH



StVZO



≤ 18m



Talbrücke Ganslandsiepen, Kreis Mettmann, Nordrhein-Westfalen. Stahl-Stahlbeton-Verbundbrücke als dreifeldriges Brückenbauwerk mit einer Gesamtstützweite von 208 m. Bautechnische Prüfung: Prof. Dr.-Ing. G. Hanswille, HRA Ingenieurgesellschaft mbH Bochum. Bild oben: Landesbetrieb Straßenbau.NRW. Bild unten: HRA Ingenieurgesellschaft mbH Bochum.



Planung, Bemessung, Prüfung, Nachrechnung und Ertüchtigung mit PONTI, dem Brückenbau-System von RIB

Mit PONTI können Sie Bau- und Belastungszustände praxisnah erfassen und für eine Vielzahl von Brückentypen die jeweils wirtschaftlichste Bemessung nach neuestem Normenstand erzielen. Die Planung, Prüfung und Nachrechnung von Brückensystemen wird vor allem durch die bauteilorientierte Arbeitsweise und die Brückenbau-spezifische Lastgenerierung unterstützt, wobei der Herstellungsprozess berücksichtigt wird.

- Bemessung nach DIN FB, EN mit NAs für DE, AT, UK und CZ/SK sowie Nachrechnungsrichtlinie
- Plattenbrücken sowie Widerlager und Unterführungen
- Verbunddeck- und Rahmenbrücken sowie Kastenträger- und Stabbogenbrücken
- Brückensysteme aus Stahl- und Spannbeton sowie in Stahl- und Betonverbundbauweise
- Gesamtmodelle inkl. Pfahlgründungen

Gerne beraten wir Sie persönlich!
Telefon: +49 711 7873-157
Email: tragwerksplanung@rib-software.com
www.rib-software.com/tragwerksplanung



Brückenbau Vielfalt

Entwerfen | Bauen | Überwachen | Instandsetzen



Lennebrücke



Talbrücke Kirschrückhege



Langenfelderbrücke



Hennebergbrücke, Braunschweig
nominiert für den Deutschen Brückenbaupreis 2018

Unsere Leistungen im Brückenbau:

Entwurfsplanung ■ Ausführungsplanung ■ Ausschreibung ■ Instandsetzungsplanung ■
Monitoring ■ Schadensanalysen ■ Bauüberwachung ■ Bauwerksprüfung ■ Nachrechnung

Weitere Referenzen im Brückenbau: B 40 Mainbrücke Schwanheim, B 226 Obergrabenbrücke Wetter, B 172 Gottleubatalbrücke, Hallertobrücke Nürnberg, A 45 Talbrücke Eisern, B 90n Ilmtalbrücke, B 62 Leimbachtalbrücke, A 1 Talbrücke Exterheide, A 1 Talbrücke Habichtswald, B 96n OU Neubrandenburg, A 45 Lennebrücke, Isarbrücke Plattling, B 498 Weißwasserbrücke, B 50n Hochmoselbrücke, Carl-Ulrich-Brücke Frankfurt/Offenbach, A 7 Langenfelder Brücke, A 44 Angerbachtalbrücke, A 7 Innerstebrücke, A 39 BW Wo 3 bei Wolfsburg, A 5 Gambacher Kreuz, A 44 Brücke Geländemulde, B 27 Scheersbachtalbrücke, A 7 BW 2082 Unterführung DB, A 7 Salzgitter-Bockenem, Schunterbrücke Braunschweig, Schlossbrücke Berlin-Mitte, A 44 Netratalbrücke, A 44 UF WW Im Brückenthale, A 44 UF Am Heuberg, A 44 TB Riedmühle und TB Blankenbach, A 49 Talbrücke Todenbach, A 49 TB Kirschrückhege, A 49 UF L3385, A 100 16. BA, Los 6/7 Trog mit querender Ringgleisbrücke, EÜ Berliner Straße und EÜ Parthe City Tunnel Leipzig, Masse-Feder-Systeme im City Tunnel Leipzig, EÜ Oelzetalbrücke, EÜ Dunkeltalbrücke, Stuttgart 21 Brücken der zentralen Bauleistungs Los A, Stuttgart Los 2 A Zuführung nach Unter- und Obertürkheim, Dreilindenbrücke Wolfenbüttel, Hennebergbrücke Braunschweig

Herzlich willkommen zum 28. Dresdner Brückenbausymposium

Brücken stehen schlechthin als Symbol für das Verbindende. Als rein funktionale Konstruktionen sind sie wichtige Grundlagen unserer alltäglichen Infrastruktur und das Sinnbild höchster Ingenieurkunst. Brücken verbinden aber vor allem Menschen. So ist es überaus erfreulich, dass auch das 28. Brückenbausymposium erneut Expert*innen aus verschiedenen Regionen und Nationen der Welt auf so wunderbare Weise hier in Dresden miteinander vereint.

28 Jahre! Das bedeutet inzwischen mehr als 27.000 Besucher und über 6.000 Tagungsbandseiten. Diese Zahlen sind ebenso beeindruckend wie das Portfolio dieser Veranstaltung, die einen großen Anteil am Renommee und der Bekanntheit der TU Dresden unter den Bauingenieuren hat. Zweifelsohne sind das Dresdner Brückenbausymposium und die Verleihung des Deutschen Brückenbaupreises national und international eine feste Größe.

Der vorliegende Tagungsband zeigt, wie der Brückenbau mit seiner viele Jahrhunderte alten Tradition immer wieder mit neuen Ideen aufwarten kann und veranschaulicht die fruchtbare Wechselwirkung zwischen Zukunft und Vergangenheit. So ist es selbstverständlich, dass aktuelle technische Entwicklungen im Brückenbau gleichermaßen große Aufmerksamkeit erhalten wie die Instandhaltung bedeutender Brückenbauwerke. Für die Weiterentwicklung des Brückenbaus ist das synergetische Zusammenwirken dabei ebenso unverzichtbar wie für unsere TU Dresden, deren Zukunftskonzept nicht ohne Grund den Titel „Die synergetische Universität“ trägt. Neben vielen anderen Aspekten sticht dabei unser Verbund DRESDEN-concept mit insgesamt 26 starken Partnern aus Wissenschaft und Kultur

heraus, der durch eine hochgradige Vernetzung in Forschung, Lehre und Infrastruktur charakterisiert ist.

Der Synergiegedanke kennzeichnet auch den Verein C³ – Carbon Concrete Composite e.V. Vom Institut für Massivbau 2014 initiiert umfasst das Netzwerk mittlerweile rund 170 Partner aus Wirtschaft, Wissenschaft und Verbänden, die an der Weiterentwicklung der Carbonbeton-Technologie als revolutionäres Baumaterial arbeiten. Eine zukunftsweisende Innovation, die Ende November 2016 durch den Bundespräsidenten mit dem Deutschen Zukunftspreis ausgezeichnet wurde. Aus kreativen, interdisziplinären Denkweisen erwachsen solch überaus wichtige Innovationen, die unser aller Zukunft gestalten. Eine erstklassige Plattform, um beeindruckende historische Ingenieurleistungen mit modernen technischen Entwicklungen, Baustoffen und Verfahren zu etwas ganz Neuem zusammenzuführen – auch das bietet dieses Symposium.

Ich danke dem Team um den Gastgeber, Herrn Prof. Curbach, für die erneute Organisation dieser renommierten Veranstaltung an unserer Technischen Universität und heiße alle Teilnehmerinnen und Teilnehmer aus dem In- und Ausland sehr herzlich willkommen. In den kommenden Tagen wünsche ich Ihnen interessante Vorträge, einen regen Meinungsaustausch sowie einen angenehmen Aufenthalt im Elbtal.

Ihr
Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland
Hans Müller-Steinhagen
Rektor der TU Dresden

Wir schaffen

Perspektiven



Neubau A 49
Schlierbachtalbrücke

Seit über viereinhalb Jahrzehnten beteiligt sich die Bickhardt Bau Aktiengesellschaft erfolgreich am Gestaltungsprozess Bauen. Mit unseren über 1600 Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern sind wir als Komplettanbieter für den Verkehrswegebau auch

im Brücken- und Ingenieurbau, im Spezialtiefbau sowie in der Bauwerksinstandsetzung bundesweit tätig. Bei zahlreichen bedeutenden Bauprojekten haben wir unsere Leistungsfähigkeit unter Beweis gestellt.



bickhardt bau
aktiengesellschaft

Abteilung Brücken- und Ingenieurbau
Friedhofstraße 9
36275 Kirchheim | Tel. 06625 88-0
info@bickhardt-bau.de
www.bickhardt-bau.de

AUF DEM WEG NACH GANZ WEIT OBEN

ALLPLAN GRATULIERT SEINEN KUNDEN

Mutige Ideen verdienen Anerkennung.
ALLPLAN gratuliert seinen Kunden
Konstruktionsgruppe Bauen AG und
schlach bergemann partner sbp GmbH
zur Nominierung für den Brückenbaupreis 2018.

SIE FINDEN UNSEREN MESSESTAND
59 AM HAUPTINGANG DER TU

allplan.com

Wollen Sie auch so erfolgreich arbeiten wie unsere Kunden? Dann setzen Sie auf ALLPLAN. Mit unseren BIM-Lösungen für den Brückenbau stehen wir Ihnen in allen Planungsphasen zur Seite, vom ersten Entwurf bis zur finalen Bauausführung und machen Sie fit für den digitalen Wandel in der Welt des Bauens.



We love it:
concrete:
with carbon.



Vorwort zum 28. Dresdner Brückenbausymposium

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

Institut für Massivbau, TU Dresden

Der Bauindustrie geht es gut. Für das aktuelle Jahr wird eine weitere Zunahme des Umsatzes in einer Größenordnung von 5 % erwartet, wobei der Brückenbau dazu auch seinen Beitrag leistet. Man merkt dies im Brückenbau unter anderem auch daran, dass in allen Bereichen – öffentliche Auftraggeber, Baufirmen, Ingenieurbüros, Zulieferer, Universitäten – händeringend nach Mitarbeiter*innen gesucht wird, natürlich guten.

Wir sind gut beraten, diese Zeit des Wachstums nicht als selbstverständlich zu betrachten, denn wir wissen alle, dass es auch wieder anders werden kann. Denken Sie nur an die zweite Hälfte der 1990er Jahre, als es für die Branche wahrlich nicht rosig aussah.

Wie kann man sich aber wappnen, wie kann man sich vorbereiten, um in bewegten Zeiten Umsatzeinbußen vorzubeugen?

Häufig wird die Bereitschaft, sich neuen Ideen, Innovationen und Technologien zuzuwenden, als Chance begriffen, um sich in schlechteren Zeiten zu behaupten.

Gibt es einen guten Zeitpunkt, sich mit Neuem zu beschäftigen?

In Krisenzeiten heißt es, dass man sich vor allem um Aufträge bemühen müsse. In Boomzeiten heißt es, dass man die Arbeit überhaupt schaffen müsse. Eigentlich hat man nie Zeit ... Gibt es überhaupt einen günstigen Zeitpunkt?

Meiner Meinung nach ist der günstigste Zeitpunkt immer derselbe: heute!

Wir stehen *heute* vor großen Herausforderungen: Wir müssen unseren Straßen- und Brückenbestand in bestmöglichem Zustand erhalten oder ihn wieder in diesen versetzen, wir müssen den anwachsenden Güterverkehr ohne Folgeschäden für unsere Infrastruktur bewältigen und wir müssen in Fällen fehlender oder zu geringer Infrastruktur durch nachhaltigen, materialschonenden Neubau Lücken schließen.

Gleichzeitig wächst das Angebot an Innovationen für den Brückenbau. Beispielhaft und bei weitem nicht alles abdeckend seien hier nur zwei genannt: Die zu Beginn eher die Spielfreude befriedigenden Drohnen stellen sich als eine ergänzende Option für die Bauwerksüberwachung heraus, mit allen Chancen einer photogrammetrischen und digitalen Erfassung. Und der Carbonbeton erlebt seine ersten Anwendungen im Straßenbrücken-



Bild 1 Mit Carbonbeton sanierte historische Betonbogenbrücke in Naila

Foto: Harald Michler

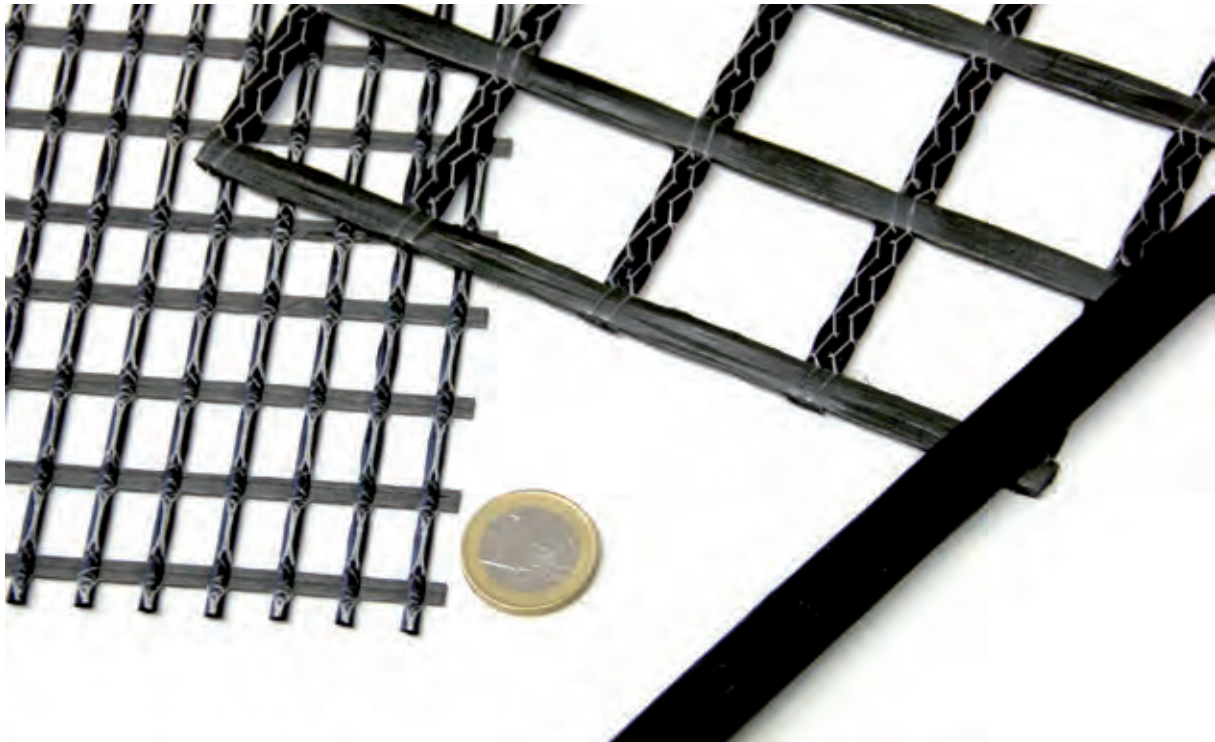


Bild 2 Verschiedene Carbon-Bewehrungsstrukturen

Foto: Elisabeth Schütze

bau, nachdem er bei Fußgängerbrücken und im Hochbau bereits seit über 10 Jahren erfolgreich angewendet wird. Gleichzeitig ist er eine hoch wirtschaftliche Alternative, wenn es um den Erhalt unserer vorhandenen Brücken geht.

Das Dresdner Brückenbausymposium hat sich seit seinem Beginn 1991 immer als Multiplikator guter Ideen, interessanter Innovationen und erfolgversprechender Technologien verstanden. Außerdem ist es Treffpunkt der großen Familie der Brückenbauer*innen, bei dem miteinander geredet wird und neue Gedanken verbreitet werden können.

Dies scheint mir heute wichtiger denn je. In Zeiten zunehmender Herausforderungen ist die Kommunikation über Erfolge – aber auch über Probleme –, über neue Methoden und über neue Materialien wichtig für die zukünftige Qualität unserer Brücken und für ein Wohlergehen der gesamten Brückenbaubranche zugunsten unserer gebauten Umwelt.

Das Brückenbausymposium-Team wünscht somit allen Gästen beste Begegnungen, konkrete Kommunikation und natürlich auch einen angenehmen Aufenthalt in Dresden.

www.eurocode-online.de

Eurocode online bietet Ihnen die grundlegenden Normen zur Tragwerksplanung in 9 individuellen Modulen oder als Gesamtpaket. Kostengünstig und komfortabel, mit automatischen Updates alle 2 Monate.

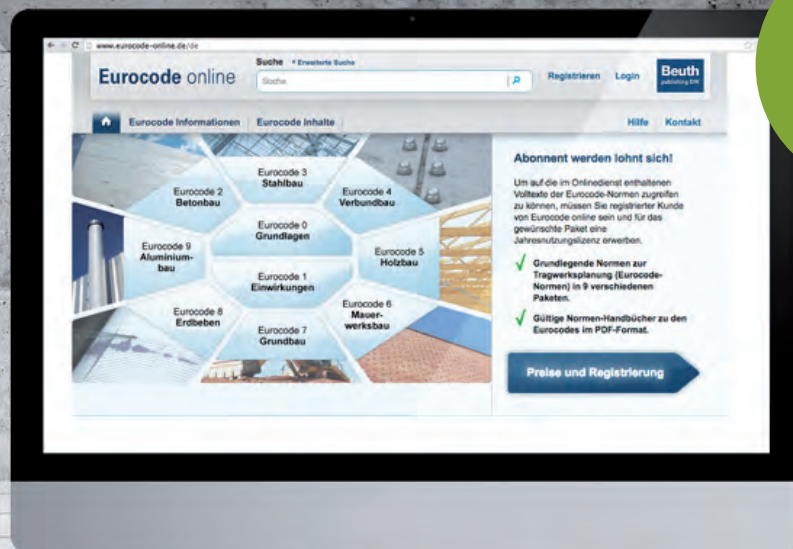
Die Normenpakete im Überblick:

→ Eurocode 0: Grundlagen → Eurocode 1: Einwirkungen → Eurocode 2: Betonbau
→ Eurocode 3: Stahlbau → Eurocode 4: Verbundbau → Eurocode 5: Holzbau
→ Eurocode 6: Mauerwerksbau → Eurocode 7: Grundbau → Eurocode 8: Erdbeben
→ Eurocode 9: Aluminiumbau

In den Paketen enthalten sind auch die jeweiligen Normen-Handbücher (E-Book-PDF) mit den konsolidierten Fassungen der Dokumente – ohne Zusatzkosten!

Weitere Inhalte:

→ Eurocodes – Entstehung und Geschichte → Stand der Umsetzung
→ Nationale Anhänge → Dokumente und Links zum Thema → Neuigkeiten



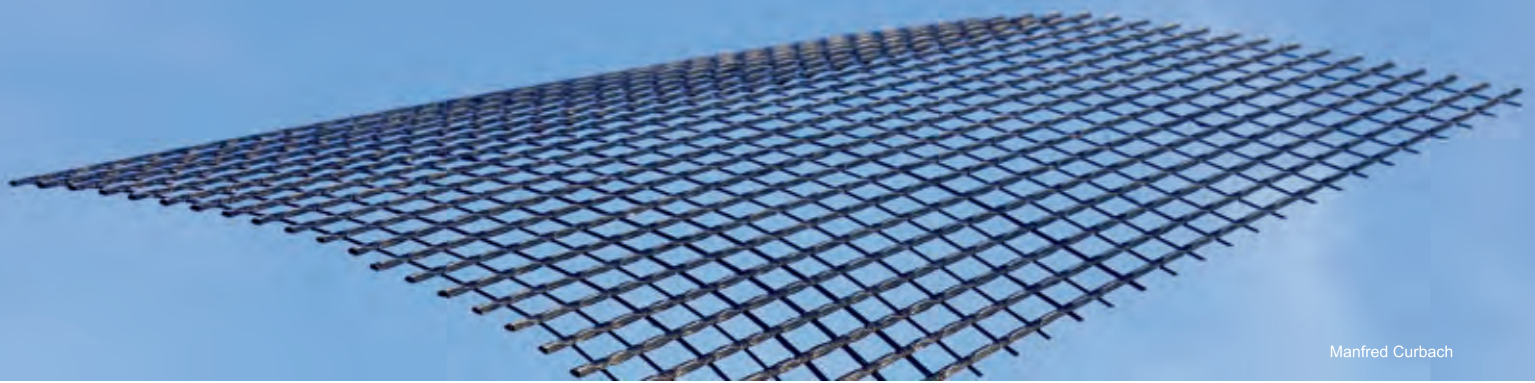
Inklusive
konsolidierter
Normen-
 Fassungen

**Informationen,
aktuelle Preise und
Registrierung:**
www.eurocode-online.de

Sie haben noch Fragen?
Telefon +49 30 2601-2668
Telefax +49 30 2601-1268
mediaservice@beuth.de

Grenzen überschreiten
Maßstäbe setzen
Zukunft bewegen
CarbonBeton

CARBOCON



Manfred Curbach

Mit Leichtigkeit in die Zukunft des Bauens.

CarboCon ist ein führender Dienstleister, wenn es rund um das Thema Carbonbeton geht: Seien es spezielle Fragen der Entwicklung und Zulassung innovativer und technischer Lösungen oder Patentanmeldungen. Wenn Sie einen Partner an Ihrer Seite suchen, der Ihre Projekte von der ersten Machbarkeitsstudie an, über die Entwicklung von Produkten und Begleitung von Versuchsprogrammen bis hin zur sicheren Zulassung und späteren Überwachung der Produkthanwendung unterstützt, dann sind wir der Richtige für Sie.

Für unsere Kunden bündeln wir Kompetenzen und greifen auf das weitreichende Netzwerk an Experten und Partnern zurück. So stellen wir sicher, dass für Sie stets die optimale Lösung entwickelt wird. Sprechen Sie uns einfach an!

CARBOCON GMBH

World Trade Center Dresden
Ammonstraße 72 • D-01067 Dresden
Tel.: +49 (0) 351 82 120 420 • Fax: +49 (0) 351 82 120 422
info@carbocon.de • www.carbocon.de



Bauwerksentwürfe nach RE-ING – Was ist neu?

TRDir Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn, TORR'in Yvonne-Christine Gunreben

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Abt. Straßenbau,
Referat StB 17 Brücken-, Tunnel-, und sonstige Ingenieurbauwerke, Bonn

Einleitung

Mit der Neuordnung des Regelwerks des Brücken- und Ingenieurbaus im Jahr 2003 war es das erklärte Ziel, die Allgemeinen Rundschriften Straßenbau (ARS) im Entwurfsbereich des Brücken-, Tunnel- und Ingenieurbaus des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) in ein kompaktes Regelwerk zusammenzuführen – die Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten (RE-ING) [1]. Nach mehrjähriger Bearbeitungszeit konnte die RE-ING 2017 eingeführt werden.

Die RE-ING gilt für Planung, Entwurf, konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauwerken in der Baulast des Bundes. Sie bündeln die technischen Entwurfs- und Konstruktionsan-

forderungen für Ingenieurbauwerke der Bundesfernstraßen, die bisher in verschiedenen Allgemeinen Rundschriften Straßenbau veröffentlicht wurden, zukünftig in einem zusammenhängenden Werk für Planung, Entwurf, konstruktive Ausbildung sowie Ausstattung von Ingenieurbauwerken. Hierzu zählen auch die Planung und Vorbereitung von Verstärkungsmaßnahmen an bestehenden Bauwerken. In einem ersten Schritt wurden vorhandene Verwaltungsanweisungen, bestehende Anforderungen an die Gestaltung sowie umfassende konstruktive Grundsätze, Durchbildungs- und Ausstattungsmerkmale bei der Planung von integralen Brücken zusammengeführt und um einzelne Aspekte, z. B. das Kapitel für integrale Bauwerke, ergänzt. Weitere Fortschreibungen stehen an.



Bild 1 Neuordnung des Regelwerks seit 2003

Quelle: BMVI

1 Anlass und Ziel

Bereits Ende der 1990er Jahre bestand der Wunsch, die mehrheitlich in Allgemeinen Rundschriften Straßenbau (ARS) geregelten Planungsgrundsätze in einem kompakten Regelwerk zusammenzufassen. Nicht veröffentlichte oder nicht eingeführte Entwurfsfassungen vorgesehener Regelungen, z. B. die nie eingeführte Fertigteiltrichtlinie (RFT-Brücken) [2], sollten ebenso Eingang finden wie auch Erfahrungen aus laufenden Bauverfahren und Empfehlungen aus der Baupraxis. Mit der Neuordnung des Regelwerks in drei Säulen (Bild 1) – Entwurf, Baudurchführung, Erhaltung – im Bereich der Bundesfernstraßen im Jahr 2003 wurde sich diesem Ziel genähert.

Mit der Einführung der Eurocodes und der damit verbundenen arbeitsintensiven Umstellung deutscher Normen auf das europäische Regelwerk sowie der einsetzenden Thematik der Brückenmodernisierung stockten die Arbeiten. Erst im Jahr 2014 wurden mit Einrichtung der Bund-Länder-Arbeitsgruppe RE-ING

unter Federführung des Referats StB17 des Bundesverkehrsministeriums die Arbeiten fortgesetzt. Seitdem fanden viele Sitzungen statt, wurden Stellungnahmen der Länder und von Verbänden eingeholt sowie Anmerkungen weiterer Baulastträger (Schifffahrt und Eisenbahn), der BASt und von angefragten Hochschulen eingearbeitet.

Ein erster Erfolg konnte mit der Einführung der RE-ING [1] mit dem ARS Nr. 11/2017 vom 24.05.2017 verzeichnet werden. Das Regelwerk steht zum kostenlosen Download auf der Homepage der BASt zur Verfügung [3].

Jedoch sind die Arbeiten an der RE-ING damit nicht abgeschlossen. Einzelne Themen, Fragestellungen und Anforderungen sind noch nicht in ausreichender Tiefe erarbeitet oder zugeschrärf worden. Insbesondere ist es ein Anliegen, die Erfahrungen aus dem aktuellen Baugeschehen, aus der Bauüberwachung oder der Bauwerksprüfung zu analysieren und in geeigneter Weise durch praxisnahe Regelungen in die RE-ING aufzunehmen, um damit die Entwürfe hinsichtlich Robustheit, Einfachheit in der Umsetzung, Erhaltungs- und Unterhaltungsfreundlichkeit zu verbessern, eindeutiger und damit weniger anfälliger für Unstimmigkeiten und Streitigkeiten auf der Baustelle zu machen. Gegenwärtig laufen hierzu weitere unterstützende Arbeiten und Forschungsinitiativen.

Darüber hinaus wurden die mit der RE-ING inhaltlich verflochtenen Richtlinien für das Aufstellen von Bauwerksentwürfen für Ingenieurbauten (RAB-ING) überarbeitet und auf den neuesten Stand gebracht [4]. Mitte 2016 konnte das Werk eingeführt werden. Von den zugehörigen Musterbeispielen sind einige fertig, andere noch in Bearbeitung und werden nach und nach veröffentlicht. Anfang 2018 ist beabsichtigt, weitere Musterbeispiele im Brückenbau zu vollenden und zu veröffentlichen. Beispiele zu Tunneln und Verkehrszeichenbrücken werden folgen.

Mit den Regelungen und Richtlinien zur Berechnung und Bemessung von Ingenieurbauten (BEM-ING) [5] erfolgte die verwaltungstechnische Einführung der Bemessungsregeln für den Brückenneubau (BEM-ING Teil 1), der Regelungen für die Nachrechnung von Bestandsbrücken (BEM-ING Teil 2) sowie der Regelungen für die Nachrechnung von Bauwerken im Rahmen der Fahrtwegkontrolle für Großraum- und Schwertransporte (BEM-ING Teil 3). Alle bisher dazu veröffentlichten Einzelregelungen und Anwendungshinweise zu den Eurocodes, zur Nachrechnungsrichtlinie inkl. 1. Ergänzung [6] sowie zur Nachrechnung von Brücken für den erlaubnis-

pflichtigen Schwerverkehr werden in den Teilen 1 bis 3 der BEM-ING entsprechend aufgehen.

Die ursprünglich vorgesehenen und in Bild 1 genannten Richtlinien für den Entwurf der Ausstattung von Straßentunneln (RE-TUNNEL) werden voraussichtlich nicht benötigt, da die RE-ING im zukünftigen Teil 3 Raum für die Belange des Tunnelbaus sowohl für die Konstruktion als auch für die betriebstechnische Ausstattung bietet.

Notwendigkeit und Inhalte eines zusammenfassenden Regelwerks für Militärische Infrastruktur und Zivile Verteidigung (MIZ) werden derzeit ebenfalls evaluiert. Ungeachtet dessen werden die Handbücher für die verschiedenen Behelfsbrückentypen aktualisiert – bzw. ist dies teilweise bereits geschehen – und hinsichtlich der Bemessung auf das europäische Normenkonzept umgestellt.

2 Regelungsinhalte

Eine wichtige Frage bei der Erarbeitung war der Aufbau der RE-ING, da diese in Ergänzung und Kombination zu den Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen für Ingenieurbauten (ZTV-ING) [7] zu sehen ist. Während die ZTV-ING die Regelungsinhalte für die Baudurchführung und den Bauvertrag repräsentieren, sollen mit der RE-ING vorrangig der Entwurfsprozess geregelt, also die Bauwerksgestaltung und das Verwaltungshandeln bei der Entwurfsbearbeitung, sowie darüber hinaus eine bunte Vielfalt an Ausbildungs- und Ausstattungsmöglichkeiten der Bauwerke abgebildet werden. Zudem galt es, die bisherigen ARS zu Entwurfsfragen zu integrieren wie auch die Anforderungen an integrale Brücken kompakt dem Planer an die Hand zu geben. Schnell stellte es sich heraus, dass eine Gliederung für die RE-ING analog zur ZTV-ING dieser vielfältigen und anders gearteten Anforderung nicht gerecht wird. Wer sich zudem mit der RE-ING näher beschäftigt, wird feststellen, dass ein Teil 0 als Vorbemerkung den übrigen Regelungsinhalten vorangestellt ist. In diesem werden auf künftige Entwicklungen hingewiesen und Hinweise zur Umsetzung bzw. Auslegung gegeben. Üblicherweise wird dies im ARS beschrieben. Aus der Erfahrung heraus und vor dem Hintergrund, dass viele Planer mit den ARS nicht immer vertraut sind, schien es naheliegend, die Hinweise in den Richtlinien text einzuarbeiten.

Ein weiterer Wunsch, der an die Arbeitsgruppe gerichtet wurde, war, eine Kohärenz zwischen RE-ING und den für Vergütungsfragen wichtigen HOAI-Leistungsphasen herzustellen. Diesem

Wunsch konnte allerdings nicht gefolgt werden, da die RE-ING, obwohl sie Regeln für Ingenieurleistungen beschreibt, sich nicht in Leistungsphasen nach HOAI einsortieren lässt, sondern vielmehr ein Gesamtwerk für planerische Zwecke darstellt. So werden über die Anfänge der Gestaltung mit Bauwerksskizzen, über wirtschaftliche Spannweitenverhältnisse bis hin zur vorgezogenen Ausführungsplanung im Instandsetzungsbereich oder Ausführungshinweisen bei den integralen Bauwerken ein großes Portfolio abgedeckt. Für den individuellen Ingenieurvertrag ist es damit unerlässlich, die zu vergebenden Leistungsphasen zu definieren.

Die Zerteilung der bisher bekannten Richtlinien für das Verlegen und Anbringen von Leitungen an Brücken (RI-LEI-BRÜ) [8] rief bei vielen Verwunderung hervor. Wenn man jedoch der Logik der RE-ING folgt, so muss man konstatieren, dass die bisherige RI-LEI-BRÜ sowohl einen planerischen bzw. ausstattungsrelevanten, als auch einen vertraglichen und der Bauwerksprüfung unterliegenden Part vereint hat. Diese unterschiedlichen Teile wurden entsprechend ihres Inhalts sortiert und um weitere Medienträger (z. B. Breitbandkabel) ergänzt, da hier allgemeingültige Regelungen getroffen werden mussten. Die bisher bekannten Führungen von Leitungen wurden aktualisiert und entsprechend im Abschnitt 4 zur Brückenausstattung untergebracht.

Schließlich war es auch wichtig, dass mit dem Erreichen eines gewissen Entwicklungsstands dieser auch veröffentlicht werden muss, wohlwissend, dass das Werk nie perfekt sein wird, auch wenn dieser Anspruch besteht. Aber nur so lassen sich Erfahrungen in der Praxisanwendung sammeln, die für künftige Fortschreibungen unerlässlich sind. Insofern sind die Autoren für konstruktive Hinweise sehr dankbar.

3 Was ist neu?

Gänzlich neu sind die konstruktiven Anforderungen an Brücken im Teil 2, Abschnitt 2. Hier wurden die vorhandenen Kenntnisse und Erfahrungen zunächst aus Sicht der Länder, der BAST, der Hochschulen und des BMVI zusammengetragen und gebündelt. Für weitere Fortschreibungen sollen diese Aspekte um Baustellenerfahrungen sowie Fachwissen aus der Baupraxis sukzessive bereichert werden.

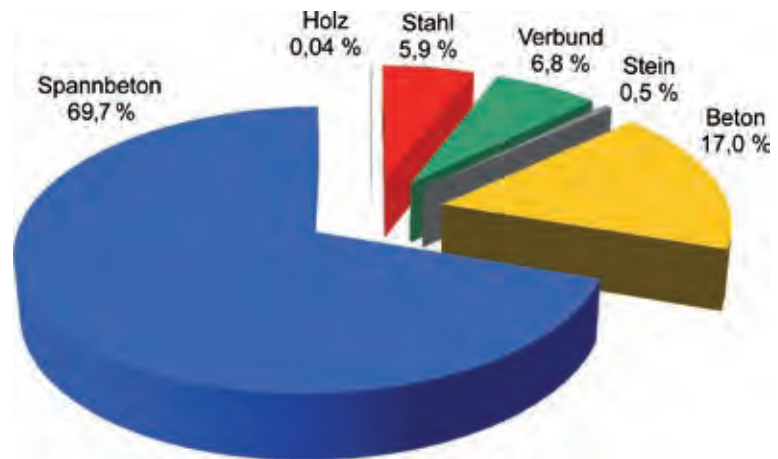


Bild 2 Brücken an Bundesfernstraßen – Brückenflächen nach Bauweisen (Stand 01.09.2017) Quelle: BMVI

Angefangen bei allgemeinen Grundsätzen sowie bewährten und wirtschaftlichen Spannweitenverhältnissen werden zunächst Betonbrücken, gefolgt von Stahl- und Verbundbrücken behandelt, da diese Bauarten häufig im Bereich der Bundesfernstraßen vorkommen (Bild 2).

Im Weiteren werden Anforderungen an die Unterbauten gestellt. Neben den Regelungen für Neubauten und Ersatzneubauten von Brücken werden ebenso diejenigen für Verstärkungs- und Instandsetzungsmaßnahmen von Betonbauteilen erörtert. Den Grünbrücken wird aufgrund ihres besonderen Anforderungsprofils ein eigenes Kapitel gewidmet. Bei den Bauverfahren wird zunächst auf die ZTV-ING [7] verwiesen.

Die Vorgaben zu Mindestabmessungen von Bauteilen bzw. Öffnungen befinden sich im Teil 2, Abschnitt 3 der baulichen Durchbildung. Im Vergleich zu den bekannten Abmessungen ändern sich die lichten Maße für die Durchgangshöhe eines begehbaren Hohlkastens von 1,90 m auf 2,00 m aus der Erkenntnis heraus, dass die Menschen in den vergangenen Jahrzehnten größer geworden sind. Für die lichte Weite wird aus ähnlichen Gründen erstmals ein Sollmaß von 1,00 m Breite angegeben.

Ferner muss der Abstand von Unterkante Überbau bis Oberkante Auflagerbank nun 50 cm statt bisher 30 cm betragen, um Arbeiten der Bauwerksprüfung, aber auch für den Lageraustausch zu erleichtern. Die Richtzeichnungen für Ingenieurbauten (RiZ-ING) [9] werden in dieser Hinsicht fortgeschrieben. Umgekehrt wurden textliche Richtzeichnungen, namentlich RiZ Was 0 und Elt 3, im Teil 2, Abschnitt 4 (Brückenausstattung) integriert und aktualisiert. Dies gilt auch für die bereits angesprochene Führung von Leitungen an Brücken.

Den integralen Brückenbauwerken wird im Teil 2, Abschnitt 5 nun auch ein offizieller Rahmen gegeben. Die empfohlene vorläufige Anwendung dieses Regelwerks ist damit obsolet. Nebenbei konnten in diesem Zuge kleinere Aktualisierungen und Präzisierungen am Text vorgenommen werden. Die Zeichnungen zu den Schleppplatten wurden als neue Richtzeichnungen Int 1 und Int 2 bereits veröffentlicht.

4 Folgeschritte

In den Vorbemerkungen wird die zukünftige Entwicklung bereits skizziert. So ist geplant, die Entwurfs-, Konstruktions- und Ausstattungsgrundsätze auch für Tunnel, Stützbauwerke, Lärmschutzwände und ähnliche Wände, Verkehrszeichen- und Geräteträgerbrücken fortzuschreiben sowie Becken- und Schachtbauwerke erstmals zu regeln.

Ferner ist beabsichtigt, die derzeit vorhandenen planerischen Vorgaben, die nicht die Ausführung selbst regeln und auch nicht Bestandteil von Bauverträgen sind, mittelfristig aus den ZTV-ING in die RE-ING zu überführen. Vorhandene Hinweise in der RE-ING zur Ausschreibung und ggf. Ausführungsplanung werden umgekehrt in die ZTV-ING übernommen. Dabei ist darauf zu achten, dass den ZTV-ING aufgrund ihrer Bauvertragsrelevanz grundsätzlich der Vorzug zu gewähren ist. Doppelungen im Text sollen vermieden werden, sodass im Einzelfall von der RE-ING auf die ZTV-ING verwiesen wird, jedoch nicht umgekehrt.

Weiterhin ist vorgesehen, die Regelungen zur Nutzung von Flächen unter Brücken, die in RE-ING Teil 2, Abschnitt 1 erfasst sind, mittelfristig gänzlich herauszulösen und in die Richtlinien für die Benutzung der Bundesfernstraßen in der Baulast des Bundes (Nutzungsrichtlinien) [10] zu überführen. Des Weiteren sind derzeit bereits im Teil 2, Abschnitt 1 bei der Kreuzung mit ländlichen Wegen Anpassungen hinsichtlich der Querschnittsbreiten von Brücken und lichten Weiten und lichten Höhen von Unterführungen in Vorbereitung. Auch der Einsatz von LED-Beleuchtung in begehbaren Hohlkästen wird novelliert. In absehbarer Zeit soll darüber hinaus das Thema Telleranker bzw. Kappenverankerung in Fahrbahnplatten neu überdacht und praxisgerechte Lösungen gefunden werden.

Ebenfalls in Vorbereitung befindet sich für Stahl- und Verbundbrücken ein Anhang, der bei der Querschnittsgestaltung und Detaillierung die zu beachtenden Punkte auflistet und praxisnahe Konstruktionsempfehlungen gibt. Der entsprechende Auftrag dafür ist vergeben worden. Ein ähnliches

Kapitel für Stahlbeton- und Spannbetonbrücken soll sich anschließen.

5 Ausblick

Mit der RE-ING wurde sowohl jungen Planern als auch erfahrenen Kolleginnen und Kollegen ein praktikables Werkzeug an die Hand gegeben. Der Anspruch und die Erwartungen sind hoch. Auch wenn derzeit noch nicht alle Kapitel vollumfassend und in der entsprechenden Qualität vorliegen, so ist doch absehbar, dass dieses Ziel über relativ kurzfristige Aktualisierungen und Fortschreibungen in den nächsten Monaten allmählich erreicht werden und somit die RE-ING einen ähnlich anerkannten Stellenwert in der Baupraxis erreichen wird, wie die ZTV-ING ihn bereits genießt. Periodische Aktualisierungen sind angedacht.

Das der RE-ING übergeordnete Entscheidungsgremium, der Koordinierungsausschuss Entwurf, wird sich darüber hinaus um den Abgleich der Regelwerke für den Entwurf untereinander und die Abgrenzung zur ZTV-ING (Koordinierungsausschuss (KoA) Bau) bzw. RPE-ING (KoA Erhaltung) etc. kümmern. Auf diese Weise soll gleichzeitig auch Raum für Diskussionen zur Entwicklung der unterschiedlichen Bauweisen, Auswertungen von Schadensfällen bis hin zur Verfolgung strategischer Ansätze gegeben werden. Besonderer Wert wird auf die Einbeziehung praktischer Erfahrungen und Erkenntnisse sowohl aus der Planung als auch von der Umsetzung auf den Baustellen gelegt. Dies fördert nicht nur die Akzeptanz der RE-ING, sondern führt auch zu robusteren Entwürfen in der Umsetzung und zu einem besseren Miteinander auf den Baustellen.

Getreu dem Spruch von August Bebel¹ „Nichts ist „ewig“, weder in der Natur noch im Menschenleben, ewig ist nur der Wechsel, die Veränderung.“ werden wir die nächsten Änderungen und Novellierungen angehen und entsprechend zeitnah verdichtet fortzuschreiben. Gespannt sind wir stets über die Rückmeldungen der Anwender, die intern diskutiert und bei zukünftigen Fortschreibungen berücksichtigt werden. Von daher ist jeder Anwender eingeladen sich einzubringen. Ähnlich den ZTV-ING ist angedacht, eine Erfahrungssammlung aufzubauen.

¹ U. a. zu finden in: Bebel, A.: *Ausgewählte Reden und Schriften*. In: *Int. Institut für Sozialgeschichte, Amsterdam (Hrsg.): Bd. 10/1: Die Frau und der Sozialismus: Beilagen, Anmerkungen und Register, Bearbeitung: Beske, A.; Müller, E.; Geleitwort: Müller, S.; München: K.G. Sauer, 1996, S. 244*

Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten (RE-ING). Stand 12/2017.
- [2] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. (FGSV, Hrsg.): Vorläufige Richtlinien für Straßen- und Wegebrücken aus Spannbeton- und Stahlbeton-Fertigteilen (R FT-Brücken). Köln: FGSV, 1979.
- [3] Homepage der BAST, Download des aktuellen Stands der RE-ING: <http://www.bast.de/DE/Ingenieurbau/Publikationen/Regelwerke/Entwurf/RE-ING.html> (geprüft am 17.1.2018).
- [4] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): Richtlinien für das Aufstellen von Bauwerksentwürfen für Ingenieurbauten (RAB-ING). Ausgabe 12/2016.
- [5] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): Regelungen und Richtlinien zur Berechnung und Bemessung von Ingenieurbauten (BEM-ING). Ausgabe 8/2016.
- [6] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe: 5/2011 und Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe: 5/2011 – 1. Ergänzung. Ausgabe 4/2015.
- [7] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen für Ingenieurbauten (ZTV-ING). Ausgabe 2/2017.
- [8] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): Richtlinien für das Verlegen und Anbringen von Leitungen an Brücken (RI-LEI-BRÜ). Ausgabe 1996.
- [9] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): Richtzeichnungen für Ingenieurbauten (RiZ-ING). Ausgabe 12/2015.
- [10] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): Richtlinien für die Benutzung der Bundesfernstraßen in der Baulast des Bundes (Nutzungsrichtlinien). Ausgabe 2/2014.
- [11] Richtlinie zur Planung von Erhaltungsmaßnahmen an Ingenieurbauten (RPE-ING) – in Bearbeitung.

www.sandstrahl-schuch.de

SANDSTRAHL SCHUCH

• STAHL • BETON • STEIN



Drehbrücke Kleveveich, Komplettinstandsetzung



Hochbrücke Brunsbüttel über den NOK, Korrosionsschutz

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

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



C³ | carbon
concrete
composite

TUDALIT®
Leichter bauen – Zukunft formen

Segmentierte Betonschale - Begegnungsstätte | Patric Trauschke | 1. Preis Architekturwettbewerb 2017

10. CARBON- UND TEXTILBETONTAGE

Preisverleihung TUDALIT® Architekturwettbewerb

25. und 26. September 2018

Deutsches Hygiene-Museum Dresden

Die Veranstalter C³ – Carbon Concrete Composite e. V.
und TUDALIT e. V. laden ganz herzlich zu den
10. **Carbon-** und **Textilbetontagen** am 25. und 26.09.2018
nach Dresden ein.

Wir freuen uns auf Ihr Kommen!

Manfred Curbach
Ulrich Assmann

Save the Date:

Was: 10. Carbon- und Textilbetontage in Dresden

Wann: 25. und 26. September 2018

Wo: Deutsches Hygiene-Museum, Lingnerplatz 1, 01069 Dresden

Das Programm sowie weitere Informationen finden Sie ab Mitte April unter
www.carbon-textilbetontage.de





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

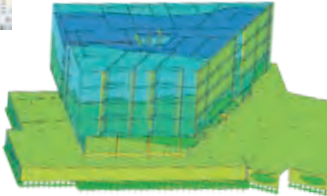


Download unserer
aktuellen Zulassungen

RFEM

5

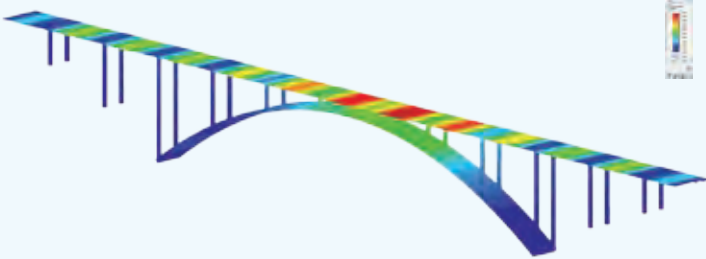
Das ultimative FEM-Programm



© www.aggbau.at



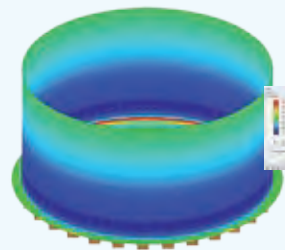
**Statik,
die Spaß
macht..**



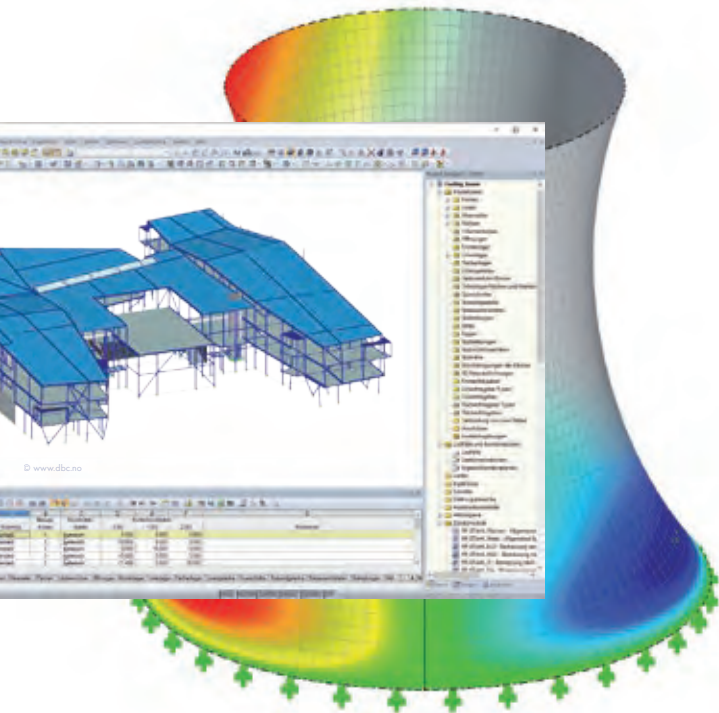
RSTAB

8

Das räumliche Stabwerksprogramm



© www.naymstructures.com



© www.dlbc.no

- **Brückenbau**
- **3D-Finite Elemente**
- **Massivbau**
- **Verbindungen**
- **Formfindung**
- **BIM/Eurocodes**
- **3D-Stabwerke**
- **Stahlbau**
- **Stabilität**
- **Holzbau**

**KOSTENLOSE 90-TAGE-
TESTVERSION**

**Software für Statik
und Dynamik**



www.dlubal.com

Development of cable-stayed bridges in China

Entwicklung von Schrägkabelbrücken in China¹

Yaojun Ge, Professor and PhD

Tongji University, Department of Bridge Engineering

1 Introduction

The research and development and project construction for cable-stayed bridges in China began in the late 1970s and early 1980s. After more than 10 years of technology import, research and engineering practice, in 1991, Chinese engineers independently completed a steel and concrete composite girder cable-stayed bridge with the main span of 423 m, Shanghai Nanpu Bridge (Fig. 1) [1], whose span ranked third over the world at that time. The successful self-construction of the Shanghai Nanpu Bridge greatly inspired the spirit of the Chinese bridge engineering community, and created the climax of the self-construction cable-stayed bridges.

Two years later, another composite-girder cable-stayed bridge was built, whose span created a new world record at that time. That was the 602 m spanned Shanghai Yangpu Bridge (Fig. 2) [2]. After that, in 2001 and 2005, the main span of the cable-stayed bridge was enlarged step by step to 628 m of the Second Nanjing Bridge across Yangtze River (Fig. 3) [3] and 648 m of the Third Nanjing

1 Einleitung

Forschung und Entwicklung von Schrägseilbrücken in China sowie erste Bauprojekte begannen in den späten 1970er und frühen 1980er Jahren. Nach mehr als 10 Jahren Technologieimport, Forschung und Ingenieurpraxis wurde 1991 erfolgreich die Shanghai Nanpu Bridge errichtet – eine Schrägseilbrücke mit Stahl-Beton-Verbundträger und einer Hauptspannweite von 423 m (Bild 1, [1]). Zu dieser Zeit bedeutete diese Spannweite den dritten Rang weltweit. Die Verwirklichung dieser Brücke inspirierte den Geist der chinesischen Brückenbauingenieure stark und bildete einen Höhepunkt des chinesischen Schrägseilbrückenbaus.

Zwei Jahre später wurde eine weitere Schrägseilbrücke mit einem Versteifungsträger in Stahl-Beton-Verbundbauweise fertiggestellt, deren Spannweite damals einen neuen Weltrekord bedeutete.

¹ Übersetzung: Dr.-Ing. Silke Scheerer, Institut für Massivbau, TU Dresden



Fig. 1 Shanghai Nanpu Bridge

Bild 1 Shanghai-Nanpu-Brücke

Photo: Kimon Berlin, CC BY-SA 2.0, Wikimedia.commons



Fig. 2 Shanghai Yangpu Bridge

Bild 2 Shanghai-Yangpu-Brücke

Photo: Putneymark, CC BY-SA 2.0, Wikimedia.commons



Fig. 3 Second Nanjing Bridge across Yangtze River

Bild 3 Zweite Nanjing-Brücke über den Jangtse

Photo: Glabb, CC BY-SA 3.0, Wikimedia.commons



Fig. 4 Third Nanjing Bridge across Yangtze River

Bild 4 Dritte Nanjing-Brücke über den Jangtse

Photo: J. Ye, CC BY-SA 2.0, Wikimedia.commons



Fig. 5 Sutong Bridge across Yangtze River

Bild 5 Sutong-Brücke über den Jangtse

Photo: Glabb, CC BY-SA 3.0, Wikimedia.commons



Fig. 6 Hong Kong Stonecutters Bridge

Bild 6 Stonecutters Bridge in Hongkong

Photo: Minghong, Wikimedia.commons

Bridge across Yangtze River (Fig. 4) [4]. In 2008, the 1088 m spanned Sutong Bridge across Yangtze River (Fig. 5) [5] was set up a new world record of the main span length of the cable-stayed bridge. In 2009, Hong Kong Stonecutters Bridge with the main span of 1018 m (Fig. 6) [6] was also successfully completed.

Es handelte sich um die 602 m spannende Shanghai Yangpu Bridge (Bild 2, [2]). Danach wurde in den Jahren 2001 und 2005 die Hauptspannweite von Schrägseilbrücken Schritt für Schritt zuerst auf 628 m bei der Zweiten Nanjing-Brücke bzw. auf 648 m bei der Dritten Nanjing-Brücke, beide über den Jangtsefluss, erneut erhöht (Bilder 3



Fig. 7 Jingzhou Bridge across Yangtze River

Bild 7 Jingzhou-Brücke über den Jangtse

Photo: Popolon, CC BY-SA 3.0, Wikimedia.commons



Fig. 8 Wuhan Tianxingzhou Bridge across Yangtze River, 2009 short before finished

Bild 8 Wuhan Tianxingzhou Bridge über den Jangtse, 2009 kurz vor ihrer Fertigstellung

Photo: Duve, CC BY-SA 3.0, Wikimedia.commons

2 Construction Achievements

China has not only created the world record for main span of cable-stayed bridges by two times, but also kept several type span records of cable-stayed bridges. For example, Jingzhou Bridge across Yangtze River (Fig. 7) [7] with the main span of 500 m built in 2002 is the longest concrete girder cable-stayed bridge in the world, Wuhan Tianxingzhou Bridge across Yangtze River (Fig. 8) [8] with the main span of 502 m built in 2008 is the longest railway cable-stayed bridge in the world, and Erqi Yangtze River Bridge in Wuhan across Yangtze River (Fig. 9) [9] with the main spans of 2×616 m built in 2011 is the longest multi-pylon cable-stayed bridge in the world.

After the first cable-stayed bridge with a main span over 400 m, Shanghai Nanpu Bridge, was built in China in 1991, many more bridges were built, including [10]:

- ❑ 64 cable-stayed bridges with main spans longer than 400 m have been completed in China until today, accounts for 52% of the total 123 cable-stayed bridges in the world,
- ❑ 21 cable-stayed bridges with main spans over 600 m, accounts for 58% of the total 36 cable-stayed bridges in the world,
- ❑ 5 cable-stayed bridges with the main spans of over 800 m, accounts for 56% of the total 8 cable-stayed bridges in the world and
- ❑ 2 cable-stayed bridges with the main spans of over 1000 m among only 3 in the world.



Fig. 9 Erqi Yangtze River Bridge in Wuhan
Bild 9 Erqi-Brücke in Wuhan über den Yangtze
Photo: Glabb, CC BY-SA 3.0, Wikimedia.commons

und 4, [3], [4]). Im Jahr 2008 folgte die Sutong-Brücke, ebenfalls über den Jangtse (Bild 5, [5]), mit einer Hauptspannweite von 1088 m – einem neuen Weltrekord bei Schrägseilbrücken. 2009 wurde die Hongkong Stonecutters Bridge mit einer Hauptspannweite von 1018 m (Bild 6, [6]) sukzessive fertiggestellt.

2 Erfolge im Brückenbau

China hat nicht nur den Weltrekord für die Hauptspannweite von Schrägseilbrücken zweimal aufgestellt, sondern auch weitere Spannweiten-Rekorde bei Schrägseilbrücken zu verzeichnen. Zum Beispiel ist die 2002 gebaute Jingzhou-Brücke (Bild 7, [7]) mit einer Hauptspannweite von 500 m die Schrägseilbrücke mit dem längsten Beton-Fahrbahnträger der Welt. Die Wuhan-Tianxingzhou-Brücke (Bild 8, [8]), 2008 mit 502 m Hauptspannweite errichtet, ist die längste Eisenbahn-Schrägseilbrücke weltweit, und die Wuhan-Erqi-Brücke (Bild 9, [9]), gebaut 2011, ist mit Hauptspannweiten von 2×616 m die längste Schrägseilbrücke der Welt mit mehreren Pylonen. Alle diese Brücken überspannen den Yangtze River.

Nachdem in China 1991 mit der Shanghai Nanpu Bridge die erste Schrägseilbrücke mit einer Hauptspannweite von über 400 m gebaut worden war, wurden hier viele weitere errichtet, u. a. mittlerweile [10]:

- ❑ 64 Schrägseilbrücken mit mehr als 400 m Hauptspannweite (das entspricht einem Anteil von 52 % der insgesamt 123 Schrägseilbrücken auf der Welt in dieser Größenordnung),
- ❑ 21 Schrägseilbrücken mit Hauptspannweiten über 600 m (58 % der insgesamt 36 Schrägseilbrücken weltweit),
- ❑ fünf Schrägseilbrücken mit Hauptspannweiten über 800 m (entspricht 56 % der insgesamt acht Schrägseilbrücken dieser Gruppe auf der Welt) und
- ❑ zwei Schrägseilbrücken mit Hauptspannweiten von über 1000 m, wovon es weltweit nur drei gibt.

Table 1 shows the top ten longest span cable-stayed bridges completed around the world, which includes six bridges in China, and one in Russia, Japan, France, and South Korea, respectively. Therefore, China has truly become a leading country to build long-span cable-stayed bridges.

Tabelle 1 zeigt die Top Ten der Schrägseilbrücken mit den weltweit längsten Spannweiten. Sechs davon befinden sich in China, jeweils eine in Russland, Japan, Frankreich und Südkorea. Daher kann zu Recht gesagt werden, dass China zu einem führenden Land beim Bau von langen Schrägseilbrücken geworden ist.

Table 1 Top ten longest span cable-stayed bridges in the world [10]

Tabelle 1 Top Ten der Schrägseilbrücken mit den längsten Spannweiten weltweit [10]

No. Nr.	Year Baujahr	Bridge's name Brücke	Span Spannweite (m)	Girder Versteifungsträger *)	Country Land
1	2012	Russky Bridge	1104	Steel box Stahlhohlkasten	Russia
2	2008	Sutong Bridge	1088	Steel box Stahlhohlkasten	China
3	2009	Stonecutters Bridge	1018	Twin box Zwillingkasten	China
4	2010	E'dong Bridge	926	Isolated box **)	China
5	1999	Tatara Bridge	890	Steel box Stahlhohlkasten	Japan
6	1995	Normandy Bridge	856	Steel box Stahlhohlkasten	France
7	2013	Jiujiang Bridge	818	Steel box Stahlhohlkasten	China
8	2010	Jingyue Bridge	816	Steel box Stahlhohlkasten	China
9	2009	Incheon Bridge	800	Steel box Stahlhohlkasten	Korea
10	2013	Xiazhang Bridge	780	Steel box Stahlhohlkasten	China

*) valid for all these bridges: spatial cables and problem of rain-wind induced vibration of stay cables; links to further information about construction can be found at [10]

**)two parallel steel hollow boxes, on the top: orthotropic deck plate; the lower slab was omitted [11]

*) gültig für alle diese Brücken: räumliche Kabelanordnung, Hauptherausforderung sind die Schwingungen der Schrägseile, induziert durch Regen und Wind; Links zu weiteren Informationen hinsichtlich der Baukonstruktionen sind in [10] zu finden.

**)zwei parallel liegende Stahlhohlkästen, oben: Abschluss mit orthotroper Fahrbahnplatte; die untere Bodenplatte wurde weggelassen [11]

3 Wind resistance

With the rapid increase of the span length, cable-stayed bridges are becoming longer, lighter and more flexible, which results not only in static and dynamic problems, but also aerodynamic issues related to flutter instability, vortex induced vibration, cable vibration and so on. In order to clarify the wind-resistance problem of completed long-span cable-stayed bridges, Table 1 gives ten longest span cable-stayed bridges around the world. Without exception, all of them adopt the flat steel box girders, which have a good aerodynamic performance, and spatial cables. As a result, no aerodynamic instability problem was found, but the rain-wind induced vibration of stay

3 Windwiderstand

Mit der rasanten Zunahme der Spannweiten wurden Schrägseilbrücken länger, leichter und flexibler, was nicht nur zu statischen und dynamischen Problemen führt, sondern auch zu aerodynamischen, wie z. B. hinsichtlich dynamischer Instabilität (Flattern), durch Verwirbelungen und Wirbelablösung induzierte Schwingungen, Kabelschwingungen etc. Um das Problem des Windwiderstands von fertiggestellten Schrägkabelbrücken großer Spannweite zu verdeutlichen, sind in Tabelle 1 die zehn Schrägseilbrücken mit den längsten Spannweiten auf der ganzen Welt zusammengestellt. Sie alle besitzen ausnahmslos aerodynamisch vorteilhafte flache Kastenträger

cables has always been a crucial problem, especially for long cables. Aerodynamic countermeasures, such as spiral wires and dimples, and mechanical dampers are commonly-used to control the level of vibration.

Although above-mentioned long-span cable-stayed bridges only suffer the problem of rain-wind induced vibration of stay cables and have no aerodynamic instability problem, several underlying flutter problems were found in some cable-stayed bridges with relatively smaller span which have adopted the bluff body section girder. And some aerodynamic countermeasures were taken before these bridges were completely designed and constructed. Table 2 presents six completed cable-stayed bridges with relatively smaller span in china, but all of them had flutter problems at preliminary design stage. The spans of these six bridges range from 332 m to 688 m. Apart from the Xiangshan Port Bridge with a steel box girder and the Main Navigation Channel Bridge of Donghai Bridge with steel-concrete composite box girder, other four bridges all employ I-shaped steel girder with concrete deck slab which have bluff aerodynamic configurations. And the spatial effects of stay cables are insufficient except Xiangshan Port Bridge and Wuhan Erqi Yangtze River Bridge. Consequently, flutter instability problem is decisive for these bridges. By conducting wind tunnel tests, a series of flutter control countermeasures, such as lowering the rail base, the central stabilizer, the apron board at two sides, the wind fairing and changing the position of maintenance rail, were adopted to meet the demand of flutter checking wind speed as stated in the Wind-resistant Design Specification for Highway Bridges [12].

4 Exploration of super-long span

According to the recent research achievements on ultimate span of cable-stayed bridge, it was found that the axial compressive force of the girder is the dominant static factor to restrict the growth of span for cable-stayed bridges. A formula for calculating the ultimate span of cable-stayed bridge was derived by introducing the axial compressive force of the girder as a key parameter. Based on the assumption that the ratio of the span to tower height is equal to 5, the ultimate spans of cable-stayed bridges with different materials of the girder are obtained by the presented formula, namely, 1857 m for Q345qD steel, 2228 m for Q420qD steel and 2414 m for Q460qD, respectively. Consequently, 2500 m can be regarded as the ultimate span of the cable-stayed bridges [13], [14].

als Versteifungsträger und eine räumliche Kabelanordnung, die gegenüber der Anordnung von Kabeln in einer einzigen mittigen Ebene oder in zwei parallelen Ebenen eine deutlich höhere aerodynamische Stabilität erzeugt. Als Folge dessen spielten aerodynamische Instabilitäten eine untergeordnete Rolle, aber die Regen-Wind-induzierten Schwingungen der Schrägseile waren immer das Schlüsselproblem, insbesondere bei langen Kabeln. Aerodynamische Gegenmaßnahmen, wie Störseile oder mechanische Schwingungsdämpfer werden üblicherweise verwendet, um die Schwingungen zu kontrollieren.

Obwohl die oben erwähnten Schrägseilbrücken mit großer Spannweite nur das Problem der Regen-Wind-induzierten Vibration der Schrägseile haben und kein aerodynamisches Instabilitätsproblem, wurden bei einigen Schrägseilbrücken mit relativ kleiner Spannweite einige grundlegende Probleme hinsichtlich Flatterns gefunden, welche mit der aerodynamisch ungünstigen Gestaltung des Fahrbahnträgers zusammenhängen. Hier wurden einige Gegenmaßnahmen ergriffen, bevor diese Brücken endgültig entworfen und gebaut wurden. Tabelle 2 zeigt sechs fertiggestellte Schrägseilbrücken mit relativ kleiner Spannweite in China, die alle im Vorentwurf Probleme mit Flattern aufgewiesen hatten. Die Spannweiten dieser sechs Brücken reichen von 332 m bis 688 m. Abgesehen von der Xiangshan Port Bridge (Stahlkastenträger) und der Main Navigation Channel Bridge der Donghai-Brücke (Stahl-Beton-Verbundkastenträger) waren die Hauptträger der Brücken in Form von I-förmigen Stahlträgern mit Betondeckplatte geplant worden und wiesen somit ein aerodynamisch ungünstiges Profil auf. Bis auf die Xiangshan Port Bridge und die Wuhan Erqi Yangtze River Bridge war die Anordnung der Schrägkabel unzureichend. Folglich ist das Flattern der Kabel für diese Brücken entscheidend. In Windkanalversuchen wurden verschiedene Maßnahmen gegen das Flattern überprüft, z. B. das Absenken des Schienenunterbaus, ein zentraler Stabilisator, Ablenkplatten bzw. Windabweiser oder -verkleidungen und das Verändern der Position der Wartungsschiene. Mit Hilfe derartiger Maßnahmen können die Anforderungen aus den Entwurfsvorschriften für Autobahnbrücken [12] erfüllt werden.

4 Untersuchung von extra großen Spannweiten

Jüngste Untersuchungen zur Grenzspannweite von Schrägseilbrücken haben ergeben, dass die Drucknormalkraft im Versteifungsträger der dominierende statische Faktor zur Begrenzung des

Table 2 Flutter problem and countermeasures for cable-stayed bridges in China

Tabelle 2 Schrägkabelbrücken in China mit aerodynamischen Problemen durch Flattern und Gegenmaßnahmen

No. Nr.	Built Baujahr	Bridge name Brücke	Span Spannweite (m)	Girder Hauptträger	Cables Kabel	Countermeasure against flutter Maßnahmen gegen Flattern
1	2012	Xiangshan Bridge	688	Box Kastenträger	Spatial räumlich	Lowering rail base Absenken Schienenunterbau
2	2011	Wuhan Erqi Bridge	616	Composite Verbundquerschnitt	Spatial räumlich	Central stabilizer zentraler Stabilisator
3	2001	Qingzhou Bridge	605	Composite Verbundquerschnitt	Spatial räumlich	Apron board Windabweiser/Ablenkplatten
4	1991	Nanpu Bridge	423	Composite Verbundquerschnitt	Spatial räumlich	Apron board Windabweiser/Ablenkplatten
5	2005	Main Navigation Channel Bridge of Donghai Bridge	420	Composite Verbundquerschnitt	Single eine Kabелеbene	Maintenance rail gantry Position der Wartungsschiene
6	2005	Kezhushan Bridge of Donghai Bridge	332	Composite Verbundquerschnitt	Parallel 2 parallele Ebenen	Wind fairing Windverkleidung

With the reference to the statistical results of the design parameters of the component type and the general layout of the current completed cable-stayed bridges, four cable-stayed bridges with different main spans L , namely, $L = 1000$ m, 1500 m, 2000 m, and 2500 m, were modelled by treating the axial compressive stress of the girder as the dominant parameter (Fig. 10). By taking the cross section of Sutong Bridge as the model prototype, the static performances of these four proposals were compared with the completed Sutong Bridge. It was found that the strength and stiffness of the structures can meet the requirements. However, the girder depth for the bridge with the main span of 2000 m has to be increased before its static stability can be guaranteed. And for the bridge with the main span of 2500 m, the static stability standard still cannot be satisfied if its girder depth is increased.

The dynamic properties of these four design proposals were analysed by finite element method. As shown in Table 3, first two lateral bending, vertical bending and torsional frequencies are listed and compared with Sutong Bridge. The ratios of first order longitudinal floating frequency, lateral bending frequency, vertical bending frequency, and torsional frequency of these four proposals are $1:0.76:0.59:0.49$ | $1:0.47:0.29:0.18$ | $1:0.71:0.59:0.46$ and $1:0.77:0.67:0.58$, respec-

Spannweitenwachstums für Schrägseilbrücken ist. Es wurde eine Formel zur Berechnung dieser endgültigen Spannweite von Schrägseilbrücken abgeleitet, in welcher die Drucknormalkraft im Längsträger als Schlüsselparameter eingeführt wurde. Ausgehend von der Annahme, dass das Verhältnis von Spannweite zu Pylonhöhe gleich 5 ist, konnten die Grenzspannweiten von Schrägseilbrücken mit unterschiedlichen Werkstoffen für den Hauptträger bestimmt werden. Bei Verwendung von verschiedenen Stahlsorten ergeben sich bspw. folgende Werte: maximal 1857 m für Q345qD-Stahl, 2228 m für Q420qD-Stahl und 2414 m für Q460qD. Folglich können 2500 m als maximale Grenzspannweite für Schrägseilbrücken angesehen werden [13], [14].

In Anlehnung an verschiedene variierende Entwurfparameter, den Bautyp und die allgemeine Gestaltung derzeit fertiggestellter Schrägseilbrücken wurden vier Schrägseilbrücken mit unterschiedlichen Hauptspannweiten $L = 1000$ | 1500 | 2000 | 2500 m modelliert, wobei die Drucknormalkraft des Hauptträgers als dominanter Parameter behandelt wurde (Bild 10). Der Querschnitt der Sutong-Brücke diente als Referenz. Durch einen Vergleich mit der fertiggestellten Sutong-Brücke wurde die statische Leistungsfähigkeit der vier Vorschläge bewertet. Es wurde festgestellt, dass Tragfähigkeit und Steifigkeit der virtuellen

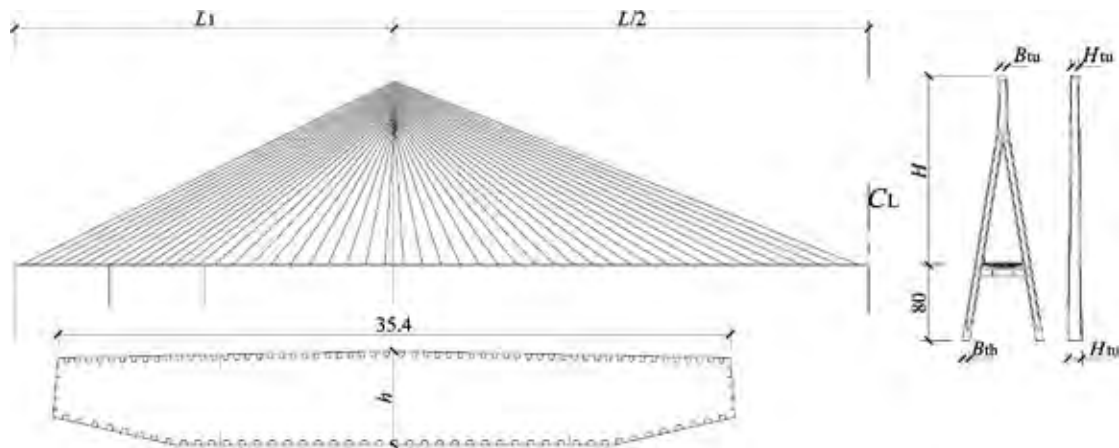


Fig. 10 Layout of the cable-stayed bridges with main spans from 1000 m to 2500 m

Bild 10 Gestaltung der Schrägkabelbrücken mit Spannweiten zwischen 1000 und 2500 m

Drawing: by the author

tively. It means that with the increase of the main span, the lateral bending frequency suffers the fastest decrease followed by vertical bending and floating frequencies and torsional frequency reduces the slowest. Besides, the effects of bridge girder, tower and stay cables on the dynamic properties of bridges were also studied. It was shown that the increase of the girder depth contributes to the raise of structural basic frequencies, but the increase of girder width would reduce the basic torsional frequency. The height and stiffness of the bridge tower have little influence on the structural basic frequencies. The use of carbon-fibre reinforced polymer (CFRP) for stay cables will remarkably increases the structural basic frequencies with the increase of the main span of the bridges [14].

Strukturen die Anforderungen erfüllen können. Allerdings musste die Trägerhöhe für die Brücke mit der Hauptspannweite von 2000 m erhöht werden, um die statische Stabilität gewährleisten zu können. Bei der Brücke mit 2500 m Hauptspannweite wäre allerdings eine solche Modifikation der Trägergeometrie noch immer nicht ausreichend, um dies zu garantieren.

The wind-resistance design for these four bridges includes the static wind-induced response, aerostatic stability and flutter stability. Under the design static wind load, the stress of the bridge girder will exceed the design requirement for the

Die dynamischen Eigenschaften dieser vier Designvorschläge wurden mit der Finite-Elemente-Methode analysiert. In Tabelle 3 sind verschiedene Frequenzen aufgelistet und mit den zugehörigen Werten der Sutong-Brücke verglichen. Die Verhältnisse zwischen der Frequenz erster Ordnung in Brückenlängsrichtung, der Quer- und vertikalen Biegefrequenzen und der Torsionsfrequenz der vier Entwürfe lauten 1:0,76:0,59:0,49 | 1:0,47:0,29:0,18 | 1:0,71:0,59:0,46 und 1:0,77:0,67:0,58. Dies bedeutet, dass mit der Zunahme der Hauptspannweite die Querbiegefrequenz am schnellsten abnimmt, die Torsionsfrequenz hingegen verringert sich am langsamsten.

Table 3 Dynamic properties of cable-stayed bridges with main spans from 1000 m to 2500 m [14]

Tabelle 3 Dynamische Eigenschaften von Schrägseilbrücken mit Hauptspannweiten von 1000 bis 2500 m [14]

Mode Schwingungs-mode*)	Sutong Bridge		1000 m		1500 m		2000 m		2500 m	
	Order Ordnung	Frequency Frequenz (Hz)	Order Ordnung	Frequency Frequenz (Hz)	Order Ordnung	Frequency Frequenz (Hz)	Order Ordnung	Frequency Frequenz (Hz)	Order Ordnung	Frequency Frequenz (Hz)
F-1	1	0.064	1	0.075	1	0.057	2	0.044	2	0.037
LB-1	2	0.103	2	0.126	2	0.059	1	0.037	1	0.023
LB-2	5	0.287	5	0.342	4	0.153	3	0.088	3	0.055
VB-1	3	0.184	3	0.208	3	0.148	4	0.122	4	0.095
VB-2	4	0.225	4	0.261	5	0.174	5	0.141	6	0.112
T-1	13	0.511	21	0.557	16	0.431	21	0.373	24	0.324

*) F: floating | Längsschwingung, LB: lateral bending | Querbiegung, VB: vertical bending | vertikale Biegung, T: torsional | Torsion

Table 4 Critical flutter speed of cable-stayed bridges with main spans from 1000 m to 2500 m [14]
 Tabelle 4 Kritische Geschwindigkeiten – Flattern – von Schrägseilbrücken mit Hauptspannweiten von 1000 m bis 2500 m [14]

Proposal Objekt	Sutong Bridge		1000 m		1500 m		2000 m		2500 m	
Attack angle Angriffswinkel	0°	+3°	0°	+3°	0°	+3°	0°	+3°	0°	+3°
Reduced wind speed Verminderte Windgeschwindigkeit V^*	7.65	4.75	7.38	4.67	7.71	4.68	> 8.0	4.76	6.77	4.18
Width Breite B (m)	41.0	41.0	41.0	41.0	41.0	41.0	41.0	41.0	68.1	68.1
Flutter frequency Flatterfrequenz f_i (Hz)	0.444	0.480	0.477	0.518	0.361	0.399	-	0.349	0.228	0.252
Critical speed Kritische Geschwindigkeit V_{cr} (m/s)	139.1	93.4	144.3	99.3	114.3	76.7	> 103.8	68.1	104.8	71.6

bridge with the main span of 2500 m and 41 m girder width, and the lateral deformation is too large. Instead, the girder width is increased to 68.1 m. By means of 2-D linear and 3-D nonlinear analysis, it was shown in Table 4 that the aerostatic stabilities of these four bridges have adequate safety reserve. By carrying out the 2-D flutter coupling analysis with the flutter derivatives of Sutong Bridge, the flutter critical wind speeds of these four bridges are 99.3 m/s, 76.7 m/s, 68.1 m/s, and 71.6 m/s, respectively, which can meet the wind-resistance design demands in most regions [14].

The double 1500 m spans cable-stayed bridge has been proposed for the main navigational channel of Qiongzhou Strait Bridge, which connects Zhanjiang City, Guangdong Province in the mainland of China, and Haikou City, Hainan Province in the largest island of China, called Hainan Island. The span arrangement is designed as 244 + 408 + 1500 + 1500 + 408 + 244 m, and the twin box deck is adopted with the total width of 60.5 m including a 14 m central slot, shown in Fig. 11 and Fig. 12 [15].



Fig. 11 Span arrangement of Qiongzhou Strait Cable-Stayed Bridge
 Bild 11 Spannweiten der Qiongzhou-Strait-Schrägseilbrücke

Drawing: [16]

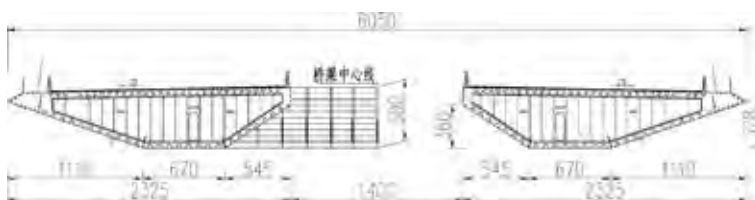


Fig. 12 Girder cross section of Qiongzhou Strait Cable-Stayed Bridge
 Bild 12 Hauptträgerquerschnitt der Qiongzhou-Strait-Schrägseilbrücke

Drawing: [16]

Außerdem wurden die Auswirkungen der Brückenlängsträger, von Türmen bzw. Pylonen und der Schrägseile auf die dynamischen Eigenschaften der Brücken untersucht. Es konnte gezeigt werden, dass die Vergrößerung der Trägerhöhe zur Erhöhung der strukturellen Grundfrequenzen beiträgt. Eine Zunahme der Trägerbreite würde die Torsionsgrundfrequenz reduzieren. Die Höhe und Steifigkeit von Brückentürmen oder Pylonen haben hingegen wenig Einfluss auf die Grundfrequenzen. Die Verwendung von carbonfaserverstärkten Polymeren (CFRP) für die Schrägseile würde mit zunehmender Hauptspannweite die strukturellen Grundfrequenzen der Brücken beträchtlich erhöhen [14].

Hinsichtlich des Windwiderstands wurden beim Design dieser vier Brücken die Tragwerksantwort auf statisch wirkende Windlasten, die aerostatische Stabilität und die Stabilität gegenüber Flattern betrachtet. Bei der Bemessung für die statische Windlast würde die Beanspruchung im Brückenträger die zulässigen Werte für die Brücke mit 2500 m Spannweite und 41 m Trägerbreite überschreiten.

Zudem wäre die Querverformung zu groß. Deshalb wurde die Trägerbreite auf 68,1 m erhöht. Mittels linearer 2-D- und nichtlinearer 3-D-Analyse konnte gezeigt werden, dass die aerostatischen Stabilitäten jeder der vier Brücken eine ausreichende Sicherheitsreserve aufweisen (s. Tabelle 4). Führt man die 2-D-Analyse für den kritischen Zustand "Flattern" mit von der Sutong-Brücke abgeleiteten Werten durch, erhält man für die vier fiktiven Brücken bei einem Angriffswinkel von 3° kritische Windgeschwindigkeiten zwischen 99,3 m/s (Spannweite 1000 m) und 68,1 m/s (2000 m Spannweite), womit die Anforderungen an den Windwiderstand in den meisten Regionen erfüllt werden können [14].



Fig. 13 Sectional model test in a wind channel
Bild 13 Test an einem Modell eines Brückendeckauschnittes im Windkanal

Photo: by the author



Fig. 14 Full aero-elastic model test in the wind channel
Bild 14 Die komplette Brücke im Modell im Windkanaltest

Photo: by the author

Before performing the sectional model test and full aero-elastic bridge model test, the fundamental natural frequencies of the lateral bending, the vertical bending and the torsional vibration of bridge deck obtained via a FEM modal analysis are 0.0810 Hz, 0.1235 Hz, and 0.3524 Hz, respectively, for the completion bridge state. The corresponding modal equivalent masses and mass moment of the bridge deck are 39,020 kg/m, 54,370 kg/m, and 15,699,500 kgm²/m, respectively [15].

The sectional model wind tunnel test with the scale ratio of 1:80 was first conducted to study the wind-resistance performance of the cable-stayed bridge (Fig. 13). The tests were performed in the laminar flow at three different attack angles, namely, +3°, 0°, and -3°. The minimum flutter critical wind speed among three attack angles

Eine Schrägseilbrücke mit Spannweiten von 2 × 1500 m wurde für die Hauptdurchfahröffnungen der Qiongzhou Strait Bridge vorgeschlagen, die die Stadt Zhanjiang in der Provinz Guangdong auf dem chinesischen Festland mit der Stadt Haikou in der Provinz Hainan auf der gleichnamigen, größten Insel Chinas verbindet. Der Entwurf sah Spannweiten von 244 + 408 + 1500 + 1500 + 408 + 244 m vor (Bild 11). Der Brücke wird eine Gesamtbreite von 60,5 m haben, die beiden Hohlkästen sind jeweils rund 23 m breit (Bild 12, [15]).

In der Entwurfsphase waren Windkanalversuche an einem Modell eines Abschnitts des Brückendecks und an einem vollständigen aeroelastischen Brückenmodell vorgesehen. Zuvor waren für das Brückendeck im Endzustand die Eigenfrequenzen für Quer- und vertikale Biegung als auch für Torsionsschwingung mit Hilfe der FEM-Modalanalyse mit 0,0810 Hz, 0,1235 Hz und 0,3524 Hz bestimmt worden. Die zugehörigen äquivalenten modalen Massen bzw. das Massenträgheitsmoment des Brückendecks betragen 39.020 kg/m, 54.370 kg/m bzw. 15.699,5 tm²/m [15].

Zuerst wurde die Versuchsreihe an dem Modell des Brückenabschnitts im Maßstab 1:80 durchgeführt, um den Windwiderstand der Schrägseilbrücke zu untersuchen (Bild 13). Die Tests wurden in einer laminaren Strömung mit drei verschiedenen Angriffswinkeln – +3°, 0° und -3° – durchgeführt. Die minimale kritische Windgeschwindigkeit beträgt 118 m/s für das Szenario Flattern, was höher ist als die Entwurfs-Windgeschwindigkeit, die in [12] mit 93 m/s angegeben ist. Anschließend wurde ein vollständiger aeroelastischer Modellversuch im Maßstab 1:320 durchgeführt (Bild 14). Auch hier wurden drei Angriffswinkel bei laminarer Strömung getestet. Die jeweiligen Mittelwerte und quadratischen Mittel (QMW) der Torsionsantwort im Mittelfeld sind in Bild 15 zusammengestellt. Es konnte festgestellt werden, dass die aerostatische Torsionsdivergenz vor dem Flattern auftritt.

Table 5 Critical wind speeds for 2 × 1500 m cable-stayed bridge

Tabelle 5 Kritische Windgeschwindigkeiten für eine Schrägseilbrücke mit 2 × 1500 m Spannweite

Attack angle Angriffswinkel	Aerodynamic flutter instability Aerodynamische Instabilität – Flattern		Aerostatic torsional divergence Aerostatische Torsionsdivergenz	
	Critical speed Kritische Geschwindigkeit (m/s)	Checking speed Überprüfte Geschwindigkeit (Entwurf) (m/s)	Critical speed Kritische Geschwindigkeit (m/s)	Checking speed Überprüfte Geschwindigkeit (Entwurf) (m/s)
+3°	> 202	93	109	91
0°	> 210		116	
-3°	> 118		> 109	

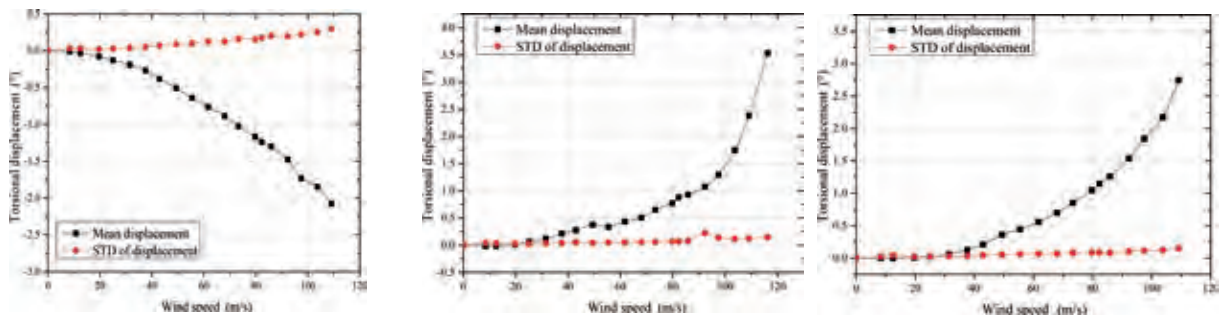


Fig. 15 Torsional response in the midspan for the 2×1500 m cable-stayed bridge; from left to right: $+3^\circ$, 0° , and -3°

Bild 15 Torsionsreaktion im Mittelfeld für eine Schrägseilbrücke mit Hauptspannweiten von 2×1500 m; von links nach rechts: $+3^\circ$, 0° und -3°

Diagrams: [16]

is 118 m/s according to the sectional model test which is higher than the design wind speed given by Wind-resistant Design Specification for Bridges [12], 93 m/s. Then, a full aero-elastic model test with the scale ratio of 1:320 was conducted (Fig. 14). Similarly, three attack angles were tested in laminar flow and the corresponding mean and root mean square (RMS) values of the torsional response in the midspan were collected as shown in Fig. 15. It can be found that the divergence phenomenon only occurs in the mean response at three attack angles which means the aerostatic torsional divergence happens before the flutter instability. Table 5 gives the critical wind speed of aerodynamic flutter instability, aerostatic torsional divergence and design checking wind speed. It shows that both the flutter and aerostatic stabilities can meet the wind-resistance requirements [15].

5 Conclusions

Although the development of cable-stayed bridges in China has only about 40 years history, China has truly become a leading country that had built more than half long-span cable-stayed bridges in the world, including several world record span bridges. The engineering practice of the latest record-breaking cable-stayed bridges, including Sutong Bridge, Stonecutters Bridge, and Edong Bridge, unveils the facts that traditional long-span cable-stayed bridges with spatial cable plane and steel box girder have high enough critical flutter speed and the main aerodynamic concern is rain-wind induced vibration of long stay cables. The traditional cable-stayed bridges may come to their span length limitation of 1500 m due to wind resistance, and both aerodynamic flutter instability and aerostatic torsional divergence must be carefully considered in the future design.

In Tabelle 5 sind die wichtigsten Kennwerte zusammengestellt. Es wird zeigt, dass sowohl hinsichtlich des Flatterns als auch hinsichtlich der Torsionsschwingungen die Anforderungen an die Windwiderstandsfähigkeit erfüllt werden [15].

5 Schlussfolgerungen

Obwohl die Geschichte der Entwicklung von Schrägkabelbrücken in China erst vor etwa 40 Jahren begann, ist China darin zu einem führenden Land geworden, welches mehr als die Hälfte der am weitesten gespannten Schrägseilbrücken in der Welt gebaut hat, darunter mehrere Weltrekordbrücken. Die Ingenieurpraxis hat im Zusammenhang mit den neuesten rekordbrechenden Schrägseilbrücken, darunter die Sutong Bridge, die Stonecutters Bridge und die Edong Bridge, gezeigt, dass traditionelle, langgestreckte Schrägseilbrücken mit räumlicher Kabelanordnung und Stahlkastenträgern eine ausreichend hohe kritische Flattergeschwindigkeit haben und das maßgebende aerodynamische Problem die Regen-Wind-induzierten Schwingungen der langen Kabel sind. Aufgrund des Windwiderstands wird sich bei traditionellen Schrägkabelbrücken eine Spannweitenbegrenzung bei 1500 m einstellen. Bei zukünftigen Konstruktionen müssen sowohl die aerodynamische Instabilität (Flattern) als auch die aerostatische Torsionsdivergenz sorgfältig berücksichtigt werden.

References | Literatur

- [1] https://en.wikipedia.org/wiki/Nanpu_Bridge.
[2] https://en.wikipedia.org/wiki/Yangpu_Bridge.
[3] https://en.wikipedia.org/wiki/Second_Nanjing_Yangtze_Bridge.
[4] https://en.wikipedia.org/wiki/Third_Nanjing_Yangtze_Bridge.
[5] https://en.wikipedia.org/wiki/Sutong_Yangtze_River_Bridge.
[6] https://en.wikipedia.org/wiki/Stonecutters_Bridge.
[7] https://en.wikipedia.org/wiki/Jingzhou_Yangtze_River_Bridge.
[8] https://en.wikipedia.org/wiki/Tianxingzhou_Yangtze_River_Bridge.
[9] https://en.wikipedia.org/wiki/Erqi_Yangtze_River_Bridge.
[10] https://en.wikipedia.org/wiki/List_of_longest_cable-stayed_bridge_spans.
[11] <https://de.wikipedia.org/wiki/Edong-Brücke>.
[12] Ministry of Communication (Ed.): Wind-resistant Design Specification for Highway Bridges. China, 2004 (in Chinese).
[13] Cao, J. X.; Ge, Y. J.; Yang, Y. X.: Structural static performance of cable-stayed bridges with super long spans. In: Meng, H.; Yuan, Y. (Eds.): Proceedings of International Conference on Computational Structural Engineering, 22.–24.7.2009 in Shanghai (China), 2009, pp. 461–468.
[14] Jinxin, C.: Ultimate span of cable-stayed bridge and theoretical analysis for its wind-resistance performance. Master's thesis, Tongji University, 2009.
[15] Zhiyong, Z.; Ge, Y. J.; Hu, X. H.; Song, J. Z.: Wind tunnel tests for 2×1500m three-tower cable-stayed bridge. Scientific research report sponsored by Ministry of Transport, Research on wind-wave flow coupling effects on extra-large bridges, 2015.
[16] Ge, Y. J.: Aerodynamic challenge and limitation in long-span cable-supported bridges. In: Proc. of ACEM16, 28.8.-1.9.2016 in Jeju Island (South Korea), 28 pages – online: http://www.i-asem.org/publication_conf/acem16/0.Keynote/M1C.k0101F.pdf.

Note: All internet sources were checked on 28.11.2017.

Hinweis: Alle Internetquellen wurden am 28.11.2017 überprüft.

Das flüssige Futterblech!

Zeit- und kostenoptimierter Spaltausgleich zwischen druckbelasteten Metallelementen im Stahl- und Brückenbau

- 100% form- und kraftschlüssig
- Keine mechanische Bearbeitung notwendig
- Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung
- Korrosionsbeständig
- Vielseitig einsetzbar
- Extrem druckfest
- Seewasserfest



DIAMANT
The Metalplastic Company

Tel.: 02166-98 36 0
info@diamant-polymer.de
www.diamant-polymer.de



MM1018

SPALTAUSGLEICH



WIR NENNEN ES BETON-KONTROLLSYSTEM

IMKO
MICROMODULTECHNIK GMBH

DAS EINMALIGE SONO-MESSKONZEPT GARANTIERT PRÄZISE WZ-WERTE ÜBER DEN GESAMTEN PRODUKTIONSPROZESS!

1. SONO-FECHTESONDEN FÜR DIE ANLAGE



SONO-VARIO Standard



SONO-MIX

Die SONO®-Sonden sind nicht vergleichbar mit den handelsüblichen Feuchtesonden. Denn nur mit der patentierten TRIME®-Radartechnik können jetzt über viele Jahre Sand, Kies, Splitt und Frischbeton präzise und langzeitstabil vermessen werden – und das ganz ohne Nachkalibrierung.



SONO-VARIO Xtrem - Langzeitstabile Feuchtemessung von Kieszuschlägen

2. SAND, KIES UND SPLIT SEKUNDENSCHNELL VERMESSEN



HD2 – das mobile Feuchtemessgerät für Sand, Kies und Splitt

Nur mal schnell wissen wie feucht der angelieferte Sand ist? Oder prüfen ob der Feuchtegehalt meines Materials für die weitere Verarbeitung stimmt? Mit dem mobilen Feuchtemesssystem HD2 gehört die umständliche und ungenaue Feuchtemessung endlich der Vergangenheit an.

3. DER WASSER/ZEMENT-ANALYSATOR FÜR FRISCHBETON



SONO-WZ – der Wasser/Zement-Analysator für Frischbeton

Sicherheit erhöhen und kostspielige Schäden vermeiden – mit dem SONO-WZ gelingt das in kürzester Zeit. Basierend auf der revolutionären TRIME®-Radartechnik ist es erstmals möglich den Wassergehalt von Frischbeton schnell, präzise und direkt vor Ort zu bestimmen.

TAUSENDE VERKAUFTE FECHTESONDEN UND KEIN KUNDE MUSSTE NACHKALIBRIEREN

**HEIDELBERG
BETON**
HEIDELBERGCEMENT Group

Holcim

masa
Milestone to your success.

SCHWENK
Baustoffe fürs Leben

Stetter

xella
Neues Bauen
UND VIELE MEHR...



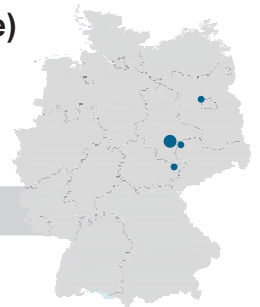
**Bundesautobahn A1 | Rheinquerung Leverkusen
AS Köln-Niehl – AK Leverkusen-West | 8-streifiger Ausbau inklusive zwei neuer Rheinbrücken
mit insgesamt 12 Fahrstreifen**

Planung von 4,55 km Autobahnausbau, weitere Verkehrsanlagen, 11 Großbrücken, 4 Brücken, Stützwänden, Lärmschutzwänden, RiStWag-Anlagen und des Eingriffs in die Altablagerung Dhünnaue sowie Geotechnische Beratung





Berliner Straße 140 - 06116 Halle (Saale)
 Tel. (03 45) 564 96 - 30
 Fax (03 45) 564 96 - 50
 kontakt@dr-loeber.de
 www.dr-loeber.de



DR. LÖBER

**Ingenieurgesellschaft für
Verkehrsbauwesen mbH**

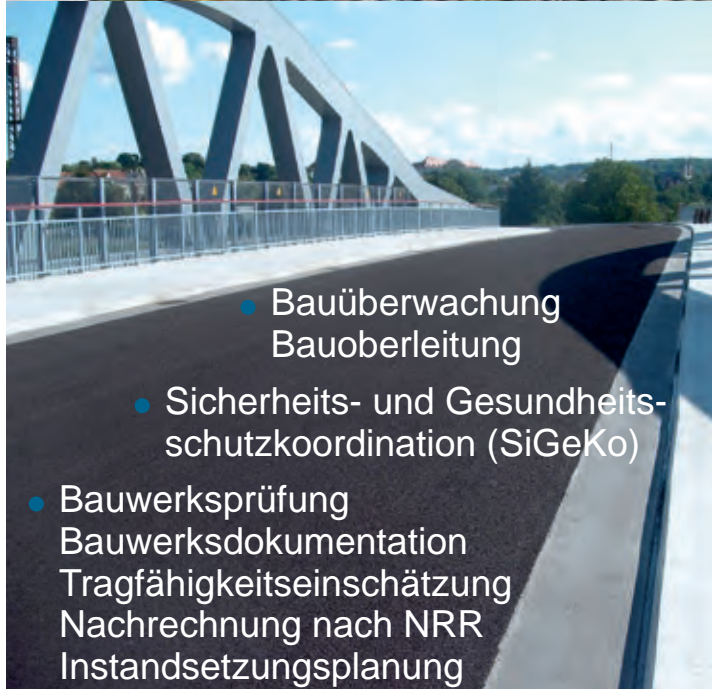
Halle (Saale)



- Wettbewerbe
Gestaltungsvorschläge
- Planungsleistungen im
Verkehrsbau (Straße, Brücke)
- Gleisbauplanung (ÖPNV)
- 2D/3D-Planung, BIM

B180-Bw 0256 über die DB AG bei Naumburg
 Lph. 2, 3, 6 und 5 (Überbau) sowie BOL/öBU
 AG: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt
 Visualisierung

Hennigsdorf



- Bauüberwachung
Bauoberleitung
- Sicherheits- und Gesundheits-
schutzkoordination (SiGeKo)
- Bauwerksprüfung
Bauwerksdokumentation
Tragfähigkeitseinschätzung
Nachrechnung nach NRR
Instandsetzungsplanung



Einschub Überbau 27./28.12. 2016



Bauwerk kurz vor Fertigstellung Mitte Okt. 2017

Leipzig



VSC Verkehrs-System Consult Halle GmbH

**INGENIEURBÜRO FÜR
STRASSENVERKEHRSTECHNIK**

Berliner Straße 140, 06116 Halle(Saale)
 Tel. (03 45) 530 39 10
 info@vsc-halle.de

- Verkehrstechnische Untersuchungen
- mikroskopische Verkehrsflusssimulation
- Verkehrszählungen
- Straßenverkehrstechnik:
 - Lichtsignalanlagen
 - Wegweisungen, Markierungen
 - Verkehrsbeschilderungen
 - Schutzeinrichtungen
 - Verkehrsführung während der Bauzeit

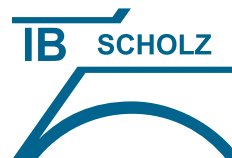
Gera

Ingenieurbüro CIB Gutsche GmbH

BERATENDE INGENIEURE
 CAD · Graphische DV
 Ingenieurvermessung
 Bau-Dienstleistungen

AUSFÜHREN · PRÜFEN · GUTACHTEN

Liselotte-Herrmann-Straße 4, 02625 Bautzen
 Tel. (0 35 91) 30 67 40
 info@cib-gutsche.de



Ingenieurbüro für Bauplanung
und Baubetreuung Falk Scholz GmbH

- Planung Wasser und Abwasser
- Ingenieurbauwerke, Verkehrsanlagen
- Bauüberwachung / Bauoberleitung
- Bauwerksprüfung nach DIN 1076

Berliner Straße 140, 06116 Halle(Saale)
 Tel. (03 45) 560 33 30
 info@ing-buero-falk-scholz.de

Vom Rechnen und Wissen – Monitoring an den Talbrücken der Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle

Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx

Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover

Dipl.-Ing. Marc Wenner, Dipl.-Ing. Max Käding, Frederik Wedel M. Sc.

Marx Krontal GmbH

1 Einleitung

Die Entwicklung der numerischen Methoden und der zugehörigen technischen Möglichkeiten erlaubt heute eine sehr detaillierte Berechnung von Tragstrukturen. Eine Vielzahl von Effekten aus dem räumlichen Tragverhalten, aus der Interaktion des Tragwerks mit dem Baugrund und sogar aus geometrischen oder physikalischen Nichtlinearitäten kann in der Modellbildung erfasst werden. Die leistungsfähigen Berechnungswerkzeuge sind allgemein verfügbar und können sehr leicht bedient werden. Selbst komplexeste Tragstrukturen können damit mit scheinbar höchster Genauigkeit analysiert werden.

Ohne Zweifel sind diese Möglichkeiten ein großer Fortschritt für die Ingenieurpraxis. Die leichte Berechenbarkeit von Tragwerken hat aber auch dazu geführt, dass viele Ingenieure eher dem Computer als ihren eigenen Fähigkeiten vertrauen. Wo früher die Berechnung des Tragwerks nur dazu diente, die Richtigkeit des zugrunde liegenden Entwurfskonzeptes zu beweisen, ist sie heute häufig der Ersatz für eben dieses geworden. Darüber hinaus wird den Berechnungsergebnissen nahezu bedingungslos geglaubt, sind diese doch in einer Auflösung und Präzision verfügbar, die mit einer Berechnung von Hand niemals zu erreichen wäre. Entsprechend sind dann sowohl für den Aufsteller als auch für den Prüfer einer statischen Berechnung Auslastungsgrade von 98 % völlig zulässig, wogegen 102 % nicht akzeptiert werden können.

Dabei sind auch die genauesten Berechnungsmodelle allenfalls so gut wie die zur Verfügung stehenden Eingangsdaten und Modellannahmen. Materialparameter, wie E-Modul, Druck- und Zugfestigkeit oder Temperaturendeckungskoeffizient, sind im Vorfeld der Herstellung nur sehr ungenau anzugeben. Auch sind sie bereits auf Gebrauchslastniveau nichtlinear oder zeitlich veränderlich. Gleiches gilt für die Belastungen. Verkehrslastbilder spiegeln immer Ersatzlasten wieder und auch natürliche Einwirkungen wie Temperatur oder Feuchte sind nur ungenau prognostizierbar.

Sehr eindrucksvoll werden diese Tatsachen ins Bewusstsein gerückt, wenn die theoretischen

Berechnungen mit realen Messergebnissen verglichen werden. Diese Chance besteht an mehreren Talbrücken der DB-Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle. Hier zeigen sich teilweise sehr große Abweichungen zwischen numerischem Modell und realem Objekt. Insbesondere für Gebrauchstauglichkeitskriterien wie Verformungen oder Schwingungen sind teils ganzzahlige Faktoren zwischen Berechnung und Realität zu beobachten. Aber auch die Verteilung von Schnittgrößen oder die Dehnungs- und Spannungsverteilung in Querschnitten weicht um zweistellige Prozentwerte von Berechnungsergebnissen ab, was zeigt, dass selbst noch so genaue Modelle bestenfalls eine grobe Abschätzung der Realität darstellen.

2 Anlass der Messungen

In den vergangenen Jahren sind auf der Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle mehrere lange Talbrücken gebaut worden (siehe Bild 1). Einige Bauwerke sind als semi-integrale Tragwerke realisiert worden [1], wobei dieses Entwurfskonzept im Hochgeschwindigkeitsnetz der DB AG völlig neu war und damit der bisherige Erfahrungsbe- reich deutlich verlassen wurde. Auch die Feste Fahrbahn als Oberbau auf allen Bauwerken der Strecke stellt wegen der hohen Gebrauchstauglichkeitskriterien eine Besonderheit dar. Deshalb wurden seitens des Eisenbahnbundesamtes erhöhte Anforderungen an die Planung, Herstellung und Überwachung der Bauwerke gestellt, die in Zustimmungen im Einzelfall (ZiE) spezifiziert wurden. Insbesondere wurden begleitende Messungen mit folgenden Schwerpunkten gefordert (auszugsweise) [2]:

- Überwachung der tatsächlichen Verformungen des Tragwerks (Temperatur, Kriechen, Schwinden, Übergangsbereich zwischen Tragwerksblöcken),
- Überwachung der zusätzlichen Schienenspannungen,
- Erfassung des Langzeitverhaltens und des Verhaltens unter Betrieb.

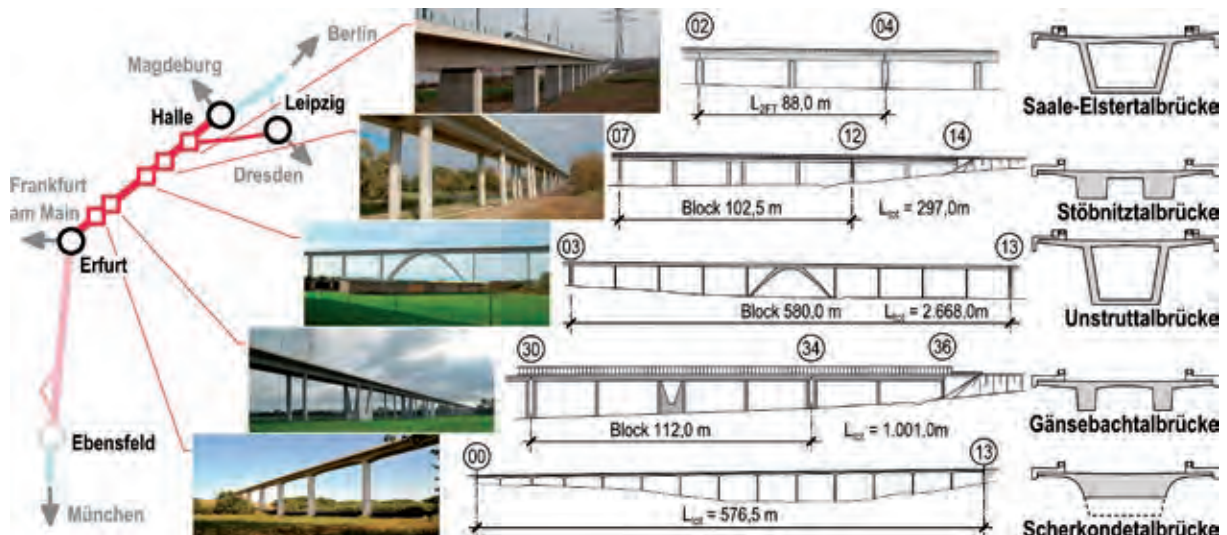


Bild 1 Übersicht der Strecke VDE 8.2 und Detail der messtechnisch überwachten Bauwerke

Grafik und Fotos: Marx Krontal GmbH

In der Auswertung der Messungen sollte die Übereinstimmung mit den rechnerisch ermittelten Größen geprüft werden. Die Messungen dienten jedoch nicht nur zur Überwachung, sondern wurden auch im Laufe der Realisierung der Bauwerke im Sinne einer versuchsgestützten Bemessung eingesetzt (z. B. Bremsversuch für die Nachweisführung der Gleis-Tragwerks-Interaktion).

3 Überwachte Bauwerke

Die in diesem Beitrag gezeigten Erkenntnisse beziehen sich auf fünf Brücken (vgl. Bild 1), die hier kurz vorgestellt werden. Umfangreichere Angaben zu den Entwurfskonzepten und deren Umsetzung sind in den jeweils benannten Veröffentlichungen enthalten.

Die **Scherkondetalbrücke** überspannt ein 576,5 m breites Tal in ca. 35 m Höhe. Die semi-integrale Brücke mit gevoutetem Überbau ist bis auf die zwei letzten Pfeilerachsen (Achsen 11 und 12) und das Widerlager Achse 13, die mit Lagern versehen wurden, monolithisch mit den schlanken Pfeilerscheiben verbunden [3], [4].

Die **Gänsebachtalbrücke** ist 1.001 m lang [5]. Das ca. 16 m hohe Bauwerk besteht aus 8 Regelblöcken mit einer Länge von je 112 m und zwei Endblöcken. Alle Blöcke sind lagerlos ausgebildet und werden durch einen jeweils mittig angeordneten Bremsbock in Längsrichtung gehalten. Durch das gewählte statische System kann das lange Tal ohne Schienenauszüge überbrückt werden.

Die **Unstruttalbrücke** ist eine 2.668 m lange integrale Brückenkonstruktion [6]. Alle Unterbau-

ten wurden monolithisch mit dem Spannbetonüberbau verbunden. Das Bauwerk ist durch fünf Trennpfeiler in sechs Abschnitte unterteilt. Bei den Randabschnitten wirken die Widerlager als Festpunkte, bei den vier mittleren Abschnitten dienen die sprengwerkartigen Bögen als solche.

Die **Stöbnitztalbrücke** [7] ist 297,0 m lang und weist ein ähnliches Konstruktionsprinzip wie die Gänsebachtalbrücke auf. Auch hier wurden zur Vermeidung von Schienenauszügen mehrere rahmenartige Bauwerksblöcke mit begrenzter Dehnlänge realisiert. Wegen der geringeren Bauwerkshöhe wurde jedoch auf die Ausbildung eines zusätzlich versteiften Bremsbockes verzichtet.

Die **Saale-Elstertalbrücke** ist mit einer Gesamtlänge von ca. 8,2 km die längste Eisenbahnbrücke Deutschlands [8]. Sie wurde auf Basis der Rahmenplanung Talbrücken geplant, wobei zur Reduktion der Anzahl von Schienenauszügen überwiegend zweifeldrige Überbauabschnitte errichtet wurden. Wegen des Streckenabzweigs nach Halle, der sich auf der Brücke befindet, und zur Überquerung der Flüsse und Straßen wurden einige Sonderkonstruktionen (mehrzelliger 7-Feld-Träger, Stabbogenbrücke, Dreifeldträger) erforderlich.

4 Planung, Durchführung und Auswertung der Messungen

Um die Forderung der ZiE umzusetzen, wurde für jedes Bauwerk ein spezifisches Messkonzept erstellt. Die Installation der Messsysteme erfolgte baubegleitend, die Messanlagen wurden etappenweise in Betrieb genommen. Die Schwerpunkte

der Messungen lassen sich in folgenden Punkten zusammenfassen, wobei der Messumfang von Bauwerk zu Bauwerk variiert:

- ❑ Verformungen am Überbauende (Längsrichtung, Lateral- und Höhenversatz),
- ❑ Dehnungen in den monolithischen Knoten, Messung an der Bewehrung über DMS,
- ❑ Dehnungen im Überbau, Feldmitte, ebenfalls mit DMS an der Bewehrung,
- ❑ Vertikale und horizontale Beschleunigungen,
- ❑ Rissmessungen in den monolithisch angeschlossenen Pfeilern,
- ❑ Messungen an der Schiene.

Grundsätzlich werden die Daten alle 10 min erfasst. Bei Zugüberfahrt wird die Abtastfrequenz auf 200 Hz am Tragwerk und 2.500 Hz am Gleis erhöht. Bei der Auswertung der Langzeitdaten interessieren vorrangig die zeitliche Entwicklung und die räumliche Verteilung der Messgrößen. Bei den Zugüberfahrten ist eine Auswertung jedes einzelnen Ereignisses wegen der Anzahl an Überfahrten (ca. 20.000 im Jahr 2016) und der Dateigröße von bis zu 100 MB je Überfahrt nicht zweckmäßig und auch nicht umsetzbar. Je nach Messgröße wurden nach einer entsprechenden Aufbereitung der Daten Min/Max-Analysen oder Zählungen vorgenommen. Somit konnten die wichtigsten Informationen einer jeden Überfahrt erfasst und nachvollziehbar dargestellt werden (siehe auch [9]).

5 Bauwerksverhalten

5.1 Langzeitliche Messungen

5.1.1 Temperaturverhalten

Die täglichen und jahreszeitlichen Schwankungen der Außenlufttemperatur sowie die direkte und indirekte Sonnenstrahlung führen zu Änderungen der Temperatur und der Temperaturverteilung im Brückenquerschnitt. Zur Berücksichtigung der verschiedenen Effekte der Wärmeausbreitung und -speicherung bei der Bemessung einer Brücke wird das Temperaturprofil gemäß [10] in eine konstante Komponente (T_N) sowie die vertikale und horizontale Temperaturdifferenz (T_{mz} und T_{my}) zerlegt. Je nach Baustoff und Überbauquerschnitt sind unterschiedlich hohe Einwirkungen anzusetzen. Dünnwandige, gegliederte Querschnittsteile kühlen bzw. erwärmen sich deutlich schneller als massige Bauteile. Der Einfluss der Querschnittsform kann auch bei den verschiedenen Querschnitten der untersuchten Bauwerke beobachtet werden. Beispielhaft sollen anhand der vertikalen und horizontalen Temperaturdifferenz an einem Hohlkasten (Unstruttalbrücke) und einem Plattenbalken (Gänsebachtalbrücke) die Effekte aus Wärmetransport und -speicherung veranschaulicht werden (siehe Bild 2).

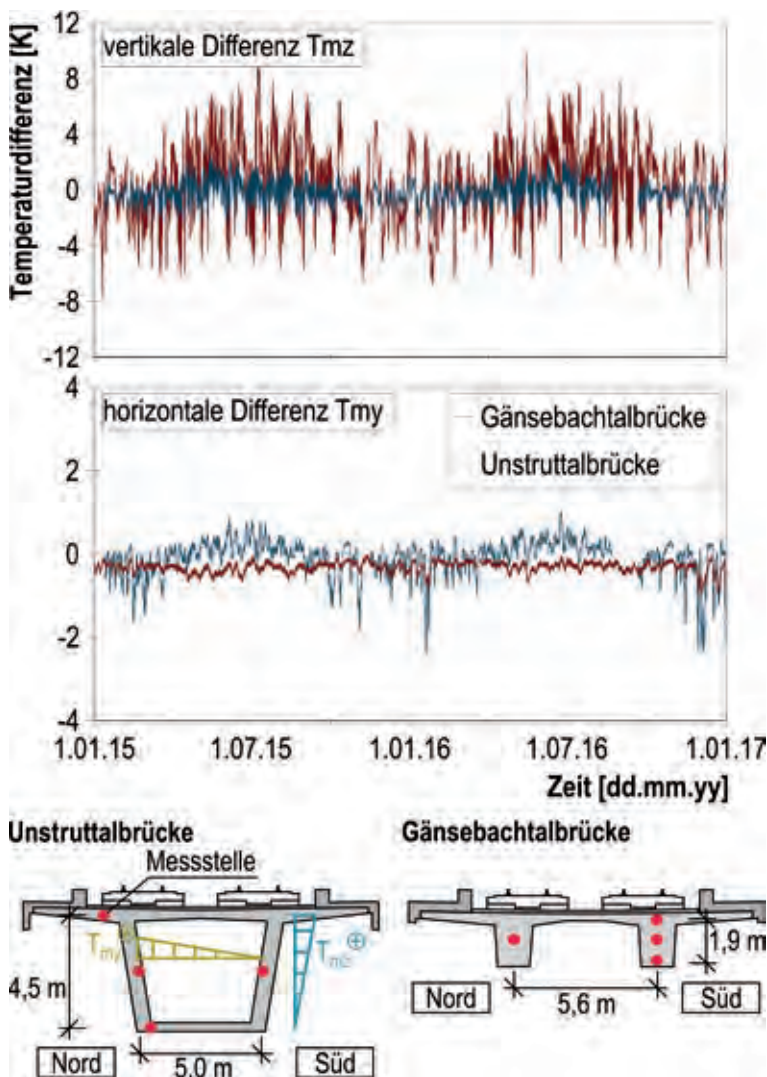


Bild 2 Zeitreihen der vertikalen und horizontalen Temperaturdifferenz; Unstruttalbrücke (Hohlkasten) und Gänsebachtalbrücke (Plattenbalken) Grafik: Marx Krontal GmbH

Im Fall der vertikalen Differenz ist zu erkennen, dass der Plattenbalken-

querschnitt deutlich stärkere Schwankungen als der Hohlkastenquerschnitt aufweist. Beim Hohlkasten stellen sich die Temperaturen am Anschnitt zwischen Steg und Fahrbahnplatte mit einer ähnlichen Geschwindigkeit wie in der Bodenplatte ein. Beim Plattenbalken findet der Wärmetransport ins Bauteilinnere hingegen stark zeitverzögert statt, sodass deutlich größere Differenzen auftreten. Außerdem hat der hohe Fahrbahnaufbau eine stark abschirmende Wirkung.

Die horizontale Differenz ist stark durch seitliche Sonneneinstrahlung beeinflusst. Die dünnwandigen Querschnittsteile erwärmen sich ebenfalls deutlich schneller und führen in diesem Fall zu größeren horizontalen Gradienten. Beim Plattenbalken kann der Wärmetransport demgegenüber nicht so schnell erfolgen und die Änderungen der Kerntemperatur fallen entsprechend geringer aus.

Neben den Temperaturänderungen werden auch die Längenänderungen des Überbaus in den Bauwerksfugen durch Wegaufnehmer erfasst. Die gemessenen Fugenverformungen stellen eine Überlagerung der verschiedenen Anteile aus Temperaturdehnungen sowie last- und zeitabhängigen Effekten (Kriechen und Schwinden) dar. Zur Beschreibung des Bauwerksverhaltens können die verschiedenen Anteile unter bestimmten Annahmen voneinander separiert werden [3].

Die Temperatureausdehnungskoeffizienten wurden an allen Bauwerken ermittelt und liegen zwischen $9,4$ und $13,5 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ (Tabelle 1). Für einige Bauwerke sind deutliche Überschreitungen der Koeffizienten im Vergleich zur Bemessungsnorm festzustellen. Einen wesentlichen Einflussfaktor für Abweichungen stellen die verwendeten Zuschlagstoffe des Betons dar. Aufgrund der erhöhten Ausdehnungskoeffizienten sind größere Längenänderungen der Überbauten und damit größere Beanspruchungen in den Fugenkonstruktionen und in den monolithischen Anschlüssen der Unterbaukonstruktion zu erwarten. Aus diesem Grund ist bei der Ausführung von lan-

Tabelle 1 Gemessene Temperatureausdehnungskoeffizienten der einzelnen Bauwerke

Bauwerk	α_T [10^{-6} 1/K]
Scherkondetalbrücke	9,4
Gänsebachtalbrücke	10,0
Unstruttalbrücke	12,5
Stöbnitztalbrücke	13,5
Saale-Elstertalbrücke	11,6

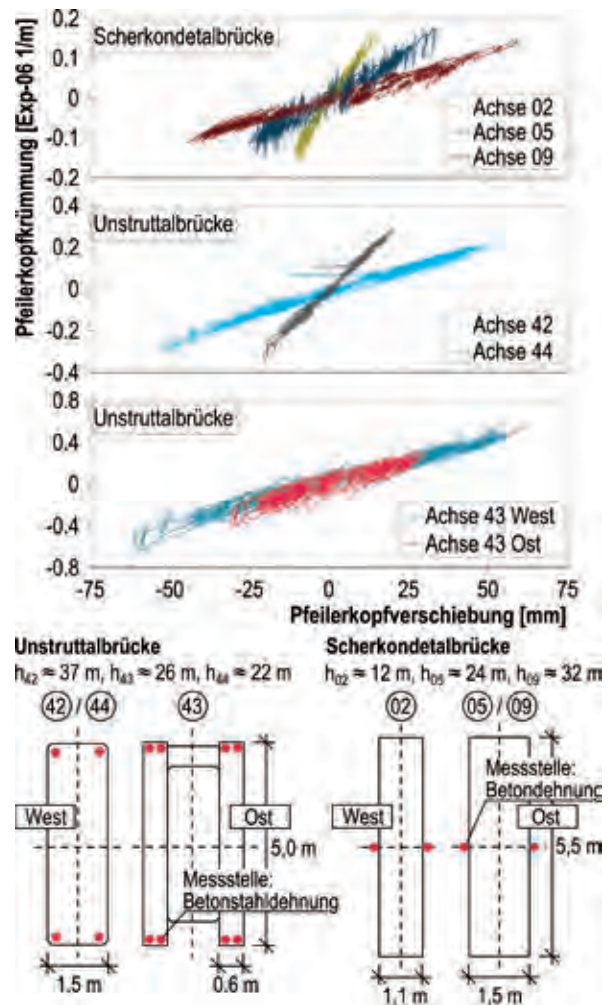


Bild 3 Pfeilerkopfkrümmung in Abhängigkeit der Pfeilerkopfverschiebung (Scherkonde- und Unstruttalbrücke); dargestellter Messzeitraum: Okt. 2015 bis Okt. 2016; unten: Pfeilerquerschnitte und Sensoranordnung
Grafik: Marx Krontal GmbH

gen integralen Konstruktionen eine konsequente Überwachung bei der Auswahl der Baustoffe und der Erbringung von Eignungsnachweisen erforderlich.

Die Beanspruchung der monolithisch an den Überbau angeschlossenen Pfeiler hängt im Wesentlichen von der Dehnlänge des Überbaus, der Pfeilerlänge und -biegesteifigkeit und den Bettungseigenschaften der Gründung ab [3]. Die Längsverformungen des Überbaus entstehen infolge Temperaturänderungen, Kriechen und Schwinden. Je größer der Abstand des Pfeilers zum Ruhepunkt des Tragwerkes ist, desto größer werden die Verschiebungen. Anhand der Darstellung der Krümmungen in Abhängigkeit von den Längsverschiebungen an den untersuchten Pfeilerköpfen der Scherkonde- und der Unstruttalbrücke können diese Zusammenhänge gut veranschaulicht werden (Bild 3).

Die Krümmungsverläufe der Pfeiler der Scherkondetalbrücke zeigen, dass mit zunehmendem Abstand vom Ruhepunkt (Widerlager in Achse 00) die Verschiebungen am Pfeilerkopf größer werden. Dennoch führt die zunehmende Pfeilerhöhe dazu, dass die Beanspruchungen an allen Pfeilern nahezu gleich groß sind. Die Messungen zeigen, dass die asymmetrische Talsituation durch den Tragwerksentwurf vorteilhaft ausgenutzt wurde. Das gleiche Phänomen kann bei der Unstruttalbrücke beobachtet werden. In den Achsen 42 und 44 zeigt sich, dass trotz unterschiedlichem Abstand zum Ruhepunkt und unterschiedlicher Pfeilerhöhe das Verhältnis der beiden Parameter Pfeilerkopfkürmmung und Pfeilerkopfverschiebung zu einer ähnlichen Beanspruchung führt. Am Trennpfeiler in Achse 43 zeigt sich besonders deutlich, dass die Beanspruchungen der Pfeiler verformungs-gesteuert sind. Die geometrischen Abmessungen der westlichen und östlichen Pfeilerscheibe sind gleich. Allein die unterschiedliche Dehnlänge des Überbaus der angeschlossenen Bauwerksblöcke führt zu den verschiedenen Beanspruchungen.

Aus den Kurven der Krümmung und Längsverschiebung wurde durch eine lineare Regression die tatsächliche Steifigkeitskonfiguration der Pfeiler ermittelt und im Rahmen einer Vergleichsrechnung herangezogen. Zwischen den gemessenen und berechneten Krümmungs-Verschiebungs-Koeffizienten konnten Unterschiede von bis zu 38 % festgestellt werden. Eine Parameteruntersuchung hat gezeigt, dass durch die Reduktion der Bodenfedersteifigkeiten eine gute Annäherung des Modells erzielt werden konnte. Dies deutet darauf hin, dass das langzeitige Last-Verformungsverhalten des Bodens einen günstigen Einfluss auf die Beanspruchungen der Pfeilerköpfe hat. Die Messergebnisse blieben deutlich unter den rechnerischen Werten, sodass die tatsächlichen Beanspruchungen der Pfeilerköpfe im Fall der Scherkonde- und der Unstruttalbrücke sehr vorteilhaft ausfallen.

5.1.2 Kriechen und Schwinden

Die Trennung der thermischen Verformungsanteile von den gemessenen Gesamtverformungen ermöglicht die Ermittlung der zeitabhängigen, bleibenden Verformungen. Dieser Anteil ist in Bild 4 für die Scherkondetalbrücke dargestellt. Neben der erwarteten langfristigen Zunahme kann eine saisonale Schwankung festgestellt werden [3].

Um das gemessene Bauwerksverhalten zu bewerten, wurde für den Überbau eine Vergleichsrechnung der Kriech- und Schwindverformungen gemäß [11] unter Berücksichtigung der Belas-

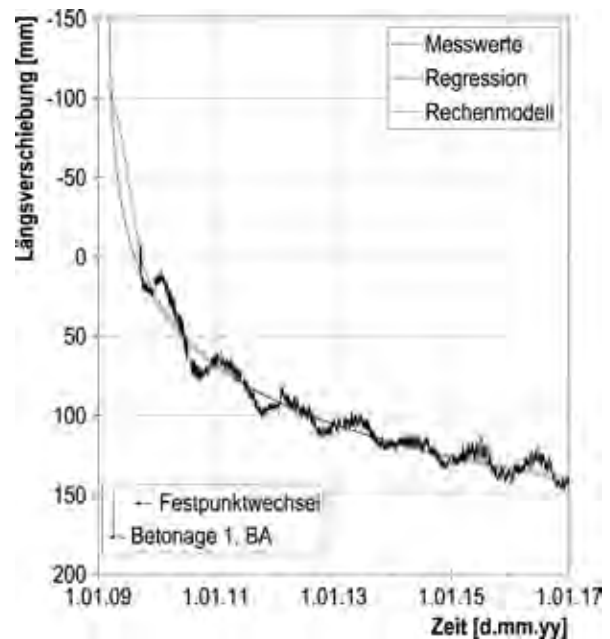


Bild 4 Längsverschiebungen aus Kriechen und Schwinden in der Bauwerksfuge (Scherkondetalbrücke); Vergleich von Messung und Modell Grafik: Marx Krontal GmbH

tungs- und Herstellungsgeschichte durchgeführt. Die Ergebnisse der Berechnung sind ebenfalls in Bild 4 dargestellt. Zwischen der berechneten Kurve und den Messwerten kann bei der Scherkondetalbrücke eine hervorragende Übereinstimmung festgestellt werden. Die Prognosen, die auf Grundlage des normativ geregelten Modells erfolgten, können somit grundsätzlich bestätigt werden.

Um die Zwangskräfte infolge der Längsverformungen des Überbaus auf ein beherrschbares Maß zu reduzieren, kann es insbesondere bei langen integralen oder semi-integralen Brücken sinnvoll sein, die Anteile der unidirektionalen Verformung durch eine geeignete Bauausführung zu begrenzen. Durch die gezielte Einrichtung von temporären Zuständen oder das Aufbringen von definierten Verformungen bspw. mit Hilfe von Pressen können bestimmte Vorverformungen in das Tragwerk eingepreßt werden, die nach Fertigstellung im Endzustand sukzessive „abgebaut“ werden können. Da die Prognose des tatsächlichen Verhaltens aufgrund der komplexen Randbedingungen trotz sorgfältiger Planung oft schwierig ist, können baubegleitende Messungen als überwachendes Werkzeug dienen [12], [13].

Im Fall der Scherkondetalbrücke wurde das Bauwerk vom Widerlager in Achse 13 in Richtung Achse 00 hergestellt (Bild 5). Der Überbau wurde durch eine temporäre Festpunktsicherung am Widerlager in Achse 13 verankert. Während der Bauzeit

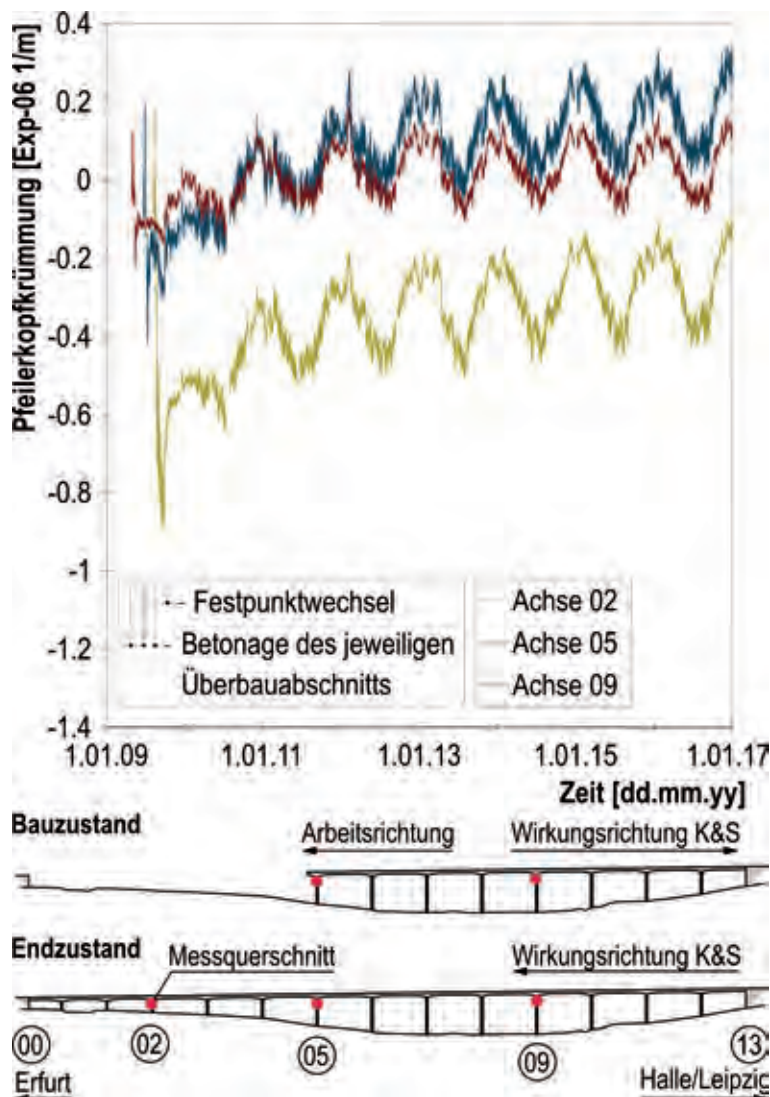


Bild 5 Zeitreihen der Pfeilerkopfkrümmungen (Scherkondetalbrücke); Messzeitraum vom Baubeginn bis Januar 2017

Grafik: Marx Krontal GmbH

wirkten somit das frühe Kriechen und Schwinden des Überbaus entgegen der Arbeitsrichtung und erzeugten eine hohe negative Krümmung in den Pfeilerköpfen (Bild 5). Mit der Betonage des letzten Überfeldes erfolgte ein Festpunktwechsel und die Herstellung des endgültigen Tragsystems. Durch den Festpunktwechsel änderte sich die Wirkungsrichtung des Kriechens und Schwindens, wodurch die Pfeilerbeanspruchung deutlich reduziert wurde.

5.2 Kurzzeitmessungen

5.2.1 Vertikale Einwirkungen aus Verkehr | Steifigkeit und Schwingungsverhalten des Überbaus

Um das tatsächliche Tragverhalten der Bauwerke unter einer definierten Lastsituation beschreiben zu können, wurden mehrere Belastungsversuche

durchgeführt [14]. Eine umfassende Probelastung aller in Bild 1 genannten Bauwerke erfolgte im August 2014.

Dafür wurde für jedes Gleis ein ca. 144 m langer Schwerlastzug mit einer Streckenlast von ca. 70 kN/m verwendet (Bild 6). Die einzelnen Waggons wurden verwogen, sodass ein genaues Lastbild jedes Zugs erstellt werden konnte. Um die Position des Lastbildes zu jedem Zeitpunkt dem Belastungszustand des Tragwerkes zuordnen zu können, wurden die Lokomotiven der Züge mit GPS-Anlagen ausgerüstet. Das Versuchsprogramm beinhaltete Referenzfahrten mit niedriger Geschwindigkeit, sodass eine quasi-statische Belastungssituation vorausgesetzt werden konnte, welche die Grundlage für die Erstellung von Einflusslinien bildete.

Zur Bewertung der Messergebnisse wurden für jedes Tragwerk ein Stabwerksmodell entsprechend der Angaben der Ausführungsstatik erstellt und die Berechnungsergebnisse so aufbereitet, dass sie direkt mit den Messgrößen vergleichbar waren. Beispielhaft ist dies für eine Pfeilerkopfkrümmung an der Scherkondetalbrücke in Bild 7 dargestellt. Die Messergebnisse wurden dabei zunächst mit der Einflusslinie verglichen, die unter Berücksichtigung der normalen Steifigkeitsverhältnisse

(nur Ansatz des Konstruktionsbetons) ermittelt wurde. Zwischen diesen Kurven bestanden deutliche quantitative Unterschiede. Erst eine drastische Steifigkeitserhöhung des Überbaus ergab eine gute Annäherung zwischen Messung und Berechnung. Sie wurde durch eine fiktive Betonplatte von 40 cm Dicke über die gesamte Querschnittsbreite im Modell realisiert. Dies entspricht einer Steifigkeitszunahme von ca. 80 % bezogen auf den Feldquerschnitt, welche sowohl auf den Oberbauaufbau (Feste Fahrbahn) als auch auf höhere Betonsteifigkeiten (E-Modul) zurückgeführt werden kann. Die Ergebnisse zeigen, dass die ursprünglichen Annahmen in den statischen Berechnungen zu einer sehr konservativen Bewertung des Verformungsverhaltens führen.

Der Vergleich der Krümmungen zeigt, dass die Belastungen infolge Verkehrslast nur ca. 5...23 % der Belastung infolge des Langzeitverhaltens aus-



Bild 6 Belastungszüge bei den Probelastungen im August 2014

Foto: Marx Krontal GmbH

machen. Grundsätzlich kann festgehalten werden, dass die Biegebeanspruchungen monolithisch angeschlossener schlanker Pfeiler von semi-integralen Brücken dominant durch die Pfeilerkopfverschiebung und weniger durch den Verkehr hervorgerufen werden.

Beim Entwurf von Eisenbahnbrücken für Hochgeschwindigkeit spielt die dynamische Systemauslegung eine maßgebende Rolle. Gerade bei den schlanken integralen Bauwerken galt es über die Messungen zu überprüfen, wie sich die Bauweise und die verschiedenen Ausbauteile, insbesondere die Feste Fahrbahn, auf die dynamischen Eigenschaften des Bauwerks auswirken und wie dieses sich unter Verkehr verhält. Die gemessenen Eigenfrequenzen fielen generell deutlich größer als berechnet aus. Bei der vertikalen 1. Eigenfrequenz, die für das Bauwerksverhalten unter Verkehr relevant ist, wurden bis zu 60 % größere Werte gemessen [2].

Im Jahr 2016 wurden an der Gänsebachtalbrücke die vertikalen Beschleunigungen in Feldmitte bei jeder Zugüberfahrt erfasst und im

Anschluss ausgewertet. Die Minimal- und Maximalwerte sind in Bild 8 als Funktion der zum Zeitpunkt der Überfahrt vorherrschenden Bau-

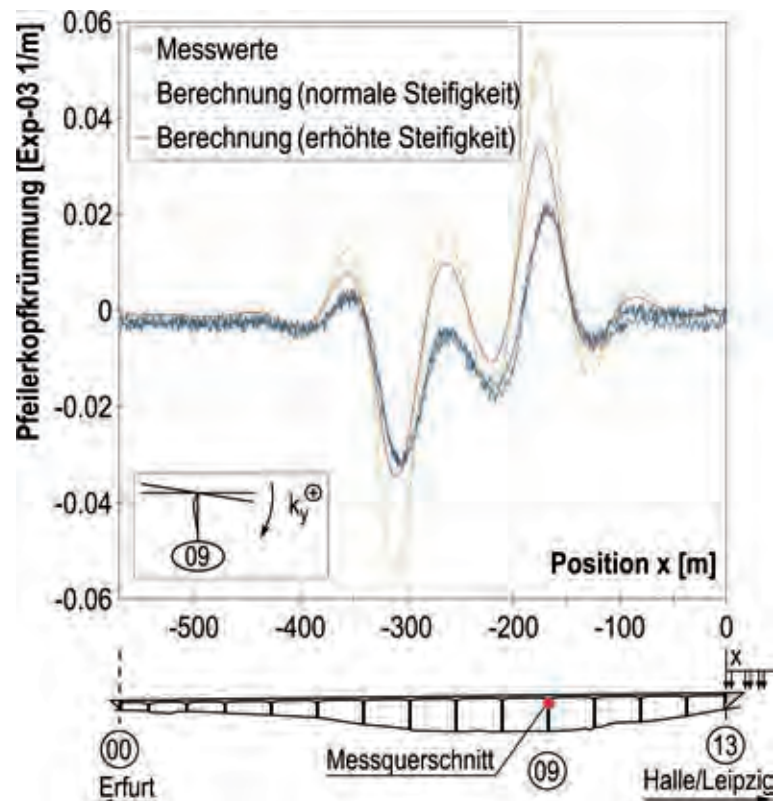


Bild 7 Einflusslinien der Pfeilerkopfkrümmung in Achse 09 (Scherkondetalbrücke); Vergleich von Messung und Berechnung

Grafik: Marx Krontal GmbH

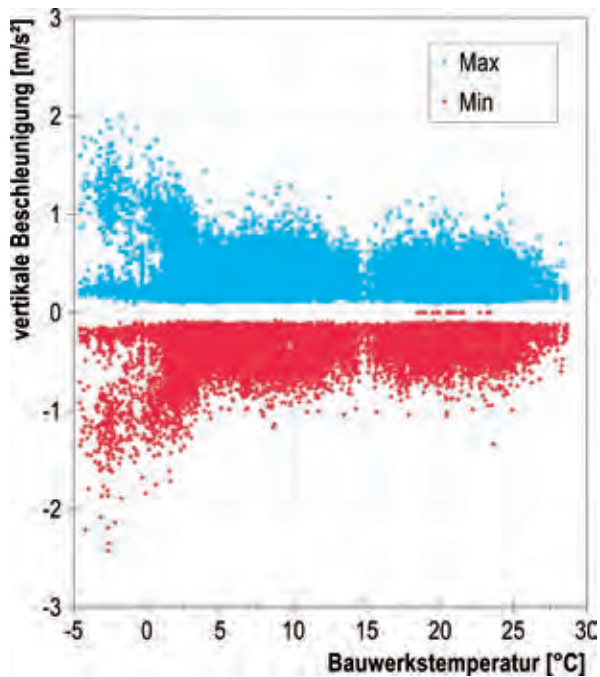


Bild 8 Darstellung der Min- und Max-Werte der vertikalen Beschleunigung, Sensor F25B1.02 unter dem Richtungsgleis, Messzeitraum: Januar bis Dezember 2016

Grafik: Marx Krontal GmbH

werkstemperatur dargestellt. Zwischen der Beschleunigung im Tragwerk und der Temperatur besteht ein eindeutiger Zusammenhang. Dies deutet auf eine Temperaturversteifung der verschiedenen Oberbaukomponenten (Schienenbefestigungen, Feste Fahrbahn) hin.

Auch die Eigenfrequenz hängt mit der Temperatur zusammen. Es zeigt sich im Winter eine Zunahme der 1. Eigenfrequenz um ca. 6 bis 8 % im Vergleich zum Sommer. Bei einem Schotteroberbau sind noch größere Zunahmen zu erwarten.

5.2.2 Vertikale Einwirkungen aus Verkehr | Beurteilung der Ermüdungsbeanspruchung im Überbau und in den Pfeileranschlüssen

Aufgrund der schlank ausgebildeten Überbauten und der hochgradigen statischen Unbestimmtheit der integralen Bauwerke sollte die Ermüdungsbeanspruchung messtechnisch bewertet werden. Zum Messprogramm gehören zusätzliche, mit Dehnmessstreifen (DMS) ausgestattete Bewehrungsstäbe, die bereits kurz vor der Betonage des betroffenen Brückenabschnitts eingebaut wurden. Die Sensoranordnung im Messquerschnitt ist in Bild 9 dargestellt.

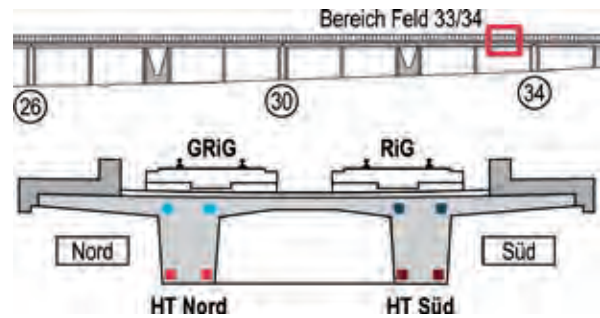


Bild 9 Dehnungsmessungen am Überbau der Gänsebachtalbrücke Grafik: Marx Krontal GmbH

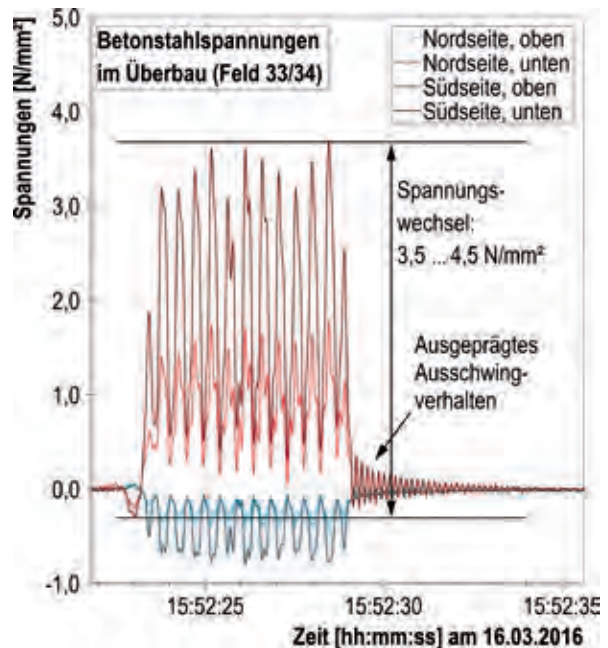


Bild 10 Darstellung der relativen Spannungen im Betonstahl der Überbaubewehrung über die Zeit im Feld 33/34 für eine Beispielüberfahrt an der Gänsebachtalbrücke

Grafik: Marx Krontal GmbH

Der Zeitverlauf der gemessenen Bewehrungsdehnungen im Überbau ist beispielhaft für die Überfahrt eines ICE-T mit 48 Achsen mit etwa 200 km/h auf dem Richtungsgleis (RiG) in Bild 10 dargestellt.

Infolge Zugüberfahrt treten in der Bewehrung an der Oberseite Druckspannungen von bis zu $-0,8 \text{ N/mm}^2$ und an der Unterseite Zugspannungen bis etwa $3,7 \text{ N/mm}^2$ auf. Je Zugüberfahrt tritt in der Bewehrung auf der befahrenen Seite ein Spannungswechsel im Bereich von ca. 4 N/mm^2 auf. Auf dem Richtungsgleis wurden im Jahr 2016 etwa 9.750 Zugüberfahrten gezählt, sodass es zu einer entsprechenden Zahl von Lastwechseln in diesem Bereich kommt, wie Bild 11 zeigt. Insgesamt sind die auftretenden Spannungen unter der Beanspruchung des Personenzuges (ICE-T) mit Achslasten von etwa 130 kN/Achse sehr gering.

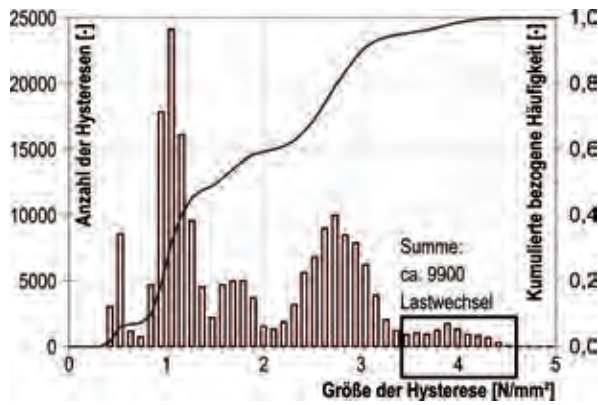


Bild 11 Anzahl der aufgetretenen Spannungshysteresen über die Größe der Hysteresen für die Messungen der Betonstahlspannungen im Überbau an der Gänsebachtalbrücke (Messstelle: Südseite, unten) für alle Zugüberfahrten in 2016 Grafik: Marx Krontal GmbH

Bei den Belastungsfahrten der Probebelastung erreichten die schweren Güterzüge Achslasten von etwa 200 kN/Achse. Die dabei gemessenen Spannungen in den Bewehrungsstäben lagen zwischen $-3,2 \text{ N/mm}^2$ und $9,0 \text{ N/mm}^2$. Mithilfe einer Rainflow-Klassierung wurden die auftretenden Spannungswechsel infolge aller Zugüberfahrten in 2016 gezählt, klassiert und graphisch aufbereitet. Das Ergebnis zeigt Bild 11.

Es wird deutlich, dass die Spannungswechsel in der Bewehrung des Überbaus aufgrund der insgesamt sehr kleinen Hysteresen nicht ermüdungsrelevant sind.

Die Messdaten wurden einer numerischen Vergleichsrechnung an einem Gitterrost-Modell gegenübergestellt. Die Fahrbahn oder Kappen wurden nicht berücksichtigt. Als Belastung wurde der ICE-T mit 48 Achsen realitätsgetreu auf das Bauwerk gebracht. Die Ergebnisse der numerischen Berechnung und der Vergleich mit den Messdaten erfolgt in Anlehnung an die Beispielüberfahrt aus Bild 10 über Einflusslinien in Bild 12.

Der Vergleich zwischen Messung und Berechnung zeigt eine gute qualitative Übereinstimmung der Verläufe für die Spannungen an der Unterseite des Querschnitts. Die berechneten Werte sind jedoch deutlich größer als die gemessenen. Dies ist auf die Unterschätzung der Torsionssteifigkeit und der Mitwirkung der Festen Fahrbahn am Lastabtrag zurückzuführen.

An der Gänsebachtalbrücke sind Risse von bis zu 0,4 mm Breite im Anschlussbereich der monolithisch mit dem Überbau verbundenen Pfeiler festgestellt worden. Daraufhin wurde zur Über-

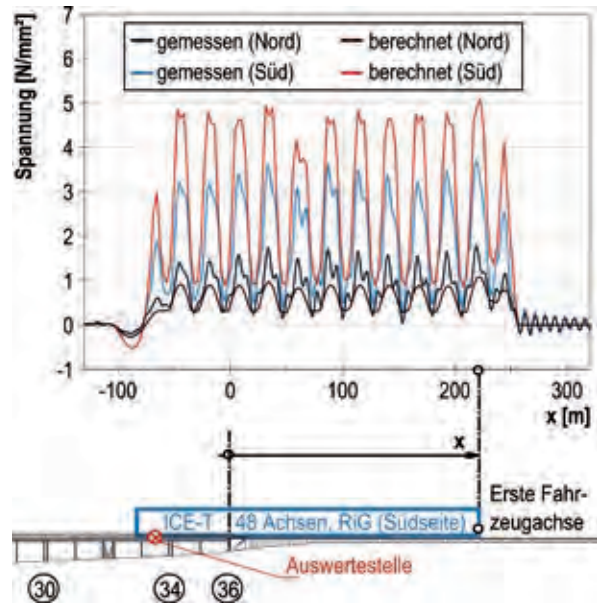


Bild 12 Vergleich zwischen Messung und Berechnung anhand der Spannungen im Betonstahl des Überbaus der Gänsebachtalbrücke bei Überfahrt eines ICE-T (Messstellen: jeweils untere Messstellen an beiden Hauptträgern) Grafik: Marx Krontal GmbH

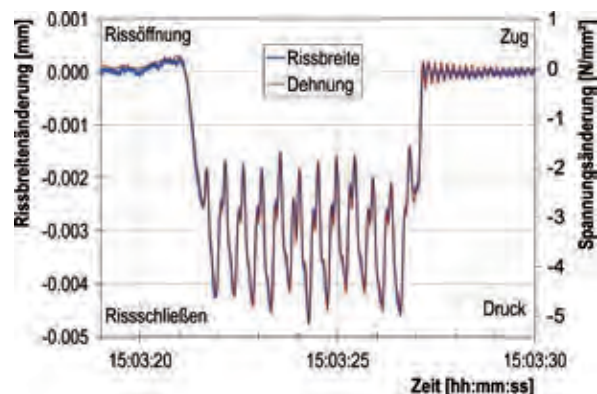


Bild 13 Rissbreiten- und Spannungsänderungen in der Bewehrung des Trennpfeilers infolge der Zugüberfahrt (ICE-T) an der Gänsebachtalbrücke Grafik: Marx Krontal GmbH

wachung der Rissentwicklung am Trennpfeiler der Achse 30 ein Rissmonitoring eingerichtet, das Langzeitdaten über mehrere Jahre erhebt und zusätzlich die Zugüberfahrten höherfrequent aufzeichnet. Neben den Rissmessungen an der Betonoberfläche wurden Dehnungsmessungen an der Pfeilerbewehrung durchgeführt. Die Ergebnisse aus den Riss- und Dehnungsmessungen sind vergleichend für die oben genannte Überfahrt des ICE-T in Bild 13 dargestellt (gleiche Überfahrt wie Bild 12).

Die Verläufe zwischen Rissbreitenänderung und Spannungsänderung stimmen qualitativ sehr gut

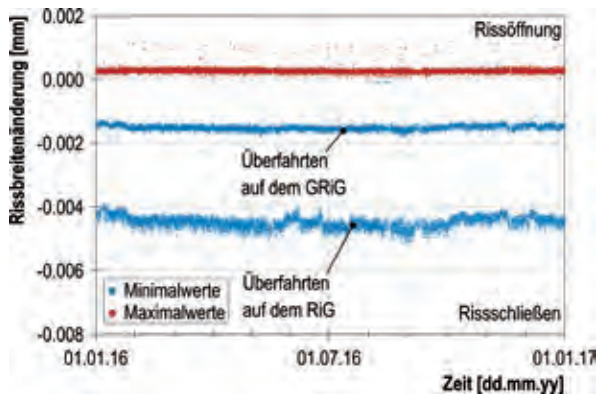


Bild 14 Extremwerte der Rissweitenänderungen infolge aller Zugüberfahrten in 2016 an dem Trennpfeiler der Achse 30 an der Gänsebachtalbrücke Grafik: Marx Krontal GmbH

überein. Es besteht ein linearer Zusammenhang zwischen den Messgrößen.

Zusätzlich wurden aus allen in 2016 stattgefundenen Überfahrten die minimale und maximale Rissbreitenänderung aus den Verläufen extrahiert und über den Zeitpunkt der Überfahrt aufgetragen. Das Ergebnis dieser Datenaufbereitung zeigt Bild 14.

Die Rissbreitenänderung infolge Zugüberfahrt bleibt sehr klein, ermüdungsrelevante Beanspruchungen der Bewehrung oder des Betons im Pfeilerkopf sind demzufolge auch in den gerissenen Querschnitten nicht zu erwarten.

5.2.3 Horizontale Einwirkungen aus Verkehr

Bei der Saale-Elstertalbrücke wurde das Gleis über große Längen lückenlos verschweißt, was zu einer Kraftkopplung der Überbauten in Längs-

richtung und einer Wechselwirkung zwischen Oberbau und Tragwerk führt [14]. Einige Bereiche des Bauwerks sind stark setzungsgefährdet. Teilweise sind die Gründungsbedingungen deutlich verformungsempfindlicher als in der Ursprungsstatik angenommen. Damit sind auch veränderte Randbedingungen für die Längskraftabtragung als Wechselwirkung zwischen Oberbau, Tragwerk und Gründung verbunden. Da die Schienenspannungen rechnerisch bereits im Grenzbereich waren, wurde entschieden, die Abtragung der Längskräfte mithilfe von Bremsversuchen nachzuweisen. Diese Versuche wurden am 15.11.2015 im stark setzungsgefährdeten Bereich zwischen den Bauwerksachsen A28 und A34 der Abzweigbrücke durchgeführt.

Insgesamt ergaben die Bremsversuche drei- bis achtfach höhere Steifigkeiten bei horizontaler Einwirkung, als aus der Ursprungsstatik entnommen werden konnte. Dies hängt in erster Linie damit zusammen, dass sich Böden bei raschen Einwirkungen steifer verhalten [15], [14]. In einer numerischen Vergleichsrechnung wurden die Bremsversuche simuliert. Das Balkenmodell umfasst den wesentlichen Teil der Abzweigbrücke (Achsen A23 bis A48), inklusive eines 200 m langen Dammbereichs hinter Achse A48. Bild 15 zeigt die Mess- und Berechnungsergebnisse für eine spezifische Bremszielstellung zwischen den Achsen A32 und A34 in Richtung Halle. Die Kräfte in den Schienen und die relativen Fugenlängsverschiebungen werden über die Bauwerkslänge zum Zeitpunkt der größten Bremswirkung (Bremsruck) dargestellt.

Wie Bild 15 zeigt, können die Messergebnisse durch das numerische Modell mit den Gründungssteifigkeiten nach der Statik zunächst nicht ausreichend angenähert werden. Erst nach Ergänzung

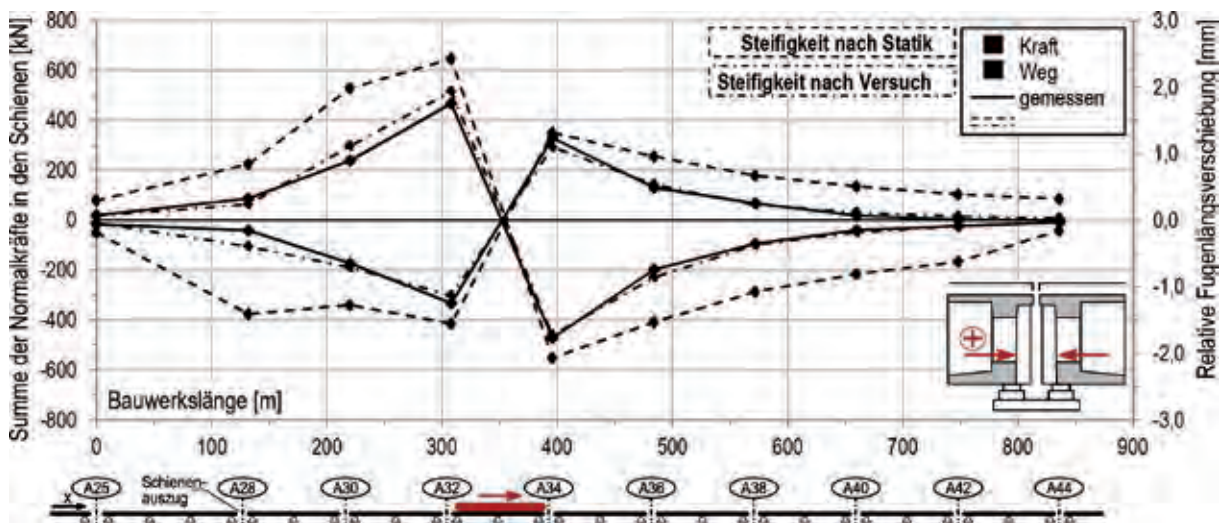


Bild 15 Vergleich der Kräfte und Wege zwischen Messung und Berechnung (mit verschiedenen Gründungssteifigkeiten) als Darstellung über die Bauwerkslänge Grafik: Marx Krontal GmbH

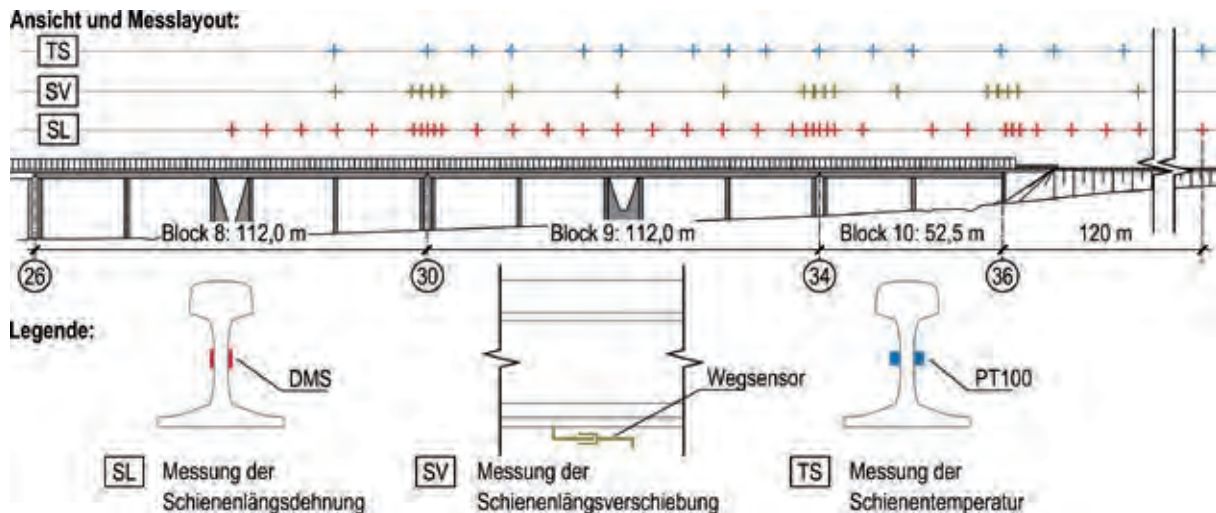


Bild 16 Schematische Darstellung des Messlayouts für die Erfassung der Schienenreaktion am Beispiel der Gänsebachtalbrücke, Schiene 1 = Richtungsgleis (RiG) Grafik: Marx Krontal GmbH

der Erkenntnisse aus den Bremsversuchen ist das Modell in der Lage, die Kraft- und Verschiebungsverteilung über die Bauwerkslänge zuverlässig zu simulieren. Mithilfe der durchgeführten Bremsversuche und der Nachrechnung am numerischen Modell kann außerdem die effektive Mitwirkung des Bauwerks zum Lastabtrag auf bis zu 350 m Entfernung zur Bremszielstellung in jede Richtung festgelegt werden, wie Bild 15 zeigt. Dies entspricht einer Beteiligung von insgesamt etwa acht Überbauabschnitten.

Der Versuch hat gezeigt, dass die numerischen Methoden in der Lage sind, die realen Bauwerksreaktionen zum Zeitpunkt des Bremsrucks gut abzubilden, wenn entsprechende Kalibrierungen durchgeführt werden. Weitere Informationen zum Bauwerks- und Oberbauverhalten können Abs. 6.3.2 entnommen werden. Eine entscheidende Rolle spielen dabei die Eingangsgrößen wie beispielsweise die Annahmen zu Materialkennwerten oder Steifigkeiten. Mit den Versuchen konnten anhand der ermittelten Steifigkeitseigenschaften die Nachweise erfolgreich geführt werden. Außerdem veranschaulicht der Versuch das Potential der versuchsgestützten Nachweisführung.

6 Gleis-Tragwerks-Interaktion

6.1 Einführung

Beim Entwurf von langen Eisenbahnbrücken hat die Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk dominanten Einfluss auf die Wahl des statischen Systems, der Überbaulängen und der erforderlichen Unterbausteifigkeiten. Auf der Neubaustrecke wurden umfangreiche rechnerische Untersuchun-

gen zum Thema der Gleis-Tragwerks-Interaktion bei der Gänsebach-, Stöbnitz- und Saale-Elstertalbrücke durchgeführt, bei denen die Schiene lückenlos über große Überbaulängen verlegt wurde. Zusätzlich wurden bei diesen Bauwerken die Schienenlängskräfte messtechnisch überwacht. Für Brücken mit Fester Fahrbahn lagen bisher nahezu keine messtechnischen Erfahrungen vor, sodass die hier vorgenommenen Messungen auch über das Einzelprojekt hinaus erstmals eine Charakterisierung und Quantifizierung der Interaktionseffekte für das System Feste Fahrbahn ermöglichten und eine Chance für die Fortschreibung des Regelwerks darstellen. Die in diesem Kapitel vorgestellten Ergebnisse beziehen sich auf das Beispiel der Gänsebachtalbrücke.

6.2 Langzeitentwicklung der zusätzlichen Schienenspannungen

Die Langzeitverformungen des Tragwerks aus Temperatur, Kriechen und Schwinden stellen bei der Ermittlung der zusätzlichen Schienenspannungen den größten Anteil dar. Ein Schwerpunkt der Messung bezog sich daher auf die zeitliche und räumliche Entwicklung der Schienenspannungen aus diesen Langzeitverformungen. Dafür wurde eine der vier Schienen weiträumig instrumentiert (siehe Bild 16).

Durch die gleichzeitige Erfassung der Schientemperatur und -dehnung können die Spannungsursachen in zwei Teile separiert werden: Spannung aus Temperaturänderung der Schiene und zusätzliche Schienenspannungen aus der Interaktion mit dem Bauwerk. Die Ergebnisse der Oberbaumessung sind in Bild 17 am Beispiel der maßgebenden Achse 30 (Ausgleichslänge 112 m)

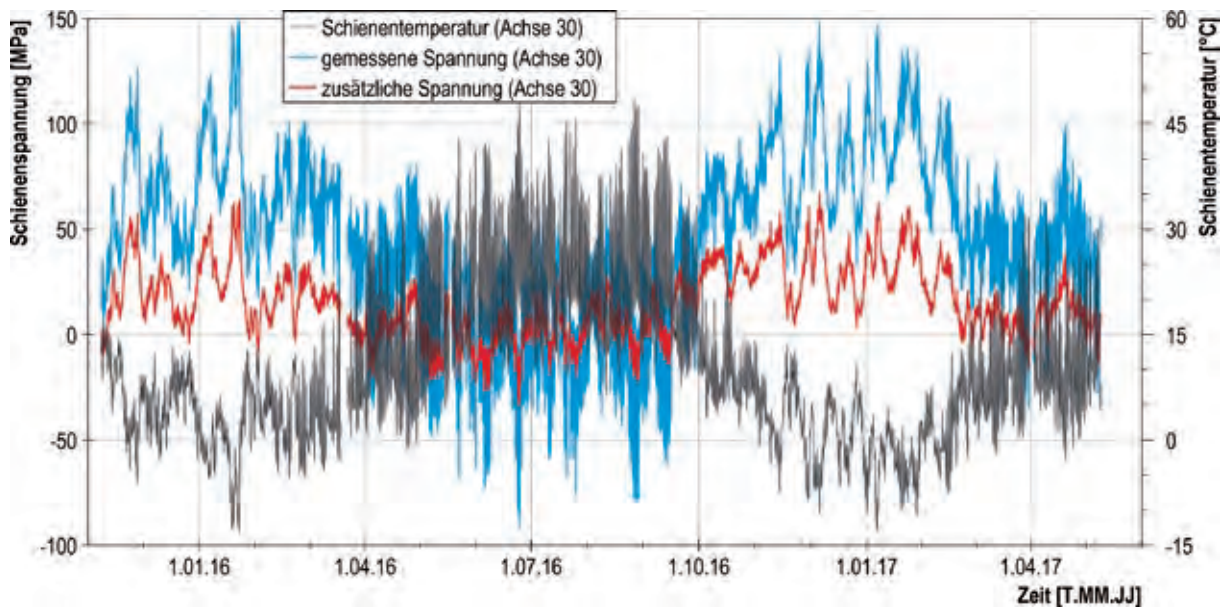


Bild 17 Exemplarische Darstellung der Messergebnisse in Achse 30, GRiG

Grafik: Marx Krontal GmbH

im Messzeitraum November 2015 bis Juni 2017 dargestellt. Die Gesamtspannung schwankt zwischen -92 und 149 MPa. Der thermische Anteil der Spannung in der verspannten Schiene wird durch die Temperaturschwankung der Schiene zwischen -13,5 und 50,0 °C verursacht. Die zusätzlichen Spannungen schwanken zwischen -34 und 67 MPa und können maßgeblich auf die ther-

mischen Verformungen des Tragwerks zurückgeführt werden.

Diese Werte können mit den rechnerischen Prognosen verglichen werden. Zu diesem Zweck wurden die gemessenen Temperaturvariationen des Überbaus in einem Modell als Einwirkung mit einem vereinfachten Verlauf berücksichtigt. Das Modell berücksichtigt die tatsächliche Tragwerksgeometrie sowie die aus den Messungen ermittelten Materialeigenschaften und Unterbausteifigkeiten [16]. Der Längsverschiebewiderstand des Gleises entspricht den Angaben aus der Ril 804 [18] für die Feste Fahrbahn. Die Ergebnisse der zusätzlichen Schienenspannungen über der Achse 30 sind in Bild 18 gegenübergestellt.

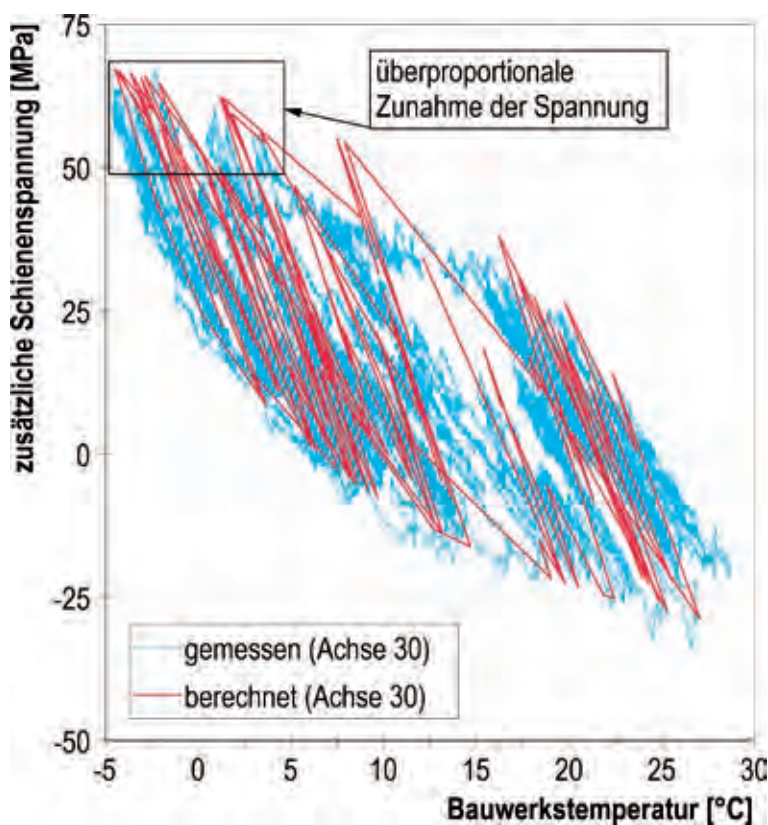


Bild 18 Vergleich der Messergebnisse mit den Berechnungsergebnissen

Grafik: Marx Krontal GmbH

Die gute Übereinstimmung der Hüllkurven bestätigt in diesem Fall, dass die Annahmen der Berechnung für das thermische Verhalten der Brücke zutreffend sind. Allerdings nimmt der sich tatsächlich einstellende Längsverschiebewiderstand bei großen Verformungen an sehr kalten oder sehr warmen Tagen stark zu und überschreitet den Wert des Regelwerks von 9,75 kN/ Stützpunkt (entspr. 30 kN/m Gleis) um bis zu ca. 50 %. Dies führt zu einem zeitweisen starken Anstieg der zusätzlichen Schienenspannungen im Bereich der Bauwerksfugen. Dieser Effekt wurde bei allen überwachten Bauwer-

ken auf der Strecke beobachtet. Bei längeren Bauwerken wirkt sich diese „Versteifung“ stärker aus und führt zu einer deutlichen Überschreitung der rechnerischen Prognosen der Schienenspannung infolge der Langzeitverformungen des Überbaus. Wie im Abs. 6.4 gezeigt wird, bleiben die höheren zusätzlichen Spannungen angesichts der weiteren Reserven des Systems und des Nachweiskonzepts jedoch i. d. R. ohne weitere Kompensationsmaßnahmen akzeptabel.

6.3 Zusätzliche Schienenspannungen unter Verkehr

Um den Einfluss der Tragwerksverformung aus vertikaler Verkehrslast und aus Bremsen und Anfahren auf die Schienenbeanspruchung messtechnisch zu überprüfen, wurden im Rahmen eines Belastungsversuchs mit schweren Fahrzeugen sowohl quasi-statische Fahrten als auch Bremsversuche durchgeführt (Bild 6). Weiterhin werden seit der Inbetriebnahme der Strecke alle Überfahrten erfasst und ausgewertet, woraus die tatsächliche kumulierte Beanspruchung ermittelt werden kann.

6.3.1 Zusätzliche Schienenspannungen aus vertikalen Verkehrslasten

Bei langsamen Überfahrten mit schweren Güterzügen (je Zug ca. 70 kN/m) im Zuge der Belastungsversuche nach Abs. 5.2.1 wurde die zeitliche Entwicklung der zusätzlichen Schienenspannungen aufgezeichnet. Bei Abbildung der gleichen Lastfälle im Modell mit Erhöhung des Längsverschiebewiderstands unter dem Zug entsprechend Ril 804 können die berechneten und gemessenen Einflusslinien verglichen werden, siehe Bild 19. Im Modell treten deutlich größere Zugspannungen auf als prognostiziert (7,6 MPa), jedoch keine Druckspannungen. Durch den Vergleich mit den anderen Messgrößen lässt sich dieser Unterschied maßgeblich auf die größere Biegesteifigkeit des Überbaus (ca. 20 % geringere Endtangentialverdrehungen als im Modell) und auf die Verlagerung des Schwerpunkts des effektiven Querschnitts nach oben durch die Feste Fahrbahn zurückführen. Diese Erkenntnisse können an ähnlichen „flachen“ Querschnitten (z. B.

Stöbnitztalbrücke) bestätigt werden. Bei höheren Querschnitten, z. B. beim Kastenprofil der Saale-Elstertalbrücke, bleibt der Schwerpunkt des Querschnitts deutlich unterhalb der Schiene, sodass die Zugspannungen über der Fuge maßgebend bleiben, aber auch hier ist der Betrag der Spannung durch die größere Biegesteifigkeit geringer als in den Berechnungen. Die Feste Fahrbahn wirkt sich günstig auf die Zugbeanspruchung der Schiene aus.

6.3.2 Zusätzliche Schienenspannungen aus Bremsen und Anfahren

Die Bremsversuche auf der Gänsebachtalbrücke wurden so durchgeführt, dass der bremsende Zug genau auf einem Block zum Stehen kommt. Es konnten hohe Bremskräfte von fast 2.000 kN erreicht werden (Reibbeiwert Rad/Schiene ca. 0,2). In Bild 20 ist der Zeitverlauf der gemessenen Spannungen für eine ausgewählte Bremsposition den Berechnungsergebnissen gegenübergestellt.

Die berechnete Zugspannung deckt die maximal gemessene Zugspannung in Achse 34 auf der Seite des Gegenrichtungsgleises (GRiG), auf dem der Zug bremst, ausreichend ab. Auf der Seite der Achse 30 führt die Überschätzung der Zugspannung infolge vertikalem Verkehr (siehe Abs. 6.3.1)

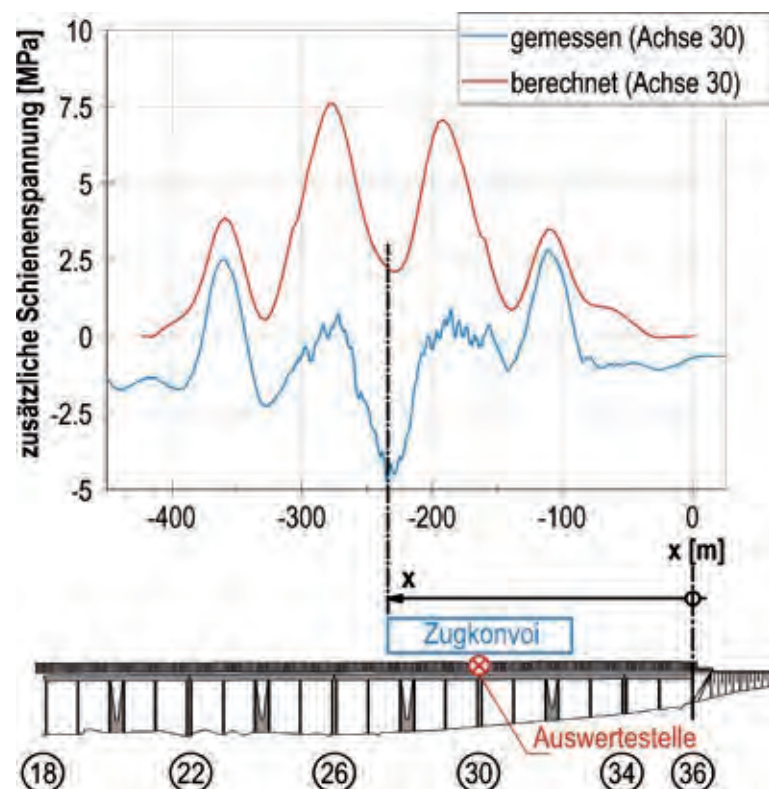


Bild 19 Gemessene und berechnete Einflusslinie der Schienenspannung in Achse 30 bei Parallelüberfahrt der Güterzüge auf beiden Gleisen
Grafik: Marx Krontal GmbH

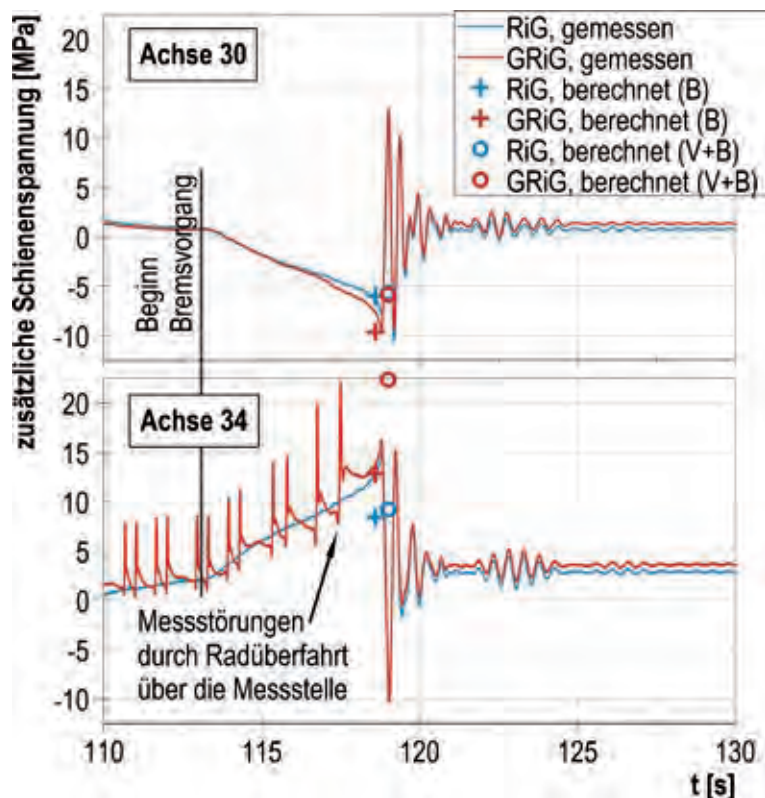


Bild 20 Zeitverlauf der gemessenen Schienenspannungen beim Bremsversuch. Bremszielstellung A30, Fahrt von A36 in Richtung A30 auf dem GRiG und Vergleich mit den Berechnungsergebnissen, wobei im Modell die Horizontalkraft alleine (B) oder in Kombination mit der Vertikallast (V+B) aufgebracht wurde
Grafik: Marx Krontal GmbH

hingegen zu einer Unterschätzung der auftretenden Druckspannungen. Im Berechnungsmodell führt die Erhöhung des Längsverschiebewiderstands unter dem bremsenden Zug zu einer unterschiedlichen Belastung in beiden Gleisen. Die Messung zeigt jedoch eine gleichmäßigere Beanspruchung. Die vertikale Last des Zuges beeinflusst den Längsverschiebewiderstand offenbar nicht so stark, wie es im Regelwerk vorgesehen ist. Weiterhin zeigt der Zeitverlauf, dass durch die Längsschwingung des Bauwerks die maximale Beanspruchung in der Schiene nicht nur zum Zeitpunkt des Bremsrucks auftritt, sondern auch beim Rück- und Durchschwingen. Dies führt dazu, dass es unabhängig von der Bremsrichtung sowohl zu zusätzlichen Zug- als auch Druckspannungen in der Schiene kommt. Messungen an anderen Bauwerken haben ergeben, dass diese dynamischen Einflüsse mit zunehmender Anzahl an gekoppelten Überbauten und mit kleiner werdenden Unterbausteifigkeiten zunehmen, sodass die größten Spannungen u. U. nicht am Bremsort, sondern mehrere Felder daneben und mehrere Sekunden nach dem Bremsruck auftreten können. Das statische Modell ist nicht in der Lage, diese Einflüsse zu berücksichtigen. Durch eine

sorgfältige Generierung der Lastfälle über die gesamte Bauwerkslänge werden die maximalen Spannungen jedoch abgedeckt. Weitere Ergebnisse von Bremsversuchen hinsichtlich der Interaktion zwischen Gleis, Tragwerk und Gründung werden in [15] und [14] vorgestellt.

6.4 Rückschlüsse auf den Nachweis aus der Ril 804

Die durchgeführten Messungen ermöglichen die Fortschreibung des Nachweiskonzeptes für den Fall der Festen Fahrbahn [16], [17]. Durch die gewonnenen Langzeiterfahrungen kann das System, insbesondere der Längsverschiebewiderstand, besser charakterisiert werden, sodass die zusätzlichen Spannungen realitätsnäher abgeschätzt werden können.

Derzeit wird der Nachweis mit zusätzlichen Schienenspannungen geführt. Der Spannungsanteil im lückenlosen Gleis aus Schienentemperaturänderung wird implizit mit einer ständigen vorhandenen Spannung von 120 MPa [17] berücksichtigt. Im Abs. 6.2 wird deutlich, dass

diese Annahme sehr konservativ ist und deutliche Reserven ausgeschöpft werden könnten, wenn der Nachweis statt mit zusätzlichen mit absoluten Spannungen geführt werden würde.

Im aktuellen Nachweis wird ein ermüdungsrelevanter Biegespannungsanteil am Schienenfuß von 158 MPa angesetzt [17]. Zählungen der Spannungswechsel am Schienenfuß ergaben für den ICE-Verkehr maximale Spannungsamplituden von 60 MPa. Diese Ergebnisse deuten für die Feste Fahrbahn auf eine deutlich bessere Oberbauqualität hin, als in der Oberbaurichtlinie angesetzt. In Kombination mit der Kenntnis über die Längsspannungen in der Schiene aus Temperatur und Interaktion mit dem Bauwerk liegt damit die Basis für die Entwicklung eines realitätsgerechteren Nachweises vor.

7 Schlussfolgerungen

Die an den Talbrücken der Neubaustrecke über Zeiträume von bis zu 10 Jahren gewonnenen Messergebnisse liefern wertvolle Erkenntnisse für die Weiterentwicklung der integralen Bauwei-

se sowie der Festen Fahrbahn auf Brücken. Darüber hinaus gestatten sie Aussagen über die Qualität und Aussagekraft von Berechnungsmodellen und ermöglichen deren Verbesserung. Die Bedeutung und Häufigkeit von Messungen wird auch im Brückenbau in den kommenden Jahren stark zunehmen. Im Rahmen der Digitalisierungsstrategie wird Bauwerksmonitoring verstärkt angewendet zur Erfassung ungenau bekannter Modellparameter, zur versuchsgestützten Bemessung und für eine lebensdauerübergreifende Zustandserfassung als Grundlage zukünftiger Instandhaltungsstrategien [19], [20], [21], [22].

Semi-integrale Brückenbauwerke zeigen speziell für die Anwendung im Eisenbahnbrückenbau große Vorteile: Sie verhalten sich unter kurzzeitig einwirkender Verkehrslast deutlich steifer und unter langfristigen zwangsverursachenden Einwirkungen deutlich weicher, als die ursprünglichen Bemessungsergebnisse erwarten ließen. Die Stand sicherheits- und Gebrauchtauglichkeitsnachweise für die Bauwerke und die Feste Fahrbahn lagen in den meisten Fällen deutlich auf der sicheren Seite. Sie waren jedoch nur zum Teil in der Lage, die reale Situation richtig abzubilden. Viel wichtiger als eine scheinbar hoch genaue Berechnung oder eine überbordende Variation aller möglichen Parameter im Berechnungsmodell sind ein guter Entwurf des Tragwerks, die sorgfältige Durchbildung der Konstruktionsdetails und eine qualitätsgerechte Bauausführung.

Literatur

- [1] Marx, S.; Krontal, L.; Wenner, M.: Semiintegrale Brücken. In: Mehlhorn, G.; Curbach, M. (Hrsg.): Handbuch Brücken, Kap. 6.2.2, 3. Aufl., Wiesbaden: Springer Vieweg, 2014, S. 437–461.
- [2] Marx, S.; Herrmann, R.; Wenner, M.; Schenkel, M.: Monitoring an Talbrücken im Eisenbahnhochgeschwindigkeitsverkehr. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 23. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken – am 12. März 2013 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2013, S. 131–152.
- [3] Marx, S.; Wenner, M.: Structural Health Monitoring (SHM) an der Scherkondetalbrücke: eine semi-integrale Eisenbahn-Betonbrücke. Beton- und Stahlbetonbau Spezial 110 (2015) – Supplement: Erhaltung und Instandsetzung von Betonbauwerken – Beispiele aus Europa und der Welt, S. 2–8.
- [4] Marx, S.; Krontal, L.; Bätz, S.; Vehlow, A.: Die Scherkondetalbrücke, die erste semi-integrale Talbrücke der DB AG auf der Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle VDE 8.2. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010) 3, S. 134–141.
- [5] Schenkel, M.; Goldack, A.; Schlaich, J.; Kraft, S.: Die Gänsebachtalbrücke, eine integrale Talbrücke der DB AG auf der Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010) 9, S. 590–598.
- [6] Schenkel, M.; Marx, S.; Krontal, L.: Innovative Großbrücken im Eisenbahn-Hochgeschwindigkeitsverkehr am Beispiel der Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009) 11, S. 782–789.
- [7] Jung, R.; Marx, S.; Schenkel, M.; Stockmann, R.: Entwurf und Ausführungsplanung der Stöbnitztalbrücke. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011) 2, S. 81–88.
- [8] Schenkel, M.: Verkehrsprojekte Deutsche Einheit Nr. 8.2, Eisenbahn-Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle: Saale-Elster-Talbrücke. ZEV Rail Glasers Annalen 131 (2007) 8, S. 312–328.
- [9] Herrmann, R.; Rabe, J.; Bolle, G.; Marx, S.: Konzepte für Datenqualität und Datenablage bei Entwurf und Umsetzung von Monitoringssystemen. Bauingenieur (2017) 12, S. 537–545.
- [10] DIN EN 1991-1-5:2010-12: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen; Deutsche Fassung EN 1991-1-5:2003 + AC:2009.
- [11] DIN EN 1992-2:2010-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008.
- [12] Käding, M.; Wenner, M.; Marx, S.: Baubegleitende Zustandsüberwachung von Brücken. In: Curbach, M. et al. (Hrsg.): Tagungsband des 9. Symposiums „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ am 21.9.2017 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2017, S. 63–74.
- [13] Wenner, M.; Käding, M., Marx, S.: Messtechnische Überwachung bei Brückenbaumaßnahmen. Bautechnik 95 (2018) 1, S. 44–52.
- [14] Wedel, F.; Käding, M.; Marx, S.: Belastungsversuch an den Talbrücken der Eisenbahnneubaustrecke Erfurt–Leipzig. In: Baeßler, M. (Hrsg.): Tagungsband der Konferenz Messen im Bauwesen am 14.11.2017 in Berlin, Berlin: BAM, S. 21–38.
- [15] Schacht, G.; Wedel, F.; Marx, S.: Bridge load testing in Germany. ACI Special Publication (2018) (zur Veröffentlichung angenommen).
- [16] Wenner, M.; Lippert, P.; Plica, S.; Marx, S.: Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken,

- Teil 1: Geschichtliche Entwicklung und Modellbildung. Bautechnik 93 (2016) 2, S. 59–67.
- [17] Wenner, M.; Lippert, P.; Plica, S.; Marx, S.: Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken, Teil 2: Hintergründe des Nachweises. Bautechnik 93 (2016) 7, S. 470–481.
- [18] DB Netz AG: Richtlinie 804 – Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke planen, bauen und instand halten.
- [19] Marx, S.; Hahn, O.; Wenner, M.: Monitoring an Brücken, Möglichkeiten und Grenzen. In: Ingenieurakademie West e.V. (Hrsg.): Tagungsband zum Seminar Brückenbau im Fokus am 25.11.2016 in Essen, Essen: Ingenieurakademie West e.V., 2016, S. 29–51.
- [20] Marx, S.; Krontal, L.; Tamms, K.: Monitoring von Brückentragwerken als Werkzeug der Bauüberwachung. Bautechnik 92 (2015) 2, S. 123–133.
- [21] Schacht, G.; Schwinge, E.; Krontal, L.; Hahn, O.; Marx, S.: Die Eisenbahnbrücke über die Aller bei Verden (1843–2016). In: Jäger, W. (Hrsg.): Mauerwerkskalender 2018 (in Vorbereitung).
- [22] Schacht, G.; Piehler, J.; Müller, J. Z. A.; Marx, S.: Belastungsversuche an einer historischen Eisenbahn-Gewölbebrücke. Bautechnik 94 (2017) 2, S. 125–130.

Projektsteuerung:

- Projektentwicklung
- Bauherrenberatung / Bauüberwachung
- Termin-, Kosten- und Risikomanagement



Akquise und Angebotsbearbeitung:

- Einkauf / Anfragen
- Kalkulation der Herstellkosten
- Bauzeit- und Baustellenplanung
- Logistikkonzepte

Engineering:

- Für Montage- / Demontageprozesse im Brückenbau, Industriebau, Stahlverbundbau
- Erstellung von technologischen Konzepten für Logistikprozesse, Verschiebeprozesse, Kranzugstudien, sowie weitere Hubvorgänge

Bauconsulting:

- Auftragnehmer- und Nachunternehmerverwaltung
- Bauzeitplanung & Kontrolle
- Abrechnung
- Nachtragsbearbeitung



Wer erfolgreich bauen will,
braucht zuverlässige Partner.

Aedificon Engineering GmbH
Hohmannstraße 6, 04129 Leipzig

Telefon: +49 341 92 79 92 – 50
Fax: +49 341 92 79 92 – 49

Email: info@aedificon.de
Internet: www.aedificon.de



Neubau S21 Berlin
Ausführungsplanung
ARGE S-Bahn Berlin S21
© HOCHTIEF



B 96 Brücke über DB bei Dannenwalde
Ausführungsplanung
Matthäi Bauunternehmen

KRONE INGENIEURE GMBH

OBJEKTPLANUNG | TRAGWERKSPLANUNG | BAUOBERLEITUNG | BAUÜBERWACHUNG | BAUWERKSPRÜFUNG

KRONE Ingenieure GmbH • Sophienstraße 33 A • 10178 Berlin • T 030 28 39 28 0 • F 030 28 39 28 39 • mail@ibkrone.de • www.ibkrone.de

AMAND

GmbH & Co. KG



A44 Heiligenhaus - Angerbachtalbrücke Bauwerk 6

Wir bauen Brücken für gute Verkehrsanbindungen



A44 Heiligenhaus - Bauwerk 8



Gartroper Straßen-Brücke



Hervester Brücke - Dorsten



A44 AK Ratingen Ost BW 1

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



AMAND GmbH & Co. KG

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

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

Nachrechnung und Ertüchtigung der Siegtalbrücke – größte Spannbetonbrücke der Sauerlandlinie (A 45)

Dr.-Ing. Karlheinz Haveresch

c/o Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen

1 Einleitung

Die Siegtalbrücke (Bild 1) gehört mit einer Länge von 1050 m (Feldweiten: 105 m) und einer Höhe über Gelände von 106 m zu den größten Straßenbrücken der Bundesrepublik Deutschland. Sie überführt die BAB A 45 („Sauerlandlinie“, Autobahn Ruhrgebiet–Frankfurt) über den Stadtteil Siegen-Eiserfeld. Gebaut wurde die Siegtalbrücke von 1964 bis 1969 nach einem Entwurf von Hans Wittfoht [1], [2], der seinerzeit als Leiter der Technischen Abteilung – später als Gesellschafter – des Bauunternehmens Polensky & Zöllner maßgeblich den Bau von großen Spannbetonbrücken mit Vorschubrüstung oder im Freivorbauverfahren geprägt hat. Unter der Mitwirkung von Hans Wittfoht entstanden weitere sehr bedeutende Brückenbauwerke, wie beispielsweise die Mainbrücke Bettingen, die Krahenbergbrücke bei Andernach, die Köhlbrandbrücke und die Sallingundbrücke, Dänemark.

Der Zustand der Siegtalbrücke ist nach den Maßstäben der Brückenprüfungen nach DIN 1076 [3] als gut zu bezeichnen. Aufgrund anderer Veranlassung wurde sie jedoch für eine Nachrechnung vorgesehen, denn die Auswahl von nachzurechnenden Brücken aus dem Bestand erfolgt beim Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen [4] gemäß eines *Masterplans Brückennachrechnung*. Die maßgebenden Kriterien sind dabei:

- Technische Dringlichkeit (Liste der vordringlichen Brücken [5], [6] des Bundesverkehrsministeriums),
- Verkehrsbedeutung (Haupttrouten des Schwerlastverkehrs in Deutschland) sowie
- Notwendigkeit einer Nachrechnung als Planungsgrundlage für einen Straßenausbau (z. B. Autobahnverbreiterung) oder eine kostenaufwendige Bauwerksinstandsetzung.



Bild 1 Siegtalbrücke im Zuge der Sauerlandlinie A 45

Foto: Sven Gaedtke

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Nachrechnung der Siegtalbrücke dargestellt und im Kontext der Ergebnisse von mehr als 500 weiteren, abgeschlossenen Brückennachrechnungen in NRW bewertet.

2 Vorbereitung der Nachrechnung und Bestandserfassung

Das Verfahren zur Nachrechnung und Verstärkung von älteren Brücken kann grob in folgende Aufgabepakete gegliedert werden:

- Bestandserfassung,
- Nachrechnung,
- Instandsetzungsentwurf mit Kostenschätzung,
- Vorentwurf für Ersatzneubau mit Kostenschätzung,
- Variantenvergleich mit Wirtschaftlichkeitsuntersuchung,
- Endbeurteilung und
- Dokumentation.

Im Sprachgebrauch werden diese Verfahrensschritte häufig unter dem Begriff „Nachrechnung“ gemäß der Nachrechnungsrichtlinie (NRR) des Bundesverkehrsministeriums [5] subsummiert.

Vor dem Beginn der Nachrechnung ist eine möglichst umfassende Bestandserfassung notwendig. Damit ist die Beschaffung aller relevanten Daten für die Entscheidungsfindung einer Nachrechnung gemeint. Dazu gehören nicht nur die Bestandsakten wie Pläne, Statik, Gutachten, Prüfberichte und Vermessungsergebnisse nach DIN 1076, Schriftverkehr usw., sondern auch eine eingehende Ortsbesichtigung sowie das Einholen von Informationen über Ausbauabsichten, laufende Erhaltungs- und Baubetriebsplanungen im betroffenen Streckenabschnitt. Diese, von der eigentlichen Tragwerksberechnung unabhängigen Rahmenbedingungen beeinflussen nicht selten maßgebend die Endbeurteilung einer Nachrechnung, die sich bestmöglich in das betriebliche Anforderungsprofil oder eine Ausbauplanung der betroffenen Autobahn integrieren muss. Dies trifft auch für die Siegtalbrücke zu, denn die BAB A 45 ist im aktuellen Bedarfsplan des Bundesverkehrsministeriums als vordringliches Projekt für den 6-streifigen Ausbau vorgesehen.

3 Umfang der Nachrechnung

Die eigentliche Nachrechnung der Tragwerksstatik ist für die Beurteilung der Zukunftsfähigkeit einer älteren Brücke von zentraler Bedeutung. Dabei hat es sich als ausreichend erwiesen, den Leistungsumfang zunächst nur auf die Nachrechnung gemäß Stufe 1 („Berechnung wie neu“ mit dem Ziellastniveau gemäß NRR und der Bemessung nach den DIN-Fachberichten 102 bis 104 [7], [8] bzw. zukünftig nach Eurocodes 2 bis 4, s. z. B. die entsprechenden Handbücher [10], [11], [12]) und Stufe 2 der NRR zu beschränken.

Es hat sich bewährt, eine Objektplanung zur Untersuchung des Nutzens und der Machbarkeit von Verstärkungen stets zum integralen Bestandteil des Nachrechnungsauftrages zu machen. Nahezu alle älteren Brücken haben mehr oder minder große Tragwerksdefizite im Vergleich zum Neubaustandard, so dass Tragwerksverstärkungen stets infrage kommen. Ohne die Prüfung dieser Verstärkungsmöglichkeiten würde das Nachrechnungsverfahren nicht ordnungsgemäß abgeschlossen werden können.

Wichtig für eine realistische Nachrechnung sind auch die Auswertung von Bauwerksprüfberichten und Setzungsmessungen gemäß DIN 1076 sowie der persönliche Eindruck der Ortsbesichtigung. Auffälligkeiten, insbesondere auffällige Rissbildungen an den häufig in Rede stehenden Bauabschnittsfugen (Koppelfugen) von älteren Spannbetonbrücken, sind bei der Siegtalbrücke nicht festzustellen.

Es hat sich bewährt, die zu beurteilende Brücke grundsätzlich vollständig nach Stufe 1 der NRR nachzurechnen. Durch die Nachrechnung in Stufe 1 wird ein Gesamtbild der Stärken und Schwächen des Tragwerks gewonnen. Die Defizite des Tragwerks werden qualitativ und quantitativ aufgezeigt und nach einem einheitlichen Beurteilungsmaßstab bewertet. Das Ergebnis dieser Bearbeitungsstufe liefert daher mit entsprechenden Erfahrungswerten eine gute Grundlage, die Erfolgsaussichten alternativer Nachweisführungen in Stufe 2, Verstärkungstechniken oder Nutzungsaufgaben für einen zielführenden Abschluss der Nachrechnung einzuschätzen.

4 Stufe 1 der Nachrechnung

4.1 Vorgaben für das Ziellastniveau und Mehrbelastungen

Wie bekannt, ist Hauptanlass für die Nachrechnung älterer Brücken die enorme Zunahme

des Schwerverkehrs in Deutschland [6]. Für Brücken im Verlauf von Bundesfernstraßen ist daher die Verkehrsart „Große Entfernung“ zugrunde zu legen, so dass für die Siegtalbrücke als Ziellastniveau der Nachrechnung LM 1 gemäß Tabelle 10.1 der NRR bauaufsichtlich vorgegeben ist.

Bei Nachrechnungen zeigt sich, dass noch eine Vielzahl weiterer Einflüsse Mehrbelastungen (Beanspruchungen, die in der Statik des Altbestands nicht einkalkuliert sind) für ältere Brücken verursachen können. In der Nachrechnung sind diese selbstverständlich einzukalkulieren, damit ein realistisches Bild der Brückenbeanspruchung gewonnen wird. Die meisten dieser Mehrbelastungen ergeben sich unmittelbar aus der Berücksichtigung des tatsächlichen baulichen Zustands der Brücke oder aus der Anwendung der geltenden technischen Regelwerke. Im Falle der Siegtalbrücke sind dies im Wesentlichen die zwischenzeitlich nachgerüsteten hohen Betongleitwände (H4b) zum Schutze der Anlieger vor von der Fahrbahn abirrenden Schwerfahrzeugen und der normgemäße Lastfall Temperaturunterschiede ΔT .

Es wird empfohlen, bei einer Nachrechnung stets auch zur Zulässigkeit von Baustellenverkehrsführungen auf der Brücke Stellung zu nehmen. Nicht nur für einen zur Debatte stehenden Ersatzneubau der Brücke, sondern auch für Betrieb und Erhaltungsarbeiten auf der Brücke und den angrenzenden Streckenbereichen ist diese Frage von großer Bedeutung. Daraus ergibt sich, dass als „abgesenktes Verkehrslastniveau“ nach Stufe 2 der NRR mindestens die Brückenklasse BK 60 nach DIN 1072 anzustreben ist, damit eine (4+0)-Verkehrsführung möglich bleibt.

Für das Ziellastniveau in Sonderfällen oder die Behandlung anderer Mehrbelastungen wird auf [13] verwiesen.

4.2 Schnittgrößenermittlung

Im Verlauf der Nachrechnung ist eine neue, realitätsnahe Schnittgrößenermittlung obligatorisch aufzustellen, denn die aktuellen Möglichkeiten der elektronischen Schnittgrößen- bzw. FEM-Berechnung lassen realistischere Modellierungen von statischen Systemen zu, als dies beim Bau der älteren Brücken möglich war [14]. Es ist daher verständlich, dass Unterschiede zwischen den Schnittgrößen der Bestandsstatik und der Nachrechnung auftreten können. Es war Stand der Technik bei den statischen Berechnungen älterer Brücken, Vereinfachungen des Tragverhaltens

vorzunehmen, damit der Aufwand für die Schnittgrößenermittlung praktikabel blieb.

Die Regeln für die Schnittgrößenermittlung nach DIN-Fachbericht 102 [7], II-2.5 sind bei der Nachrechnung nach Stufe 1 NRR zu beachten. Obligatorisch ist anschließend eine Plausibilitätsprüfung der ermittelten Schnittgrößen. Wenn dabei signifikante Unterschiede zwischen Bestandsstatik und Nachrechnung auftreten, sind die Gründe dafür zu ermitteln. Daraus lassen sich bereits wichtige Ursachen für mögliche Tragwerksdefizite herleiten.

Typische Beispiele dafür sind Vernachlässigung von Querträgern, mitwirkenden Breiten (bauaufsichtlich eingeführt mit DIN 1075:1981 [15]), Vouten, Verstärkungslamellen und Bauzuständen mit Steifigkeitsänderungen (bei Stahl- oder Stahlverbundbrücken), Vernachlässigung von Schiefe oder Krümmungen usw. Erfahrungsgemäß kann aber keineswegs immer davon ausgegangen werden, dass die neu ermittelten Schnittgrößen auf Anhieb qualitativ besser sind als die Schnittgrößen der Bestandsstatik. Es zeigt sich immer wieder, dass die komplexen, modernen Berechnungsprogramme für die Schnittgrößenermittlung und die automatische Bemessung durchaus fehlerhaft angewendet werden können.

Typisch bei älteren statischen Berechnungen von Brücken ist auch die Unterschätzung der Querverteilung von Verkehrslasten. So fehlt es bei Plattenquerschnitten häufig an der erforderlichen Bewehrung für die Quertragrichtung; Stege von mehrstegigen Plattenbalkenquerschnitten wurden häufig nicht für Torsion und Kastenquerschnitte nicht für Profilverformung bemessen. Allerdings wurde in diesen Fällen dadurch die Längstragrichtung des Brückenüberbaus überbemessen. Derartige ältere Brücken können deshalb in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie wenigstens für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nachgewiesen werden, wenn von Schnittgrößenumlagerungen Gebrauch gemacht wird.

Bei der Siegtalbrücke ergaben sich insgesamt allerdings gute Übereinstimmungen beim Vergleich der Schnittgrößen von Alt-Statik und Nachrechnung. Es zeigte sich, dass sich die Zunahme des Schwerverkehrs bei der Siegtalbrücke aufgrund des hohen Eigengewichts des 5,80 m hohen Überbauquerschnitts (siehe Bild 2 in Abschn. 5.4) nur vergleichsweise gering auswirkt. Die weitere Nachrechnung der Siegtalbrücke verlief daher günstig.

4.3 Bemessungsergebnisse der Nachrechnung

4.3.1 Schnellbeurteilung des Nachrechnungsergebnisses

Aufgrund der Erfahrungen von mehr als 500 abgeschlossenen Brückennachrechnungen in NRW kann eine erste Grobeinschätzung vorgenommen werden.

Es zeigt sich, dass ein kleinerer Anteil der Brücken im deutschen Fernstraßennetz bereits nach einer Grobbeurteilung als nicht-zukunftsfähig eingestuft werden kann (siehe [13], [16]). Diese Brücken haben derart grundlegende oder gehäufte Defizite, dass sie nicht mit vertretbarem wirtschaftlichem Aufwand für die Zukunft erhalten oder verstärkt werden können. Solche Brücken, die insbesondere während der Aufbauphase des deutschen Fernstraßennetzes gebaut wurden, können bestenfalls noch für die Übergangszeit bis zur schnellstmöglichen Erneuerung hergerichtet (notverstärkt) werden. Zu diesen Brücken gehören sehr häufig die seinerzeit noch üblichen filigranen Stahl- und Stahlverbundbrücken. Spannbetonbrücken, insbesondere solche mit mittleren und großen Stützweiten, wie z. B. auch die Siegtalbrücke, gehören nur ausnahmsweise in diese Kategorie. Wenn sie seinerzeit solide bemessen und konstruiert wurden, sind sie in der Regel mit moderaten Verstärkungen für eine bestimmungsgemäße Weiternutzung gut nachweisbar und zukunftsfähig.

Im Gegensatz zu den beschriebenen, nicht-zukunftsfähigen Konstruktionen sind auch Brücken festzustellen, die durch die Zunahme des Schwerverkehrs nur unwesentlich beeinflusst werden. Zu diesen Brücken gehören beispielsweise kleinere, mit Boden überschüttete Brücken. Durch die hohe Bodenauflast sind Verkehrslasterhöhungen untergeordnet und ohne wesentliche Bedeutung für das Tragwerk. Die Zukunftsfähigkeit dieser Brücken leitet sich praktisch allein vom Zustand der baulichen Erhaltung ab.

Für die Siegtalbrücke bleibt erwartungsgemäß auch nach der Schnellbeurteilung eine detaillierte Untersuchung im Zuge der Nachrechnung notwendig. Dabei zeigen sich bei den einzelnen Nachweisen die typischen Tragwerksdefizite von Betonbrücken dieser Bauzeit, die im Folgenden näher erläutert werden. Außer der höheren Belastung der Brücke sind dafür die Nachbesserungen und Weiterentwicklungen der maßgebenden DIN-Normengenerationen ursächlich. Insbesondere die Regelwerksumstellung im Jahre 2003 auf die DIN-Fachberichte (Vornormen der Euroco-

des) hat einige systematische Veränderungen in der Bemessung und Konstruktion ausgelöst, die im Folgenden näher beschrieben und bewertet werden.

4.3.2 Tragwerksdefizite

Bei Brücken, die vor der Einführung der DIN 1045 (Stand 1972) [17] gebaut wurden, ist zunächst zu beachten, dass diese in eine geringere Betonfestigkeitsklasse einzusortieren sind, als es die Bestandspläne ausweisen. Gemäß NRR, Tabelle 11.1 entspricht ein Beton B 450 der damaligen Zeit einer aktuellen Festigkeitsklasse nach DIN EN 206-1 [18] von nur C 30/37. Ursache dafür ist, dass vor Einführung der DIN 1045 (1972) [17] die Mittelwerte der Betondruckfestigkeit für die Einsortierung in Festigkeitsklassen (damals Güteklassen) maßgebend waren. Die jüngeren Normen legen hingegen die 5-%-Quantilwerte zugrunde, so dass für Beton der Bezeichnung Bn 450 oder B 45 die Festigkeitsklasse C 35/45 (NRR, Tabelle 11.2) zugrundegelegt werden darf.

Infolge der Zunahme der Lasten und infolge der Fortentwicklungen bei den verschiedenen Generationen von Bemessungsnormen treten bei der Siegtalbrücke bei folgenden Bemessungsnachweisen die typischen Defizite in der 1. Bearbeitungsstufe gemäß Nachrechnungsrichtlinie auf:

- Mindestbewehrungen und Betondeckung,
- Dekompression,
- Querkraft mit oder ohne Torsion (Schub-bemessung),
- Ermüdung,
- Gurtanschlüsse und
- Ankündigungsverhalten.

Es ist allgemein bekannt, dass die Nachweise des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeitsregeln in den Technischen Regelwerken für Brücken im Laufe der Zeit nachgebessert wurden. So wurden auch bei den Anforderungen an **Mindestbewehrung** und **Betondeckung** signifikante Veränderungen vorgenommen. Nahezu alle älteren Betonbrücken, so auch die Siegtalbrücke, weisen daher nach dem Maßstab der aktuellen technischen Regelwerke Defizite in diesen Punkten auf.

Außerdem zeigen sich bei vielen älteren Betonbrücken in Stufe 1 NRR häufig gravierende, rech-

nerische Defizite bei der Schubbemessung. Nicht selten fehlt in Teilbereichen eines Tragwerks 50 % der erforderlichen Bügelbewehrung gemäß DIN-Fachbericht 102. Die Zunahme der Einwirkungen aus Schwerverkehr wirken sich dabei häufig nur moderat mit einer Schnittgrößenerhöhung von 5 bis 10 % aus. Der Hauptanteil der rechnerischen Defizite in der **Schubbemessung** wird vielmehr durch das Bemessungsformat des DIN-Fachberichtes 102 (bzw. EC 2) verursacht. Bei den älteren Betonbrücken durfte nach DIN-Regelwerk (bis zum Jahre 2003) weitgehend auf eine Bemessung von Schubbewehrung verzichtet werden, wenn Grenzwerte der Schubbeanspruchung nicht überschritten wurden (DIN 4227, Teil 1 [19], Tab. 9, Zeilen 50 ff., siehe Tabelle 1). Die Schubabtragung durfte rechnerisch dem Betontraganteil zugewiesen werden. Außer bei Platten war allerdings zusätzlich eine Mindestquerkraftbewehrung einzubauen, die mit einem Allgemeinen Rundschreiben des Bundesverkehrsministeriums aus dem Jahre 1966 [20] erstmals in der aktuell üblichen Größenordnung konkret vorgeschrieben wurde.

Diese Grenzwerte für den Betontraganteil wurden im DIN-Fachbericht 102 (bzw. EC 2) auf der sicheren Seite liegend abgesenkt (Platten) oder ganz gestrichen. Der Betontraganteil des Schubs wird bei neuen Betonbrücken als Reserve vorgehalten, um sie für die prognostizierte Nutzungszeit

von 100 Jahren besonders robust auszustatten. Es liegen zahlreiche Forschungsergebnisse vor, die belegen, dass die Bemessungsregeln des EC 2 die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Bauteilen erheblich unterschätzen [21], [22], [23]. Diese hohen Reserven müssen bei älteren Brücken nicht mehr vorgehalten werden, da sie in der Regel nur noch für geringere Restnutzungsdauern nachgerechnet werden müssen. Dafür sieht die Stufe 2 der NRR (s. Abschnitt 5.2) entsprechende Bemessungsregeln vor, so dass der Betontraganteil der Schubabtragung für ältere Brücken wieder genutzt werden kann.

Zusätzlich zur defizitären Bemessung der Schubbewehrung zeigen sich auch bei der konstruktiven Durchbildung der Schubbewehrung häufig Schwächen (ca. bis zur Einführung von DIN 1045:1978 [24]). Dazu enthalten [13] und die NRR weitere Hinweise.

Ältere Spannbetonbrücken für Straßen wurden nach DIN 4227 in der Regel „beschränkt vorgespannt“, das heißt es wurden im Gebrauchszustand geringe Betonzugspannungen bis maximal zur Betonzugfestigkeit zugelassen (Tab. 9 in [19], Zeile 36 ff., s. Tabelle 2). Die Wahrscheinlichkeit von Rissen wurde damit gering gehalten. Zusätzlich wurde stets ein Nachweis zur Rissbreitenbeschränkung unter Dauerlast geführt, allerdings

Tabelle 1 Tabelle 9 der DIN 4227, Teil 1 [19] (Auszug) – Bemessungsnachweisgrenze für die Berechnung von Schubbewehrung

Bei Brücken und vergleichbaren Bauwerken nach Abschn. 6.7.1						
27	volle Vorspannung	unter Hauptlasten:				
28		Mittiger Zug	0	0	0	0
29		Randspannung	0	0	0	0
		Eckspannung	0	0	0	0
30		unter Haupt- u. Zusatzlasten:				
31		Mittiger Zug	0,6	0,8	0,9	1,0
32		Randspannung	1,6	2,0	2,2	2,4
		Eckspannung	2,0	2,4	2,7	3,0
33		Bauzustand:				
34	Mittiger Zug	0,3	0,4	0,4	0,5	
35	Randspannung	0,8	1,0	1,1	1,2	
	Eckspannung	1,0	1,2	1,4	1,5	
36	beschränkte Vorspannung	unter Hauptlasten:				
37		Mittiger Zug	1,0	1,2	1,4	1,6
38		Randspannung	2,5	2,8	3,2	3,5
		Eckspannung	2,8	3,2	3,6	4,0
39		unter Haupt- u. Zusatzlasten:				
40		Mittiger Zug	1,2	1,4	1,6	1,8
41		Randspannung	3,0	3,6	4,0	4,5
		Eckspannung	3,5	4,0	4,5	5,0
42		Bauzustand:				
43		Mittiger Zug	0,8	1,0	1,1	1,2
44	Randspannung	2,0	2,2	2,5	2,8	
	Eckspannung	2,2	2,6	2,9	3,2	

Tabelle 2 Tabelle 9 der DIN 4227, Teil 1 [19] (Auszug) – zulässige Zugspannung infolge von Längskraft und Biegemoment im Gebrauchszustand für B 25, B 35, B 45 und B 55 (Spalten von links nach rechts)

Schiefe Hauptzugspannungen bzw. Schubspannungen im rechnerischen Bruchzustand ohne Nachweis der Schubbewehrung (Zone a und Zone b)						
	1	2	3	4	5	6
	Beanspruchung	Bautelle	Zulässige Spannungen MN/m ²			
			B 25	B 35	B 45	B 55
50	Querkraft	bei Balken	1,4	1,8	2,0	2,2
51		bei Platten*) (Querkraft senkrecht zur Platte)	0,8	1,0	1,2	1,4
52	Torsion	bei Vollquerschnitten	1,4	1,8	2,0	2,2
53		in der Mittelfläche von Stegen und Gurten	0,8	1,0	1,2	1,4
54	Querkraft plus Torsion	in der Mittelfläche von Stegen und Gurten	1,4	1,8	2,0	2,2
55		bei Vollquerschnitten	1,8	2,4	2,7	3,0

*) Für dicke Platten ($d > 30$ cm) siehe Abschn. 12.4.1

häufig ohne Berücksichtigung von Temperaturunterschieden ΔT . Durch die Zurückziehung der DIN 4227 trat in diesem Nachweiskonzept eine erhebliche Verschärfung ein. Zunächst durften die Spannglieder durch die Einführung des DIN-Fachberichtes 102 erheblich stärker vorgespannt werden. Diese höhere Spannstahlausnutzung wurde dafür genutzt, die Wahrscheinlichkeit von Rissen in Spannbetontragwerken noch weiter zu verringern, indem statt Betonzugspannungen in geringem Maße zuzulassen nunmehr **Dekompression** bei den maßgebenden Einwirkungskombinationen des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit gefordert wird (siehe Anforderungsklassen B bzw. C). Dabei werden auch Zwangsschnittgrößen konsequent einbezogen. Neuere Brücken haben aus diesem Grunde generell höhere Vorspannung als ältere Brücken. Bei der Nachrechnung in Stufe 1 zeigt sich dies als Defizit beim Dekompressionsnachweis.

Defizite beim **Ermüdungsnachweis** können bei älteren Spannbetonbrücken insbesondere an den sogenannten Koppelfugen (Bauabschnittsfugen) auftreten, denn dort sind die Spannglieder durch Verankerungen oder Kopplungen und die speziellen Bedingungen der Arbeitsfuge besonders beansprucht. Da die Thematik schon seit langem bekannt ist und zwischenzeitlich durch Anpassungen der DIN 4227 und Handlungsanweisungen des Bundesverkehrsministeriums [25] ausgeräumt wurde, sollten Koppelfugen von älteren Spannbetonbrücken in der Regel aktuell bereits so verstärkt sein, dass sie auch bei der Nachrechnung, v. a. beim Ermüdungsnachweis von Spanngliedern nach DIN-Fachbericht 102, nicht

mehr auffällig werden. Nach aktueller Auslegung der NRR ersetzt der Ermüdungsnachweis nach DIN-Fachbericht 102 die Nachweisführung der „Handlungsanweisung Koppelfugen“. Tatsächlich sind gravierende Defizite bei der Nachrechnung auf Spannstahlermüdung erfahrungsgemäß nicht sehr häufig. Nur in wenigen Fällen treten sie in Kombination mit außergewöhnlichen Defiziten beim Dekompressionsnachweis auf. Häufiger sind rechnerische Ermüdungsprobleme in Betonstahlbewehrungen, wenn „unverträgliche statische Systeme“ in der Bestandsstatik verwendet wurden. Typische Fälle dafür sind Überbauten mit Platten- oder mehrstegigem Plattenbalkenquerschnitt, bei denen in der Bestandsstatik die Querverteilung von Einzellasten nicht konsequent berücksichtigt wurde. Die Bewehrung der Querttragrichtung ist dadurch zunächst infolge Biegung überbeansprucht und sie gerät im GZT rechnerisch ins Fließen. Es bilden sich rechnerisch Risse mit entsprechenden ermüdungsrelevanten Beanspruchungen für die kreuzende Bewehrung. Ähnliches gilt für Bügelbewehrungen unter ermüdungswirksamer Querkraftbeanspruchung. Tatsächlich sind solche Risse am Bauwerk aber in den seltensten Fällen vorhanden, so dass keine akute Gefahr des Ermüdungsversagens besteht. Im Zustand I sind die ermüdungswirksamen Beanspruchungen der Bewehrungen unschädlich (siehe Abschnitt 5.2), so dass es ausreicht, die betroffenen Bauwerksbereiche regelmäßig nach DIN 1076 zu überprüfen (Prüfanweisung).

Beim Nachweis Biegung mit Längskraft für ältere Spannbetonbrücken treten in der Regel keine Defizite auf, weil deren Spannglieder im Gebrauchs-

zustand nur gering ausgenutzt sind (ca. 0,55 β_2) und für den Bruchzustand enorme Reserven im Bereich der Zugzone bereitstellen können. Ausnahme können sehr schlanke Überbauten (z. B. $L/H > 25$) mit dünnen Stegen und Bodenplatten sein. Bei diesen Konstruktionen kann eine Überlastung des Betons auf Druck durch die Mehrbelastung infolge höherer Verkehrslasten beim Nachweis Biegung mit Längskraft (**Biegedruckversagen**) oder infolge Interaktion (Biegung, Längskraft, Schub nach DIN-Fachbericht 102, II-4.3.3.2.2 (2)) der Beanspruchungen im Innenstützenbereich auftreten. Dieses Problem kann außerdem bei Brücken auftreten, die vor dem Jahre 1972 gebaut wurden, aufgrund der beschriebenen Absenkung der Betonfestigkeitsklasse. Bei den Nachweisen nach DIN-Fachbericht 102 (bzw. EC 2) wird folglich die Notwendigkeit von Biegedruckbewehrung berechnet oder es werden die zulässigen Betondruckspannungen überschritten.

Beim Nachweis der **Gurtanschlüsse** (Boden- und Fahrbahnplatte an Steg) treten häufiger Defizite auf, weil nach alter Norm auch dieser Schub durch einen zulässigen Betontraganteil nachgewiesen werden durfte. Demgegenüber fordert DIN-Fachbericht 102 (bzw. EC 2) analog zum oben beschriebenen Querkraftnachweis für den Standardfall, dass ausschließlich das Fachwerkmodell anzuwenden ist. Hauptsächlich durch diesen Wechsel des Nachweisformates ergeben sich Defizite bei der Nachrechnung in Stufe 1.

Der Vollständigkeit halber soll erwähnt werden, dass auch bei älteren Stahl- und Verbundbrücken infolge von Nachbesserungen und Fortentwicklungen der jeweiligen Normengenerationen immer wieder ähnliche Tragwerksdefizite und Unsicherheiten bei bestimmten Bemessungsnachweisen auftreten. Das sind insbesondere:

- Bauteilchwächungen durch Korrosion,
- Unzuverlässige Stahlqualitäten (Z-Güten),
- Mindestbewehrung und Betondeckung von Fahrbahnplatten,
- Überschreitung zulässiger Spannungen,
- Beulen der Untergurte,
- Stabilitätsversagen filigraner Bauteile,
- Hohe Defizite bei Ermüdungsnachweisen von Schweißnähten,
- Ermüdung oder Überlastung orthotroper Fahrbahnplatten, Kopfbolzendübel,

- Überlastung, Durchbiegung, Rissbreitenbeschränkung zu dünner Fahrbahnplatten,
- Konstruktionsschwächung durch Korrosionsschäden,
- Unsicherheiten der Schnittgrößenermittlung (Zustand I oder II) hinsichtlich Bauzuständen, Ansatz von Betonschwinden und Rissbildung in Fahrbahnplatten.

Die Probleme bei den Stabilitätsnachweisen von Stahlbrücken werden teilweise durch die Mehrbelastungen, aber auch durch das Fehlen des Vergleichsspannungsnachweises im alten Technischen Regelwerk für Stahl- und Verbundbrücken verursacht [26].

5 Stufe 2 der Nachrechnung

5.1 Grundsätzliches Vorgehen

Die Bearbeitungsstufe 2 wird praktisch bei jeder Nachrechnung einer älteren Brücke erforderlich, denn die gestiegenen Anforderungen aus höheren Verkehrslasten und strengeren Bemessungsregeln, die in Stufe 1 vorgegeben sind, können ältere Brücken in aller Regel nicht erfüllen. Die Stufe 2 sieht drei Varianten für eine günstigere Nachrechnung vor:

1. Verringerung von Anforderungen bei einigen Bemessungsnachweisen, gegebenenfalls in Kombination mit Einschränkung der Restnutzungsdauer der Brücke oder kompensierenden Überwachungsmaßnahmen in Anlehnung an DIN 1076,
2. Absenkung des Verkehrslastniveaus in Kombination mit verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen (Verkehrseinschränkungen) oder
3. Planung und Berücksichtigung von Tragwerksverstärkungen.

Die Erfahrung zeigt, dass in der Regel alle drei Varianten bei einer Nachrechnung untersucht werden müssen, um das bestmögliche Gesamtergebnis für den Weiterbetrieb der Brücke zu finden.

5.2 Bemessung mit geringeren Anforderungen

Zur Beurteilung der in Stufe 1 festgestellten Defizite bei **Mindestbewehrungen** und Nachweisen zur Beschränkung der Rissbreite darf in Stufe 2 das tatsächliche Rissverhalten des Bauwerks be-

wertet werden. Die Hauptprüfberichte nach DIN 1076 liefern dafür die wichtigste Informationsquelle. Sind dort keine wesentlichen Rissbildungen erwähnt, darf auch im Rahmen der Nachrechnung in Stufe 2 das Defizit bei den o. g. Nachweisen als unwesentlich angesehen werden. Dies ist bei der Siegtalbrücke gegeben.

In aller Regel haben ältere Spannbetonbrücken, so auch die Siegtalbrücke, Defizite beim **Dekompressionsnachweis**. Die Ursachen wurden bereits im Abschnitt 4.3.2 erläutert. Akut problematisch ist dieses Defizit für die Brücke aber nicht, solange keine oder nur unbedeutende Risse vorhanden sind. Daher sieht die NRR auch Erleichterungen für den Dekompressionsnachweis in Stufe 2 vor, indem geringere Streuungen der Vorspannung oder geringe Betonrandzugspannungen zugelassen werden. Muss gleichzeitig von beiden Erleichterungen Gebrauch gemacht werden, ist die vorläufige Restnutzungsdauer der Brücke allerdings auf 20 Jahre zu begrenzen. Wenn nicht noch andere Defizite bei der Brücke vorliegen, wird man sich mit dieser Nachweisführung in vielen Fällen begnügen können. Für den Dekompressionsnachweis in Quertragrichtung wird empfohlen, in Abstimmung mit dem Bauherrn und im Vorgriff auf die Regeln des EC 2-2, Tabelle 7.101DE [28] die quasi-ständige Einwirkungskombination mit dem Beiwert $\psi_2 = 0,5$ zugrunde zu legen.

Nicht selten treten größere Defizite beim Dekompressionsnachweis aber in Kombination mit weiteren Defiziten auf, insbesondere dem **Ermüdungsnachweis**. Als Folge der zu geringen Vorspannung, die beim Dekompressionsnachweis identifiziert wird, kann das Spannbetonbauteil beim Ermüdungsnachweis nach DIN-Fachbericht 102 rechnerisch in den Zustand II (Rissbildung) geraten, so dass sich gegenüber dem Zustand I eine starke Vergrößerung der Stahlspannungsschwingbreiten ergibt, die auf Dauer zu Materialermüdung führen würde. Es wird empfohlen, das Bauteil in diesen Fällen durch externe Vorspannung zu verstärken, so dass die Bewehrungen unter Gebrauchsbedingungen sicher überdrückt bleiben. Dieses Konzept wurde auch bei der Siegtalbrücke umgesetzt (siehe Abschnitt 5.4) und dadurch gleichzeitig auch das Defizit der Dekompressionsnachweise und der Schubnachweise kompensiert.

Zur Verminderung der Defizite bei der **Schubbemessung** nach Stufe 1 dürfen nach den Regeln in Stufe 2 der Druckstrebenwinkel verringert, die Querkraftdeckungslinie eingeschnitten oder der innere Hebelarm z möglichst groß angenommen werden. Bei Defiziten der Torsionslängsbewehrung dürfen Spannglieder gemäß den Regeln der

NRR, Abschnitt 12.4.3.4 (3) ff. angerechnet werden. Die geringste, notwendige Torsionslängsbewehrung ergibt sich dabei rechnerisch mit einem Druckstrebenwinkel von 45° . Die Erfahrung zeigt jedoch, dass die genannten Maßnahmen nur in günstigen Fällen ausreichen. Häufig führt nur die zusätzliche Anwendung des Hauptzugspannungsnachweises gemäß 12.4.3.3 „Nachweis unter Vernachlässigung der Querkraftbewehrung“ bzw. der entsprechende Rückgriff auf DIN 1045 und DIN 4227 (gemäß NRR, Abschnitt 4.2 (7)) – also dem Ansatz eines zulässigen Betontraganteils der Schubabtragung, in aller Regel in Kombination mit Verstärkung durch externe Vorspannung – zum Erfolg. Dieses hat sich auch im Fall der Siegtalbrücke so gezeigt. Zwischenzeitlich wurde die Berücksichtigung des Betontraganteils bei der Schubbemessung auch durch die 1. Ergänzung der NRR (04/2015) [21], [27] ermöglicht.

Bei Defiziten des Schubnachweises zwischen Balkensteg und **Gurten** wurde analog zum oben beschriebenen Querkraftnachweis vorgegangen und der Betontraganteil gemäß DIN 4227 bzw. DIN 1045 ausgenutzt. Ähnliche Nachweisformate für Gurtnachweise sind im Zuge der geplanten Fortschreibung der NRR in Entwicklung [29].

5.3 Absenkung des Verkehrslastniveaus

Aufgrund der guten Ergebnisse bei der Nachrechnung der Siegtalbrücke kann sie nach erfolgter Verstärkung in die Verkehrslastklasse LM 1 hochgestuft werden. Bis zur Verstärkung verbleibt sie in BK 60 mit Kompensationsmaßnahmen entsprechend NRR (Lkw-Überholverbot).

In schwierigeren Fällen können erhebliche gravierende verkehrliche Kompensationsmaßnahmen notwendig werden. Dazu enthält [13] weitere Hinweise.

5.4 Prüfung von Tragwerksverstärkungen

Mit Tragwerksverstärkungen können die bei der Nachrechnung aufgedeckten Tragwerksdefizite verringert oder sogar beseitigt werden. Die Brücke kann dadurch uneingeschränkt genutzt und ihre Restnutzungszeiten verlängert werden. Die technischen Möglichkeiten sind nahezu unbegrenzt (wie z. B. herkömmliche Bauteilergänzungen aus Beton oder Stahl, nachträglich eingebohrte Bewehrungsanschlüsse sowie innovative externe Vorspannungen horizontal oder vertikal, geklebte CFK-Bewehrungen oder Textilbeton).

Anwendungsgrenzen ergeben sich durch die Anforderungen der Wirtschaftlichkeit und des Bauens unter Verkehr.

Bei älteren Spannbetonbrücken ist, wie im Fall der Siegtalbrücke, häufig eine Tragwerksverstärkung durch externe Vorspannung zweckmäßig und wirtschaftlich [13], [30] (Bild 2). Wenn keine Besonderheiten vorliegen, lassen sich diese verstärkten Tragwerke gemäß Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie für eine Restnutzungsdauer gut nachweisen. Die Arbeiten können weitgehend ohne Eingriff in den Verkehr erfolgen.

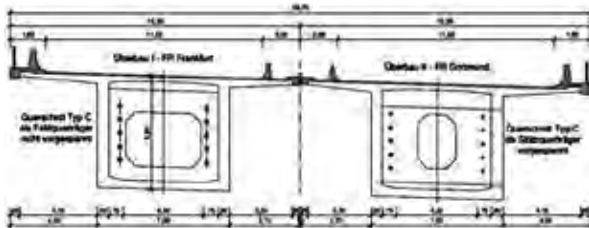


Bild 2 Querschnitt mit Verstärkung durch externe Spannlieder Zeichnung: aus [32]

Für den Bau der Siegtalbrücke wurden Spannlieder des Typs „Polensky & Zöllner“ in den Größen „A 40“ und „A 100“ verwendet, die den vergüteten Spannstahl SIGMA oval St 145/160 beinhalten. Nach dem aktuellen Forschungsstand kann bei dieser Spannstahlsorte eine Gefährdung durch Spannungsrissskorrosion nicht mit Sicherheit ausgeschlossen werden. Daher sind die betroffenen Brücken gemäß der Handlungsanweisung [31] gesondert zu untersuchen. Es besteht demnach zunächst die Möglichkeit, „weiterführende Untersuchungen zum Zustand des Spannstahls“ am Bauwerk vorzunehmen. Für kleinere Brücken oder Tragwerksteile kann dies eine zielführende Vorgehensweise sein.

Durch die Entnahme von Spannstahlproben aus der vorhandenen Bausubstanz und weiteren Überprüfungen konnte bei den untersuchten Brücken in NRW durchweg ermittelt werden, dass eine Spannungsrissskorrosionsgefährdung nicht anzunehmen ist. Die Erfahrung hat jedoch gezeigt, dass diese Untersuchungen für abschnittsweise hergestellte Großbrücken, wie die Siegtalbrücke, aufgrund des notwendigen Umfangs für eine repräsentative Stichprobe aller verbauten Spannstahlchargen sehr aufwändig und schädlich für die Bausubstanz werden können. Für die Siegtalbrücke musste daher von diesen Untersuchungen Abstand genommen und stattdessen der Nachweis eines ausreichenden Ankündungsverhaltens für die Längstragrichtung geführt werden [32]. Es wird empfohlen, diesen Nachweis solan-

ge zurückzustellen, bis geklärt ist, ob eine Verstärkung durch externe Vorspannung notwendig ist oder nicht, denn diese beeinflusst die Nachweise des Ankündungsverhaltens erheblich. Eine Doppelbearbeitung ist dadurch zu vermeiden.

Nicht selten kann das Ankündungsverhalten, insbesondere in den Endfeldern des Brückenüberbaus, mit den Regeln der Handlungsanweisung nicht nachgewiesen werden, weil es an der notwendigen Betonstahlbewehrung fehlt. Alternativ wird daher empfohlen, durch eine kostengünstige Bauteilverstärkung gemäß Bild 3 die für das Ankündungsverhalten notwendige Betonstahlbewehrung einzubauen. Dieses Konzept wurde für die Siegtalbrücke erstmalig entwickelt und umgesetzt. Inzwischen ist es bei zahlreichen weiteren Fällen zur Anwendung gelangt. Weiterführende Informationen zur Verstärkung von Betonbrücken enthalten [13], [32] und [30].

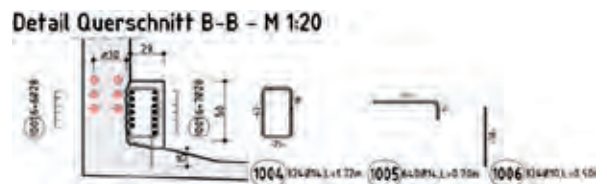


Bild 3 Querschnittsergänzung mit Betonstahlbewehrung zur Verbesserung des Ankündungsverhaltens Zeichnung: aus [32]

6 Abschluss der Nachrechnung und Bauausführung

Das Nachrechnungsverfahren schließt gemäß NRR ab mit einer Wirtschaftlichkeitsuntersuchung gemäß RI-WI-BRÜ [33]. Die bei der Nachrechnung untersuchten Ertüchtigungsvarianten werden mit ihren zugehörigen Kosten und Restnutzungszeiten finanzmathematisch jeweils untereinander und mit dem Fall „Ersatzneubau“ verglichen. Dabei wird das Ziel verfolgt, die Variante mit den geringsten Gesamtkosten zu ermitteln [13].

Für die Siegtalbrücke ergibt sich dabei ein sehr eindeutiges Ergebnis zugunsten einer Ertüchtigung, da die damit verbundenen Kosten von ca. 175 Euro je m² Überbaufläche (Verstärkung durch externe Vorspannung und Robustheitsbewehrung sowie Instandsetzung der Entwässerungsleitungen, Pfeilerausstattung und Elektroinstallationen) nur einen Bruchteil der Kosten für einen Ersatzneubau (Rückbau und Neubau) betragen.

Der Auftrag für die Ertüchtigung der Siegtalbrücke wurde im Spätherbst 2016 vergeben und steht inzwischen kurz vor dem erfolgreichen Abschluss.

7 Schlussfolgerungen und Ausblick Literatur

Die Nachrechnung der Siegtalbrücke konnte mit einem sehr guten Ergebnis abgeschlossen werden. Von einem ähnlich günstigen Ergebnis wird auch in [34] über die Nachrechnung der Kochertalbrücke, Geislingen (Deutscher Brückenbaupreis 2016) berichtet. Diese Resultate, die in der Fachwelt zunächst teilweise mit Überraschung aufgenommen wurden, sind ohne weiteres aber in dem Umstand erklärbar, dass es die Eigenschaft großer Spannbetonbrücken ist, vergleichsweise großes Eigengewicht im Verhältnis zu den Verkehrslasten zu haben, so dass sich Verkehrslaststeigerungen insgesamt nur moderat auswirken. Derartige Brücken erweisen sich daher als vergleichsweise robust gegenüber Überlastung durch Verkehr.

Aufgrund dieser Erkenntnis hat inzwischen ein Überdenken der aktuell üblichen Entwurfspraxis für Betonbrücken eingesetzt mit dem Ziel, die bewährten und nachhaltigen Konstruktionsprinzipien älterer Spannbetonbrücken für zukünftige Brückenentwürfe aufzubereiten und zu stärken. Dabei sind u. a. folgende Optimierungen für Betonbrücken in der Entwicklung:

- ❑ Zulassung von Spanngliedern in den Stegen von Kastenquerschnitten (eine Lage übereinander, Optimierung der statischen Nachweise und konstruktiven Durchbildung),
- ❑ Quervorspannung von Fahrbahnplatten mit internen Spanngliedern ohne Verbund (günstigere statische Nachweise, zur Gewichtsreduzierung insbesondere für breite Brücken von 6-streifigen Autobahnen, güteüberwachter Korrosionsschutz, dauerhaft dichte Kunststoffhüllrohre),
- ❑ Interne Vorspannung ohne Verbund für die Längstragrichtung (Option für besonders robuste Tragwerke mit nachspannbaren Spanngliedern),
- ❑ Aktualisierung der Regeln für Fertigteilbrücken (Anpassung an die aktuellen Erfordernisse des Bauens unter Verkehr für Ersatzneubauten) und
- ❑ Schlankere Überbauten durch Einsatz von Hochleistungsbeton (Anpassung an die Erfordernisse für Ersatzneubauten, bis C90/105).

- [1] Wittfoht, H.: Die Siegtalbrücke Eiserfeld im Zuge der Autobahn Dortmund – Gießen. Beton- und Stahlbetonbau 65 (1970) 1, S. 3–10.
- [2] Wittfoht, H.: Triumph der Spannweiten – vom Holzsteg zur Spannbetonbrücke. Düsseldorf: Beton-Verlag, 1972.
- [3] DIN 1076:1999-11:Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung.
- [4] Homepage des Landesbetriebs Straßenbau Nordrhein-Westfalen: www.StraeBen.NRW.de.
- [5] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe 5/2011.
- [6] Marzahn, G.: Zur Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011) 11, S. 730–735.
- [7] DIN-Fachbericht 102:2009-03: Betonbrücken.
- [8] DIN-Fachbericht 103:2009-03: Stahlbrücken.
- [9] DIN-Fachbericht 104:2009-04: Verbundbrücken.
- [10] Handbuch Eurocode 2 – Betonbau; Band 2: Brücken - Vom DIN autorisierte Fassung (Normen-Handbuch). Berlin: Beuth, 2013-07.
- [11] Handbuch Eurocode 3 – Stahlbau; Band 3: Brücken - Vom DIN autorisierte Fassung (Normen-Handbuch). Berlin: Beuth, 2016-06.
- [12] Handbuch Eurocode 4 - Verbundbau (Stahl und Beton); Band 2: Brücken - Vom DIN autorisierte Fassung (Normen-Handbuch). Berlin: Beuth, 2013-07.
- [13] Haveresch, K.: Erfahrungen bei Nachrechnung und Verstärkung von Brücken. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) 2, S. 96–112.
- [14] Haveresch, K.; Maurer, R.: Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Betonkalender 2015, Teil 2, Berlin: Ernst & Sohn, 2015, S. 681–818.
- [15] DIN 1075:1981-04: Betonbrücken; Bemessung und Ausführung.
- [16] Pelke, E.: Dilltalbrücke Haiger im Zuge der A 45, Abbruch und Neubau – Konsequenzen aus der Sicht des Bauherrn. Stahlbau 69 (2000) 11, S. 881–893.
- [17] DIN 1045:1972-01: Beton und Stahlbeton - Bemessung und Ausführung.
- [18] DIN EN 206-1:2001-07: Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000.
- [19] DIN 4227-1:1988-07: Spannbeton - Bauteile

- aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung.
- [20] Bundesministerium für Verkehr: Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton. Fassung 1966.
- [21] Marzahn, G.; Hegger, J.; Maurer, R.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.; Kolodziejczyk, A.; Teworte, F.: Die Nachrechnung von Betonbrücken – Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Betonkalender 2015, Teil 2, Berlin: Ernst & Sohn, 2015, S. 821–904.
- [22] Vill, M.; Schweighofer, A.; Kollegger, J.: Großversuche an Spannbetonträgern zur Beurteilung des Schubtragverhaltens. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012) 2, S. 86–95.
- [23] Hegger, J.; Maurer, R.; Zilch, K.; Rombach, G.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – Kurzfristige Lösungsansätze. Forschungsprojekt der Bundesanstalt für Straßenwesen, FE 15.0482/2009/FRB, vorläufiger Schlussbericht, 1/2014.
- [24] DIN 1045:1978-12: Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung.
- [25] BAST, Abteilung Brücken- und Ingenieurbau (Hrsg.): Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten. 1998 – Download: http://www.bast.de/DE/Ingenieurbau/Publikationen/Download-Publikationen/Publikationen_node.html.
- [26] Hanswille, G.; Neumann, W.: Erläuterungen und Hintergründe zur Nachrechnungsrichtlinie – Stahl- und Stahlverbundbrücken. Bauingenieur 87 (2012) 1, S. 36–52.
- [27] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe: 5/2011 – 1. Ergänzung. Ausgabe 4/2015.
- [28] DIN EN 1992-2:2010-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008.
- [29] Müller, M.: Neue Modelle zum Nachweis des Druckgurtanschlusses, Beitrag in VDI-Wissensforum „Zukunftsprogramm Brückenmodernisierung“, Konferenz November 2017, Bonn.
- [30] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI), Abteilung Straßenbau vertreten durch die BAST (Hrsg.): Verstärkung älterer Beton- und Spannbetonbrücken – Erfahrungssammlung Dokumentation 2016 – Download: http://www.bast.de/DE/Ingenieurbau/Publikationen/Regelwerke/Regelwerke_node.html.
- [31] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS), Abt. Straßenbau (Hrsg.): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion). Ausgabe 6/2011 – Download: <http://www.bast.de/DE/Ingenieurbau/Publikationen/Regelwerke/Entwurf/Handlungsanweisung-Spannungsrissskorrosion-Entwurf.html>.
- [32] Maurer, R.; Schrick, M.: Ankündigungsverhalten für Spannbetonbrücken mit SPRK-gefährdetem Spannstahl in schwierigen Fällen. Beitrag in VDI-Wissensforum „Zukunftsprogramm Brückenmodernisierung“ Konferenz November 2017, Bonn.
- [33] Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken (RI-WI-BRÜ). 2007 – Download: http://www.bast.de/DE/Ingenieurbau/Publikationen/Regelwerke/Erhaltung/RI-WI-BRU-Richtlinientext-Erhaltung.pdf?__blob=publicationFile&v=1.
- [34] Krill, A.; Andlauer, L.; Frenzl, R.: Vergleich zweier großer Talbrücken unterschiedlicher Bauweise nach 35 Jahren. Beitrag in Deutscher Bautechnik-Tag April 2015 in Düsseldorf, Deutscher Beton- und Bautechnikverein E.V.

Anm.: Alle Internetquellen wurden am 18.1.2018 geprüft.



Implenia® Innovativer Schalungsbau.



Ihr anspruchsvolles Bauvorhaben braucht einen kompetenten und innovativen Partner. Die Schalungsbau­spezialisten von Implenia bieten Kunden die gesamte Bandbreite wirtschaftlicher und technisch ausgefeilter Schalungssysteme und Sonderschalungen. Von der Planung über die Lieferung bis hin zur Betreuung während der Bauausführung erfüllen wir höchste Qualitätsstandards. Implenia ist Ihr kompetenter und zuverlässiger Partner für Ingenieur- und Hochbau.

Ihr Komplettanbieter für Brückenentwässerungssysteme

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

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

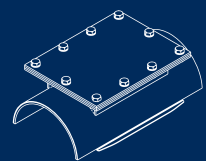
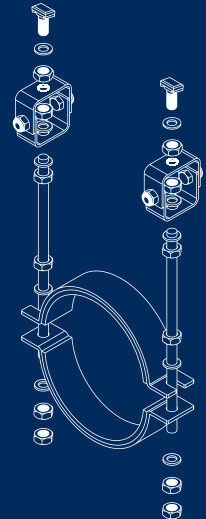
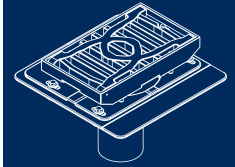
JETZT ANFORDERN!
CAD-PLANUNGSUNTERLAGEN



oder auf
USB

Sie haben eine **Aufgabe** zu lösen?

Wir finden gemeinsam den **Weg!**



Der beste Weg ist die Kombination von Wissen, Erfahrung und Kreativität.

Als innovativer Ingenieurdienstleister erarbeiten wir für Sie seit über 50 Jahren umfassende und praxisgerechte Lösungen – für anspruchsvolle Neubauvorhaben und zur Erhaltung von bestehenden Ingenieurbauwerken. **Büchting + Streit AG.**

Beraten | Planen | Prüfen | Begutachten



Der Rückbau der Lahntalbrücke Limburg (1964)

Dr.-Ing. Stefan Franz, Dipl.-Ing. Frank Ansorge

DEGES, Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH

1 Der Neu- und Ausbau der A 3 Köln–Frankfurt zwischen den Anschlussstellen Limburg Süd und Limburg Nord

1.1 Einführung und Notwendigkeit Gesamtmaßnahme

Die Bundesautobahn A 3 verbindet die Wirtschaftsmetropolen Frankfurt am Main und Köln und bedingt schon allein damit die Notwendigkeit einer leistungsfähigen und verkehrssicheren Verkehrsverbindung zwischen diesen Regionen. Die Trasse der A 3 tangiert die Stadt Limburg, in deren Nähe zwischen den Anschlussstellen Limburg Süd und Limburg Nord das Lahntal überquert werden muss. Dabei standen dem öffentlichen Verkehr mit seinem hohen Anteil an Schwerverkehr im Bereich des Brückenbauwerks je Fahrtrichtung bislang drei Fahrstreifen ohne Standspur zur Verfügung.

Das Brückenbauwerk zeigte schon ca. 17 Jahre nach seiner Fertigstellung im Jahr 1964 deutliche Schäden, die die Nutzung trotz diverser Instandsetzungsarbeiten zunehmend beeinträchtigten. Zahlreiche Koppelfugen ohne durchgehende Spannglieder, der fehlende Ansatz einer Temperaturdifferenz, keine Mindestbewehrung (auch nicht für Schub) bei geringer Betondeckung und Brückenklasse 60 für die Bemessung (später auf BK 60/30 hochgestuft) bewirkten erhebliche Defizite – rechnerisch und real. 2003 entschied die Hessische Straßenbauverwaltung anhand einer Wirtschaftlichkeitsuntersuchung, dass über eine letzte Ertüchtigungsmaßnahme hinaus ab 2015 keine weiteren Instandhaltungsmaßnahmen wirtschaftlich vertretbar seien. Bis dahin musste die Planung und Genehmigung für einen Ersatzneubau erwirkt werden.

Da die für 2015 und die Folgejahre prognostizierten Verkehrsmengen eine 4+0-Verkehrsführung und damit einen Ersatzbau an Ort und Stelle nicht erlaubten, ohne ein Verkehrschaos zu verursachen, wurde 2013 mit dem Ausbau der A 3 zwischen den Anschlussstellen Limburg Süd und Limburg Nord in einer neuen, etwas begradigten Trasse östlich der bisherigen begonnen. Neben dem Ausbau der A 3 auf 8 Streifen plus Standstreifen

wurden umfangreiche Lärmschutzmaßnahmen und die Neugestaltung der Anschlussstelle Limburg Süd erforderlich. Das Herzstück dieses Abschnitts ist der Neubau einer Talbrücke über der Lahn. Hierüber wurde bereits berichtet [1].

Das neue Bauwerk wurde 2015 mit seinem ersten Teilbauwerk fertiggestellt, das zunächst in einer 6+0-Verkehrsführung den gesamten Verkehr der A 3 aufzunehmen hatte. Ab 2016 konnte somit das Bestandsbauwerk dem Verkehr entzogen und mit dem Rückbau begonnen werden.

Die bestehende, von 1960–1964 errichtete Lahntalbrücke musste unter Berücksichtigung der

- statisch-konstruktiven Durchbildung des Bauwerks,
- der verschiedenen unterführten Verkehrswege (Landesstraße, Bahn, Lahn, Radfernwanderweg, Stadtstraße),
- der betroffenen Dritten im angrenzenden Stadtgebiet Limburgs,
- betroffenen touristischen Einrichtungen (Campingplatz) und
- der Umwelt

zurückgebaut werden.

Die Planung, Bauvorbereitung und Baudurchführung für den Um- und Ausbau dieses in jeder Hinsicht anspruchsvollen Streckenabschnitts der A 3 bei Limburg erforderte von allen Beteiligten ein hohes Maß an Kreativität, Engagement und Abstimmung bei der Umsetzung der Neubau- und Rückbaumaßnahmen. Gleichzeitig war in dem beengten Baufeld eine detailliert geplante Baulogistik erforderlich, um bei der zur Verfügung stehenden Bauzeit allen Belangen des Neu- und Rückbaus für die Strecken- und Brückenbaumaßnahmen bei gleichzeitiger Aufrechterhaltung des öffentlichen Verkehrs gerecht zu werden.



Bild 1 Errichtung der Lahntalbrücke im Zuge des Reichsautobahnbaus 1938/39
Foto: Bildverlag Foto-Heinz, Limburg

1.2 Die Geschichte der Lahntalbrücke

Einen Überblick über die bewegte Geschichte der Lahntalbrücke seit dem Bau der Autobahn in den 1930er Jahren geben die folgenden Daten:

1937–1939:

Errichtung als Gewölbebogenbrücke (Bild 1)

1949–1962:

Nach Zerstörung 1945 mit Behelfsüberbauten wieder in Betrieb

1960–1964:

Neubau als Spannbetonhohlkastenbrücke (Bild 2)

1981 und 2004/05:

Umfangreiche Instandsetzungsmaßnahmen

Das Bauwerk wurde erstmals Ende der 1930er Jahre als Gewölbebogenbrücke errichtet. Die Bilder vom damaligen Bau vermitteln die aufwendige

und elegante Gestaltung des Bauwerks, das schon damals als Landmarke in Sichtweite von Limburg errichtet wurde.

Nachdem das Bauwerk kurz vor Kriegsende teilweise zerstört wurde und nach 1945 mit verschiedenen provisorischen Überbaumaßnahmen in Betrieb blieb, wurde Anfang der 1960er Jahre eine neue Spannbetonhohlkastenbrücke als Durchlaufträgersystem hergestellt. Dieses Bauwerk ist in Bild 2 zu sehen. Aber unter einem guten Stern stand dieses Bauwerk nicht, aufgrund von Baumängeln musste es mehrfach instandgesetzt werden.

In den 1980er Jahren erfolgte auf Grund von Rissen in den Koppelfugen eine Instandsetzung durch Rissverpressung und eine Verstärkung durch das Aufbringen von Stahllaschen im Bereich der Momentennullpunkte. 2004/05 wurde das Bauwerk mit Notinstandsetzungen durch den Einbau von zusätzlichen Spanngliedern mit Verstärkungsbalken und die Erneuerung der Fahrbahn ertüchtigt.

1.3 Die Lahntalbrücke von 1964

Durch das Bauwerk werden im Lahntal eine elektrifizierte, zweigleisige DB-Strecke, die Landesstraße L 3020, verschiedene untergeordnete Ortsverbindungsstraßen und Wirtschaftswege, ein Radfernwanderweg und die Bundeswasserstraße Lahn unterführt. Das Bauwerk besitzt eine Länge von 397 m. Die Brücke wurde mit zwei parallelen Spannbetonhohlkastentragwerken über-



Bild 2 Ersatzbau 1964 als Spannbetonbrücke im Freivorbau errichtet

Foto: Stadtarchiv Limburg

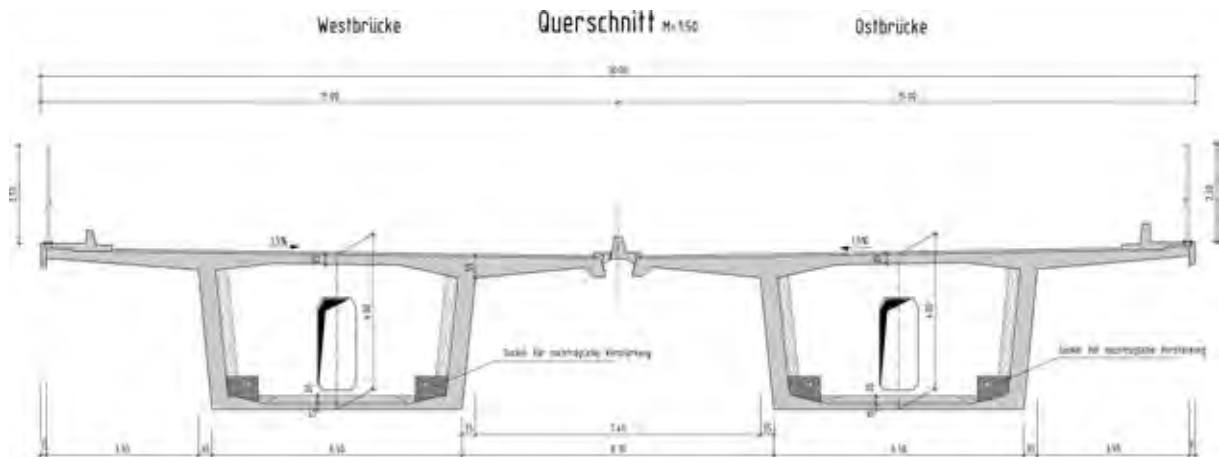


Bild 3 Querschnitt der Lahntalbrücke – in den unteren Hohlkastenecken sind die 2005 eingebauten Verstärkungsbalken mit Längsspanngliedern im nachträglichen Verbund zu sehen

Zeichnung: Hessen Mobil, LAP Stuttgart

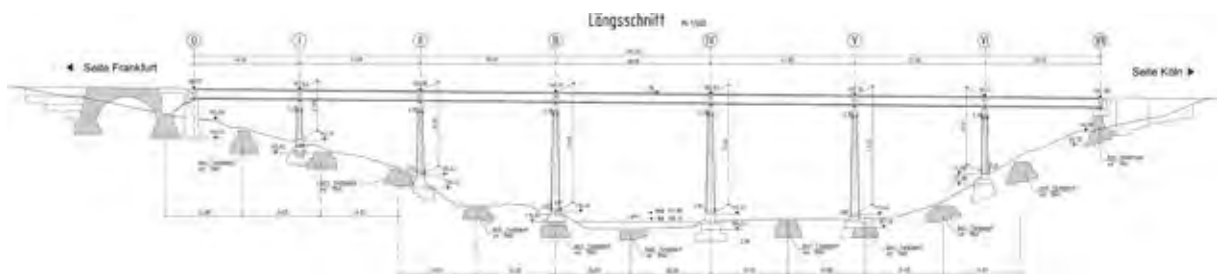


Bild 4 Längsschnitt der Lahntalbrücke – Gründungsreste der Lahntalbrücke 1939

Zeichnung: Hessen Mobil, LAP Stuttgart

wiegend im Freivorbau über 7 Felder hergestellt. Die Überbauten der Spannbetonbrücke bestehen aus zwei einzelligen Hohlkästen, die in Längs- und Querrichtung vorgespannt sind und eine konstante Bauhöhe von 4,00 m aufweisen. Auch die Stege des Hohlkastens sind mit Schubnadeln vertikal vorgespannt (Bild 3).

Die Herstellung erfolgte seinerzeit bei beiden Überbauten mit zwei Bauverfahren in teilweise unterschiedlichen Herstellungsrichtungen. Die Randfelder wurden konventionell mit Traggerüsten hergestellt, während die weiteren Brückenfelder im Freivorbau mit Hilfspylon errichtet wurden. Die Pfeiler und Widerlager bestehen aus Stahlbeton und sind flach zum Teil auf den Fundamenten der alten Gewölbebrücke gegründet (Bild 4).

2 Die Planung des Rückbaus

2.1 Entwurf und Ausschreibung

Für den Rückbau wurde zur Berücksichtigung im Planfeststellungsverfahren für die Gesamtmaßnahme im Auftrag der Hessischen Straßenbauverwaltung ein Entwurf in Anlehnung an die RAB-ING erstellt. Entwurfsverfasser ist das Inge-

nieurbüro Konstruktionsgruppe Bauen aus Kempten. Die Ausschreibung dieses Rückbaukonzeptes erfolgte im Auftrag der DEGES und wurde durch das Büro Leonhardt, Andrä und Partner, Stuttgart, erstellt [2]. Demnach war folgende Vorgehensweise vorgesehen:

2.1.1 Rückbau der Überbauten

Zunächst sind die Überbauten durch Entfernen der Beläge, Geländer und Kappen nach Erfordernis zu leichtern. Die Überbauten sollten dann beginnend im Mittelfeld durch Sägeschnitte vor den Auflagern getrennt und feldweise abgesenkt werden. Die Aufhängepunkte der Absenkvorrichtungen mussten dabei so weit vom Trennschnitt entfernt angeordnet werden, dass die Kragmomente groß genug sind, um die Feldmomente an den herausgetrennten Einfeldträgern ausreichend gering zu halten.

Das Absenken erfolgt auf Pontons im Bereich der Lahn, auf Traggerüste über der Bahn und der Landesstraße und auf Erdauffüllungen. Da das Gegengewicht der inneren Absenkträger erforderlich ist, um auch die Nachbarfelder zu entlasten, ist ein Entspannen und Lösen der Absenkklitzen erst

Brückenparameter

Stützweiten:	46,00 m – 53,00 m – 59,00 m – 68,00 m – 63,00 m – 57,00 m – 50,50 m = 396,50 m
Querschnitt:	zwei einzellige begehbare Spannbetonhohlkästen, H = 4,00 m (konstant)
Breite zwischen Geländern:	29,70 m (Gesamtbreite 2 × 15,00 m)
Brückenfläche:	11.776 m ²
Gründung:	Flachgründung (teilweise auf den 1937–1939 errichteten Fundamenten)
Höhe über Talgrund:	maximal 57,00 m
Pfeilerhöhe:	maximal 49,00 m
Pfeilerquerschnitt:	rechteckiger Hohlquerschnitt (am Pfeilerkopf 6,77 m × 3,86 m bei Wandstärke 30 cm)

Relevante Abbruchmassen der bestehenden Lahntalbrücke

ca. 9.850 m ³	Überbaubeton
ca. 1.250 m ³	Kappenbeton
ca. 7.900 m ³	Widerlagerbeton (2 Stück)
ca. 1.350 m ³	Brückenbogen Seite Frankfurt
ca. 3.440 m ³	Pfeilerbeton Achsen I bis VI
ca. 5,5 t	Abbruch/Separieren asbesthaltiger Bauteile

möglich, wenn auch diese bereits abgesenkt sind. Somit ist ein Ausschwimmen des Mittelfeldes (4), s. Bild 5, erst möglich, wenn auch die Felder (3) und (5) abgesenkt sind. Der Abbruch der Felder (3) bzw. (5) ist erst möglich, sobald die Felder (2) bzw. (6) abgesenkt sind usw. Eine besondere Rahmenbedingung für diese Bauabfolge stellen die bereits in der Planfeststellung festgelegten Zeiträume dar, in denen ein Ausschwimmen des Mittelfeldes untersagt und wegen Hochwassergefahr keine Abbrucharbeiten im Uferbereich zulässig waren.

Bei der Nachweisführung waren darüber hinaus insbesondere:

- die Lastexzentrizität an den Pfeilerköpfen aus den verschiedenen Bauzuständen, Teilsicherheitsbeiwerte für günstig und ungünstig wirkende Lasten, Zwängungen aus dem Festsetzen der Lager sowie der vorgesehenen Ballastierung zum Absenken für die Nachweise der Pfeiler und Gründungen zu berücksichtigen,
- die Querschnittsnachweise für alle Felder in Feldmitte und für die Stellen der Aufhängungen in Abhängigkeit von der jeweiligen Spannliedführung und Spannliedanzahl zu erbringen,

- die statisch erforderliche Anzahl an Spannliedern mit neuen Verankerungen in der Art zu versehen, dass für diese die Koppelstelle freigelegt wird, dort Muffen angeschraubt und auf dem dem Feld zugewandten Stabende Ankerplatten mit Muttern befestigt werden, um eine ausreichende Anzahl an Spannliedverankerungen zu erstellen, die praktisch der damaligen Zulassung entsprechen.

Die wesentlichen Rückbauphasen sind in Bild 5 prinzipiell dargestellt.

Dieses Konzept

- stellt an die Ausführung hohe technische und logistische Anforderungen,
- beeinflusst die hochfrequentierte Bahnstrecke u. a. für die Herstellung und den Rückbau der Trag- und Schutzgerüste und die zwei Absenkvorgänge im Bahnbereich (bei insgesamt nur fünf zugelassenen DB-Sperrpausen),
- verlangt das Absenken und Ausschwimmen der Überbauten im Lahnbereich in der hochwasserfreien Zeit (Mai bis Oktober 2016) innerhalb von maximal 10 Tagen je Überbau ohne weitere Einschränkungen des Schiffs-

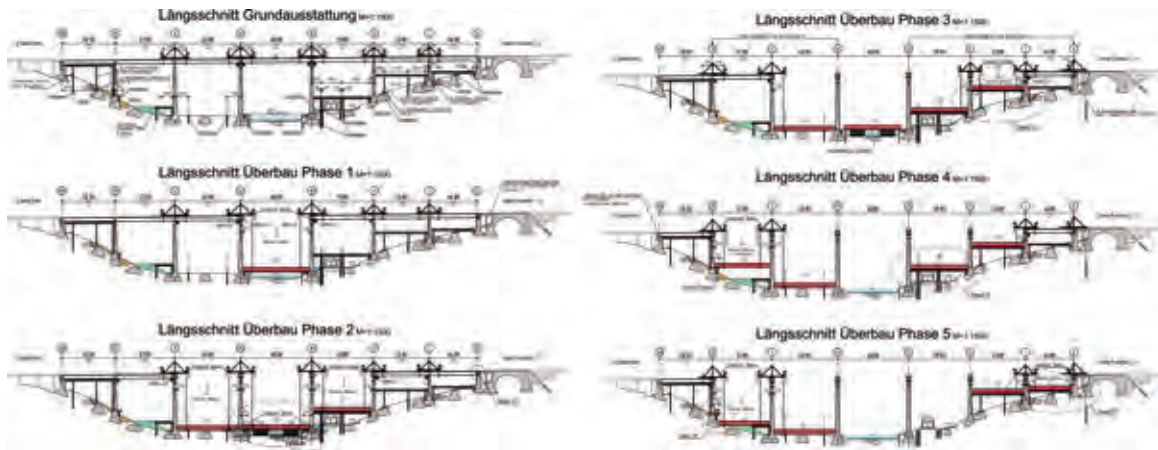


Bild 5 Rückbaukonzept gemäß Entwurfsplanung

Zeichnung: Hessen Mobil, LAP Stuttgart

verkehrs auf dieser Bundeswasserstraße und

- ❑ erfordert innerhalb des beengten Baufelds auf beiden Talseiten die Aufbereitung des gesamten Abbruchgutes zum Abtransport über das zur Verfügung stehende Wegenetz.

2.1.2 Rückbau der Unterbauten

Der Rückbau sämtlicher Pfeiler war mittels Sprengabbruch vorgesehen. Für die Sprengung der Pfeiler war eine Fallrichtungssprengung

- ❑ der Pfeiler in den Achsen I, II, IV, V und VI in Brückenlängsrichtung (innerhalb des Baufelds) und
- ❑ der Pfeiler in Achse III in Brückenquerrichtung (zwischen die Gleisanlagen der DB und der Lahn)

vorgesehen. Die Widerlager sollten mittels konventionellen Abbruchgeräten zurückgebaut werden.

2.2 Vergabeverfahren

Zum Zeitpunkt der geplanten Ausschreibung lagen besondere Bedingungen hinsichtlich der höchstrichterlichen Rechtsprechung zur Vergabepaxis europaweiter Bekanntmachungen im Zusammenhang mit der Zulassung von Nebenangeboten vor. Demnach war die Wertbarkeit von Nebenangeboten an die vollständige Transparenz von messbaren Wertungskriterien geknüpft. Eine „Gleichwertigkeit“ war quasi per Definition ausgeschlossen. Vor dem Hintergrund der schwer zu erfüllenden Voraussetzungen lag die Empfehlung des BMVI vor, bis auf weiteres auf die Zulassung von Nebenangeboten zu verzichten, um die Anpreisbarkeit von Vergaben zu vermeiden.

Aufgrund der Komplexität der Randbedingungen, der feingliedrigen und sensiblen Bauablaufschritte und letztlich der logistischen Abhängigkeiten galt es jedoch auch abzuwägen, inwieweit die notwendigerweise detaillierten Vorgaben des Bauherrn die Kreativität und die individuellen Möglichkeiten der Baufirmen in einem wirtschaftlich noch vertretbaren Rahmen einschränken würden. Jegliche Störung in dem vom Auftraggeber vorgegebenen Ablauf würde sich mit großer Wahrscheinlichkeit als berechtigte Forderung des Auftragnehmers auswirken.

Daher entschloss sich DEGES, in Verbindung mit der Abgabe eines vollständigen Hauptangebotes auch Nebenangebote zuzulassen, und gab messbare Kriterien an, wie diese Nebenangebote gewertet werden. Dabei wurde der Angebotspreis nur mit 70 % gewichtet, 25 % entfielen auf den technischen Wert und weitere 5 % auf eine angebotene Bauzeitverkürzung. Die Wertung des technischen Werts erfolgte in drei Kategorien, die jeweils Zielgrößen für eine Verbesserung darstellten:

- ❑ (30 %) Minimierung der Beeinträchtigung der Bahnanlage durch das Abbruchgeschehen, gewertet wurde die Anzahl der erforderlichen Sperrpausen:
 - 10 Punkte: 0–2 Sperrpausen
 - 7,5 Punkte: 3–4 Sperrpausen
 - 5 Punkte: 5 Sperrpausen (wie Amtsentwurf)
- ❑ (30 %) Minimierung der Sperrzeiten der Wasserstraße Lahn:
 - 10 Punkte: keine Sperrung erforderlich
 - 7,5 Punkte: 1–5 Tage je Richtungsfahrbahn
 - 5 Punkte: 6–10 Tage je Richtungsfahrbahn
- ❑ (40 %) Minderung der Staub- und Lärmbelastung für die Anwohner und den Campingplatz

im Talgrund durch Festlegung des Ortes der Überbauertrümmerung:

- 10 Punkte: Abbruch hinter den bestehenden Widerlagern und Abtransport des Abbruchgutes über die A 3
- 7,5 Punkte: Abbruch in der vorhandenen Lage und Abtransport über die A 3
- 5,0 Punkte: Abbruch auf Baubehelfen im Talgrund und Abtransport über die Lahn oder Baustraßen und Basisnetz

Damit wurden gezielt solche Abbruchkonzepte bevorzugt, die ein geringeres Konfliktpotential mit betroffenen Dritten erwarten ließen. Auf dem Niveau der geschätzten Kosten entsprach der mögliche Wertungsvorteil einem Geldwert von ca. 1,5 Mio. €.

2.3 Beauftragtes Nebenangebot

Beauftragt wurde ein Nebenangebot der Firma Adam Hörnig, das im Wesentlichen folgendes Abbruchkonzept vorsah:

- Abbruch der Überbauten (außer der Randfelder) im Schutz einer Vorschubrüstung mit darauf montierter Schutzwanne und somit Verzicht auf das Absenken der Überbauten mittels Absenkvorrichtung mit Litzenhebern,
- Überbau wird mit dem Vorschubgerüst feldweise unterstützt und von oben konventionell mit Baggern, die auf dem bestehenden Überbau stehen können, sukzessive mit entsprechendem Gerät (Hydraulikhammer, Schere und dgl.) zurückgebaut,
- Transport des Abbruchgutes über den verbliebenen Überbaurest bis hinter das südliche Widerlager zum weiteren Brechen und Aufbereiten zu Recycling-Material und Abtransport über die A 3 zur Weiterverwertung,
- Rückbau der Pfeiler Achse III konventionell durch sukzessives „Absägen“ und Abheben,
- Rückbau der restlichen Pfeiler im Sprengverfahren.

Gegenüber dem Ausschreibungsentwurf entfallen somit die technologisch aufwendigen und zeitkritischen Absenkvorgänge einschließlich des Ablegens der großen und schweren Überbauabschnitte auf den aufwendigen

Traggerüsten. Die Ausführungsplanung wurde durch das Ingenieurbüro Marx Krontal [3] erstellt.

Der Überbau wird für den Abbruch mit einem Vorschubgerüst, das auf notwendigen Hilfsstützen lagert, feldweise unterstützt und von oben mit konventioneller Abbruchtechnik, die jeweils auf dem noch bestehenden Überbau steht, konventionell abgebrochen. Dabei fährt ein unter dem Überbau laufendes Vorschubgerüst mit einer im Querschnitt wannenförmigen Schalung über bodengestützte Pfeilereinrüstungen unter das abzubrechende Brückenfeld. Das Vorschubgerüst wird mittels Hubpressen an den Auflagerpunkten vor dem jeweiligen Pfeiler über definierte Distanzstücke von unten gegen den Überbau gepresst.

Die Abbrucharbeiten mit einer Vorschubrüstung haben für die eigentliche Bauausführung Vorteile, sie bedingen aber auch veränderte und aufwendige Leistungen bei der statischen Nachweisführung der einzelnen Bauzustände.

3 Die Bauausführung des Rückbaus

3.1 Überbau Ost – Richtungsfahrbahn Köln

Der Überbau der Richtungsfahrbahn Köln wurde zuerst zurückgebaut. Die Montage des Vorschubgerüsts erfolgte in den Feldern 1 und 2 auf Hilfs Pfeilern vor dem Widerlager Frankfurt mittels Autokranen vom Überbau aus in vormontierten Einzelschüssen (Bild 6). Zum weiteren Zusammenbau wurden die Schüsse in Quer- und Längsrichtung unter dem Überbau verschoben.

In Bild 7 sind der Querschnitt des Überbaus und das Traggerüst am Pfeiler zu sehen, auf dem die Vorschubrüstung gelagert ist. Auf der Vorschubrüstung ist die Schutzwanne montiert, in deren Schutz die konventionellen Abbrucharbeiten vorgenommen wurden.

Die fertig montierte Rüstung (Bild 8) wurde entsprechend der Vorgaben aus der statischen Be-



Bild 6 Einheben der Vorschubrüstung in vormontierten Einzelschüssen
Foto: Thyssen Krupp, Wuppertal



Bild 9 Arbeiten am ersten Trennschnitt im Feld 2 der Richtungsfahrbahn Köln Foto: DEGEGS



Bild 11 Rückbau des Überbaus im Schutze der Stahlwanne, die auf der Vorschubrüstung montiert ist Foto: DEGEGS

3.2 Überbau West – Richtungsfahrbahn Frankfurt

Der Rückbau des Überbaus West erfolgte technologisch ebenso wie auf der Ostseite, allerdings jetzt in südlicher Richtung. Das Abbruchgut wurde über den noch verbliebenen Überbauteil weiterhin in südlicher Richtung abtransportiert.

3.3 Statische Besonderheiten

Die genaue Kenntnis des Bestandsbauwerks, seiner Herstellung und seiner weiteren Entwick-

lung ist essentiell für die Beurteilung möglicher Rückbaukonzepte. Das Bestandsbauwerk ist Ergebnis eines seinerzeit beauftragten Sondervorschlages. Aufgrund der in den 1960er Jahren für die Wirtschaftlichkeit eines Angebotes maßgebenden Materialkosten wurde in Ermangelung von Forderungen des Regelwerkes nach Mindestbewehrung gespart, wo immer es der statische Nachweis erlaubte. Die innovative Herstellung im Freivorbau mittels Hilfsopylon erlaubte die „Optimierung“ sowohl der Feld- als auch der Stützbewehrung, die nahezu vollständig mit Spannstahl realisiert wurde. Im Ergebnis liegt ein Durchlaufträger vor, der auch ohne

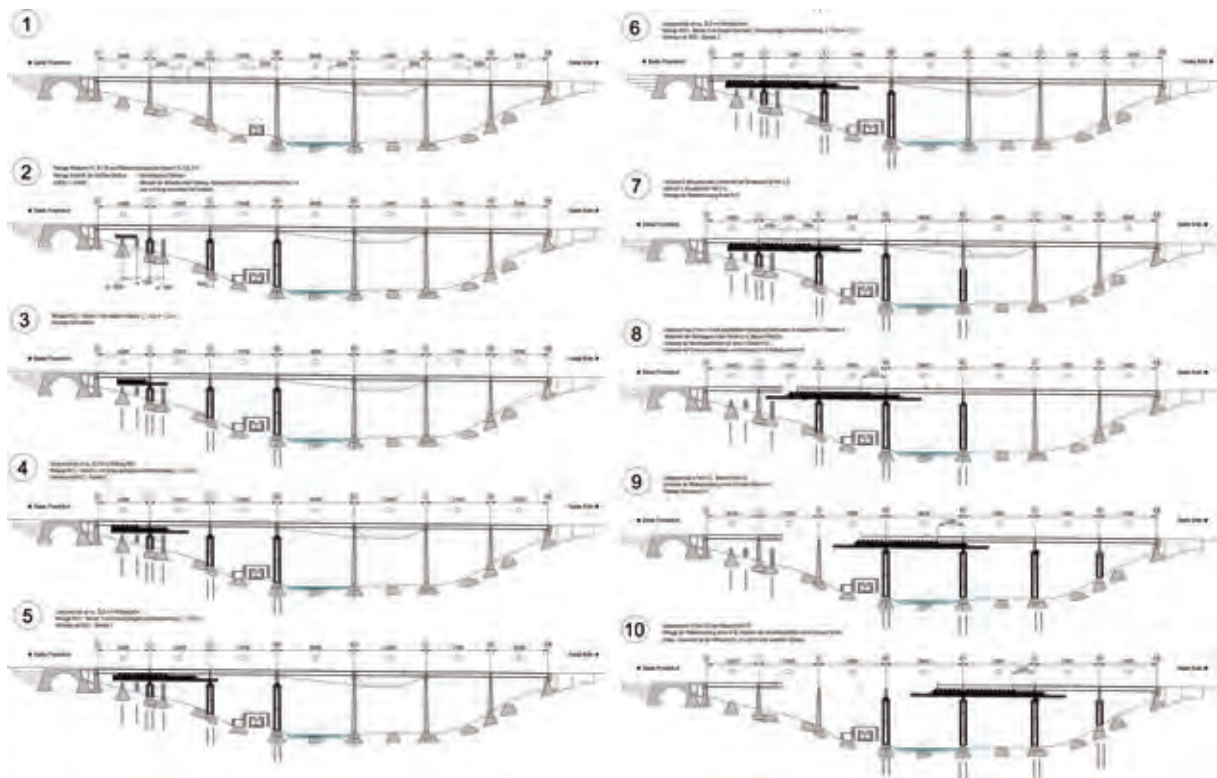


Bild 10 Rückbau Lahntalbrücke Überbau Ost von Süd (Frankfurt) nach Nord (Köln)

Zeichnung: Thyssen Krupp, Wuppertal, Hörnig



Bild 12 Ausgebaute Spannglieder mit Verankerungskörpern, Spaltzugring und Koppelmuffen Foto: Marx Krontal GmbH

Die angestrebte Logistik (Abbruchgut im Trassenbereich südlich des Bauwerks separieren und aufbereiten) motivierte den zuvor beschriebenen Bauablauf. Dabei war jedoch zu beachten, dass der Rückbau nur teilweise entgegen der ursprünglichen Herstellrichtung der Überbauten erfolgen sollte (Bild 13).

Bei der Nachweisführung wurden daher Grenzwertbetrachtungen notwendig, dass sich die getrennten Spannglieder auch über Verbund vollständig verankern bzw. dass dies gerade nicht der Fall ist. Dabei muss die vollständige Verankerung keineswegs günstig sein. Dies trifft z. B. auf die nachträglich ergänzten Spannglieder im Hohlkasten im Bereich

Nutzlasten nur minimale Tragreserven besitzt. Beispielsweise konnte ein Heraustrennen der Überbauten gemäß Amtsentswurf nur nachgewiesen werden, wenn die Aufhängepunkte weit genug in den Feldern liegen, so dass die Kragmomente der überstehenden Enden die Feldmomente auf die bisherige Größe am Durchlaufträger reduzieren.

der zwischenzeitlich verbleibenden Kragarme zu. Sie vergrößern betragsmäßig das negative Moment und erfordern daher ausreichend funktionsfähige, oben liegende Spannbewehrung.

Auch bei der Ausführung gemäß Nebenangebot wurde die Lage der Trennschnitte für den feldweisen Rückbau so gewählt, dass die verbleibenden Kragarme einerseits lang genug sind, um die angrenzenden Feldmomente ausreichend klein zu halten, andererseits aber nur so lang, dass sie selbst nicht versagen. Gleichzeitig musste das Anpressen der Vorschubrüstung darauf begrenzt werden, dass die benachbarten Feldmomente nicht zu groß werden.

Neben den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Überbau sind selbstverständlich auch die entsprechenden Nachweise für das Traggerüst erforderlich. Im Vergleich zum Einsatz einer solchen Vorschubrüstung bei einem Neubau ist bemerkenswert, dass beim Rückbau die Stützweite deutlich größer ist (von Pfeiler zu Pfeiler plus Kragarm, also ca. L plus $0,2 \cdot L$, beim Neubau nur ca. $0,8 \cdot L$ plus $0,2 \cdot L$).

Bei den verwendeten DYWIDAG-Einzelstab-Spanngliedern handelt es sich um einen glatten Spann Stahl der Güte St 85/105. Wegen der geringen Güte besteht keine Gefahr von Spannungsrisskorrosion, dafür ist bzw. war mit einem relativ großen Spannkraftverlust infolge Kriechens zu rechnen. An jeder Arbeitsfuge (ca. alle 4,5 m) wurden alle nicht endverankerten Spannglieder durch eine Muffe gekoppelt und für den nächsten Betonierabschnitt verlängert. Die Verankerungskörper sind jeweils mit einem Stahlring (Glocke) kombiniert, der als Spaltzugbewehrung wirksam ist und die erforderlichen Betonpressungen erlaubt (Bild 12). Damit ist die Verankerung planmäßig nur in einer Richtung, nämlich entgegen der Herstellrichtung, wirksam.

Durch das Anpressen der Vorschubrüstung an den Überbau über definierte Distanzstücke wird die Vorschubrüstung gezielt vorgespannt. Dabei wird das Ziel verfolgt, dass nur geringe Verformungsdifferenzen auftreten, wenn die Trennschnitte zum verbleibenden Überbaurest hergestellt werden. Bei dem Gesamtsystem handelt es sich um ein gekoppeltes System aus der Vorschubrüstung und dem sehr biegesteifen Betonüberbau, ähnlich wie es beim Neubau im Moment des Betonierens der Fahrbahnplatte auf dem Kastentrog und der mittragenden Vorschubrüstung vorliegt.



Bild 13 Herstellrichtung der Überbauten versus Rückbau mit Vorschubrüstung Zeichnung: Marx Krontal GmbH



Bild 14 Verformung der Vorschubrüstung durch Vorspannen gegen den Überbau über Distanzstücke Foto: Marx Krontal GmbH

3.4 Sprengung der Pfeiler

Die Planung, Vorbereitung und Durchführung der Sprengung der drei Pfeilerachsen am nördlichen Lahnufer gliederte sich in die nachfolgend beschriebenen Schritte.

3.4.1 Planung der technischen Maßnahmen (Schwächung) an den Pfeilern

Nach Festlegung der Fallrichtungen und Fallreihenfolgen der Pfeiler wurden die Abmessungen und die Anordnung der Vorschwächungen und der keilförmigen Sprengmäuler (Bild 15) definiert. Mit der Sprengung sollten nur die Eckbereiche der Hohl Pfeiler entfernt werden, so dass das Eigengewicht der aufgehenden Pfeiler über dem Restquerschnitt eine so große Exzentrizität erzeugt, dass die Druckzone des Querschnitts sicher versagt und der Pfeiler kippt.

Gleichzeitig musste der Nachweis erbracht werden, dass der vorgeschwächte Querschnitt noch für angemessene Windlasten (bis 22 m/s am Pfeilerkopf, Standzeit max. eine Woche) ausreichend standsicher ist.

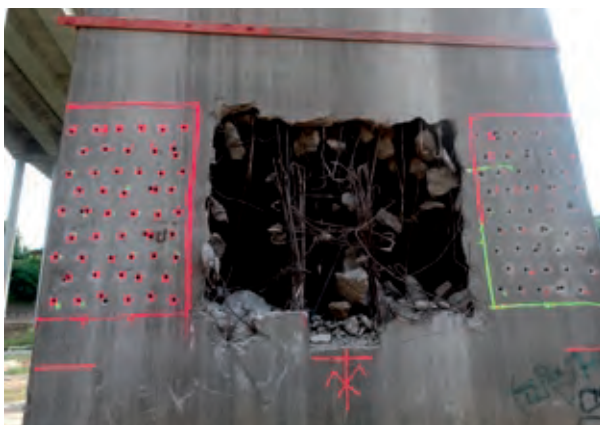


Bild 15 Front- und Stirnseite des Pfeilers mit vorbereitetem Sprengmaul und Bohrungen zum Sprengstoffbesatz

3.4.2 Planung der Sprengtechnik

Um das erfolgreiche Herausprengen der Pfeilerreckbereiche sicherzustellen, sind Lademengenberechnungen und die Aufstellung eines Zündplans erforderlich [4]. Dazu gehört auch die Festlegung der notwendigen Bohrungen (Anzahl, Bohrraster, Bohrlochtiefe), der Sprengstoffmenge, der Zünder und der Sprengreihenfolge.

Konkret wurden gelatinöser Sprengstoff (Dynamit) eingesetzt und je Pfeiler 146 Bohrungen mit einem Durchmesser von 35 mm und einer Tiefe von 25–45 cm eingebracht. Besetzt wurden die Bohrlöcher jeweils mit ca. 80 g Sprengstoff (Dynamitstange mit einem Durchmesser von 25 mm), was einer Sprengstoffmenge von ca. 11 kg pro Pfeiler entspricht. Zum Einsatz kamen unempfindliche elektrische U-Kurzzeitzünder. Die Zündung der Sprengladungen der sechs Pfeiler erfolgte getrennt mit sechs Einzelzündkreisen und sechs Zündmaschinen, um notfalls jederzeit in den Sprengablauf eingreifen zu können.

3.4.3 Sicherheitstechnische Maßnahmen

In Abhängigkeit von den zu sprengenden Pfeilern, den verwendeten Sprengmitteln und der örtlichen Gegebenheiten wurden durch den Sprengmeister weitere Sicherheitsmaßnahmen festgelegt. Dazu gehörte neben der Ummantelung der Sprengmäuler mit Vlies und dessen Befestigung zur Reduzierung des zu erwartenden Streuflugs von Sprenggut insbesondere die Festlegung des Sperrkreises, einer 300-Meter-Zone um die zu sprengenden Pfeiler (Bild 16).

Ergänzt wurden die Maßnahmen durch Absperrmaßnahmen und Sicherheitspersonal, um das Betreten durch Unbefugte zu erkennen bzw. zu verhindern, und die Planung von Maßnahmen zur



Foto: DEGES

schnellen Staubeindämmung mittels Wasserkanonen und explodierender Wasserbags.

3.4.4 Mögliche Auswirkungen auf die umliegende Bebauung

In der DIN 4150-3 [5] sind Anhaltswerte der Schwinggeschwindigkeiten angegeben, bei deren Einhaltung das Eintreten von Schäden nicht zu erwarten ist. Mit den Parametern aus der Größe der Sprengladung, den geologischen Verhältnissen und dem Aufprallimpuls der Pfeiler wurde eine Erschütterungsprognose erstellt [6], die die zu erwartende Auslastung der jeweiligen Anhaltswerte der einzelnen betroffenen Anlagen benennt. Hierzu gehörten die Verkehrswege im Einflussbereich der Sprengung (u. a. Bahnstrecke, L 3020, untergeordnete Wege), die umliegende Bebauung inkl. Ingenieurbauten (u. a. die neue Lahntalbrücke mit ihren jeweiligen Pfeilerstandorten) und Leitungen (Gas).

Der zweite Bestandteil ist die unabhängige Kontrolle/Messung der Erschütterungen während der Sprengung durch einen Dritten.

Sowohl die Prognose als auch die sich hiermit weitgehend deckende Auswertung der Messung blieben alle unterhalb der Anhaltswerte, die meisten sogar deutlich darunter. Voraussetzung für dieses Ergebnis war, dass im Aufprallbereich der Pfeiler profilierte Fallbetten zur Energiedissipation vorbereitet wurden und die Sprengung in der Reihenfolge Pfeilerpaar IV, VI und V erfolgte (jeweils zeitversetzt Ost- und Westpfeiler).

3.4.5 Abstimmung mit Behörden und sonstigen Beteiligten

Nicht zu unterschätzende Kernaufgaben bei der Vorbereitung einer Sprengung sind die Information über die geplante Vorgehensweise und die Sicherheitsmaßnahmen, die Abstimmung der Zuständigkeiten der Mitwirkenden und letztlich die Logistik und ein minutiöser Zeitplan. Dabei sind Fragen zu beantworten, die Belange und Bedürfnisse aller sogenannter „Stakeholder“ ernst zu nehmen, untereinander zu kommunizieren und offen und konstruktiv gegeneinander abzuwägen, um konsensfähige Kompromisslinien zu finden. Eine kleine Auswahl der Themen der Beteiligten verschafft einen Eindruck:

- Zwänge der Baufirma entsprechend Notwendigkeit aus dem Bauablauf,
- Berücksichtigung baurechtlicher Vorgaben, u. a. Baufreiheit im hochwassergefährdeten Zeitraum,
- Abstimmung mit den zuständigen Genehmigungsbehörden, Regierungspräsidium Gießen, Umweltbehörden,
- Abstimmung mit der Stadt Limburg/Landkreis Limburg-Weilburg u. a. betreffs touristischer Besonderheiten und weiterer Veranstaltungen,
- Abstimmung sowohl mit Verkehrsbehörden der BAB 3 und L 3020, der untergeordneten Straßen und Wege sowie der Bundeswasserstraße als auch der Deutschen Bahn,



Bild 16 300-Meter-Sperrzone

Foto: Google maps (mod.), Hörnig (Hoffmann Bohr- und Sprengtechnik, Schladen)

- ❑ Notwendige Einsatzkräfte der Polizei, Feuerwehr, Notarzt, Rettungskräfte,
- ❑ Absicherung des Sperrkreises um die zu sprengenden Pfeiler mit dem erforderlichen Personal,
- ❑ Organisation/Unterbringung der zu evakuierenden Personen (Anwohner, Campingplatznutzer),
- ❑ Öffentlichkeits- und Pressearbeit.

Für den Sprengtermin konnte man sich letztlich auf Sonntag, den 27.08.2017, im Zeitfenster von 08:45–09:15 Uhr einigen. Mit großem Interesse der Öffentlichkeit, den Presse-, Funk- und Fernsehmedien wurden die Vorbereitungsarbeiten und der eigentliche Sprengtermin begleitet.

3.4.6 Durchführung der Sprengung

Der Countdown begann ca. vier Wochen vor der Sprengung mit der Anzeige der Sprengarbeiten bei den zuständigen Behörden, hier insbesondere beim Regierungspräsidium Gießen. In der Woche vor der Sprengung begannen die Bohrarbeiten an den Pfeilersockeln für den späteren Sprengmittelbesatz und die Herstellung der Fallbetten, begleitet von der regelmäßigen Einholung von Wetterprognosen.

Drei Tage vor der Sprengung wurden die Fallkeile und die Querschnittsschwächung der Pfeiler in Angriff genommen. Zwei Tage vor der Sprengung erfolgten die Anlieferung und der Besatz der Sprengmittel, die Herstellung des Zündkreislaufs, die Platzierung staubeindämmender Maßnahmen (Wasserbags, Wasserkanonen) und die finale Abstimmung mit allen Beteiligten. Die

vorgeschwächten bzw. schon mit Sprengmitteln besetzten Pfeiler wurden jetzt rund um die Uhr bewacht.

Am Tag der Sprengung wurde die Evakuierung der betroffenen Anwohner aus dem Sperrkreis durchgeführt, einschließlich einer Erfolgskontrolle mit Wärmebildkameras per Hubschrauber. Nach der Stationierung aller Absperrposten und einer finalen Überprüfung der Sprenganlage wurden der Verkehr auf allen betroffenen Verkehrswegen nach einem minutengenau festgelegten Zeitplan angehalten und die Sprengung freigegeben. Nach dem Scharfschalten der Sprenganlage und dem Ertönen der Warnsignale löste der Sprengmeister einzeln die Sprengung jedes der sechs Pfeiler aus.

Dann entwickelte sich aber noch eine besondere Dramaturgie. Nachdem die Pfeiler der Achse IV und die jeweils ersten Pfeiler der Achsen VI und V sprengtechnisch niedergelegt waren, blieben je ein Pfeiler der Achsen VI und V vorerst noch unversehrt. Grund waren nicht mehr funktionierende Verkabelungen der Pfeiler VI und V, die durch Streugut der vorher gesprengten Pfeiler beschädigt waren und somit mit den für diese Pfeiler „zuständigen“ Zündmaschinen die Sprengladungen der betroffenen Pfeiler nicht mehr gezündet werden konnten. Die betroffenen Verkabelungen konnten aber vom Sprengmeister und seiner Mannschaft zeitnah lokalisiert und repariert werden, so dass auch die Sprengung der zwei letzten, etwas „widerspenstigen“ Pfeiler noch im Rahmen der (etwas verlängerten) Verkehrshalte durchgeführt werden konnte.

Unmittelbar nach dem Ertönen des Entwarn-Signals wurden durch den Sprengmeister das Ergebnis (Bild 17) begutachtet und die Verkehrswege auf etwaige Schäden bzw. Streuflug untersucht.

Die Freimeldung aller Verkehrswege ermöglichte deren zeitnahe Freigabe. Im Anschluss wurden die einer Beweissicherung unterzogenen Bauten auf etwaige Schäden überprüft.

Das Gelingen der Sprengung der Brückenpfeiler der alten Lahntalbrücke ist der partnerschaftlichen Zusammenarbeit und dem großen Einsatz aller Beteiligten in der Vorbereitung und am Sprengtag selbst zu verdanken. DEGES bedankt sich bei allen Beteiligten für ihren Einsatz.

Die Pfeiler am Südufer der Lahn wurden in Achse III gemäß Neben-



Bild 17 Ergebnis der erfolgreichen Sprengung

Foto: DEGES

Projektbeteiligte

Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch das Land Hessen, dieses vertreten durch DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH, Berlin
Entwurfsplanung:	Konstruktionsgruppe Bauen AG, Kempten, im Auftrag von Hessen Mobil
Ausschreibung:	Leonhardt Andrä und Partner AG, Stuttgart
Prüfingenieur:	Prof. Dr.-Ing. Mark, Düsseldorf
Ausführungsplanung:	Marx Krontal GmbH, Hannover
Bauausführung:	Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG, Aschaffenburg

angebot durch Sägeschnitte getrennt und mittels Mobilkran abgehoben. Die Pfeiler in den Achsen II und I wurden konventionell mit Longfrontbaggern abgebrochen.

4 Zusammenfassung

Der Rückbau der Lahntalbrücke war eine ingenieurtechnische Herausforderung für alle Beteiligten. Das gewählte Abbruchverfahren hat sich bewährt und wird auch in Zukunft bei vergleichbaren Rückbauprojekten eine maßgebende Rolle spielen können.

Die verschiedenen querenden Verkehrswege während der Abbrucharbeiten immer aufrechtzuhalten und die Beeinträchtigungen für die unmittelbaren Anwohner und die Nutzer der touristischen Einrichtung des Campingplatzes so gering wie möglich zu halten, stellte hohe Anforderungen an die Beteiligten. Ein besonderer Erfolg war, dass trotz so einiger „Widrigkeiten“ die Abbrucharbeiten ohne gravierende Personenschäden für Bauarbeiter und unbeteiligte Dritte abgelaufen sind.

Ab Frühsommer 2018 wird wieder die Natur mit ihrer Kraft den Standort der alten Lahntalbrücke in Besitz nehmen und den Bootsfahrern auf der Lahn ausreichend Platz zum Ein- und Ausstei-

gen bieten, den Anwohnern Ruhe und Erholung gewähren und einen grünen Blick vom Campingplatz in Richtung der neuen Lahntalbrücke ermöglichen, die seit Ende 2016 hoch über den Köpfen elegant das Lahntal überspannt, ausgestattet mit umfassendem Lärmschutz.

Literatur

- [1] Nusch, A.; Franz, S.: Der Ersatzneubau der Lahntalbrücke Limburg. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 26. Dresdner Brückenbausymposium, 14./15.3.2016 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2016, S. 67–83 – online: https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/resources/dateien/veranstaltungen/dbbs/26_DBBS/DBBS2016-05-Franz.pdf?lang=de.
- [2] Leonhardt, Andrä und Partner AG, Stuttgart: Ausschreibung. 2015.
- [3] Marx Krontal GmbH, Hannover: Ausführungsplanung. 2016.
- [4] Sprengtechnik Hoffmann, Beißner: Sprengtechnische Planung / bauliche Planung. 2017.
- [5] DIN 4150-3:1999-02: Erschütterungen im Bauwesen - Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen.
- [6] Dr. Lichte, Leipzig / München: Erschütterungsgutachten. 2017.



Ingenieure planen mit Advance Bridge

Breinlinger Ingenieure
Ingenieurbüro Prof. Braasch
Harrer Ingenieure
IBV GmbH
Fritsche Ingenieure GbR
Ingenieurbüro Prof. Kubat
Ingenieurbüro Prof. Minnert
Autobahndirektion Nordbayern
VIC GmbH

Ingenieurbüro Pühl + Becker
LGA Landesgewerbeanstalt Bayern
Autobahndirektion Südbayern
Schönhofen Ingenieure
Ingenieurgemeinschaft Setzpfand
Landesbetrieb Straßenbau NRW
Roxeler Ingenieurgesellschaft mbH
Kempen Krause Ingenieure GmbH
Müller + Hirsch Ingenieur-
gesellschaft mbH



ADVANCE BRIDGE

Komplettlösung für den Brückenbau

STRASSENBRÜCKEN

FUSSWEG- / RADWEGBRÜCKEN

BAHNBRÜCKEN

Vorspannung
Fertigteile
Stahlverbund
Militärlasten
Rahmen
Erdbeben
Stützen
Kastenwiderlager
Flachgründung
Spundwandgründung
Pfahlrostgründung
Visualisierung
Nachrechnung

Testen Sie Advance Bridge!

Ihr Ansprechpartner ist Frank Weber
Tel.: 030 / 98321688-0

www.graitec.de

Graitec Innovation GmbH Dietrich-Oppenberg- Platz 1 45127 Essen

 **GRAITEC**

Einsatz unbemannter Flugsysteme im Brückenbau

Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing. Jens Otto, Dipl.-Ing. Cornell Weller

Institut für Baubetriebswesen, TU Dresden

1 Einleitung

An Brücken und Ingenieurbauwerken sind in allen Lebenszyklusphasen eine Vielzahl von Dokumentations-, Vermessungs- und Überwachungsaufgaben durchzuführen. Bereits in frühen Planungsphasen von Verkehrswegen sind für den Entwurf einer Brücke Trassierungsdaten und Geoinformationen aufzunehmen. Während der Herstellung sind weiterführend Bauwerkskoordinaten, Abmessungen und Höhenprofile einzumessen und der Bauwerksfortschritt zu überwachen. In der Phase der Nutzung sind Brücken kontinuierlich zu prüfen, um den planmäßigen Betrieb und den Substanzerhalt zu gewährleisten. Für die benannten Aufgaben sind jedoch oft kostenintensive Zugangstechnik, Verkehrssicherungsmaßnahmen und Fachpersonal erforderlich. Um diese Kosten- und Zeitaufwendungen zu reduzieren, ist es vorstellbar, unbemannte Flugsysteme, sogenannte „Drohnen“, für Transport-, Verrichtungs-, Dokumentations- und Überwachungs- oder Messaufgaben einzusetzen. Diese sind in der Lage, im Vergleich zu herkömmlichen Verfahren einen Großteil der Aufgaben in nahezu gleicher Qualität und mit teilweise erheblicher Kosteneinsparung durchzuführen. Inwieweit die derzeit verfügbaren Flug- und Monitoringsysteme diesem Anspruch aus technischer und wirtschaftlicher Sicht gerecht werden, ist Gegenstand dieses Aufsatzes.

Unbemannte Flugsysteme sind Fluggeräte, die ferngesteuert werden und keinen Piloten an Bord haben. Sie erfreuen sich zunehmend bei

privaten und kommerziellen Nutzern großer Beliebtheit, zumal in den vergangenen Jahren die Anschaffungskosten für derartige Systeme stark gesunken sind. Für wenige hundert Euro können Geräte mit integrierter Foto- und Videofunktion, GPS-Empfänger, Navigations- sowie Start- und Landungshilfen erworben werden. Allerdings sind sich viele Nutzer der geltenden Regeln nicht bewusst und betreiben Flugsysteme auch außerhalb zulässiger Anwendungsvorschriften [1]. So wurden beispielsweise 2016 mehr als 60 Sichtungen unbemannter Flugsysteme von Flugzeugpiloten an die deutsche Flugsicherung gemeldet [2]. Die damit einhergehenden Gefährdungen haben das Bundesverkehrsministerium veranlasst, die Regularien für die Benutzung unbemannter Flugsysteme zu verschärfen. Seit Oktober 2017 müssen Betreiber an ihren Flugsystemen bereits ab 250 g Gesamtmasse, also inklusive Sonderausstattung, einen Eigentümerschein anbringen und dürfen Geräte ab 2 kg nur mit dem Nachweis der Flugbefähigung, dem sogenannten „Drohnenführerschein“, betreiben [3].

2 Anforderungen an den Einsatz unbemannter Flugsysteme

2.1 Bauarten und Ausführungsvarianten

Auch wenn die Flugsysteme in zahlreichen Bauarten und Ausführungsvarianten erhältlich sind, können diese nicht alle für die Belange des



Bild 1 Unbemannte Flugsysteme – Unterscheidung nach der Auftriebserzeugung; von links nach rechts: Starrflügler „IAI Heron“, Drehflügler „DJI Inspire“ mit 4 Rotoren, Drehflügler „DJI Spreading Wings“ mit 8 Rotoren
Fotos: links, Mitte und rechts [4]

Brückenbaus eingesetzt werden. In den nachfolgenden Ausführungen werden Flugsysteme nach wesentlichen Unterscheidungsmerkmalen kategorisiert und nach ihrer Verwendungsfähigkeit für ortsgebundene Aufgaben analysiert. Das wesentlichste Unterscheidungsmerkmal ist die Art, wie der Auftrieb für den Flug erzeugt wird. Man unterscheidet in Starrflügler und Drehflügler (Bild 1).

Der Auftrieb wird bei Starrflüglern durch eine vorwärts gerichtete, vom Typ abhängige Minimalgeschwindigkeit erzeugt. Diese Geschwindigkeit muss vom Flugsystem beim Startvorgang erreicht und beim Landen bis zum Stillstand reduziert werden. Starrflügler sind daher für ortsgebundene Untersuchungen an Brückenbauwerken unge-

eignet, da sie Aufgaben nur im Vorbeiflug durchführen können und immer eine ebene Start- und Landebahn benötigen. Bei Drehflüglern wird der Auftrieb durch Rotoren um eine vertikale Achse erzeugt. Dadurch können sie fest an einem Punkt in der Luft schweben und gezielt Untersuchungsobjekte nacheinander abfliegen. Sie starten und landen vertikal von einer kleinflächigen Start- und Landezone.

Weitere Unterscheidungsmerkmale sind die Anzahl der Rotoren, die Gesamtmasse des Fluggeräts, der Preis des Grundsystems, die Zuladungsmasse und die Art der Flugsteuerung. Tabelle 1 fasst dazu die wesentlichen Unterscheidungsmerkmale für im Brückenbau anwendbare Flugsysteme zusammen.

Tabelle 1 Unterscheidungsmerkmale von unbemannten Flugsystemen

Drehflügler				Starrflügler
Anzahl der Rotoren	Gesamtmasse [ca.]	Anschaffungskosten	Steuerung	keine Anwendung im Brückenbau möglich
1	< 0,25 kg	Flugsysteme für Sport und Freizeit	manuell	
2	0,25 kg bis < 2 kg			
4	2 kg bis < 5 kg		teilautonom	
6		Professionelle Flugsysteme	autonom	
8				
10	5 kg bis 25 kg			
...	> 25 kg			

Die Anzahl der Rotoren ist abhängig von der Bauart des Flugsystems. Konventionelle Hubschrauber besitzen einen vertikal ausgerichteten Hubrotor und einen Heckrotor. Diese traditionellen Vertreter der Drehflügler können durch ihren asymmetrischen Aufbau und den zentralen Rotor nur eingeschränkt mit Aufnahmeggeräten (z. B. Kameras, Scanner) ausgerüstet werden [5]. Darüber hinaus erschwert dieser Aufbau die Manövrierfähigkeit in der Nähe von baulichen Anlagen. Unbemannte Hubschrauber können zwar für Aufgaben mit ausreichendem Abstand zum Untersuchungsobjekt eingesetzt werden, sind aber der Leistungsfähigkeit von symmetrischen Drehflüglern mit vier und mehr Rotoren unterlegen. Diese symmetrischen Flugsysteme erzeugen Vortrieb und Rotation durch die Drehzahländerung einzelner Rotoren. Durch integrierte Steuerkomponenten (z. B. Bordrechner, Flugregler, Software zur Lageorientierung und -stabilisierung) sind sie

in der Lage, Positionen schnell anzusteuern und Windböen bis 15 km/h problemlos zu kompensieren [5].

Die Unterscheidung nach der Gesamtmasse ausgerüsteter Flugsysteme orientiert sich an den rechtlichen Anforderungen nach Luftverkehrsordnung (LuftVO) [6] und der Verordnung zur Regelung des Betriebs [3] von unbemannten Flugsystemen, s. Abschn. 2.2.

Die Anschaffungskosten sind abhängig von Modell und Ausstattung. Sehr einfache Flugsysteme für Sport- und Freizeitaktivitäten, die zumeist nur mit manueller Steuerung ausgerüstet sind, beginnen bei unter 100 Euro. Große professionelle Flugsysteme mit hoher Tragfähigkeit, teilautonomen oder autonomen Steuerungskomponenten und spezifischen Ausrüstungsvarianten können mehrere zehntausend Euro kosten.

2.2 Rechtliche Grundlagen

Unbemannte Flugsysteme sind nach Luftverkehrsgesetz (LuftVG) [7] Luftfahrzeuge, wenn sie „[...] mehr als dreißig Meter über Grund oder Wasser [...] und nicht zu Zwecken des Sports oder der Freizeitgestaltung betrieben werden.“ Bedingungen und Einschränkungen für den Betrieb von Luftfahrzeugen sind in der Luftverkehrsordnung (LuftVO) [6], der Luftverkehrs-Zulassungs-

Ordnung (LuftVZO) [8] und der „Verordnung zur Regelung des Betriebs von unbemannten Fluggeräten“ [3] geregelt. Mit letzterer Verordnung wurden zahlreiche Änderungen in die LuftVO und LuftVZO übernommen. Durch die neuen Regeln sollen Gefährdungen, wie einleitend erwähnt, möglichst verhindert werden.

In Tabelle 2 sind die wesentlichen Festlegungen und Nutzungsbeschränkungen zusammengestellt.

Tabelle 2 Pflichten und Regeln beim Betrieb unbemannter Flugsysteme [6], [8]

Bestimmung	Beschreibung	geregelt in
Kennzeichnungspflicht	festmontierte Besitzplakette am Flugsystem (Name und Adresse) bei einer Gesamtmasse > 250 g	§ 19 LuftVZO
Kenntnissnachweis	Nachweis besonderer Kenntnis zur Navigation des Flugsystems, luftrechtlicher Grundlagen und örtlicher Luftraumordnung bei einer Gesamtmasse > 2 kg (Mindestalter 16 Jahre)	§ 21 a Abs. 4 LuftVO
Erlaubnispflicht	Erlaubnis durch die zuständige Landesluftfahrtbehörde <input type="checkbox"/> ab 5 kg Gesamtmasse <input type="checkbox"/> mit Verbrennungsmotor <input type="checkbox"/> Flughöhe über 100 m <input type="checkbox"/> Betrieb in Gebieten mit erhöhtem Gefährdungspotenzial <input type="checkbox"/> Nachtflüge <input type="checkbox"/> innerhalb von 1,5 km zu Flugplätzen <input type="checkbox"/> Ausnahmegenehmigungen zu den Flugverboten <input type="checkbox"/> Betrieb außerhalb der Sichtweite des Steuerers	§ 21 a LuftVO
Flugverbote	über Menschenansammlungen (+ 100 m seitlicher Abstand), Unglücksorten, Katastrophengebieten, militärischen Anlagen, Justizvollzugsanstalten, Industrieanlagen, Einsatzorten von Behörden, Anlagen der Energieerzeugung und -verteilung, Bundesfernstraßen, Bundeswasserstraßen, Bahnanlagen, Bundesnaturschutzgebieten, Grundstücken der Verfassungsorgane, Krankenhäusern, Wohngebieten und einige mehr	§ 21 b LuftVO
Betriebsverbot	Flugsysteme mit einer Gesamtmasse > 25 kg	§ 21 b LuftVO

Die Vorschriften werden durch Nebenbestimmungen und Hinweise (z. B. in den Nachrichten für Luftfahrer) ergänzt, die regelmäßig von der Deutschen Flugsicherung herausgegeben werden. Diese beinhalten weiterführende Verhaltensregeln, die beim Betrieb von Flugsystemen zu beachten sind [9]. Darin werden beispielsweise Vorgaben zur Absicherung von Start- und Landeplätzen oder zu Notfallverfahren bei Funkausfall formuliert.

2.3 Systemanforderungen

Flugsysteme lassen sich nach ihrer Verwendung in universelle und spezialisierte Geräte unterscheiden. Die Anforderungen an die Flugsysteme sind vergleichsweise sehr unterschiedlich. Während Spezialgeräte so konstruiert werden, dass sie eine Aufgabe sehr präzise durchführen können,

sind universelle Flugsysteme für eine Vielzahl von Anwendungen einsetzbar. Bild 2 zeigt zwei spezialisierte Geräte. Das linke Bild zeigt den von der ETH Zürich und Disney entwickelten „Rollroboter VertiGo“. Dieser kann rollend an Wänden entlanggeführt werden und dabei punktgenaue Aufnahmen oder Untersuchungen am Bauwerk durchführen [10]. Das rechte Bild zeigt die „Ball-Drohne R2D2“ des Fraunhofer Institutes für Materialfluss und Logistik. Dieses spezialisierte Flugsystem wurde für Transportaufgaben entwickelt, es kann zwar fliegen, bewegt sich aber überwiegend rollend fort [11].

Für einen universellen Einsatz von Flugsystemen im Lebenszyklus von Bauwerken, insbesondere im Brückenbau, eignen sich robuste Geräte, die individuell ausgerüstet und unter den örtlichen Umgebungsbedingungen zuverlässig gesteuert werden können (z. B. Drehflügler im Bild 1).

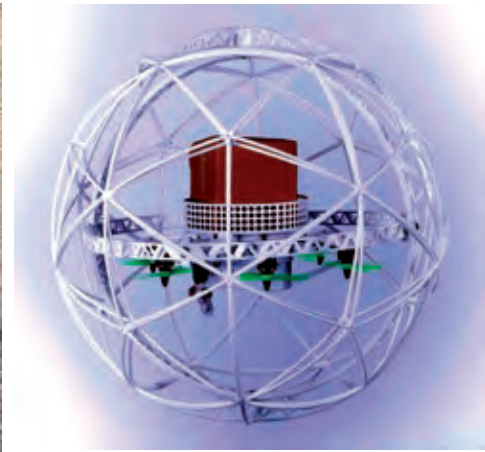
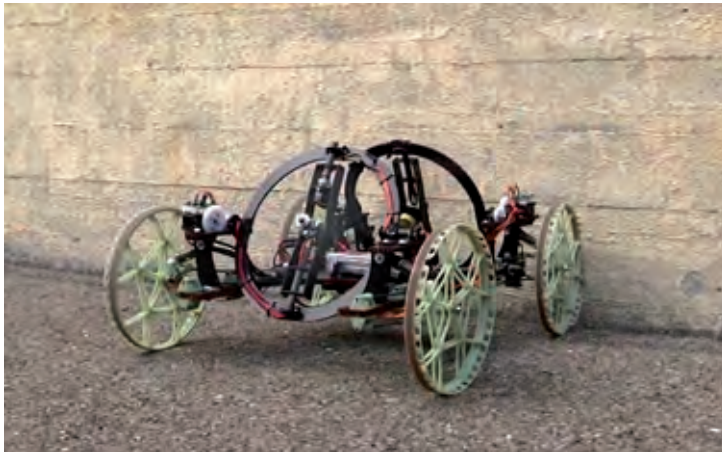


Bild 2 Spezialisierte unbemannte Flugsysteme; links: Spezialgerät „VertiGo“, rechts: Spezialgerät „Ball-Drohne R2D2“
Fotos: links [10], rechts [11]

In der Anschaffungsplanung eines unbemannten Flugsystems sind Aufwendungen und Nutzen nach den folgenden Gesichtspunkten abzuwägen:

- Anschaffungskosten und Kosten für die Steuererausbildung,
- Wirtschaftlichkeit der Datenaufnahme gegenüber konventionellen Verfahren,
- notwendige Datenqualität der Aufnahmegeräte,
- Nutzungskosten (z. B. Versicherung, Reparatur),
- Sicherheitsrisiken.

Der Aufbau universeller Flugsysteme orientiert sich an den Anforderungen des Flugs (s. Abschn. 2.4) und den Einsatzzwecken. Die Konstruktion wird in Standardkomponenten (Fluggerät) und spezifische Komponenten (Anbaugerät) unterteilt und ist nach der notwendigen Traglast, den Einsatzbedingungen und den Untersuchungsaufgaben auszuwählen. Die Standardkomponenten bestimmen die Geometrie des Flugsystems, bilden die Grundlage für den sicheren Flug im manuellen Betrieb und ermöglichen die gezielte Ausrichtung des Flugsystems zur Datenerfassung [1]. Die möglichen Flugmanöver im (teil-)autonomen Flug und die Art der Drohnenutzung bestimmen die Ausrüstung mit spezifischen Komponenten (z. B. Kamera, Sensoren). Zur Maximierung der Betriebszeit ist bei der Auswahl der Komponenten

Tabelle 3 Typische Komponenten unbemannter Flugsysteme [5]

Standardkomponenten	Basissystem	Trägerplattform, Motoren, Propeller, Motorregler, Akkus, Sender (Fernbedienung), Propellerschutz
	Zusatzsensorik	Navigationskamera, Sensoren (Beschleunigung, Kompass, Temperatur, Spannung, Ultraschall), Gyroskop, Magnetometer, GPS-Empfänger, Barometer
	Zusatzsteuerung	Bordrechner, Flugregler, Software für Lagestabilisierung, Start- und Landehilfen
spezifische Komponenten	spezifische Sensorik	RGB-Kamera, Laserscanner, Infrarotkamera, Stereokamera, Sensoren (Licht, Feuchte, elektrochemische), Teilchen- und Strahlungsdetektoren
	spezifische Steuerung	Bordelektronik und Software zur Navigation, Hinderniserkennung, Bewegungsführung, Steuerungsmechanismen für spezifische Sensorik
	spezifische Anbauten	Schutz-, Steuerungs- und Haltesysteme für spezifische Sensorik

darauf zu achten, die Zuladungsmasse möglichst gering zu halten, um den Stromverbrauch und damit Akkuwechselzeiten zu reduzieren. In Tabelle 3 werden die typischen Komponenten unbemannter Flugsysteme vorgestellt.

Die Einsatzmöglichkeiten von Flugsystemen im Brückenbau können sehr vielfältig sein. Sie richten sich einerseits nach der derzeit verfügbaren flugsystemtauglichen Gerätetechnik, andererseits nach den für Brücken typischen Aufgaben. Als universelle Grundausstattung wird meist eine hochauflösende RGB-Kamera verwendet, die durch weitere Geräte (z. B. Laserscanner und Sensoren) ergänzt werden kann. Die spezifische Sensorik sollte austauschbar sein und in der Flugplanung an die jeweilige Untersuchungsaufgabe angepasst werden. Im Bild 3 werden ausgewählte professionelle Untersuchungsgeräte für Messaufgaben und zur Beurteilung von Oberflächen vorgestellt. Die Auswahl wurde im Forschungsprojekt „Adaptive föderative 3D-Exploration mit Multi-Roboter-Systemen“ (ADFEX) der Technischen Universität Dresden getestet [12].

Mit einem *Laserscanner* lassen sich Oberflächenstrukturen in einer Punktwolke erfassen. Durch Transformation aller Punkte in ein übergeordnetes Koordinatensystem kann eine dreidimensionale Darstellung des aufgenommenen Objektraumes erzeugt werden. In diesem erzeugten 3D-Modell können alle geometrischen Berechnungen durch-

geführt werden [13]. Der Laserscanner Hokuyo UTM-30LX-EW mit Anschaffungskosten von ca. 4.500 Euro (Stand: 10/2017) wiegt 210 g und hat eine Reichweite von 30 m bei einer Genauigkeit von ± 50 mm. Die Abweichung reduziert sich im Nahbereich auf ± 30 mm [14]. Typische Einsatzszenarien sind hierbei der Scan von Geländeoberflächen als digitales Geländemodell (DGM) oder von Bauteilen (z. B. Tragschichten, Fundamente, Pfeiler, Überbauten, Deckschichten) als Aufmaß für die Mengenermittlung/Abrechnung oder Qualitätskontrolle. Bei verfeinerter Scantechnik ist auch ein Oberflächenaufmaß von Deckflächen als Grundlage für die Berechnung der Ausgleichsgradienten denkbar.

Kameras als wahrscheinlich wichtigstes Werkzeug, um Oberflächen und Objekte in Bild und Videosequenzen zu begutachten, gibt es in zahlreichen Qualitäten und Preiskategorien. Sie können fest mit der Trägerplattform verbunden sein oder zum Ausgleich von Bewegungen und Vibrationen und zur optimalen Objektausrichtung auf einer professionellen Kamerahalterung montiert werden (z. B. Walkera G-3D Gimbal zum Preis von ca. 200 Euro, Stand: 10/2017) [15]. Sind handelsübliche hochauflösende Kameras mit 1 kg bis 2 kg zu schwer, sind Industriekameras eine leichtere Alternative. Ein Beispiel dafür ist die 8-Megapixel-RGB-Kamera Prosilica GT3300C von Allied Vision mit Anschaffungskosten von ca. 4.000 Euro (Stand: 10/2017) und einer Masse von 314 g (ohne



Bild 3 Spezifische Untersuchungsgeräte und Kamerahalterung; von oben links nach unten rechts: Laserscanner (hier: Hokuyo UTM-30LX-EW), RGB-Kamera (Prosilica GT3300C), Wärmebildkamera (FLIR A65), Kamerahalterung (Walkera G-3D Gimbal)

Fotos: www.hokuyo-aut.jp | www.alliedvision.com | www.flir.de | www.walkera.com

Objektiv). Sie ist besonders für den Einsatz unter schwierigen Umgebungsbedingungen (Betriebs-temperatur -20 °C bis $+60\text{ °C}$) und schwankenden Lichtverhältnissen geeignet [16]. Qualifizierte Bild- und Videoaufnahmen an schwer zugänglichen Orten, teilweise in Ergänzung zum Laserscannen, sind typische Anwendungsbereiche.

Zur Auswertung von Temperaturdifferenzen der Objektflächen eignen sich *Wärmebildkameras*. In thermografischen Untersuchungen können organische Objekte (z. B. Bewuchs oder Moos am Bauwerk), Wärmebrücken, Rissen oder Durchfeuchtungen (z. B. wasserführende Bauschäden) detektiert werden. Dafür eignet sich beispielsweise die 200 g leichte Wärmebildkamera FLIR A65 mit Anschaffungskosten von ca. 7.000 Euro (Stand: 10/2017) [17]. Die Kamera erzeugt ein Falschfarbenbild, welches ein Indikator für die Temperatur der Objektflächen ist. Bild 4 zeigt eine durchfeuchtete Mauerwerkswand, die mit der Wärmebildkamera FLIR A65 aufgenommen wurde. In dem Falschfarbenbild werden durchfeuchtete Bereiche blau und Abplatzungen hellgrün dargestellt.

In der Anschaffungs- und Einsatzplanung für die spezifischen Komponenten des Flugsystems sind folgende Faktoren zu berücksichtigen:

- Nutzlast des Flugsystems,
- Umgebungsbedingungen am Flugort,
- Untersuchungsaufgaben des Einsatzszenarios,
- Qualitätsanforderungen an das Gerät und den Output (Bild, Video, Punktwolke),
- Anschaffungskosten,
- Kompatibilität mit weiteren spezifischen Komponenten,

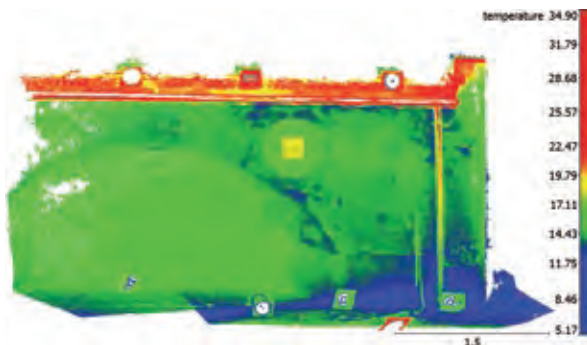


Bild 4: Thermografische Aufnahme einer durchfeuchteten Mauerwerkswand (durchfeuchtete Bereiche: blau, Abplatzungen: hellgrün)
Grafik: aus [18]

- Robustheit und
- Wiederverwendungsfähigkeit.

2.4 Anforderungen an den Flug

Außer den rechtlichen Anforderungen bei der Verwendung von Flugsystemen (s. Abschn. 2.2) sind die Einsatz- und Umgebungsbedingungen am Flugort sowie Sicherheitsanforderungen bei der Einsatzplanung zu berücksichtigen.

Einsatz- und Umgebungsbedingungen. Aus dem Forschungsprojekt der TU Dresden konnten Einsatz- und Umgebungsbedingungen für den sicheren Betrieb von universellen Flugsystemen bestimmt werden. Sind Flüge außerhalb der folgenden Einsatz- und Umgebungsbedingungen erforderlich, ist im Einzelfall zu prüfen, ob mit der Erfahrung des Steuerers und den vorhandenen Flugsystemkomponenten der Einsatz durchgeführt werden kann.

- Start- und Landeplatz:** Ein ebener Platz von mindestens $5\text{ m} \times 5\text{ m}$ und maximaler Neigung von $\leq 5\text{ °}$ gewährleistet sicheres Starten und Landen. Der Platz sollte für den Steuerer gut einsehbar und zugänglich sein. Beim Starten und Landen auf Flächen mit Bewuchs ist auf eine geringe Schnitthöhe der Vegetation zu achten.
- Abstand zu Objekten und Topografie:** Zu Objekten (z. B. Gebäude, Bäume, Kräne) sollte zur Vermeidung von Kollisionen ein Mindestabstand von $\geq 3\text{ m}$ eingehalten werden. Dieser Abstand gewährleistet ausreichend Sicherheit zur Lagestabilisierung und Einflüsse durch Ansaug- und Verwirbelungseffekte werden weitgehend ausgeschlossen. Die Menge an Objekten im Untersuchungsgebiet beeinflusst den Flugweg, die Zuwegung und den Untersuchungsaufwand. Für eine detaillierte Flugplanung und zur Vermeidung von Kollisionen oder sogar Abstürzen sind die Umgebungseinflüsse in Vorortbegehungen aufzunehmen.
- Niederschlag und Sichtverhältnisse:** Bei Niederschlag sollte zum Schutz der Systemkomponenten nicht geflogen werden. Montierte Abdeckungen schützen nur kurzzeitig und bedingt gegen eindringende Feuchtigkeit. Flugsysteme müssen nach LuftVO [6] § 21b Abs. 1 Nr. 1 auf Sicht geflogen werden. Nur unter bestimmten Voraussetzungen und mit Erlaubnis (s. Abschn. 2.2) sind Flüge außerhalb der Sichtweite des Steuerers und bei Nacht durchführbar. Für eine gute Sicht sind stören-

de Einflüsse, z. B. durch schlechte Lichtverhältnisse in der Dämmerung oder sehr starke Bewölkung, durch Nebel oder bei einer hohen Staubbelastung, zu vermeiden. Außerdem können durch den Abgleich der klimatischen Bedingungen mit den Grenzwerten der Flugsystemkomponenten Flugzeiten im Tagesverlauf und Untersuchungstage im Jahresverlauf ermittelt werden.

- Windbelastung:** Professionelle Flugsysteme mit mehr als 2 kg Gesamtmasse können Windstärken von 8 km/h und Windböen bis 15 km/h problemlos kompensieren. Bei höheren Windgeschwindigkeiten besteht die Gefahr von Positionsabweichungen, Beschädigungen, Abstürzen und schlechter Datenqualität durch Vibrationen.
- Temperatur:** Flüge sollten in einem Temperaturbereich von +5 °C bis +30 °C durchgeführt

werden. Der Betrieb von Flugsystemen außerhalb dieses Bereiches kann zum Ausfall von Systemkomponenten führen.

Sicherheitsanforderungen. Der Gesetzgeber hat mit der „Verordnung zur Regelung des Betriebs von unbemannten Fluggeräten“ [3] auf die exponentielle Zunahme an Neuerwerbungen und auf die Gefahren aus regelwidrigem Gebrauch reagiert. Die Sicherheit des Steuerers und vor allem unbeteiligter Dritter haben oberste Priorität beim Einsatz unbemannter Flugsysteme. Zur Vermeidung von Abstürzen durch betriebsbedingte Einflüsse (z. B. Funkausfall, Rotorausfall, Energieabfall der Akkus) sollten professionelle Flugsysteme mit einer Fail-safe-Funktion ausgestattet sein. Das Flugsystem sollte z. B. bei Ausfall der Funkverbindung selbst landen oder die letzte Position in der Luft halten können, bis die Funkverbindung wiederhergestellt ist. Bei einem Rotorausfall oder Energieabfall sollten Flugsysteme noch sicher manuell gelandet

Tabelle 4 Einsatzmöglichkeiten unbemannter Flugsysteme im Lebenszyklus von Brücken

	Vermessung	Dokumentation und Überwachung	Transport
Planungsphase	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Baugrundvermessung (3D-Modell, Urgeländeaufnahme, DGM) 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Dokumentation des ursprünglichen Zustandes <input type="checkbox"/> Dokumentation der vorhandenen Tier- und Pflanzenwelt <input type="checkbox"/> Dokumentation des Verkehrsaufkommens 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Keine Anwendung
Bauphase	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Massenermittlungen <ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Erdabtrag, Felsabtrag <input type="checkbox"/> Erdauftrag, Verfüllungen <input type="checkbox"/> Trassierungsprüfung und Prüfung der Bauwerksgeometrie zu Planvorgaben (Ausgleichsgradienten) spezifische Vermessungsaufgaben (Verformungen, Setzungen, Rissweiten) 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Baufortschrittsdokumentation <input type="checkbox"/> Überwachung von Vorgängen <input type="checkbox"/> Mangel- oder Schadensdokumentation <input type="checkbox"/> Erkundung von Bohrungen für Bohrpfähle oder schwer zugänglichen Hohlkästen 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Material- und Kleingeräte-transport
Nutzungsphase	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Veränderungsdokumentation <ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Bauwerksgeometrie <input type="checkbox"/> Erdauftrag (Dämme) <input type="checkbox"/> 3D-Modellierung von Bestandsbrücken 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Bauwerksinspektionen <ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Mängel und Schäden (Risse, Korrosion) <input type="checkbox"/> Veränderungen (Verformungen, Setzungen) <input type="checkbox"/> Verschmutzungen, Durchfeuchtungen, Bewuchs <input type="checkbox"/> Überwachung des Verkehrs <input type="checkbox"/> Überwachung bei/nach Ereignissen (Hochwasser, Erdbeben) <input type="checkbox"/> Zeitrafferaufnahmen von Veränderungen (Erosion, Vegetation) 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Material- und Kleingeräte-transport <input type="checkbox"/> Datentransport
Abbruchphase	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Messtechnische Überwachung der Abbrucharbeiten 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Bauwerksinspektion zur Abbruchplanung <input type="checkbox"/> Dokumentation der Abbrucharbeiten <input type="checkbox"/> Dokumentation der Rekultivierungsarbeiten 	<ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Material- und Kleingeräte-transport

werden können. Um Personenschäden bei unkontrollierbaren Abstürzen (z. B. Kollisionen, Vogelschlag, Systemausfall, Windböen) auszuschließen, sind die genehmigungsrechtlichen Vorschriften (s. Abschn. 2.2) einzuhalten. Zur Eigensicherung und als Signalwirkung für Dritte insbesondere auch auf Baustellen sollte das Steuererteam Schutzausrüstung (Warnweste, Schutzbrille, Arbeitsschuttschuhe, Schutzhelm) tragen und ggf. das Flugfeld mit Warnschildern absichern.

3 Einsatzszenarien im Brückenbau

Verwendungsmöglichkeiten von Flugsystemen im gesamten Lebenszyklus von Brückenbauwerken lassen sich von den allgemeinen zivilen Anwendungen ableiten. Danach können Flugsysteme zu Transport-, Verrichtungs-, Dokumentations-, Überwachungs- und Messaufgaben eingesetzt werden. In Tabelle 4 sind Einsatzmöglichkeiten von Flugsystemen den allgemeinen zivilen Anwendungsfällen und den Lebenszyklusphasen von Brücken zugeordnet.

Vermessung. Für Vermessungsaufgaben müssen Flugsysteme mit Geräten ausgerüstet sein, die mittels Fernerkundungsverfahren räumliche Objekte rekonstruieren können. Dafür eignen sich Radargeräte und Laserscanner. Während Radar vornehmlich zur Hinderniserkennung und Kollisionsvermeidung eingesetzt wird, werden Laserscanner zur Geometrieerfassung von Objekten verwendet. Darüber hinaus können mit photogrammetrischen Aufnahmen die dreidimensionale Form und die räumliche Lage von Objekten bestimmt werden [13].

In Planungs- und Bauphasen (Herstellung, Umbau- und Erweiterungsmaßnahmen) sind Flugsysteme geeignet, um das Urgelände im Baugebiet sowie Erdmassenbewegungen und -einbau zu erfassen. Dazu wird im Postprozess aus einer 3D-Punktwolke des Laserscanners ein 3D-Modell des profilierten Geländes erzeugt. In diesem Modell können Längen, Flächen und Volumen für die Angebotsbearbeitung, als Planungsgrundlage oder die Abrechnung ermittelt werden. Zu beachten ist dabei, dass die Genauigkeit der Datenaufnahme durch die Lagestabilität im Vermessungsflug, die Abweichungen des Laserscanners (s. Abschn. 2.3) und durch Bewuchs beeinflusst wird. Insbesondere im Erdbau und beim Aufmaß schwer zugänglicher Bauteile ist diese Technologie im Vergleich zu herkömmlichen Varianten eine wirtschaftliche Alternative.

In der Bau- und Nutzungsphase können photogrammetrische Aufnahmen und Vermessungen

mit Laserscanner durchgeführt werden, um die Lage des Bauwerks zur geplanten Trassierung zu überprüfen oder Veränderungen (z. B. Hangrutschungen, Bauteilverformungen) zu dokumentieren und zu überwachen.

Dokumentation und Überwachung. In allen Lebenszyklusphasen einer Brücke können zahlreiche Dokumentations- und Überwachungsaufgaben für Flugsysteme lokalisiert werden. In der Planungsphase eignen sich Flugsysteme zur Dokumentation des ursprünglichen Zustandes. Insbesondere dienen Landschafts- und Gebäudeaufnahmen zur Beweissicherung. Zudem können Luftbild- und Videoaufnahmen des vorhandenen Verkehrsaufkommens hilfreich sein, um Staugefahren und Unfallschwerpunkte für die Verkehrswegeplanung zu ermitteln.

Die Dokumentation des Baufortschritts ist zentraler Bestandteil in der Bauabwicklung und erfolgt üblicherweise durch das Führen eines Bautagebuches. Durch Luftbild-, Video- und Zeitrafferaufnahmen mit einem Flugsystem lassen sich die Eintragungen im Bautagebuch untersetzen. Überdies können Flugsysteme zur Überwachung gefährlicher oder spezieller Vorgänge eingesetzt werden.

Das wahrscheinlich breiteste Einsatzfeld für Flugsysteme bietet die Nutzungsphase. Mit ausgerüsteten Flugsystemen (hochauflösende Kameras, Laserscanner) können Bauwerksinspektionen für die Zustandsfeststellung und zur Dokumentation von Veränderungen durchgeführt werden. Außerdem sind Überwachungen von Verkehr, Umweltbedingungen und Einwirkungen auf das Bauwerk mögliche Einsatzszenarien. Auf das Szenario der Bauwerksinspektion wird im Folgenden etwas ausführlicher eingegangen.

Brücken im Zuge von Verkehrswegen sind nach DIN 1076 [19] kontinuierlich zu überwachen und zu prüfen. In der Norm sind Prüfintervalle und Prüfmethode definiert und Bewertungskriterien (Standicherheit, Verkehrssicherheit, Dauerhaftigkeit) vorgegeben. Ergänzt wird die Norm durch weitere Erhaltungsvorschriften. Wesentliche Vorschriften sind die Richtlinien für die Erhaltung von Ingenieurbauwerken (RI-ERH-ING), die Anweisung Straßeninformationsbank (ASB-ING) [20] und die Vorschriften für Ingenieurbauwerke der Deutschen Bahn (Module 804.8001 ff.) [21]. Im Rahmen dieser Regelwerke sind Flugsysteme bei einer Vielzahl von Inspektionen einsetzbar. Universelle Flugsysteme (ohne Spezialsysteme wie beispielsweise Bild 2) sind Distanzdiagnosemittel, mit denen kontaktlos Bauwerksteile besichtigt werden können. Daraus schlussfolgend können

Flugsysteme nur bedingt bei Hauptprüfungen nach DIN 1076, die als „handnahe“ Prüfung definiert ist, eingesetzt werden. Einsatzmöglichkeiten ergeben sich damit hauptsächlich bei:

- ❑ einfachen Prüfungen, Besichtigungen, laufenden Beobachtungen und Sonderprüfungen nach DIN 1076,
- ❑ Vorabinspektionen zu Hauptprüfungen nach DIN 1076,
- ❑ Überwachungsflügen und
- ❑ einem dauerhaften Bauwerksmonitoring.

Für diese Untersuchungen sind Brücken geeignet, die hindernisfrei angefliegen oder nur mit erheblichem Aufwand von Personen besichtigt werden können. Hindernisse des Inspektionsflugs sind Störungen durch Gelände, Bewuchs oder Nachbarbebauung. Als nur mit erheblichem Aufwand zu inspizieren, gelten Bauwerke oder Bauwerksteile, die sich in einem Gefahrenbereich befinden (z. B. Einsturzgefahr, Gefahr durch elektrischen Strom), schwer zugänglich sind (Bereiche über Flüssen oder in großen Höhen) oder bei denen die Untersuchungen viel Zeit benötigen und hohe Kosten verursachen, z. B. für Befahrgsgeräte und damit zusammenhängende Verkehrsicherungsmaßnahmen auf Brücken.

In der Abbruchphase können Flugsysteme zur Unterstützung der Abbruchplanung durch Vorabinspektion des Bauwerkszustandes oder zur Überwachung von Abbrucharbeiten eingesetzt werden. Außerdem können Luftbilddaufnahmen des Abbruchgebietes für Rekultivierungsmaßnahmen herangezogen werden.

Transport. Die Verwendung von Flugsystemen zu Transportzwecken ist im Brückenbau eher



Bild 5 Seiltransport mit unbemanntem Flugsystem
Foto: Juliane Kühnemund [22]

unbedeutend. Allerdings können im Bauwesen spezielle Transportaufgaben mit Flugsystemen in unzugänglichen Gebieten eine hilfreiche Unterstützung sein, z. B. Transport von Führungsseilen beim Einhub großer Bauteile (Bild 5) [22], ebenso angewendet bei der Errichtung der Xingkang-Brücke in China [23].

Bei der Herstellung von besonders hohen Brücken sind Transportaufgaben mit einem Flugsystem vorstellbar. Leichte Werkzeuge oder Materialien (innerhalb der zulässigen Nutzlast) können zwischen Arbeitsplattform und Grund hin und her geflogen werden. Zu beachten ist dabei, dass das Flugsystem mit einer geeigneten Aufnahmeeinrichtung auszurüsten ist. Für die Entscheidung, ein Flugsystem auf Baustellen zu Transportzwecken einzusetzen, sind Anwendungen für Personal (Steuerer), zusätzliche Sicherheitsmaßnahmen, Gerätekosten und das Nutzlast-Flugdauer-Verhältnis gegenüber dem Nutzen abzuwägen. Kann z. B. ein Kran alle Arbeitsebenen bedienen, ist der Einsatz eines Flugsystems kaum von Nutzen.

Neben Gegenständen können Flugsysteme auch Daten transportieren. In der Nutzungsphase ist ein mögliches Szenario die „Elektronische Akte im Bauteil“. Dafür werden RFID-Sensorsysteme zur sicheren Identifikation von Bauteilen und zur Überwachung von Materialparametern in Bauwerksteile integriert. Das Flugsystem kann durch nahes Heranfliegen an das gekennzeichnete Bauteil Daten an den RFID-Transponder übertragen und gespeicherte Daten des Transponders auslesen [24].

4 Wirtschaftliche Bewertung

Ob Flugsysteme für Aufgaben in der Planung, Errichtung und Nutzung von Brückenbauwerken eingesetzt werden sollten, ist neben qualitativen und zeitlichen Kriterien auch ökonomisch zu beurteilen. Denn nur, wenn die Aufgabenabwicklung mit Flugsystemen gegenüber konventioneller Aufgabenbewältigung wirtschaftlicher, schneller oder in einer besseren Qualität durchgeführt werden kann, ist eine Investition empfehlenswert. In der nachfolgenden Betrachtung wird die Wirtschaftlichkeit von Flugsystemen für Vermessungs-, Dokumentations-, Überwachungs- sowie für Transportaufgaben qualitativ bewertet. Für die Anwendungsfälle aus Tabelle 4 wurden generelle und besondere Kostenfaktoren bestimmt und eine Einschätzung (€ = geringe Kosten, €€ = mittlere Kosten, €€€ = hohe Kosten) auf Grundlage der Analysen im Forschungsprojekt der TU Dresden abgegeben (Tabelle 5).

Tabelle 5 Aufwendungen für Einsatzmöglichkeiten unbemannter Flugsysteme im Brückenbau [5]

Generelle Kosten beim Einsatz von Flugsystemen	<input type="checkbox"/> Abschreibung, Verzinsung, Wartung und Reparatur für Investitionen in Flugsystem und Ausrüstung (Anbauten, spezifische Sensorik) <input type="checkbox"/> Akkuaufladung <input type="checkbox"/> Einrichtung/Beräumung von Sicherheitsbereichen und Sicherheitshinweisen für Verkehrsteilnehmer (persönliche Schutzausrüstung, Warnhinweise) <input type="checkbox"/> Genehmigungen (Aufstiegserlaubnis, Verkehrsrechtliche Anordnung) <input type="checkbox"/> Verkehrssicherungsmaßnahmen <input type="checkbox"/> Steuererausbildung <input type="checkbox"/> Versicherungen	€€€ € € € €€€ €€
Besondere Kosten bei Vermessungsaufgaben	<input type="checkbox"/> Kalibrierungsaktivitäten (Referenzmarken, Objektiv, Scannerausrichtung) <input type="checkbox"/> Durchführung von Vermessungsflügen mit dem Flugsystem (Häufigkeit) <input type="checkbox"/> Datenauswertung (Punktwolke; Herausrechnung von Bewuchs, Bestimmung der Messfehler) <input type="checkbox"/> ggf. Wiederholungsflüge (wegen Verschattungen, Störungen) <input type="checkbox"/> Datenauswertung im Postprozess (Digitales Geländemodell, Massenermittlungen, 3D-Modell)	€ €€ €€ €€ €€
Besondere Kosten bei Dokumentations- und Überwachungsaufgaben	<input type="checkbox"/> Durchführung von Flügen mit dem Flugsystem (Häufigkeit) <input type="checkbox"/> Datenauswertung im Post-Prozess <input type="checkbox"/> ggf. personelle Nachprüfung bei Bauwerksinspektionen	€€ €€ €€€
Besondere Kosten bei Transportaufgaben	<input type="checkbox"/> Durchführung von Flügen mit dem Flugsystem (Häufigkeit)	€€

5 Zusammenfassung und Ausblick

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass der Einsatz unbemannter Flugsysteme im Brückenbau ein nicht unbedeutendes Innovationspotenzial bietet. Mit dieser neuen Technik sind Einsatzmöglichkeiten identifizierbar, die bisher undenkbar waren und in neuen innovativen Dienstleistungen Anwendung finden werden. Für einen kontinuierlichen Einsatz im Lebenszyklus von Brücken wird es zukünftig entscheidend sein, dass nicht nur die Energiesysteme von Fluggeräten verbessert werden, sondern auch leistungsfähige, fluggerätetaugliche und kostengünstige Komponenten bereitgestellt werden. In Anbetracht der derzeit rasch voranschreitenden Entwicklung auf dem Gebiet der Sensorik, Baurobotik und Digitalisierung kann die Bauwirtschaft auf die zukünftigen Veränderungen gespannt sein. Letztendlich werden auf Baustellen in Zukunft derartige Flugsysteme genauso üblich anzutreffen sein, wie derzeit Nivelliergeräte und Wasserwagen.

Literatur

- [1] Schach, R.; Weller, C.: Bauwerksinspektion mit unbemannten Flugsystemen. Bauingenieur 92 (2017), S. 271–279.
- [2] DFS – Deutsche Flugsicherung: DFS bringt die bemannte und unbemannte Luftfahrt zusammen. Pressemitteilung, Langen, 15.11.2016 – online unter: https://www.dfs.de/dfs_homepage/de/Presse/Pressemitteilungen/2016/15.11.2016.-%20Kooperation%20auf%20hohem%20Niveau/.
- [3] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Verordnung zur Regelung des Betriebs von unbemannten Fluggeräten. Bonn: Bundesanzeiger Verlag, 4/2017.
- [4] Homepage Pixabay: <https://pixabay.com/de/flugzeug-heron-freigestellt-flug-2775946/>; <https://pixabay.com/de/drohne-multicopter-dji-inspire-1080844/undhttps://pixabay.com/de/drohne-hexacopter-uav-rpas-2168938/>.
- [5] Schach, R.; Weller, C.: Bauwerksüberwachung mit Flugrobotern. In: Kaliske, M.; Graf, W. (Hrsg.): Tagungsband zum 19. Dresdner Baustatik-Seminar – Herausforderungen und neue Lösungen für die Tragwerksplanung, 23.10.2015 in Dresden, Dresden: Institut für

- Statik und Dynamik der Tragwerke der TU Dresden, 2015, S. 91–114.
- [6] Bundesministerium der Justiz und für Verbraucherschutz (Hrsg.): LuftVO: Luftverkehrs-Ordnung. Berlin, mit Änderung 3/2017.
- [7] Bundesministerium der Justiz und für Verbraucherschutz (Hrsg.): LuftVG: Luftverkehrsgesetz. Berlin, 6/2016.
- [8] Bundesministerium der Justiz und für Verbraucherschutz (Hrsg.): LuftVZO: Luftverkehrs-Zulassungs-Ordnung. Berlin, mit Änderung 3/2017.
- [9] DFS – Deutsche Flugsicherung (Hrsg.): NFL 1-1163-17 Nachrichten für Luftfahrer. https://www.dfs.de/dfs_homepage/de/Unternehmen/Richtlinien/1-1163-17.pdf. Bonn, 10/2017.
- [10] Homepage Disney Research: <https://www.disneyresearch.com/publication/vertigo/>.
- [11] Homepage Fraunhofer Institut für Materialfluss und Logistik (IML): https://www.inkl.fraunhofer.de/de/presse_medien/pressemitteilungen/ein_r2d2_fuer_die_logistik.html.
- [12] Homepage zum Forschungsprojekt ADFEX: <http://adfex.wcms-file2.tu-dresden.de/>.
- [13] Mader, D.; Blaskow, R.; Westfeld, P.; Maas, H.-G.: UAV-based acquisition of 3D point cloud – a comparison of a low-cost Laser Scanner and SFM-tools. ISPRS-International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information, Sciences XL-3/W3 (2015), S. 335–341.
- [14] Homepage Hokuyo Automatic Co., Ltd.: Produktinformation UTM-30LX-EW. <https://www.hokuyo-aut.jp/search/single.php?serial=170>.
- [15] Homepage Walkera Technology Co., Ltd.: Produktinformation Gimbal Walkera G-3D. <http://www.walkera.com/index.php/Goods/canshu/id/29.html>.
- [16] Homepage Allied Vision Technologies GmbH: Produktinformation Prosilica GT 3300C. <http://www.walkera.com/index.php/Goods/canshu/id/29.html>.
- [17] Homepage FLIR Systems, Inc.: Produktinformation FLIR A65. <http://www.flir.com/automation/display/?id=56341>.
- [18] Mader, D.; Blaskow, R.; Westfeld, P.; Weller, C.: Potential of UAV-based Laser Scanner and Multispectral Camera Data in Building Inspection. The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information XLI-B1 (2016) – Proc. of XXIII ISPRS Congress, 12.–19.7.2016 in Prague (Czech Republic), S. 1135–1142 – doi:10.5194/isprsarchives-XLI-B1-1135-2016.
- [19] DIN 1076:1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen.
- [20] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): ASB-ING Anweisung Straßeninformationsbank. Berlin, 10/2013.
- [21] Deutsche Bahn Netz AG (Hrsg.): Module 804.8001 ff., Ingenieurbauwerke planen, bauen und instand halten. 2/2008.
- [22] Kühnemund, J.: Premiere: Drohne hilft bei Arbeiten für 110.000-Volt-Leitung. In: Badische Zeitung (Hrsg.): Achtmal über die Wutach und zurück, 12.5.2017, Freiburg, Homepage Badische Zeitung: <http://www.badische-zeitung.de/premiere-drohne-hilft-bei-arbeiten-fuer-110-000-volt-leitung--print>.
- [23] Informationen und Fotos von der Errichtung der Xingkang-Brücke in China: <http://www.dailymail.co.uk/news/article-4387492/China-uses-drone-build-120mn-bridge.html> und http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Daduhe_Bridge_Xingkang.
- [24] Stoppel, M.; Bartholmai, M.: Einsatzfähigkeit von RFID-Tags zur Identifikation und Diagnose von Bauteilen der intelligenten Straßeninfrastruktur. In: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt, Hrsg.): Tagungsbroschüre zum Symposium Intelligente Brücke – Der Weg in die Praxis, 30.11.2015 in Bergisch Gladbach, 2015, S. 17.

Alle Internetquellen wurden am 2.1.2018 geprüft.

Brücken bauen



1



2

Foto IGNACIO LINARES / free2rec



3

Foto Rainer Retzlaff



4

DR. SCHÜTZ INGENIEURE

Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH

An der Stadtmauer 13
87435 Kempten (Allgäu)
info@drschoetz-ingenieure.de
www.drschoetz-ingenieure.de

F. Rudolf Schütz, Dipl.-Ing. (Univ.)
Karl G. Schütz, Prof. Dr.-Ing. habil.
Gerhard Pahl, Dipl.-Ing. (FH)
Bernhard Mohr, Dr.-Ing.

- 1 Erneuerung Echelsbacher Brücke
Realisierungswettbewerb 1. Preis,
mit Kolb Ripke Architekten
Deutscher Ingenieurpreis 2017, Kategorie Baukultur
mit Staatlichem Bauamt Weilheim
- 2 Campusbrücke Würzburg
Realisierungswettbewerb 1. Preis
Deutscher Brückenbaupreis 2016, Nominierung
Antonio-Petrini-Preis 2014, 2. Preis
- 3 Erneuerung Wertachtalübergang bei Nesselwang
Bayerischer Ingenieurpreis 2015, 1. Preis
- 4 Thierschbrücke in Lindau im Bodensee
Realisierungswettbewerb, 2. Preis
Zuschlag nach Verhandlungsverfahren

WO AUCH IMMER SIE BAUEN, WIR PLANEN FÜR SIE.



© Max Bögl Stiftung und Co. KG

BAB A7, BW 660a Talbrücke Kürnach

2 einzellige Spannbetonhöhlkästen, Taktschieben
Herstellung Überbau Nord in Seitenlage, Querverschub
Brückenlänge 353 m, Konstruktionshöhe 4,00m, Breite 36,6 m
Max. Spannweite: 70 m, max. Höhe über Grund: ca. 34 m
Stahlbetonpfeiler mit Pfahlgründung $\varnothing 150$
Bauherr: Autobahndirektion Nordbayern
Ausführungsplanung: K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG
Bauausführung: Max Bögl Stiftung & Co. KG



© BAUARGE A6 West (HOCHTIEF Infrastructure – Johann BUNTE)

Großprojekt Neckartalübergang, BAB A6, PFA 6-BA6.1b Vorlandbrücke Neckartalquerung

6-spürige Straßenbrücke, Vorschubrüstung, Querverschub,
getrennte Überbauten
22-feldriger zweistegiger Spannbetonplattenbalken, Durchlaufträger
Brückenlänge 822 m, Konstruktionshöhe 1,75 m, Breite $2 \times 21,78$ m
Max. Spannweite 38,0 m, max. Höhe über Grund: ca. 14 m
Bauherr: BRD, vertreten durch RPS Stuttgart Abt. 4-Ref.47.5
Ausführungsplanung: K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG
Bauausführung: BAUARGE A6 West (HOCHTIEF Infrastructure –
Johann BUNTE)



Großprojekt Stuttgart-Ulm, S21, PFA 1.4, EÜ Denkendorfer Tal

2-gleisige Bahnbrücke, Durchlaufträger, Feste Fahrbahn
7-feldriger einsteiger Spannbetonplattenbalken, Lehrgerüst
Brückenlänge 175 m, Konstruktionshöhe 1,60 m, Breite 13,78 m
Max. Spannweite 27,0 m, max. Höhe über Grund: ca. 12,5 m
Bauherr: DB Netz AG, vertreten durch die DB Projekt Stuttgart-Ulm GmbH
Ausführungsplanung: K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG
Bauausführung: Max Bögl Stiftung & Co. KG

K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG

Waldastraße 13 ■ D-90441 Nürnberg
Fon: +49-911-62793-0 ■ Fax: +49-911-62793-10
office@kplusS-Ing.de ■ www.ks-ingenieurconsult.de

**KOMPETENT GEPLANT,
ERFOLGREICH GEBAUT**





sign of solutions



Eugène Freyssinet: "I was born a builder"

Dr.-Ing. David Fernández-Ordóñez

fib – International Federation for Structural Concrete, Lausanne (Switzerland)

1 Introduction

Eugène Freyssinet (Figure 1) was a real engineer and a builder in the full sense of the word. He said at one time: "*Je suis né constructeur. Imposer à la matière des formes nées de mon imagination est pour moi à la fois un besoin impérieux et une source de joies inépuisables*" [1].¹

In his work, there was never conflict between construction and design. He solved both questions at the same time in such an original way that the solutions were both economic and competitive even though they were innovative. Many of the processes that he invented for a particular work were then used universally in many other works [2].

He assumed a construction project with absolute freedom from the design to the construction. He always took full technical and economic responsibility for the whole project. He participated from the drawings of the preliminary designs to the more manual work at the job site, including the organisation, payments to the workers, the safety of the construction, calculations, materials or external actions. He never wanted to design works for others to build or build other's designs.

He was one of those persons that emerge once in a while and who are capable to fully understand all the construction as a whole, and thus can develop fully new techniques and materials. Like the historic engineers, he approached the works in a thorough way, taking into account all aspects, from design to construction, planning and costs. He also approached his work in an ethic way without looking for notoriety or social prestige. He, in fact, was not a social person and concentrated all his life on his work.

He developed new construction methods and invented the necessary auxiliary machinery, like for example in the Bridge of Plougastel, world span record, in 1928 with foundation shell that would be the inspiration of other brilliant engineer Coyne



Figure 1 Eugène Freyssinet in 1954²

to develop his impressive double curvature dams, also record for the time [3]–[5]. He also developed a large wood formwork for the arches of Plougastel that could be reused for each of the 3 spans of the bridge. The formwork was made of very thin layers of wood of only 4 cm thickness, only tied with nails, and pretensioned with hundreds of steel wires. He developed also an 800 m cable car with autonomous driving. He also used for the first time the incremental launching cantilevers that he mastered later in the Marne Bridges. He used from the beginning the removal of the formwork with the use of flat jacks that he industrialised. He used the method of shifting the formworks for his bridges and for the shell used in industrial buildings and that had the highest expression in the Hangars of Orly.

¹ In English: *I was born a builder. It was for me both an overriding need and also an endless source of joy imposing upon the crude material those shapes and forms which sprang from my own imagination.*

² Except figures 1–3, all pictures were taken from [2]. Figures 1 and 2 are from Archive JAFO (Jose Antonio Fernández Ordóñez), the photo in figure 3 was taken by Carlos Fernández Ordóñez.

On concrete, he realised already in 1910 that the modulus of elasticity was not constant as the regulations imposed at the time, and he made a research to prove it while he was building the Bridge of Plougastel in 1928. He also used concretes with a strength higher than was normal at the time because he needed them for his very industrialised construction processes. He used in many works concrete strengths of 500 kg/cm² as soon as 1914 and he achieved 1.000 kg/cm² in the precast factory of Montarguis from 1928 when developing precast concrete posts. He realised that to achieve a high strength concrete he had to limit the use of water and to build with flowable concrete he needed some help for compaction. Then he invented vibration in 1917 to be able to use these flowable concretes in places of very complicated reinforcement.

On prestressing he realised in 1903 for the first time the possibility to create previous tensions, in 1910 he used it for the test arch in the Veurdre Bridge. In 1928 he presented a patent for prestressing but more than this he built a factory and he invented all the necessary machinery and steel and concrete technology to make it possi-

ble. Only in 1934 he could apply it to the sinking Marne Maritime Station, and then the rest of the world realised that this technology was an idea that could be used in everyday construction.

He was married to Mme Freyssinet, an elegant and beautiful woman that dedicated all her life to support him. They did not have any children and Freyssinet said at the end of his life that only the full support from his wife and that he did not have any children allowed him to dedicate all his fortune to the dream of creating prestressing. It almost led him to bankruptcy and disaster, but when he had the opportunity he demonstrated to everyone else the benefits of his ideas.

Eugène Freyssinet was a very focused man in what really interested him, and who did not pay any attention to conversations that were out of his interest. He did not really have close friends but colleagues whom he appreciated in his personal way. It is through his wife that we can reach his personality and how he approached life [2]. He was a very active man who was interested in life. When he approached any scientific problem he needed clarity in the solutions disregarding any-



Figure 2 Eugène Freyssinet's books in Spanish and in English-French by José Antonio Fernández Ordóñez

thing that could be intangible or not straight forward. He liked mostly art and philosophy of the East and collected Chinese, Japanese or Indian art. He did not participate in any of the art or philosophical problems of his time. Modern art was undiscovered for him.

He could have worked and carried out his work under any administrative or political system. He did not understand the war even though he lived through two world wars. He thought they were just decisions of mad men. He was not interested in money. He spent all he earned in the successful years great reinforced concrete works from 1914 to 1928 in his art and in his research for prestressing, to the limit that he was almost bankrupt. He was very strict and self-confident. When he believed strongly in an argument for anyone that did not agree with him whether he was an idiot, someone that could not understand or someone that had business of his own interest.

He was an expert in all parts of construction, from design, through construction and material science to organisation of the work site, developing all necessary auxiliary machinery that he needed and taking the economic responsibility too. He was an incredible brave man that took absolute risks, as he said: *"At least three times in my life I showed how I could audaciously take the greatest risks"* [1], [6].

He liked the countryside and always preferred to go fishing or to spend an afternoon in the mountains to develop his social life, to visit offices or to go to formal receptions.

The information presented in this paper comes mostly from the book that my father, Jose Antonio Fernández Ordóñez, wrote about Freyssinet [2] and from the many papers given by Freyssinet's friends and wife just after his death in 1962 [7] (Figure 2).

My father was able to write this book because another Spanish engineer of the time of Freyssinet, Francisco Fernandez Conde, was Freyssinet's friend and also the father of Jose Antonio. Francisco Fernandez Conde brought Freyssinet's prestressing patents to Spain to create in 1942 the first prestressing elements in Spain [8]–[10]. The works for the book started already just after Freyssinet's death and in 1965 he did a trip to visit all his works in France and to talk to many of his collaborators, friends and his widow. All of them commented very important professional and personal information and also shared many documents about him. Mme Freyssinet even then dedicated all her efforts to support the memory of



Figure 3 Mme Freyssinet and Jose Antonio Fernandez Ordoñez in 1965

the work of her husband. If by chance some more years would have passed before starting this book, all this detailed professional and personal information would have been lost and many of Freyssinet's personal achievements would have been forgotten (Figure 3).

2 The early years

Eugène Freyssinet was born in Objat, a small town close to Limoges, in 1879. He always felt proud to come from a small town. He was introverted and a rebel even as a child. The family moved to Paris when he was six where he had bigger education opportunities. He always wanted to go back to the countryside where he had as friends craftsmen of all kinds, from carpenters to masons. He learnt there most of the crafts related to construction and industry, and thus began to understand and respect their crafts and their persons. He would apply many of the knowledge that he learnt when he had the chance in his construction works.

He was a brilliant student and this allowed him to study at the Polytechnique in Paris. There he did not match with the rigid scientific procedures that they followed. Later he said: *"They cushioned themselves with comforting equations, fully confident that the higher their degree of complexity the more likely they were to produce the desired solu-*

tion" [6]. He later used mathematics only strictly when he would need them. Freyssinet only used one rule, the rule of three *"but this rule of three was a very special one which took everything into account. It was really the outcome of distilling a great store of knowledge and also of extraordinary perceptiveness"* [11].

Rabut was his professor at the Polytechnique and probably was the person who most influenced him. He would stress the importance of combining experimentation and practical experience. In his lectures on how to read engineering construction he always made a point of differentiating between results based on theory and especially theory with incomplete supporting data, and those based on trial and error [12].

In Rabut's lectures Freyssinet could understand the qualities and defects of reinforced concrete and also learn to feel the sense of what were the stresses in the structures. It's in the crossing of these two ideas, in these lectures, that was the seed of what later would be his obsession with prestressing [1]. It is this time when he saw in 1903 the impressive cantilevers built by Rabut in the Rue du Rome in Paris, with 7.50 metres span, that widened the trenches to allow more railway lines at the Station of Saint-Lazare. To achieve this he stressed some bars to compensate the deformation and that he later acknowledged that was the first idea that came to his mind in stressing reinforcement [13] (Figure 4).

Freyssinet commented in several moments that the qualities that a person should have were the sense of vocation, personal hard work and a boundless and unreserved love of the task undertaken [6]. Everything else in an engineering work he believed to be simple and a matter of common sense [14].

He believed that to be a good engineer one should have just three qualities [15]:



Figure 4 Cantilevers built by Rabut in Rue du Rome in Paris with stressed bars

1. To understand and apply the rule of three,
2. Be fully convinced that he will never get to heaven by tearing his hair out,
3. Understand that to get a hat onto its hook, there is no point in trying to put it too high on top, too low underneath or too much at either side.

3 First engineering works

Just after leaving the Polytechnique, Freyssinet took charge of the services at Moulins, Vichy and Lapalisse in 1905. As rural services engineer he would be asked mainly to build bridges for local towns. The official costs of the bridges were very high and most towns could not afford it and had to wait for a subsidy of the state. Then the leadership and entrepreneurship of Freyssinet came with some ideas. He would offer the majors a bridge 4.5 m wide, instead of the 2.5 m wide that was supplied officially for a cost of 25% of the official cost and without having to wait for the subsidy. All he asked was to change the official design that imposed large piers and foundations for other with longer spans with a new construction method.

He had complete freedom but also assumed full responsibility for the design and did not wait for official approval of the plans. He became very popular among the majors as he supplied bridges at an unbeatable cost and time [16]. Some of the bridges were small reinforced concrete straight frames (Figure 5) and other were longer spans arches (Figure 6) where he started to test some ideas that he would use in the Veudre Bridges. When looking at the design of these bridges one can realise the strict dimensions, the love on the details and care for the relation with the environment.

4 Reinforced concrete

After the successful construction of the bridges in the countryside, he took another very brave decision. He proposed to build three large bridges for the cost of just one. They were the Veudre, the Boutiron and the Châtel-de-Neuvre Bridges. He explained this incredible adventure many years later [1], [6]. He did himself the design of very slender arch structures that were completely out of the normal use then. He designed arches with two slabs, one for the roadway and one for the arch. As steel was very expensive he reduced steel to the minimum of 30 kg/m³. The arch was always in compression.



Figure 5 Bridge at Dampierre-sur-Besbre



Figure 6 Bridge at Prairéal-sur-Bresbe

He was given the confidence to do the work. Mercier allowed the funds and he had to do everything else, from gathering the team to looking for the materials or the auxiliary means. It was a one-man entrepreneurship. It was 1907 and he was just 28 years old.

He also found a big problem when taking the structures and the materials to the limit. At that time the national regulations from 1906 stated the modulus of elasticity of concrete was linear. They totally ignored the variations in relation to the strength and the time of application. There were twenty laboratory tests made by

Mesnager that stated this [17]. As his own experience contradicted these tests and due that he refused to discuss the tests, Freyssinet had to go to talk to the labour of the laboratory to finally understand that they stopped the tests when they had the linear relationship, not to damage the machinery.

This is a very good example of how pure science and real engineering works have to develop the work together to find valuable solutions. This is also a good example of how sometimes when taking the materials and the structures to the limit a real engineer has to go to the last detail to really

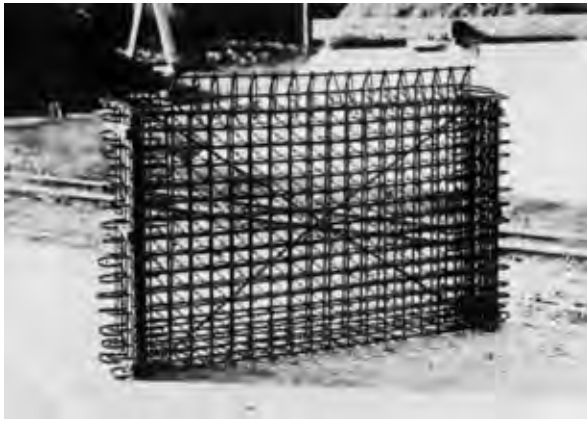


Figure 7 Hinge reinforcement of Veudre Bridge

leap forward and this is only done by very special persons. The war delayed the publication of these conclusions from 1912 to 1926.

He realised that it was advisable to do a test arch to see how it would work under high loads and very low reinforcement. It was a 50 m span arch that for a test is a really impressive size [17]. There was no budget for such a big test. In any case he managed to do the test arch which gave him very valuable information about the behaviour of the structure, the removal from the arch of the scaffolding and the behaviour of the concrete. He also designed a prestressed tie for the arch with 8 mm wires which was a real prestressed structure designed in 1907 and built already in 1908. He even had to design the hydraulic machines to operate the jacks for the tensioning of the cables and the removal of the scaffolding (Figure 7 and Figure 27). He used the highest quality concrete that he could do at the time. He used

450 to 500 kg/m³ of cement to reach 400 kg/cm² of strength at 3 months. He placed the concrete with vibration by hand applied to the moulds. He even went to the detail to define the mixers that had to be used.

When building the Veudre Bridge he also used industrialisation to some parts of the bridge. The abutment hinges blocks were prefabricated and were heavily reinforced to avoid brittleness (Figure 8). He also intended to do the arch in prefabricated elements but it was impossible at the time. He could achieve it later when he built the Marne Bridges. He left the hinges at the centre of the arch to use the hydraulic jacks that he invented to separate the arch from the scaffolding.

The construction of the Veudre Bridge was an incredible adventure. First there was a flood in the winter of 1909/1910 that almost destroyed the centre of the town. There was a gathering of people warned by local newspapers that the bridge would collapse. Fortunately the bridge stood without further problems. The decentring was done with the help of the hydraulic jack without any further problem. The bridge was aligned vertically with the handrails. When Freyssinet came back to the bridge after some time he clearly saw the deformations of the arch in the handrails. The deformations were high and growing with time. The bridge was in danger of collapsing. As the positions for the jacks were still open he took some workers and in one night elevated the bridge back to a safe position. This problem and its solution conclusively demonstrated him that the modulus of elasticity had clearly reduced.



Figure 8 Boutiron Bridge, hinge reinforcement

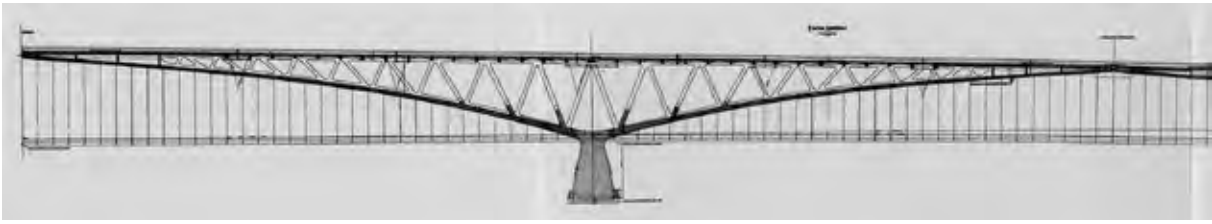


Figure 9 Veudre Bridge, elevation



Figure 10 Le Veudre Bridge

After the Veudre (Figure 9 and Figure 10) came Boutiron (Figure 11), and Châtel-de-Neuve Bridges which were very successful and did not give any of the troubles that Freyssinet had to solve in Veudre. He would say later *"It was a source of great pleasure to me to be able to go back and see my bridge from time to time. From 1907 to 1911 Le Veudre had been constantly on my mind. I have always loved it more than any other of my bridges and of all the bridges destroyed in the war it is the one whose loss distressed me most"* [17].

He also wrote about the feeling when he finished a bridge: *"Je ne sais s'il existe une joie plus grisante que celle du constructeur qui, étudiant sans complaisance son œuvre terminée, ne lui découvre aucun défaut. Quelle récompense à ses efforts. Il est Dieu au septième jour"*² [17].

The conclusion of these bridges was the end of a phase of Freyssinet's professional career. With the solution of these problems he received the Caméré price in 1908, one of the most renowned prices for engineering in France, and he became a well known engineer. He then established a close relation-

ship with Claude Limousin, who could see the great value of this very young engineer. He first took the construction company "Mercier, Limousin et Cie, Procédés Freyssinet", that later came to be named "Limousin et Cie, Procédés Freyssinet". Until 1928 he then dedicated his work to develop new solutions without other economic or administrative problems, but took over completely on the design and organisation of the constructions. At this point a new part of the personal and professional life of Eugène Freyssinet started.

Freyssinet was married in 1916 when he was 37 to a younger woman of 21, Jeanne Martin-Cheu-



Figure 11 Boutiron Bridge

³ In English: *Nothing can be more intoxicating than the joy experienced by the builder who, when he looks dispassionately at the finished piece of work, can find nothing wrong with it. What a reward for his labours. It is like being God on the seventh day.*



Figure 12 Reinforcement of a rudder for a reinforced concrete boat



Figure 13 Nave of the Aciéries de Caen



Figure 14 Conoidal vaults of 50 m span at the Factory for the National Radiator Company, 1928

tin, from now Mme Freyssinet. She made his passion and his happiness hers and this allowed him to dedicate his complete efforts to his passion of being a builder. She felt totally involved in his work and went with him everywhere, listening to explanations he would give after long sessions. He confided in her as his only real friend and as she herself said, she would have laid down her life if it could have made her husband's dreams into reality [2].

The first part of this new aspect of his life he dedicated to master the use of reinforced concrete. He developed solutions for industrial buildings, for water tanks, for silos, even for walkways using reinforced concrete. Due to the lack of the material and the high cost of steel, many elements were then made of concrete, like boats [18] or even railways carriages for guns [16] (Figure 12).

Freyssinet started to build with Limousin a large number of industrial buildings. He developed for these buildings new solutions like floors for large loads of about 2.000 kg/cm^2 in reinforced concrete, solutions for large spans and the possibility to have movable cranes, or even roofs built with shell solutions. He created architectural spaces even without noticing it himself. Only later when architects reviewed some of the spaces he created at this time they realised the similarities with other large traditional buildings in basilica style.

The example that stands out is the building for the Aciéries de Caen with a nave of 25 m wide, 25 m height and 80 m length, Figure 13. Later in 1936 he would write in *Architecture d'aujourd'hui* [19]: *"I think that Marcel Magne was the first to draw attention to one of my creations when he published specially some photographs of the foundry hall at the Caen steelworks. This hall has some fairly unexpected forms which are consequence of my having done my best to adapt a building to the requirements of an industrial process which requires heavy and complex machinery."* This is another example of how a good and detailed design works, taking into account all aspects of the requirements and the construction many times brings out also beautiful solutions.

Creating new solutions for these industrial buildings he also used concrete shells at the very early times when these solutions were under development. He started using shell solutions already in 1915 at the Verrières du Centre, a glassworks company and used multiple solutions

of shells until the end of 1920s. He built folded vaults, cylindrical vaults, and also conoidal vaults to a span of 60 m in the factory at Aulnay-sous-Bois (Figure 14).

In one of his works on shells he designed the tie to be prestressed in the Hangar of Palyvestre in Toulon in 1926. He used, for a 55 m span, a tie that was connected to the triangulated truss. He introduced the forces with the help of jacks in the nodes of the truss. The use of this prestressing was necessary to reach longer spans [20] (Figure 15).

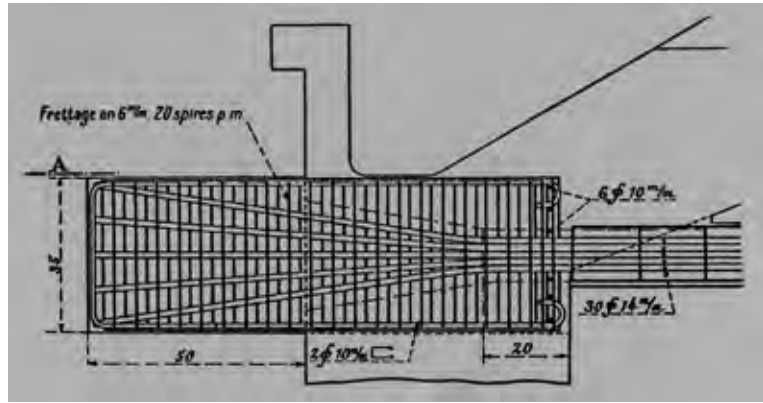


Figure 15 Prestressed tie at the hangars d'avions de Palyvestre, Toulon

It is important to note that most of the shells developed by Freyssinet were designed and built before the great evolution of shell construction, with great engineers like, among others, Maillart, Nervi, Torroja, or Dischinger at the end of 1920s and from 1930s. Freyssinet followed his works on shells with two exceptional works for railway stations. He designed and built the vaults for the Austerlitz Station in Paris in 1928. He built three parallel vaults with large openings, the side ones smaller and at a different level, and he added also a vaulted canopy (Figure 16 and Figure 17).



Figure 16 Vaults at the Gare d'Austerlitz, central vaults

The most important shell that Freyssinet built was the Hangars at Orly, built between 1921 and 1923. They were unfortunately destroyed in the Second World War. Albert Laprade later commented that Freyssinet told him that his success was due to a dreadful mistake made by the Société Limousin when the contract was awarded. It seemed that the operation would be a ruin when he thought of the idea of a single centring that would move sideways [21]. This principle was used by Saint-Bénézet when he built the Bridge of Avignon.



Figure 17 Vaults at the Gare d'Austerlitz, canopies

The novelty of Orly was that the concentration during the design was primarily done for the ease of construction [22]. Once again it was expressed the genius of a



Figure 18 Orly Hangars during construction

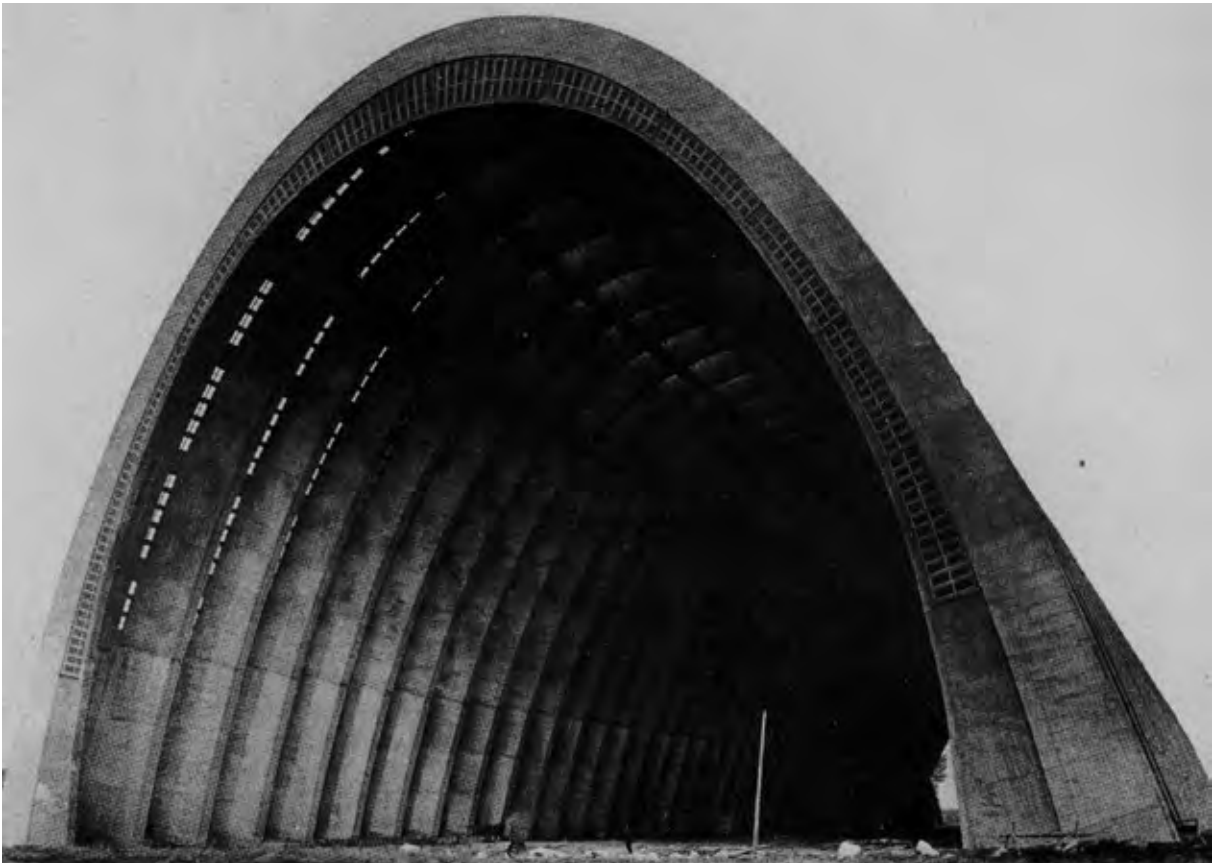


Figure 19 Orly Hangars finished

man that combined design, planning and construction methods. Only in this way it was possible to create such an incredible structure with so many novelties in the design and construction. He did not take special care for the aesthetics of the design, but he achieved one of the most impressive spaces and buildings

ever built, as was written by anyone that could enter the building like Urban Cassan or Jaques Fougerolle. He left a question on this aspect, still today unanswered: *"How can an emotional response of this nature, essentially moral in outlook, arise from using mechanical means to achieve entirely utilitarian ends?"* [22].



Figure 20 Villeneuve-sur-Lot Bridge finished

The twin hangars had 88 m span, 55 m height and 300 m length. They were designed as a double curvature folded vault (it was formed by 40 folds of 7.5 m width), built in reinforced concrete with a thickness of only 8 cm and thus many times more slender than the shell of an egg (Figure 18). He used the best concrete that he could prepare at the time with 350 kg of cement and 1.000 kg of gravel and natural sand. It was vibrated by means of repeated shocks to the moulds. He used wooden moulds strengthened with steel trusses. The movement of the moulds had to adapt the concrete pouring process and therefore they had to be industrialised for easy movement. They managed to complete a full cycle in one week (Figure 19).

The Hangars at Orly were world record and highly innovative at the time in many ways like the quantity of concrete for the volume of the building, speed in construction, the use of quick hardening concretes and the use of new mix designs.

Besides the work in buildings Freyssinet also continued during this period his work in bridges. He built some special bridges like the Villeneuve-sur-Lot Bridge, the Candelier Bridge, the St. Pierre-de-Vauvray Bridge and the Plougastel Bridge.

One of the most important bridges in this period is the Villeneuve-sur-Lot Bridge, built between 1914 and 1919. It was a world record arch in concrete with a single span of 100 m with a rise of 13 m, built with twin concrete arches, brick layered concrete spandrel piles and precast concrete slabs and in situ concrete for the deck (Figure 20).

Shortly later, in 1923 he built the St. Pierre-de-Vauvray Bridge that was world record for a concrete bridge with a span of 131.5 m, and the Candelier Bridge was also the longest span, with 64 m, for railway bridges.

St. Pierre-de-Vauvray Bridge (Figure 21) was another type of concrete arch. It had a suspension deck under the concrete arch. Even the transverse beams were designed as concrete trusses. The suspension ties were steel bars covered by concrete. The bridge was destroyed during the Second World War.

The Candelier Bridge (Figure 22) was another design of an arch bridge, in this case for very high loads for railways. It was started in 1914 and finished in 1921. The twin arches depth increased closer to the abutments from 0.50 m to 1.35 m. Freyssinet reached very high compressive stress-



Figure 21 St. Pierre-de-Vauvray Bridge



Figure 22 The Candelier Bridge

es, as far as 164 kg/cm^2 at the hinges which forced him to use very good concrete for the time. The use of steel was reduced by half, what the directive of 1906 then also considered very restrictive [23].

Freyssinet then started in 1924 one of his greatest works – the Plougastel Bridge (or the Albert Loupe Bridge as is the official name) on the Elorn Estuary, very near Brest (Figure 23). It is his most outstanding achievement in reinforced concrete bridges. It was built for both road and railway traffic. It was a world record of span of 188 m,

between axis of the piles, that followed the also world record spans of Villeneuve-Sur-Lot Bridge with 100 m span and the St. Pierre-de-Vauvray Bridge with 131.5 m [24]–[26]. At that moment everyone thought that to achieve these spans was impossible. Freyssinet not only demonstrated that the span was possible but also used some revolutionary construction methods. Freyssinet considered that “*Plougastel arches were perfectly classical*” and constituted “*a simple continuation of the tradition of bridges in dressed stone adapted to the requirements of modern activities*” [26].

The price tendered by Limousin for the bridge was very low compared to any other similar bridge at the time. There is where the genius of Freyssinet brought innovative constructions methods that were very innovative at the time and that were so simple that were after Freyssinet's time used regularly. He reached every small detail in the whole work, from the design to the definition of the auxiliary methods or the definition and fabrication of the concrete. Seailles said that his methods *"always seem audacious when compared with his predecessors but are simple, logical and elegant when considered by themselves"* [27].

Among the construction methods used the most important were the design and construction of a cable transporter, with a total span of 800 m that Freyssinet used in all the construction. It was even controlled by an independent driver and not from the ground as they were normal then. He also built the foundations with two floatable cofferdam caissons. The foundations were designed as shells and there his colleague Coyne, who was the general manager at the job, had all the necessary experience to use these shells to the construction of dams in which he became the best designer in the world. The springing of the arches were built with a technology of an incremental symmetrical construction what is a clear start of what has been later widely used for the construction of bridges. To control the deflections in this first stage due to self-weight and the centring he used tensioned ties that he stressed using screw jacks. He used this technology of imposed deformations already in the test arch in the Veudre, at the Palyvestre Hangars and in the canopies of Austerlitz (Figure 24).

Even more impressive was the design and construction of the floating movable centring that he used for the construction of the three arches (Figure 25). It was a wood and steel arch of a span of 170 m with wood planks nailed together and with tension ties that allowed to adjust the deflections



Figure 23 Plougastel Bridge

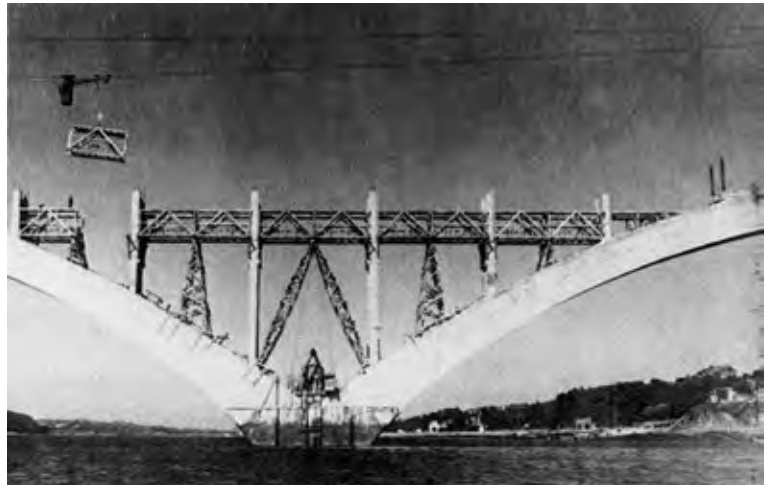


Figure 24 Springing of the arches and cable car



Figure 25 Centring of the Plougastel Bridge floating for the next arch

if needed. The adjustment of the centring was made using jacks that stressed and shortened the cables of the ties. Even for the reconstruction of an arch after the Second World War, after 20 years of the construction, no better method could be found.

The steel in the arch was merely 23 kg/m^3 . The design compressive stresses were 32 kg/cm^2 for

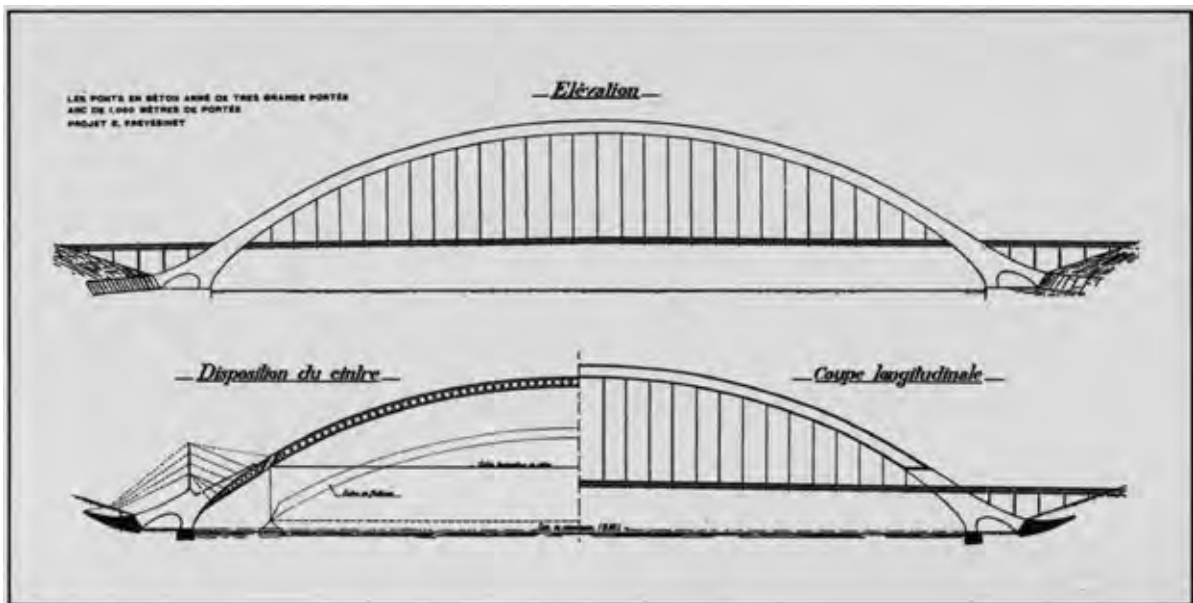


Figure 26 Design from Freyssinet for a 1.000 m arch

self-weight, 10 kg/cm² for slab weight, 20 kg/cm² for imposed loads and 13 kg/cm² for shrinkage and temperature, which gave a maximum of 75 kg/cm².

During the construction of the Plougastel Bridge Freyssinet did very detailed tests to confirm his ideas on the deformation of concrete under load which he published later and was the start of the acknowledgment of these effects. These investigations were a key factor for the industrial development of prestressed concrete that he did in the following years [28]–[30] (Figure 28).

Both Coyne and Freyssinet thought that, after the construction of Plougastel Bridge, it would be clearly possible to build a reinforced concrete arch of 400 m span and even they did a conceptual design of a bridge with an arch of 1.000 m span. Freyssinet thought that this was possible without a further development of the technology as they had done at the time. Unfortunately, he never had the possibility to build this structure (Figure 26).

5 Prestressed concrete

When the technical and industrial limitations that held back the first ideas about prestressed concrete were solved, a new breakthrough in construction was quickly developed. While this breakthrough brought in-depth change to construction as a whole, it absolutely revolutionised

concrete construction. Until that time, concrete had been an inert, passive material whose scant tensile strength inevitably induced cracking, the source of its ready deterioration.

Thanks to prestressing, concrete became an active, high compressive strength, isotropic product. This new, fine and highly durable material led in turn to the development of high strength steels and concrete with high early age compressive strength.

The idea of external compression is integrated in the history of construction. Even the arch can be considered a form of prestressing made by the gravity and the form of the structure.

The application of prestressing to concrete was not an easy task as engineers did not realise the importance of the special considerations that needed to



Figure 27 Test arch of the Veudre Bridge

be done for concrete as are the rheological effects and also the importance to develop high strength steel that could solve the problem.

Freyssinet made a prestressed tie for his test arch for his Pont du Veurdre (Figure 27) in 1908 in which he prestressed high elastic 8 mm wires anchored in wedges in pairs to achieve a total force of 2.500 tonnes to a stress of 70 kg/mm² and introducing to the concrete a compression of 150 kg/cm². Magnel also used the idea of anchoring wires in pairs in his later developments of prestressing [16].

Many years after the application of prestressing these tests they were the base of the discussion for the invention of prestressing [31], [32]. After those years every book or publication on prestressing had a description based on the country where the authors belonged more than the scientific information of the research [33], [34].

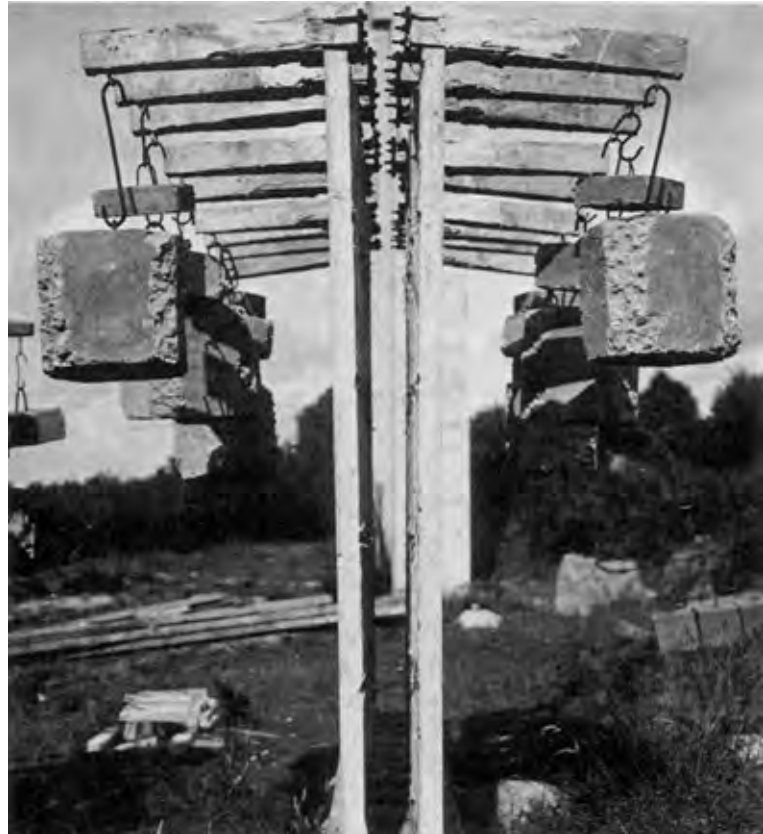


Figure 28 Freyssinet concrete tests at the Plougastel yard, 1928

Eugène Freyssinet, in an unpublished manuscript, wrote: *"One day it suddenly dawned on me that although I could not force concrete to adapt to steel strain without breaking, I could pre-impose concrete strain on steel. All it would take would be to impose higher total tensile stress on all of the reinforcement as a whole so that even if it adapted to any further concrete strain, it would still be permanently compressed"* [2].

The idea of prestressing first came to Freyssinet in 1903 when he visited the cantilevers built by Rabut in Paris. Since this date he kept this idea in mind and applied it partially in his works and helped him to solve all the technological problems that lead to the success in the application of prestressing to actual works. He used it in the test arch at the Veurdre Bridge in 1908 (Figure 27), and realised the importance of the technique and the relations between the high strength steel and the deformation of the concrete. Later with Limousin they patented vibration of concrete in 1917 [35].

For 25 years he investigated the problems arising from slow deformation of cements and concrete under compression. He studied stresses, creep, the reversability of tension, the effect of grading and compaction. He also investigated the effects of temperature, humidity and moisture on shrink-

age, the influence of time for all, the lack of consistency in the modulus of elasticity, the properties of the networks of voids which exit between the hydrates, the process of crystallisation, the mechanics of curing and setting, thermal deformations, shear deformations, and all the variable parameters that influence the first hours for concrete hardening.

Freyssinet published all his investigations in a series of publications that may be interesting for the researchers [6], [26], [28], [35]–[47]. He never wrote a book with all his discoveries but he applied them in his works. He discovered in 1910 the phenomena of creep and deformation under load in the Veurdre Bridge [48], and in 1926 the variation over time of Young's modulus as a function of its strength and the load. Guyon said that it was Freyssinet who brought light definitely to the phenomenon of creep deformation and formulated its laws after his experiments in Plougastel (Figure 28) [49]. He performed some very detailed tests when he built the Bridge of Plougastel in 1928. Later he refuted in 1930 the theory by Mesnager that concrete had a constant modulus of elasticity.

On 2nd October 1928, at the age of 50, Freyssinet took a serious personal decision. He decided to put at risk all he had achieved and dedicate all his efforts to the development of prestressed con-

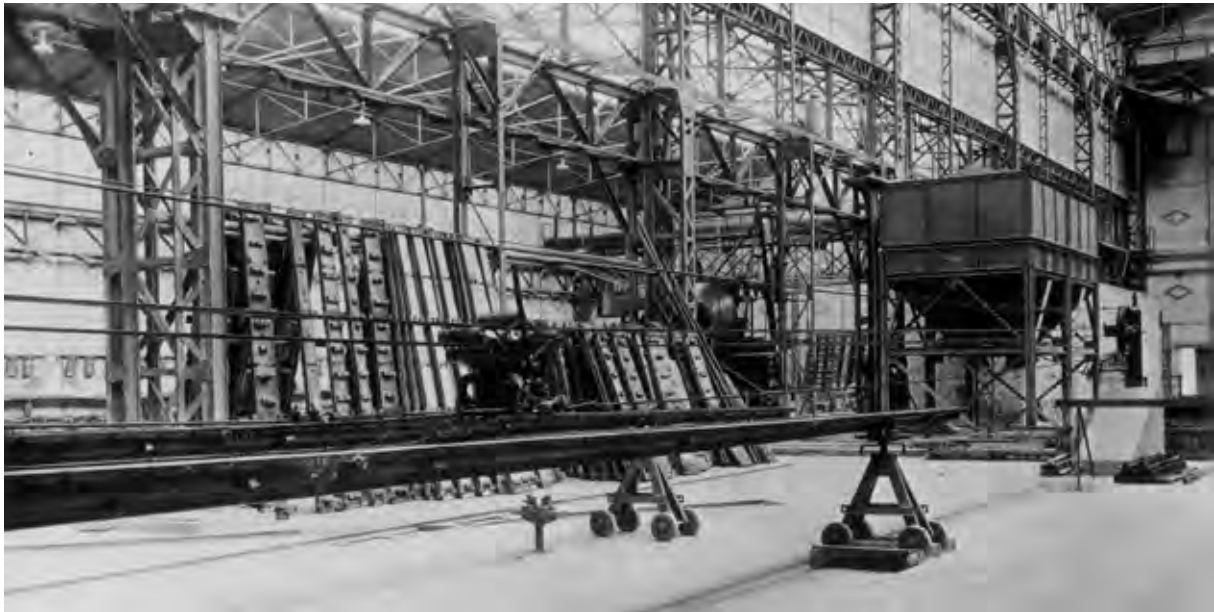


Figure 29 Precast prestressed factory for posts at Montarguis



Figure 30 Prestressing press at Montarguis

crete. His former partner Limousin with whom he had achieved great success in reinforced concrete, did not believe in the challenge and they decided to split, so he was on his own. He and his good friend Séailles submitted a patent application in Paris (later granted under No. 680 547) [50] which contained a very precise and lengthy description

of the theory of permanent pre-compression of concrete or other materials, and all the possible ways to attain it in a real-life construction or industrial environment. The die was cast. Starting absolutely from scratch, Freyssinet was to create the entire corpus of prestressing technology [51]. He founded a factory to produce precast elements with prestressed concrete at Montarguis, where he produced technically satisfactory prestressed poles (Figure 29). This process challenged even Freyssinet's immense inventive creativity. He had to come up with solutions to all the details involved in the mass production of prestressed concrete elements in place today in even the smallest factory.

He defined the exact placement of the strands, which is vital to prestressed elements, for misplacement can cause irreparable initial deformation; he designed the structure of the moulds, balancing their anchorages by varying the lever arms; he ensured the absolute accuracy of each prestressed wire with jacks and counterweights; and he devised versatile moulds whose lengths could be varied at will for de-stressing by placing anchors at the base and the top. He also developed a prestressed press for more than 1.800 tonnes. He even invented a machine capable of cold drawing the wires up to ten per cent which enabled him to reach an elastic limit of 90 kg/mm² instead of the more conventional 40 kg/mm² used then (Figure 30).

All prestressing was done by bond, his first invention for this technique and that was used by other designers later until the development of the cone anchorages. This meant that at the early stages of prestressing all elements had to be precast. In this

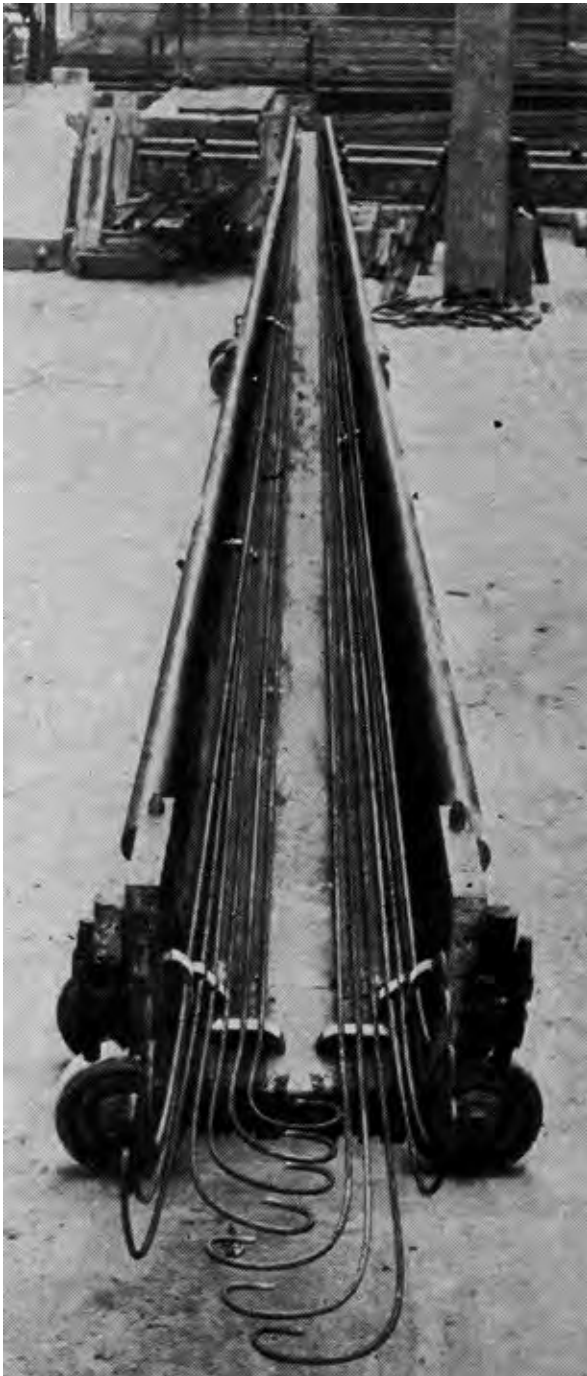


Figure 31 Anchor for precast elements at Montarguis



Figure 32 Precast prestressed posts

factory he developed many types of anchorages, some by bond and others with additional variants like: reinforcing loops (Figure 31); non-cylindrical wires; the torsion of one or more non-circular wires; the creation of protuberances in the wires and. He also developed the prestressing of tubes, using the deformation of blocks with external cables like the one he used later in Le Havre. Many of these ideas were later also patented by other researchers and some are still used even today. Freyssinet concluded that the higher the quality of the concrete the better the anchorage.

Freyssinet's concrete constituted a giant step forward in prefabrication. It's very high quality has even today yet to be matched in industrial prestressed concrete manufacturing (Figure 32). He used a special method that consisted essentially of casting the concrete in a matter of only a few seconds and then subjecting it to vigorous vibration (before and after its placement in the mould). The concrete was batched with excess water to ensure satisfactory casting and setting in the moulds, despite the large number of wires that had to be fitted into very small spaces. The excess water was then expelled by the high pressure exerted by an inner, prestressed, water-inflatable plastic mould. He achieved maximum concrete strengths of 1.000 kg/cm² and 500 kg/cm² at 16–48 hours (Figure 33).

From the technical point of view the project was a great success but from the commercial point of view it was a complete failure. In the factory, they developed elements to such high standards that there was no real need for them. They produced 16 m long poles at a rate of two per hour. The posts were ready for test the next day [6]. The economic crisis at those times lead to a total commercial disaster and steady losses. He was ruined and exhausted physically and mentally. In any case he thought that his achievements were far more relevant that those on previous years. During those years no other relevant construction was made using prestressing. The world was awaiting for a positive signal of confidence to start using this technique.



Figure 33 Flexible moulds to produce posts



Figure 34 Maritime Station at Le Havre

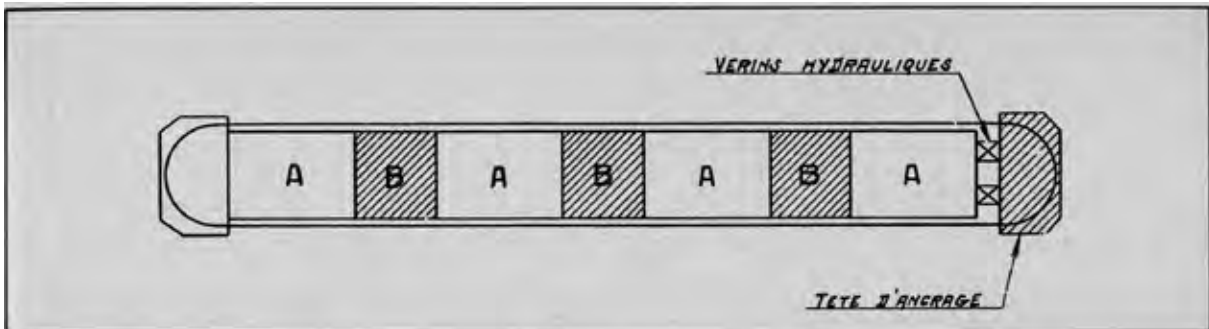


Figure 35 Idea to save the Maritime Station of Le Havre (drawing by Freyssinet in 1934)



Figure 36 Anchor blocks at the Maritime Station of Le Havre, solution for rehabilitation by Freyssinet in 1934

engaging in long-term, in-depth research or studies. Rather, priority is given to immediate performance, unlike the practice in large industries, where the decision to mass produce a given model is adopted after many years of tests, research and verification. But six months later he developed a system to save the Maritime Station at Le Havre (Figure 34) that would give prestressing the confidence to be used by anyone in the world. At that time, the Le Havre Maritime Station was sinking into the Seine at a steady rate and with no possibility of rehabilitation. He proposed an innovative solution based on his technique of prestressing. The opportunity was given by the architect Urban Cassan. Part of the structure was sinking at a rate of 25 mm a month and the differential deformations were so important that a collapse was imminent. The building was finished in the summer of 1933. No one in the technical

Freyssinet identified the primary cause to be the improvisation inherent in the world of construction, in which contractors never even consider

ential deformations were so important that a collapse was imminent. The building was finished in the summer of 1933. No one in the technical



Figure 37 Detail of holes for the piles at the Maritime Station of Le Havre, solution for rehabilitation by Freyssinet in 1934



Figure 38 Precast prestressed pipes for the Oued-Fodda project

community could find an answer to this problem. Freyssinet had the opportunity to propose a solution because there was no alternative possible and he let the Maritime Station and his own fate at a single stake [52].

The solution consisted of forming from the old foundations with some new concrete footings new elements of great length that were prestressed by means of external ties to the slabs with the help of hydraulic jacks and two anchorages of concrete at the end of the element. The cables turned at the end of the end blocks (Figure 35). The jacks developed a force of 1.000 tonnes in some cases. The link between the old and new concretes was only assured by the compression force of the prestressing. Through precast sockets in the beams large hollow cylindrical precast piles were driven and later filled with concrete (Figure 36).

They were then prestressed against the blocks with a force of 320 tonnes. The piles were produced in a similar way, even with steam curing, like the precast prestressed poles in Montarguis. At the end of 1934 with only part of the piles driven, the building had stopped to sink and the success was confirmed. Freyssinet had closed the vicious circle of innovators in which they find themselves trapped where any innovation is gambling with grave responsibilities and precedents

and the example of a previous job is always demanded [6] (Figure 37).

From this moment Freyssinet could give the instructions on how to develop prestressing by any firm in the world. At this point an entrepreneur, Edme Campenon, saw the works and proposed him to continue as partners so they could develop this technique in the future [2].

Lebelle later related that Freyssinet presented this achievement in 1936 at the Berlin Congress of Bridges with more than 1200 participants among them more than 600 German engineers [2]. He also talked there about the possibility to create 100 m span beams for bridges and to prestress the elements in all directions to create an isotropic material and of working with concretes of strengths of 800 kg/cm².

Among the most relevant new developments at this time was the first prototype of a concrete prestressed pipe to be used in Oued-Fodda in Algeria (Figure 38) between 1935 and 1939. They used a compression of the concrete under placement and an external movable mould to produce the prestressing. Pipes under licence of Freyssinet were also produced in Germany after 1939 [53].

Also in the same hydraulic work, in 1936, Freyssinet built the first prestressed bridge in history across



Figure 39 Precast prestressed beams for the Portes de Fer Bridge



Figure 40 Oelde Bridge made with prestressed beams using Freyssinet's developments

Portes de Fer Dam, with a span of 19.0 m and a width of 4.60 m. Concrete was poured to form the bottom flanges of the beams after the longitudinal reinforcement had been prestressed against the mould. The vertical struts or ties were then prestressed before the webs and the top flange were cast. All the preliminary stress was always borne by the moulds. The concrete was "*vibrated, compressed and heated to accelerate the hardening*" [54] as in all Freyssinet's projects (Figure 39).

In 1933, in Germany, Mautner, then director of Wayss und Freytag, friend of Freyssinet, prepared some tests of a bridge under his instructions and drawings. It was a 1/3 model bridge of a 60 m beam in Frankfurt and other in Dresden in 1937. The beams were produced from 1938 in Stutt-

gart. The models were very important as they were studied in detail by Mörsch who published the results and wrote a book in 1943 on prestressed concrete, the first in German [55]. The first of the bridges built with these results was the Oelde Bridge in 1938 over a highway. It was a precast prestressed beam bridge with the slab in reinforced concrete, just as Freyssinet did then, with prestressing anchored in the moulds. The abutments were also prestressed (Figure 40).

In 1939 Freyssinet invented a lightweight and powerful prestressing jack and the anchorage cones that worked as friction connections [56], [57] (Figure 41). With the jack and the anchorage he developed a new way of using prestressing and made possible all the future developments that came

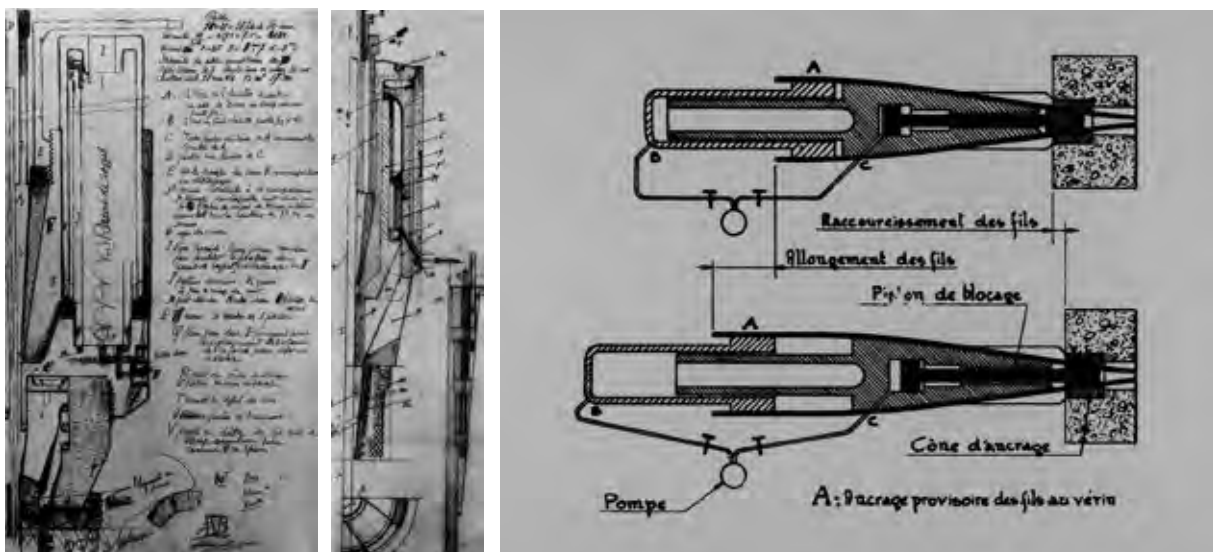


Figure 41 Schematic drawings of Freyssinet post-tensioning jack



Figure 42 Luzancy Bridge, completed

after and that allowed different and more complex construction systems. He considered it his great achievement after he had the idea to develop prestressing. This is the method that would make prestressing universal. It was a simple male cone of mortar and a female cone in steel-bound concrete.

One of the masterpieces built by Freyssinet in the decade of 1940 was the Luzancy Bridge (Figure 42). It was designed in 1939 and built during the periods 1940/41 and 1944–1946. It had to suffer from the problems of the Second World War. It is a 55 m span and 8 m width bridge, built with precast elements (Figure 43) connected with dry mortar and later prestressed in three directions (Figure 44). It was going to be the symbol of the new era of prestressed construction. It has only a depth of 1.22 m for 55 m span. It was built with integral prefabrication technique that is also the starting point of the later very popular segmental bridges. Each girder is formed of 22 sections and also the intermediate slabs, paving flags, and balustrades are precast – In total 1,016 precast elements. For Freyssinet it was a perfect structure that was elastic in every direction. The erection of the bridge (Figure 45) also demonstrated great ingenuity by means of cranes and cables without any temporary support [58], [59].

That first bridge would be the precursor to the very complex, large span, precast, structurally continuous bridges built today. Initially, all beams were verified by load tests run at the plant to determine whether the experimental deflection was consistent with the design value. The later development in the design and construction of segmental bridges has proven that this technology has been very successful since then all around the world.



Figure 43 Luzancy Bridge, precast segments



Figure 44 Luzancy Bridge, prestressing jack



Figure 45 Luzancy Bridge, erection

6 Last works

After the landmark bridge of Luzancy, on Campenon's initiative, it was created S.T.U.P. (*Société Technique pour l'Utilisation de la Précontrainte*) in 1943 specially dedicated to the development of prestressing. Later in 1949 more than 500 engineers met at the Association Scientifique de la Précontrainte to discuss this new technology.

Some years after, a new association was created to serve as a place to look forward in the developing of prestressing. It was founded of the International Federation for Prestressing FIP in 1952 at an international meeting held in Cambridge. This foundation came after the decision that is was made by the *Association Scientifique e la Précontrainte* in 1950. The persons and countries represented in this international meeting were *Rinaldi* for Italy, *Bruggeling* for The Netherlands, *Gooding* for England and *Fernandez Conde* for Spain [60]. This meeting meant the success of the works developed for more than the two previous years by a small number of eminent technicians, professors and researchers lead by *Freyssinet* from France and *Magnel* from Belgium. In the inaugural session were present: *E. Bornemann* (Germany), *G. Magnel* (Belgium and South Africa), *W. I. Jonsen* (Denmark), *E. Torroja* (Spain), *L. Goff* (USA), *B. Kelopuu* (Finland),

Y. Guyon and *J. Prempain* (France), *J. Hartmann* (The Netherlands), *P. Gooding* (UK), *F. Levi* (Italy) and *U. Bjuggren* (Sweden).

The first FIP presidents were:

- ❑ Eugène Freyssinet 1952–1958,
- ❑ Eduardo Torroja 1958–1961,
- ❑ Yves Guyon 1961–1966,
- ❑ Franco Levi 1966–1970.

The FIP merged later with the CEB (*Comité Européen du Béton* – in English: European Committee for Concrete) in 1998 to create the *fib*, the International Federation for Structural Concrete that



Figure 46 Viaduct at La Guaira Highway, centring



Figure 47 Basilica at Lourdes

continues the work today in creating and disseminating knowledge in structural concrete.

Freyssinet kept on with multiple projects, including a series of bridges similar to Luzancy, water reservoirs, and many other structures [61]. Among the most important ones were the design of three viaducts in Caracas for the La Guaira Highway for which he developed the construction method with a new light centring supported in cantilevers [62], [63] (Figure 46). He also worked in the new building at the Basilica of Lourdes with the architect Vago [64] (Figure 47).

In 1958 he built in collaboration with Baillard a very beautiful bridge at the Autoroute du Sud from Paris to Orly (Figure 48). It is a three-span bridge with a continuous box girder with variable curvature in two directions. This bridge also created a new design tendency for overpasses for highways [65].

At the age of 80 Freyssinet also designed of the Saint Michel Bridge over the Garonne in Toulouse (Figure 49). The bridge was opened in 1962 just a few months before Freyssinet's death. Even at that age Freyssinet could create a fresh design that would be the model for many future bridges. He used V-shaped piers that carried a variable depth continuous girder. He had used the idea of the triangular shape for the Luzancy Bridge and he brought it to a next level [66], [67].

Freyssinet died on 8th of June 1962, just two days after he received a congratulatory telegram from the attendees of the 4th FIP congress in Naples.

A higher passion inspired his genius [68]. He was one of the most complete engineers of the 20th century and one of the greatest builders in history [2].



Figure 48 Orly Bridge

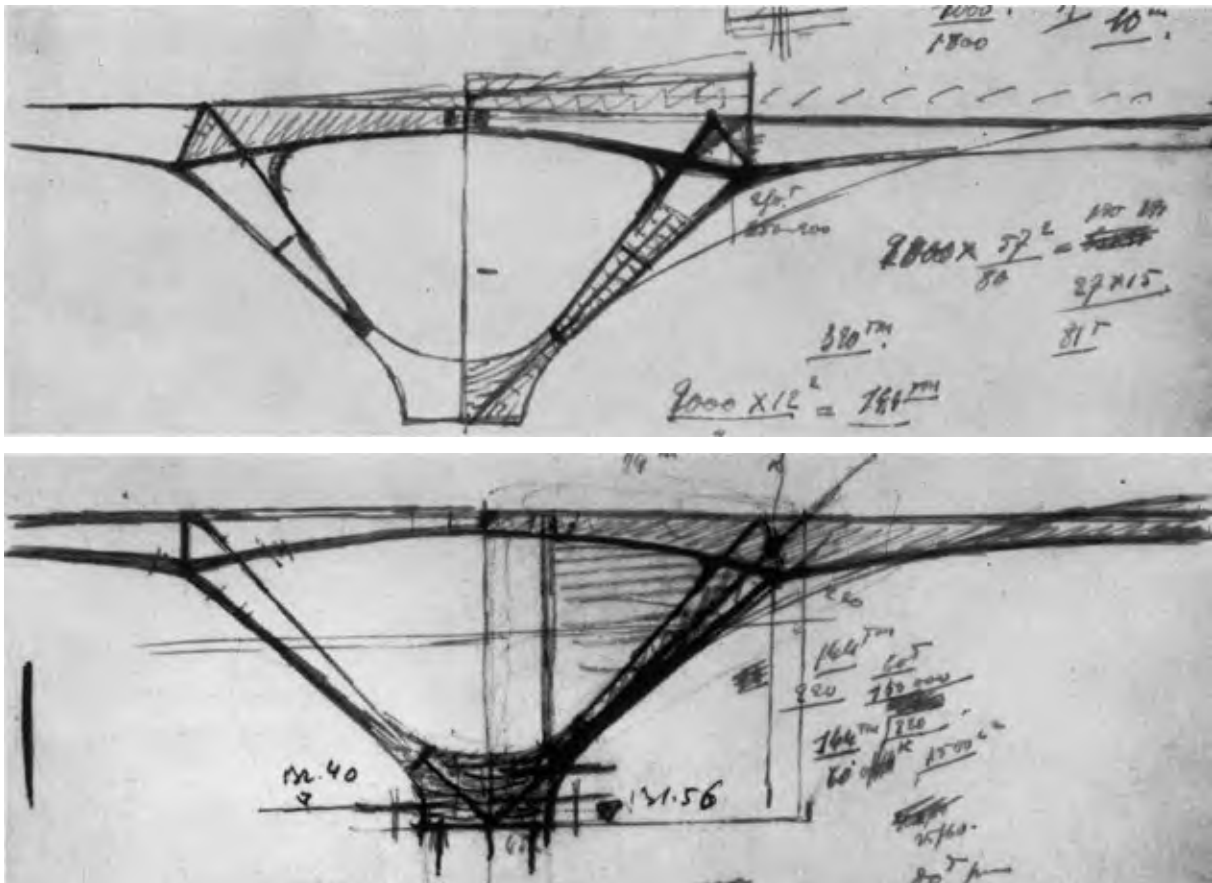


Figure 49 Saint Michel Bridge in Toulouse, sketches by Freyssinet

Bibliography

- [1] Freyssinet, E.: Souvenirs. Cent ans de béton armé. Travaux, Supplement (1949) n° %1194 bis.
- [2] Fernández Ordóñez, J. A.: Eugène Freyssinet. Barcelona: 2C Ediciones, 1978.
- [3] Grand Prix annuel d'architecture du Cercle d'Études Architecturales, décerné à André Coyne. Travaux 237 (1954) July, p. 613.
- [4] Remise a M. André Coyne (1910) de Grand Prix D'Architecture 1953 de Cercle D'Études Architecturales. La Jaune et la Rouge 76 (1954) Octobre.
- [5] In Memoriam: André Coyne. Bulletin du P.C.M. LVII (1960) 11, p. 27.
- [6] Freyssinet, E.: Naissance du béton précontraint et vues d'avenir. Revista de Ingenieria/Travaux (1954) June/August.
- [7] Archive J. A. Fernandez Ordoñez.
- [8] Buron, M.; Fernandez-Ordoñez, D.: Evolución de la prefabricación para la edificación en España. Medio siglo de experiencia. Informes de la Construcción, 1997.
- [9] Fernández Ordóñez, J. A.: Arquitectura y Representación. Seminario de Prefabricación, Madrid: Cuadernos para el Diálogo, 1973.
- [10] Fernández Ordóñez, J. A.: Eugène Freyssinet, 24 después de su muerte. Quaderns d'Arquitectura i Urbanismo n° %1171 (1986) octubre-diciembre.
- [11] Guyon, Y.: A tribute Eugène Freyssinet. Chambre Syndicale Nationale des Constructeurs en ciment armé et béton précontraint, 1963.
- [12] Caquot, A.: Eugène Freyssinet (1899), a great builder. La Jaune et la Rouge n° 1166 (1962) December.
- [13] Freyssinet, E.: Journées Internationales de la Précontrainte. Travaux (1949) August.
- [14] Freyssinet, E.: La Marne. La Marne, Meaux, 29.6.1949.
- [15] Lebel, M. P.: Jubilé de M. E. Freyssinet. Travaux 38 (1954) Aout, no. 238.
- [16] Freyssinet, E.: Cent ans de béton armé. Travaux 194 (1949).
- [17] Freyssinet, E. : Naissance du béton précontraint et vues d'avenir. Revista de Ingenieria/Travaux (1954) June/August.
- [18] Freyssinet, E.: Construction de coques en ciment armé. chez Congress de L'Association Française pour l'avancement des Sciences,

- Rouen, 1921.
- [19] Freyssinet, E.: Caen. Architecture d'Aujourd'hui (1936) 11.
- [20] Freyssinet, E.: Les hangars d'avions du Plyvestre près de Toulon. *Genie Civil* (1927) August, p. 201.
- [21] Laprade, A.: Adieu à Eugène Freyssinet. Bulletin of the Société des Architectes Diplômés par le Gouvernement (1962) June.
- [22] Freyssinet, E.: Les Hangars à dirigeables de l'aéroport d'Orly. *Le Genie Civil* (1923) September–October.
- [23] Freyssinet, E.: Le Pont Candelier. Paris: A. Dumas, 1923.
- [24] Coyne, A.: Le pont en béton armé Albert Louppe, sur l'Elorn, entre Brest et Plougastel. *Le Génie Civil* (1930).
- [25] Séailles, J. C.: Le pont en ciment armé de Plougastel. *La Nature*, 1.4.1928.
- [26] Freyssinet, E.: Les ponts en béton armé de très grande portée. *Mémoires de la Société des Ingénieurs Civils de France* (1930) July–August.
- [27] Séailles, J. C.: Le pont en ciment armé de Plougastel. *La Nature*, 1.4.1928.
- [28] Freyssinet, E.: Etudes sur les déformations lentes des ciments ou retraits. chez First International Congress on Reinforced Concrete, Liège, 1930.
- [29] Freyssinet, E.: Société des Ingénieurs Civils de France. (1930) July–August.
- [30] Freyssinet, E.: Principes d'une théorie du retrait du ciment. chez Congrès de l'Association internationale des Ponts et Charpentes, 1932.
- [31] Freyssinet, E.: Vue d'ensemble sur l'utilisation des précontraintes: techniques actuelles. *Travaux* (1944) March.
- [32] Freyssinet, E.: Une révolution dans l'art de bâtir: les constructions précontraintes. *Travaux* (1941) November.
- [33] Zilch, K.; Weiher, H.: 120 Jahre Spannbetonbau – von Doehring und Jackson bis heute. *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008) 6, pp. 422–443.
- [34] Dobell, C.: Patents and Codes Relating to Prestressed Concrete. *Journal of the American Concrete Institute* 46 (1950) May, pp. 713–722.
- [35] Freyssinet, E.: Influence de la quantité d'eau de gachage sur la qualité des bétons, examiné du pont de vue des chantiers. *Génie Civil* (1928) July.
- [36] Freyssinet, E.; Coyne, A.: Observations sur une maladie des bétons de ciment fondu. *Génie Civil* (1927) March.
- [37] Freyssinet, E.: Possibilité de substitution de voûtes en béton aux ouvrages métalliques de toute nature pour la réalisation de très grandes portées. chez First International Congress on Reinforced Concrete, Liège, 1930.
- [38] Freyssinet, E. chez Premier Congrès International des Pont et Charpentes, Paris, 1932.
- [39] Freyssinet, E.: Idées et voies nouvelles. Extrait de *Science et Industrie*. Editions Construction et Travaux Publics (1933) January.
- [40] Freyssinet, E.: D'une théorie générale de la prise des liants hydrauliques; les phénomènes de retrait et déformation lente des bétons et mortiers. *Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* (1934) July.
- [41] Freyssinet, E.: A Revolution in Concrete Techniques Bulletin de la Société des Ingénieurs Civils de France (1935) September.
- [42] Freyssinet, E.: Une révolution dans les techniques de béton. Bulletin de la Société des Ingénieurs Civils de France (1935) September.
- [43] Freyssinet, E.: Progrès pratiques des méthodes de traitement mécanique des bétons. chez 2ème congrès de l'Association Internationale des Pont et Charpentes, 1936.
- [44] Freyssinet, E.: Exposé d'ensemble de la situation actuelle du béton précontraint. Société Royale Belge des Ingénieurs et Industriels (1946) May.
- [45] Freyssinet, E.: Importance et difficultés de la mécanique des bétons. chez Premier Congrès du Béton Précontraint, Gand, 1950.
- [46] Freyssinet, E.: Sur le rôle et l'importance des déformations non élastiques du Béton Précontraint. chez Journées internationale de l'Association Scientifique de la Précontrainte, 1950.
- [47] Freyssinet, E.: L'Amélioration des Constructions en béton armé par l'introduction de déformations élastiques systématiques. *Genie Civil* (1928) September.
- [48] Courbon, J. chez 7th Session of the A.S.P., Paris, 1964.
- [49] Guyon, Y.: *Béton Précontraint*. Paris: Leon Eyrolles, 1951.
- [50] Freyssinet, E.; Seailles, J. C.: Procédé de Fabrication des Pièces en Béton armé d'Eugène Freyssinet. France Patent 680547, 2.10.1928.
- [51] Freyssinet, E.: Birth of Prestressing. chez Chambre syndicale des constructeurs du Béton Précontraint de France, Paris, 1954.
- [52] Freyssinet, E.: L'Idée française de précontrainte révolutionne l'art de construire. *Travaux* (1957) juillet.
- [53] Freyssinet, E.: Vue d'ensemble sur l'utilisation des précontraintes: techniques actuelles. *Travaux* (1944) March.
- [54] Freyssinet, E.: Une révolution dans l'art de bâtir: les constructions précontraintes. *Travaux* (1941) November.

- [55] Mörsch, E.: Spannbetonträger. Stuttgart: Wittwer, 1943.
- [56] Robinson, J.: Eugène Freyssinet. Annales des Pont et Chaussées (1963) July–August.
- [57] Freyssinet, E.: Exposé d'ensemble de l'idée de précontrainte. Paris: Institut Technique de bâtiment et des Travaux Publics, 1949.
- [58] Freyssinet, E.: Préfabrication et bâtiment. Bâtir (1953) January.
- [59] Freyssinet, E.: Journées Internationales de la Précontrainte. Travaux (1949) August.
- [60] Journées Internationales 1950 de l'Association Scientifique de la Précontrainte. chez Association Scientifique de la Précontrainte, Paris, Rouen, Le Havre, 1950.
- [61] Freyssinet, E.: Ponts en Béton Précontraint. chez Congres de la Societé Technique pour l'Utilisation de la Précontrainte, Paris, 1948.
- [62] Freyssinet, E.: Three monumental bridges built in Venezuel. Civil Engineering (1953) March.
- [63] Muller, J.: How the three bridges were designed. Civil Engineering (1953) March.
- [64] Chaudesaigues, J.: La basilique souterraine de Lourdes. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment des Travaux Publics (1959) July–August.
- [65] Gaillard, D. B. J.: Le Pont n°10 à Orly. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (1960) January.
- [66] Le Pont Saint-Michel commence sa carrière. La Dépêche du Midi, 28.3.1962.
- [67] Réalisations françaises récentes en matière de béton précontraint. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (1962) May.
- [68] Robinson, J. R.: Necrologique E. Freyssinet. 1962.

■ Brücken ■ Ingenieurbau ■ Hochbau ■ Straßenplanung

DITTMANN+INGENIEURE
BAUPLANUNG GMBH+CO.KG

Tragwerksplanung, Statik, Schal-, Bewehrungs- und Werkstattpläne
Planung für Spezialtiefbauten, Baugruben und Sondergründungen
Sondervorschläge
Objektplanung
Sanierungsberatungen
Bauwerksvershub
Ausschreibung und Vergabe
Objektüberwachung
Brückenprüfungen
Gutachten für Schäden an Gebäuden und im konstruktiven Ingenieurbau
Prüfungen für bautechnische Nachweise im Eisenbahnbau

Zur Verstärkung unseres Teams in
Dresden und Bad Homburg suchen
wir Ingenieure und Konstrukteure.



Büro Dresden | Am Brauhaus 1 | 01099 Dresden
Büro Bad Homburg | Kaiser-Friedrich-Promenade 29 | 61348 Bad Homburg v. d. H.
www.d-ing.de



ÜBER 50 JAHRE
ERFAHRUNG
IM BRÜCKENBAU



FACHBEREICHE



GEOTECHNIK



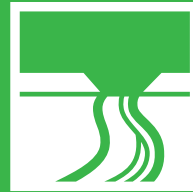
HOCHBAU



INGENIEURBAU



VERKEHRS-
ANLAGEN



WASSERBAU

Planen. Beraten. Realisieren.

PLANEN



GESAMT-
PLANUNG



TRAGWERKS-
PLANUNG



OBJEKT-
PLANUNG



SANIEREN |
DENKMALPFLEGE

PRÜFEN



PRÜF-
INGENIEUR



BAUWERKS-
PRÜFUNG



BAUTECHNISCHE
PRÜFUNG

BERATEN



ANALYSEN |
STUDIEN



GUTACHTEN |
BERATUNG



LÄRM-
MINDERUNG



TUNNEL-
SICHERHEIT

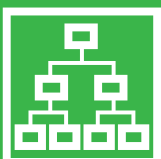


BRANDSCHUTZ



WÄRME- |
SCHALLSCHUTZ

REALISIEREN



PROJEKT-
MANAGEMENT



VERTRAGS-
MANAGEMENT



BAULOGISTIK



AUSSCHREI-
BUNG | VERGABE



SIGEKO



BAUOBERLEITUNG |
BAUÜBERWACHUNG

- + Berlin
- + Bitterfeld
- + Dresden
- + Darmstadt
- + Erfurt
- + Freiburg
- + Großostheim
- + Hamburg
- + Karlsruhe
- + Köln
- + Leipzig
- + Mainz
- + München
- + Stuttgart
- + Würzburg

Realisierung der Kienlesbergbrücke in Ulm – gestalterische und bauliche Herausforderungen im komplexen Baukontext

Prof. Dr.-Ing. Jan Akkermann

Hochschule Karlsruhe / KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH, Karlsruhe

Dipl.-Ing. Bartłomiej Halaczek

Knight Architects, High Wycombe, Bucks, UK

1 Die neue Ulmer Tramlinie 2

1.1 Trassierung und Baufeld

Mit der Entscheidung der Stadt Ulm im Mai 2015, die nordwestlich gelegene „Wissenschaftsstadt“, in der sich seit über 30 Jahren ca. 12.000 Studierende und 11.500 Arbeitnehmer in kreativer Synergie gegenseitig vernetzen, durch eine zweite Stadtbahnlinie zu erschließen, wurde die größte Verkehrsinfrastrukturmaßnahme der Stadtgeschichte begonnen. Für die neue Tramlinie 2 ist eine Querung des zwischen Innenstadt und Kienlesberg gelegenen Gleisfeldes der Deutschen Bahn (DB) erforderlich. Bislang werden in diesem Bereich die nördlichen Stadtgebiete durch ÖPNV mit Buslinien über die historische, denkmalgeschützte Neutorbrücke erschlossen.

Ulm ist ein hochfrequentierter Verkehrsknotenpunkt der DB. Nördlich des Ulmer Hauptbahnhofs (Bild 1) kreuzt die neue Tramlinie über eine Länge von gut 270 m die alten Personenstrecken nach Stuttgart (Filstalbahn) und Aalen (Brenzbahn), die Gütergleise zum Ulmer Güterbahnhof sowie zudem das neue Trogbauwerk zum Portal des Alabastertunnels der zukünftigen Neubaustrecke Stuttgart–Ulm. Für Letzteres sind

Umverlegungen der bestehenden Personenstrecken notwendig.

Im Kontext dieser zwischen 2014 und ca. 2021 durchgeführten Streckenbaumaßnahmen der DB ist zeitgleich der für die Tramlinie 2 erforderliche Brückenbau als Straßenbahnüberführung zu realisieren. Neben dem zweigleisigen Straßenbahnverkehr soll die Brücke zukünftig auch durch Fußgänger und Radfahrer sowie durch Busse als Schienenersatzverkehr genutzt werden. Sowohl die aktuelle als auch die spätere Gleistrassierung der DB mit zu berücksichtigenden Lichtraumprofilen als auch die für den Straßenbahnbetrieb der Stadtwerke Ulm (SWU) erforderlichen Randbedingungen an Trassierung und Gleisgradienten gaben einen äußerst engen, stark inhomogenen Geometrierahmen für den Brückenentwurf vor.

Gleichzeitig ist das neue Brückenbauwerk städtebaulich prägend für die Wahrnehmung der Ulmer Innenstadt. Die neue Brücke ist dem Innenstadtpanorama vom nördlichen Kienlesberg aus betrachtet vorgelagert. Ferner wird die Brücke sowohl von den benachbarten Straßenbrücken, der Neutorbrücke und der Ludwig-Erhard-Brücke, als auch vom unterführten Personenverkehr der DB stark wahrgenommen.

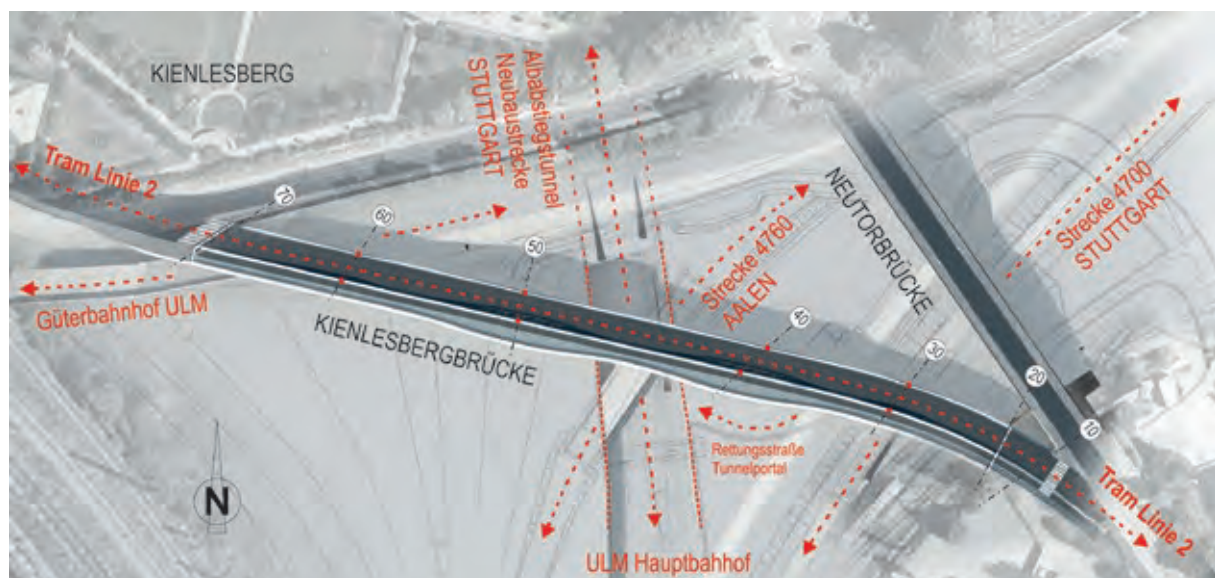


Bild 1 Lage der neuen Tramlinie 2 über dem Streckennetz der Deutschen Bahn

Grafik: Knight Architects | KREBS+KIEFER



Bild 2 Wettbewerbsmodell des Brückenentwurfs 2011

Foto: Jan Akkermann

Im Folgenden werden die Planung und die Realisierung dieses in vieler Hinsicht besonderen Brückenbauwerks vorgestellt. Der Bericht basiert hierbei auf den detaillierten Ausführungen in [1], [2] und insbesondere [3], denen weiterführende Angaben zu entnehmen sind.

1.2 Gestaltungswettbewerb

Aufgrund der sowohl gestalterisch-städtebaulich exponierten Lage und der komplexen Geometriesituation als auch der zu berücksichtigenden Zwangspunkte im Bauablauf entschloss sich der Bauherr der neuen Tramlinie, die Stadtwerke Ulm (SWU), für die Planung der Brücke einen begrenzt offenen Wettbewerb mit Präqualifikation auszusprechen, aus dem 2012 die später auch mit der Planung beauftragte Arbeitsgemeinschaft aus KREBS+KIEFER Ingenieure und Knight Architects als Sieger hervorging [4]. Im Rahmen der Wettbewerbsbearbeitung (Bild 2) wurden bereits die wesentlichen gestalterischen und funktionalen Ideen entwickelt, um den komplexen Projektanforderungen gerecht zu werden. Das Bauwerk erhielt den Namen „Kienlesbergbrücke“.

2 Bauwerksentwurf: “form follows function”

2.1 Städtebaulicher Kontext

Mit der Gründung der Hochschule für Gestaltung 1953 steht Ulm in der direkten Design-Tradition des Bauhauses. So wurde bereits in der Wettbewerbsentscheidung viel Augenmerk auf die architektonische Gestaltung im städtebaulichen Kontext gelegt. Die Kienlesbergbrücke wird aufgrund ihrer exponierten Lage über dem Gleiskörper aus vielen Perspektiven erfahrbar sein und schon allein deswegen zu einer Landmarke werden. Der Wunsch des Bauherrn richtete sich aber auf ein unaufdringliches Bauwerk, das elegant und funktional ist und das sein Umfeld nicht dominiert. Auf keinen Fall durfte die Brücke in Konkurrenz zur benachbarten historischen Neutorbrücke stehen, einem denkmalgeschützten, genieteten Fachwerk mit Überspannung [1].

Die Querschnittsaufteilung ist eher ungewöhnlich. Zur Vermeidung von Gefahrenbereichen an Kreuzungspunkten sah die städtebauliche Konzeption einen einseitigen, 4,0 m breiten Geh- und

Radweg auf der Südseite der Brücke neben den zwei 4,15 m breiten Straßenbahngleisflächen vor (Bild 1). Hierdurch wird der Brückenquerschnitt in seiner Nutzung stark asymmetrisch.

Die asymmetrische Aufteilung bietet speziell für den Fußgänger enorme Vorteile. Der 270 m lange Geh- und Radweg zieht sich an der Südseite der Brücke entlang und eröffnet seinen Nutzern ein weitläufiges Panorama mit bester Sicht auf den Hauptbahnhof, die Altstadt und das berühmte Münster. Ähnlich wie bei der Neutorbrücke krägt das Fuß- und Radwegdeck vom Haupttragwerk seitlich aus, so dass die Haupttragglieder die Sicht zur Stadt nicht behindern. Die Brücke sollte auch Gelegenheit zum Verweilen bieten. Hierfür wird das Fußgängerdeck stellenweise lokal verbreitert und das Gelände mit einem breiten Holzhandlauf ausgestattet. Die Aufenthaltsqualität wird durch ein abgestimmtes Licht- und Farbkonzept unterstrichen.

2.2 Geometriezwangspunkte als Gestaltungsleitfaden

Sowohl die Gradienten als auch die Trasse der Brücke wurden durch die Verkehrsplanung der Tramlinie definiert. Entscheidende Trassierungszwangspunkte waren hierbei die Anschlüsse im Südosten, wo die Brücke an die Rampe der historischen Neutorbrücke anschließt, sowie im Nordwesten am Felshang des Kienlesbergs. Hierbei ist durch die Gradienten eine Höhendifferenz von ca. 15 m zu überwinden. Bei der Überquerung der Bahngleise definierte das Lichtraumprofil der bestehenden Strecke 4700 (Filstalbahn zwischen Stuttgart und Ulm) im östlichen Bereich (Bilder 1 und 3) quasi als „Zwangsdrehpunkt“ die Brückenunterkante. Die Gradienten beginnt daher im Südosten mit erheblichen 7,35 % Steigung und geht sodann in 6,0 % über (Bild 3).

Durch die starke Anfangssteigung ergibt sich bei ca. 2/3 der Brückenlänge eine Kuppe, von der aus die Brücke mit -1,2 % leicht zum Kienlesberg abfällt. Die Trasse der neuen Linie 2 folgt im Südosten der Rampe der Neutorbrücke (Bild 1), schwenkt sodann um ca. 30° nach Westen und geht nach ca. 70 m in eine Gerade über. Hierdurch erhält die Brücke im Grundriss die Form eines schlanken „J“. Bedingt durch die bestehenden und neuen Bahngleise konnten die Brückenpfeiler weder in homogenem Abstand noch senkrecht zur Brückenachse angeordnet werden (Bilder 1 und 3). Dies führte zu den stark inhomogenen Spannweiten von 40,2 m – 53,2 m – 74,5 m – 45,7 m – 33,9 m – 14,8 m (Bild 3).

2.3 Tragwerksentwicklung

Die Formfindung im Bauwerksentwurf wurde durch die quasi fixierten und zugleich stark inhomogenen Geometriezwangspunkte geleitet [2]. Für die Brückenherstellung waren ferner die Belange des laufenden Bahnbetriebs und der Baustellen der DB zu berücksichtigen. Einer der kritischsten Zwangspunkte – bis hin zur Bauausführung – war das existierende Personengleis der Strecke 4700 Stuttgart–Ulm zwischen den Achsen 30 und 40 (Bild 3) [3]. Hier waren zwischen dem Lichtraumprofil der DB und der Gleisgradienten der Tram Tragwerkshöhen von maximal 1,5 m möglich. Gleichzeitig bedingte der vielfältige Bahn- und Baustellenbetrieb im Bauwerkfeld eine prinzipielle Herstellung des Überbaus im Längsverschiebung, da weder eine örtliche Herstellung noch eine Andienung von vorgefertigten Elementen in DB-Sperrpausen möglich war. Der Längsverschiebung erforderte grundsätzlich einen unterseitig ebenen Überbau. Es war daher offensichtlich, dass sich das Längstragwerk zwischen den möglichen Pfeilerachsen oberhalb des Brückendecks als Trog entwickeln musste.

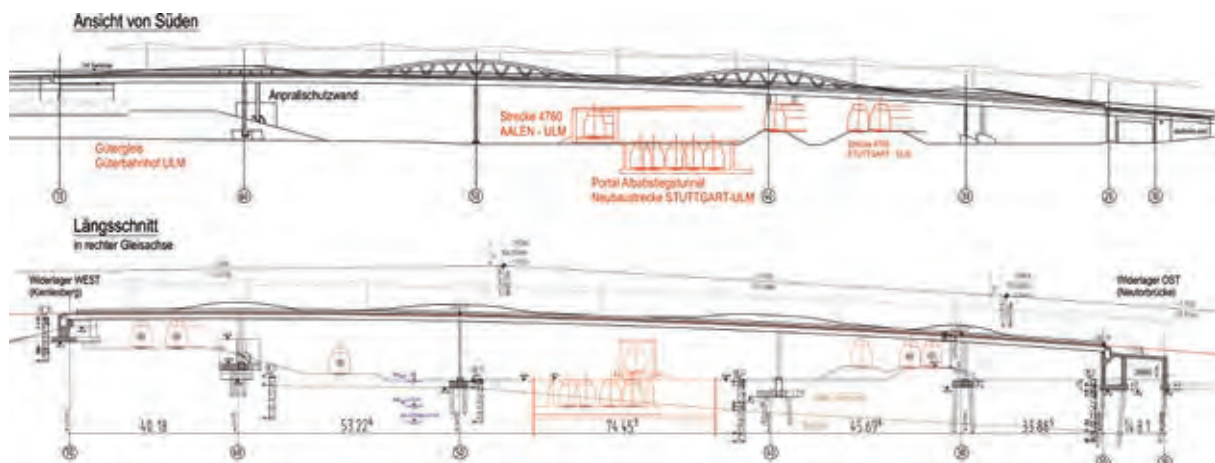


Bild 3 Ansicht der Brücke und Längsschnitt in rechter Gleisachse

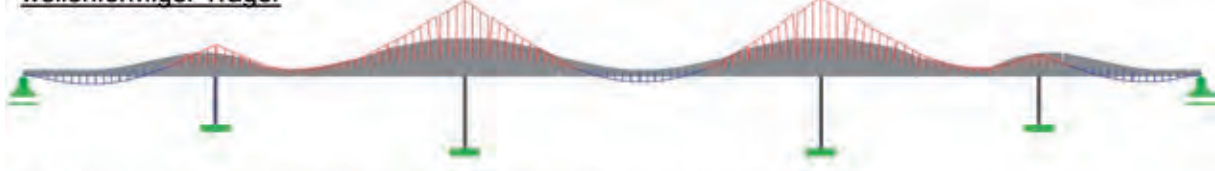
Zeichnung: KREBS+KIEFER | Knight Architects

a) Momentenlinie unter Eigengewicht

konstante Trägerhöhe

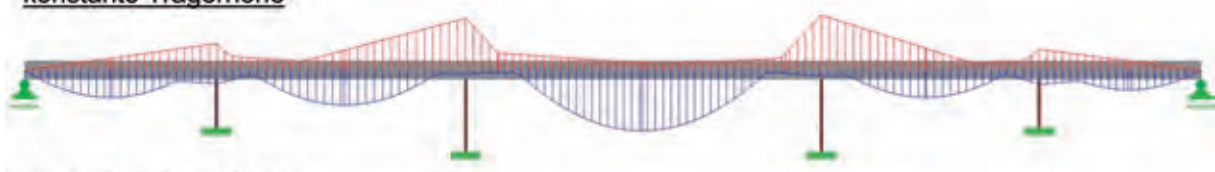


wellenförmiger Träger



b) Momentenlinie unter Verkehrslasten (Einhüllende, Näherung)

konstante Trägerhöhe



wellenförmiger Träger



Bild 4 Vergleich Momentenlinien bei a) ständigen Lasten, b) Verkehrslasten (Einhüllende)

Zeichnung: KREBS+KIEFER



Bild 5 Brücke über dem DB-Gleisfeld nach Abschluss der Verscharbeiten 2017

Foto: Wilfried Dechau

Übliche Längsträgerformen von Trogbrücken sind Hohlkästen oder Fachwerke. Es war abzusehen, dass die erforderliche Nutzhöhe eines Hohlkastens aufgrund der größten Spannweite zu hoch für die Straßenbahnfahrgäste und die Brückenpassanten sein würde. Ein durchgängiges Fachwerk mit konstanter Gurthöhe erschien hingegen inadäquat zur benachbarten Neutorbrücke und zum städtebaulichen Anspruch. Zudem ließ sich aufgrund der asymmetrischen und schiefen Pfeilerstellungen kein homogener Strebenabstand realisieren. Der Entwurf orientierte sich daher in der Längsträgerhöhe an der sich aus der Pfeilerstellung ergebenden Momentenlinie (Bild 4) des Durchlaufträgers mit größeren Stützmomenten in den Achsen 40 und 50 (Bild 5).

In den Pfeilerachsen wurde die statische Nutzhöhe entsprechend überhöht. Aufgrund der sich aus der Steifigkeitsverlagerung ergebenden Momentenumlagerung konnten die Trägerhöhen im Feld geringer als bei einem Durchlaufträger konstanter Höhe ausgebildet werden. Dies gab der Brücke in Längsrichtung eine inhomogene, aber logische Wellenform, die durch die nicht senkrecht zur Brückenachse liegenden Pfeilerachsen einen leichten Längsversatz erfährt.

Gleichzeitig wird die Brücke durch den einseitigen Geh- und Radweg asymmetrisch belastet (Bild 6). Die unterschiedlichen Stützweiten bedingen inhomogene Verteilungen der Schnittgrößen [2] auf die Längsträger. Bereits der Wettbewerbsentwurf sah daher eine dem Lastfluss in Querrichtung folgende Tragwerksform mit unterschiedlichen Längsträgerhöhen vor [4]. Der aufgrund der Asymmetrie stärker beanspruchte innere Längsträger wird aus Gründen der Transparenz für die Brückenpassanten zwischen den weiten Feldern als Mischung aus Fachwerk- und Vierendeelträger mit konstantem Strebenwinkel aufgelöst. Im Grundriss folgen die Längsträger der leichten Brückenkrümmung, um sodann gegen die Widerlager hin auszulaufen.

Wellenform und Fachwerkbereiche der neuen Brücke passen sich der

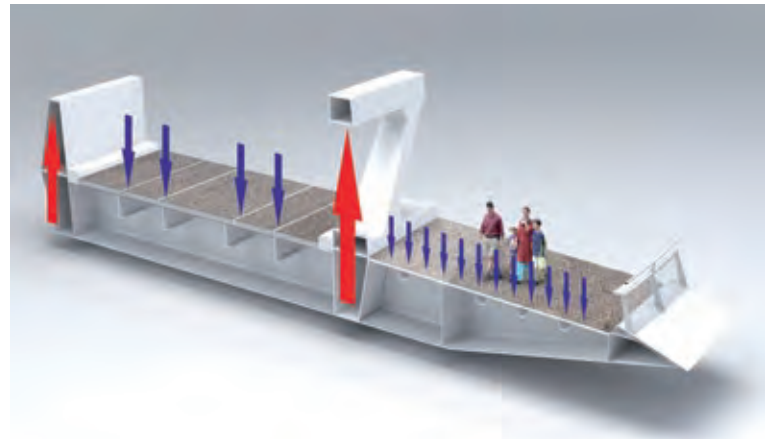


Bild 6 Gleichgewicht zwischen Einwirkungen und Längsträgerkräften in Brückenquerrichtung
Zeichnung: Knight Architects | KREBS+KIEFER

historischen Neutorbrücke an. Die Wellen der Hauptträger greifen die historische Bauform auf, ohne mit ihr zu konkurrieren (Bild 7). Insgesamt stellt die entworfene Überbauform die konsequente Umsetzung der statischen, gestalterischen und bauleistungsbedingten Randbedingungen dar [5].

2.4 Konstruktive Detailierung

Die Realisierung der zuvor beschriebenen Tragwerkslösung bedingte weitestgehend, d. h. zwischen den Achsen 20 und 70, einen reinen Stahl-

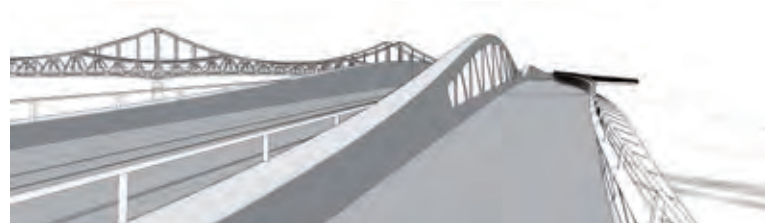


Bild 7 Formale Korrespondenz zwischen Neutorbrücke und Kienlesbergbrücke
Visualisierung Wettbewerb: Knight Architects; Foto: Jan Akkermann

überbau, welcher zwischen den Längsträgern als orthotrope Platte mit einseitigem Kragarm ausgebildet wurde (Bild 8). Die zwei Längsträger wurden als prismatische, luftdicht verschweißte Hohlkästen mit inneren Steifen entworfen. Im Bereich der Achsen 40 und 50 wird der innere Längsträger in ein ebenfalls aus Hohlkästen bestehendes Fachwerk überführt. Der Querübertrag der Lasten erfolgt durch Nebenträger im Abstand von ca. 4,5 m. In gleichem Abstand erhalten die Längsträger Querschotte. Zur Stabilisierung des Deckblechs und der Längsträger sind zudem Steifen in Längsrichtung in den Querschnitt integriert [6].

Die Stahlbrücke ist als semi-integrales Bauwerk mit Stahlrohrpfeilern mit Durchmessern von 610 mm (Achsen 30 und 60) bzw. 711 mm (Achsen 40 und 50) aus S 460 biegesteif verschweißt. Die Stahlrohrpfeiler sind auch am Fuß biegesteif mit der Stahlbetongründung verbunden. Um die horizontale Verformungssteifigkeit der Pfeilerachsen 40, 50 und 60 zu egalisieren, wurden die Stahlrohrstützen in den Achsen 40 und 60 in das Gelände hinein verlängert. Die Brückenaufleger sind mittels Großbohrpfählen in den karstigen Kalksteinhorizont gegründet.

Der Anschluss der Brücke an die Rampe der Neutorbrücke erfolgte im Südosten durch ein Stahlbeton-Rahmenbauwerk zwischen den Achsen 10 und 20 (Bild 3), welches gleichzeitig als Widerlager der Stahlbrücke dient. In Achse 70 wurde das Widerlager am Kienlesberg-Hang direkt gegründet. Hierbei war ein historisches Stollensystem im Hang zu berücksichtigen.

Als Verformungslager an den Widerlagern der Achsen 20 und 70 sind jeweils zwei Kalotten-Gleitlager vorgesehen, zwischen denen mittig eine Längsführung querfest zur Brückenachse angeordnet wird. Hierdurch können Längsverformungen von ca. +/- 150 mm aufgenommen werden.

2.5 Besonderheiten der Ausrüstung

In der bereits im Wettbewerb vorgesehenen Querschnittsform ist der für die Geh- und Radwegseite notwendige Berührschutz gegenüber der unterführten Oberleitung in der Gesimsegestaltung enthalten. Das hieran angeformte Füllstabgeländer mit Edelstahlhandlauf beinhaltet auch die Geh- und Radwegbeleuchtung in Form von LED-Spots. Innerhalb der Fachwerkaussparungen der Längsträger werden ebenfalls LED-Spots die Leibungen ausleuchten und damit die Brücke auch bei Nacht inszenieren. Als Klettererschutz sind Querrippen auf der Oberseite der wellenförmigen Längsträger vorgesehen.

Da die Brücke auch vom Busersatzverkehr genutzt werden soll, ist zwischen den Schienen ein fester Fahrbahnbelag aus einer 7 cm dicken Asphalt-schicht auf ca. 20 cm Schutzbeton mit Quergefälle vorgesehen. Es sind in einen Schienen-Stahl-trog mittels isolierendem Kunststoff vergossene Rillenschienen Ri 53-10 geplant, deren Entwässerung durch Einlaufkästen und Fallrohre unter die Fahrbahnplatte geführt wird. Die Brückenentwässerung wird in Längsrichtung zwischen den Längsträgern gemeinsam mit den an die Brücke gekoppelten Versorgungsleitungen verzogen. Die Brückenuntersicht wird mittels GFK-Gittern bündig verblendet (Bild 12), die sowohl zum Sicht- als auch dem Vogelschutz dienen [3].

Eine weitere Besonderheit der Brücke stellt die elektrische Entkoppelung der Straßenbahnschienen vom Überbau dar. Da die Anlage aus unterführten Betriebsanlagen der DB AG und der Stadtbahn der Linie 2 besteht, die mit unterschiedlichen Stromsystemen betrieben werden, war besonderes Augenmerk auf die Potenzialtrennung mit entsprechender Isolierung zu legen. Während der Stahlbau der Brücke an das Potenzialnetz der DB-Anlage angeschlossen wird, werden Fahrbahn und Ausrüstungsteile der Brücke über die Stadtbahnlinie geerdet. Zwischen der Fahrbahn und dem Brückendeck ist daher eine hochwirksame Elastomer-Streustromisoliermatte angeordnet. Ebenso ist die Entwässerung elektrisch isoliert.

Die exponierte Lage der Brücke bedingte eine Abstimmung der Schallemissionen aus Straßenbahnbetrieb. Zur Verringerung der Fahrgeräusche sind innerhalb des Schienenvergusses Einfedermatten vorgesehen. Beim Stahlquerschnitt sind im Wesentlichen Schallemissionen von den Hohlkasten-Längsträgern zu erwarten, da das Fahrbahnblech durch den Schutzbeton ausreichend gedämmt wird. Die Hohlkästen waren daher nicht nur aus Stabilitätsgründen, sondern auch zur Vermeidung von Resonanzen zum Schienenbetrieb effizient auszusteuern.

3 Realisierung

3.1 Komplexität des Baufeldes

Die zeitgleich zum Portal des Alabasteigtunnels zu realisierende Baumaßnahme verlangte ein hohes Maß an Koordination zwischen den am Baufeld Beteiligten (Bild 9). Da die Maßnahmen der DB auch Gleisverlegungen beinhalteten, waren die üblicherweise mit langen Vorlaufzeiten belegten Sperrpausen des Bahnbetriebs frühzeitig einzutakten.

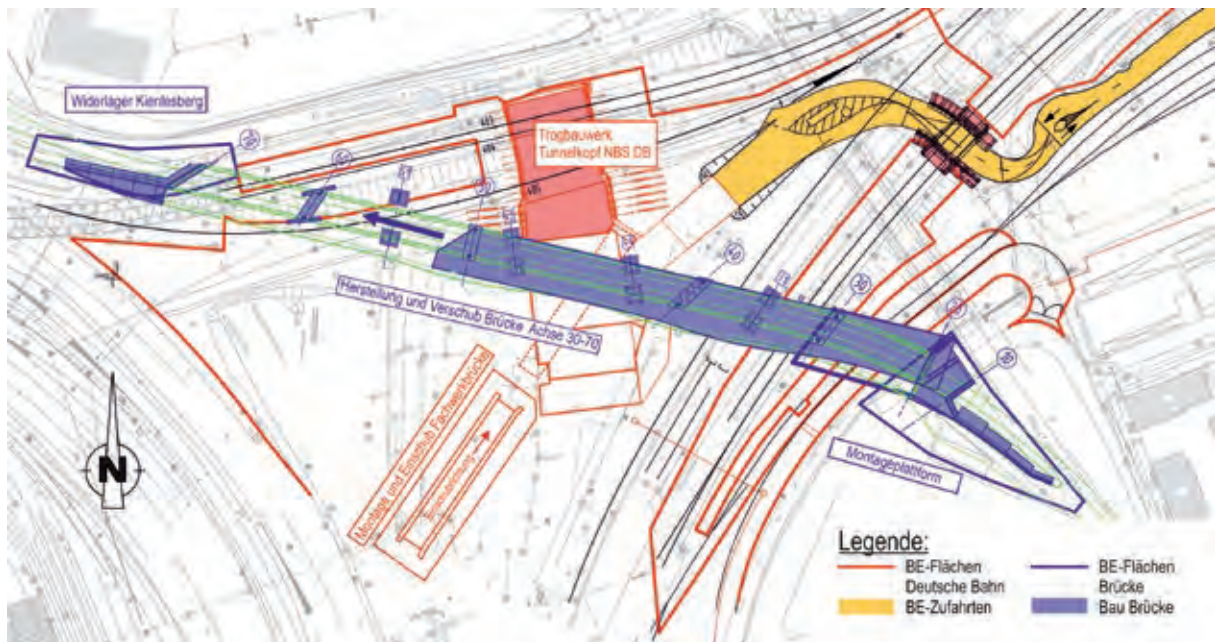


Bild 9 Baufeld mit Verschubsystematik

Zeichnung: KREBS+KIEFER

Die Herstellung der Brücke konnte nur über und neben rollendem Verkehr erfolgen. Daher war schon im Entwurf ein Längsverschub vom süd-östlichen Widerlager aus vorgesehen [6]. Die in Grund- und Aufriss gekrümmte Form des Überbaus bedurfte einer komplexen Verschubstrategie, die bereits vor der Vergabe mit der DB vorabzustimmen war und von der ausführenden Firma SEH optimiert wurde [6]. Neben den Hauptpfeilern war hierfür auch die Lage der Montagestützen stark reglementiert. Während am Widerlager Achse 70 die Kienlesbergstraße bauzeitlich gesperrt werden konnte, musste der Verkehr auf der Neutorbrücke am Widerlager Achse 10 einspurig aufrechterhalten werden. Zudem musste in der gesamten Bauzeit die Zuwegung zur Baustelle des DB-Tunnelportals gewährleistet sein.

Erst nach Fertigstellung des Rahmenbauwerks zwischen Achse 10 und Achse 20 und der Stützen

in Achse 30 konnte hierauf eine Montageplattform als Taktkeller für den Längsverschub errichtet werden [6]. Diese „Brücke unter der Brücke“ ermöglichte die sichere Taktmontage oberhalb des rollenden Zugverkehrs.

3.2 Unterbauten

Die Erstellung der Bohrpfehlgründungen und Widerlager erfolgte sukzessive im Gleisfeld neben dem rollenden Verkehr. Hierbei waren neben den Gründungen und Stützpfeilerpaaren in den Achsen 30 bis 60 auch die Hilfsstützen für den Längsverschub zu errichten. Aufgrund der Nähe zum bestehenden Gütergleis musste neben den Stützen in Achse 60 eine Anprallwand aus Stahlbeton vorgesehen werden. Die Schleppkurven des späteren Rettungswegs zum Tunnelportal verlangten für die Lage der Stützenfundamente in Achse 40 eine passgenaue Abstimmung und Ausführung.



Bild 10 Längsverschub bei Achse 50

Foto: Wilfried Dechau

3.3 Längsverschub

Um bei den Verschub- und Montagearbeiten nicht in das Lichtraumprofil des Bahnbetriebs einzugreifen, wurde die Brücke 3,25 m oberhalb der endgültigen Höhe auf Stahlstapeln aufgelagert [6]. Die im Werk vorgefertigten Stahlelemente wurden auf der Montageplattform verschweißt und in insgesamt 11 Schüssen über die End- und Hilfs-



Bild 11 Einheben des letzten Schusses im April 2017
Foto: Heinrich Wolf

stützen mit Hilfe eines Vorbauschabels verschoben (Bild 10). Besonderes Augenmerk lag hierbei auf den Verschubphasen 10 und 11, da die Brücke aufgrund des gekrümmten Grundrisses gleichzeitig längs und quer geschoben werden musste [6]. Der letzte Schuss, Nr. 12, hingegen wurde im April 2017 aufgrund der großen Grundrisskrümmung eingehoben (Bild 11).

Parallel zum Verschub wurde das bergseitige Widerlager Achse 70 fertiggestellt, so dass anschließend die ca. 3,25 m erhöht verschobene Brücke im August/September 2017 in zwei Schritten auf Sollhöhe abgestapelt und mit den Stützpfählern verschweißt werden konnte (Bilder 12 und 13). Nach Abstapeln der Brücke wurde eine gleichzeitig montierte Fachwerkbrücke der umverlegten Strecke 4760 für die Querung der Tunnelrampe unter die Kienlesbergbrücke geschoben (Bild 14).

3.4 Ausbau und Farbfindung

Die Brückenausrüstung begann im Herbst 2017 mit der Montage der Fahrdrabtasten und dem Aufbringen des Gehwegbelages (Bild 15). Das Farb- und Lichtkonzept der Brücke wurde mit dem Bauherrn SWU und der Stadt Ulm abgestimmt



Bild 12 Vorrichtung zum ersten Abstapeln
Foto: Udo Hoffmann



Bild 14 Brücke in endgültiger Lage nach dem Abstapeln
Foto: Heinrich Wolf



Bild 13 Unterseitiges Verschweißen der Pfeiler mit dem Überbau zum semi-integralen Tragwerk
Foto: Jan Akkermann



Bild 15 Aufbringen von Asphalt auf Geh- und Radweg
Foto: Jan Akkermann

Foto: Jan Akkermann



Bild 16 Brücke vor dem Ulmer Münster

Foto: Bartlomiej Halaczek

und optimiert. Die Brücke erhält bis auf die luftdicht verschweißten Hohlkasten-Längsträger einen kompletten Korrosionsschutzanstrich nach ZTV-ING T. 4-3 Anhang A [7] mit vierschichtigem

Aufbau: EP-Zinkstaub; EP; EP; PUR nach DIN EN ISO 12944 [8] mit Gesamtschichtdicke von 310 µm. Die Deckbeschichtung folgt dabei dem zuvor abgestimmten Gestaltungskonzept.

Projektbeteiligte

Bauherr:	SWU Stadtwerke Ulm/Neu-Ulm GmbH
Wettbewerbsentwurf:	Knight Architects, High Wycombe, Großbritannien KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH, Karlsruhe
Objektplanung:	KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH, Karlsruhe Knight Architects, High Wycombe, Großbritannien
Tragwerksplanung:	KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH, Karlsruhe (Entwurfs-, Genehmigungs- und Ausführungsplanung) Klähne Beratende Ingenieure GmbH, Berlin (Ausführungs-, Werkstatt- und Montageplanung)
Projektsteuerung:	Drees & Sommer AG, München
Verkehrsplanung:	Mailänder Consult GmbH, Karlsruhe
Prüfingenieur:	Dr.-Ing. B.-F. Bornscheuer, Stuttgart
Ausführung:	SEH Engineering GmbH, Hannover Geiger+Schüle Bau GmbH & Co. KG, Ulm

4 Fazit und Ausblick

Der Brückenentwurf beantwortet die Randbedingungen aus topographischer Lage sowie komplexen geometrischen und bauzeitlichen Randbedingungen des Baufeldes. Die dadurch geradezu zwingend motivierte, inhomogene, aber zugleich schlanke Tragwerkstypologie visualisiert angemessen den Kraftfluss und fügt sich in die städtebauliche Umgebung ein (Bild 16). Die umsichtige Abstimmung der Baulogistik aller am Bau Beteiligten mit den benachbarten Baumaßnahmen ermöglichte ein Ineinandergreifen der parallelen Bauprozesse bei laufendem Bahnbetrieb.

Die Fertigstellung der Brücke wird im Frühjahr 2018 erfolgen. Mit der Inbetriebnahme der Linie 2 wird bis 2019 gerechnet.

Literatur

- [1] Halaczek, B.; Vieth, H.-J.; Lange, U.: The new Kienlesberg Bridge in Ulm, Germany – an urban landmark in a historic setting. In: Proc. of 19th IABSE Congress – Challenges in Design and Construction of an Innovative and Sustainable Built Environment, 21.–23.9.2016 in Stockholm (Sweden), 2016, S. 2390–2395.
- [2] Akkermann, J.; Halaczek, B.; Vieth, H.-J.: Kienlesberg Bridge in Ulm, Germany – The structural conception of a steel landmark in the context of a design tradition. Steel Construction 10 (2017) 2, S. 189–195 – DOI: 10.1002/stco.201710014.
- [3] Akkermann, J.; Vieth, H.-J.; Halaczek, B.: Die neue Kienlesbergbrücke in Ulm – Herausforderungen der Objektplanung im komplexen Baukontext. Bautechnik 94 (2017) 7, S. 430–437 – DOI: 10.1002/bate.201700041.
- [4] SWU – Stadtwerke Ulm: Neubau einer ÖPNV-Brücke zum Kienlesberg in Ulm. Wettbewerbsdokumentation 2011/2012, Ulm, 2012.
- [5] Halaczek, B.; Vieth, H.-J.; Akkermann, J.: Die Kienlesbergbrücke in Ulm – Ein neues innerstädtisches Wahrzeichen im historischen Kontext. Brückenbau (2017) 1/2, S. 40–49.
- [6] Novoselic, T.; Klähne, T.; Tschepego, I.; Schönburg, D.; Heiland, U.: Neubau einer ÖPNV-Brücke für Straßenbahn, Radfahrer und Fußgänger zum Kienlesberg in Ulm. Stahlbau 86 (2017) 2, S. 123–138 – DOI: 10.1002/stab.201710467.
- [7] Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt, Hrsg.): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING). Ausgabe 12/2014.
- [8] DIN EN ISO 12944-5:2008-1: Beschichtungssysteme - Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme - Teil 5: Beschichtungssysteme.

BERATEN PLANEN ÜBERWACHEN PRÜFEN BEGUTACHTEN BEWERTEN





Leonhardt, Andrä und Partner

Taminabrücke

1. Preis im Gestaltungswettbewerb,
Entwurfs- und Ausführungsplanung

Foto: Kanton St. Gallen, Schweiz

Die Taminabrücke in der Schweiz, der Heimat großer Brückenbauingenieure

Dipl.-Ing. Volkhard Angelmaier

Leonhardt, Andrä und Partner, Beratende Ingenieure VBI, GmbH, Stuttgart

Zusammenfassung. Die Schweiz blickt dank ihrer Geographie auf eine lange Brückenbautradition zurück und hat mit Robert Maillart (1872–1940) und Christian Menn (*1927) zwei weltbekannte Brückenbauer hervorgebracht. So hat Robert Maillart mit der Salginatobelbrücke im Kanton Graubünden eine Brücke geschaffen, die als Weltmonument-Kunstwerk ausgezeichnet wurde [1]. Seit Juni 2017 reiht sich nun mit der Tamina-Brücke ein weiteres Bauwerk in diese Tradition ein, das von der Wettbewerbsjury [2] mit folgenden Worten ausgezeichnet wurde [3]: „Der lange, schmale Bogen ist aufregend kraftvoll. Die sicher einzigartigen radialen Stützen stehen da, als hätte es nie etwas anderes gegeben. Trotz unterschiedlicher Anzahl Ständer pro Seite ist die Struktur ausgewogen und gestalterisch rundum überzeugend. Dieses Projekt bietet auch die Chance, ein Wahrzeichen für die Gegend zu werden.“

1 Einleitung

Das Taminatal bildet die südliche Spitze des Kantons St. Gallen. Es verläuft ungefähr von Süden

nach Norden und mündet beim Kurort Bad Ragaz auf rund 500 m ü. M. in das Tal des Alpenrheins. In seinem unteren Drittel fließt die Tamina durch eine tief eingeschnittene Schlucht, die die an den Talflanken liegenden Siedlungen voneinander trennt.

Erschlossen wird das Tal durch je eine oberhalb der Schlucht angelegte Straße auf beiden Talseiten, die vom Ortszentrum von Bad Ragaz ausgehen und zunächst mit mehreren Kehren in den bewaldeten steilen Hängen des Tamina- bzw. Rheintals an Höhe gewinnen. Aufgrund der geologischen Risiken genügt die linksseitige Valenserstraße auf weiten Teilen den heutigen und zukünftigen Anforderungen nicht mehr. Aus diesem Grund haben sich die Gemeinden Bad Ragaz und Pfäfers im Jahr 2005 entschlossen, ein Vorprojekt für die Instandsetzung der Valenserstraße und für die Überquerung des Taminatals mit einer Brücke zwischen Pfäfers und Valens ausarbeiten zu lassen (Bild 1). Der Vergleich zeigte, dass eine neue Talquerung mit einer ca. 400 m langen Brücke in etwa 200 m Höhe über dem Tal die wirtschaftlichere Lösung gegenüber einer Modernisierung



Bild 1 Ausgangssituation: die Taminaschlucht, Blick aus Nordwesten Foto: © Tiefbauamt Kanton St. Gallen

mit Neubau der Erschließungsstraße mit weiterhin bestehenden geologischen Risiken darstellt.

2 Der Wettbewerb

Im Jahr 2007 wurde vom Tiefbauamt Kanton St. Gallen ein öffentlicher Projektwettbewerb für die Überbrückung des Taminatals ausgeschrieben. Die Bearbeitungstiefe der eingereichten Wettbewerbsentwürfe musste eine belastbare Überprüfung und Beurteilung hinsichtlich der Kriterien *Technische Machbarkeit*, *Erscheinungsbild* sowie *Kosten und Wirtschaftlichkeit* ermöglichen. Die entscheidenden Rahmenbedingungen waren neben den allgemeinen Grundlagen (Normenwerk, Trassierung, Geometrie) im Wesentlichen durch die Gesichtspunkte Geologie und Umwelt (Lebensraum, Schongebiet und Belange des Landschaftsschutzes) umschrieben.

Der Grundgedanke des Wettbewerbsentwurfes bestand in der stützenfreien Überspannung der Taminaschlucht mit einer Bogenkonstruktion und einer ebenfalls stützenfreien Überbrückung der Seitenfelder bis zu den Widerlagern mit einer biegesteifen Rahmenkonstruktion (links oben in Bild 2). Dieser Lösungsansatz setzte sich gegen drei weitere Lösungen der engeren Wahl durch (Bild 2, oben rechts und unten).

3 Beschreibung des Bauwerksentwurfes

Aus den Randbedingungen ergaben sich für das Entwurfskonzept folgende Prämissen:

- ❑ Das Haupttragwerk wird unterhalb der Fahrbahn angeordnet.
- ❑ Die Taminaschlucht wird stützenfrei überspannt (Bogen mit ca. 260 m Spannweite).
- ❑ Die Endfelder in den Hangbereichen werden ebenfalls stützenfrei überspannt (biegesteife Rahmen mit 89 m Spannweite – Seite Bofel – und 48,5 m Spannweite – Seite Berg).
- ❑ Die Herstellung der Hauptöffnung (Bogenbereich) erfolgt im Freivorbau mit Hilfsabspannungen.

3.1 Gestaltung

Übergeordnetes Ziel des Entwurfes war es, ein Ingenieurbauwerk zu schaffen, das sich besonders behutsam und sorgfältig in das Gelände einpasst und gleichzeitig durch sein Erscheinungsbild eine eigene, unverwechselbare Identität entwickelt. Die großzügige Bogenlösung über der Ta-

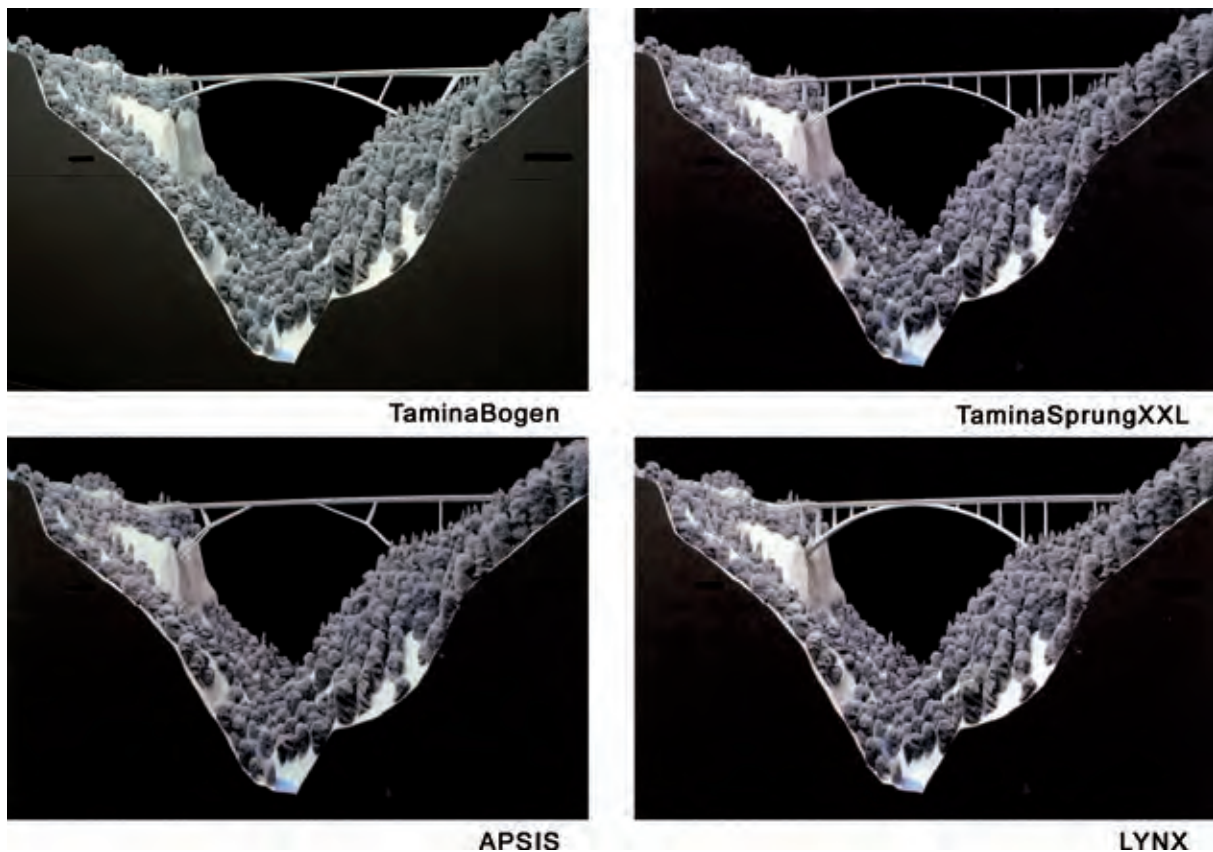


Bild 2 Wettbewerb – engere Wahl, links oben der Siegerentwurf Fotos: © Tiefbauamt Kanton St. Gallen; Modell Siegerentwurf: © Gnädiger Architektur Modellbau GmbH



Bild 3 Ansichten

Grafik: © LAP

minaschlucht in Verbindung mit der stützenfreien Überspannung der seitlichen Hangbereiche führt zu einem hohen Maß an Transparenz.

Durch die Verschmelzung des Bogens mit dem Überbau im Scheitelbereich wird dieser Eindruck der Filigranität noch verstärkt, da zwischen den Kämpferbereichen nur noch drei zusätzliche Bogenständer erforderlich werden, was zu sehr großzügigen Öffnungen zwischen Bogen und Überbau führt.

Die radiale Anordnung der Bogenständer bewirkt eine weitere Steigerung dieses harmonischen Gesamteindrucks, nicht zuletzt auch deshalb, weil die Neigungen der Aufständungen auf den beiden Kämpfern, die gleichzeitig als Stiele des Endrahmens fungieren, in etwa die Neigung der Talflanken aufnehmen und dadurch den Eindruck vermitteln, die Brücke entwickelt sich ganz selbstverständlich, natürlich und organisch aus dem Tal heraus (Bild 3).

3.2 Konstruktive Ausbildung

Die konstruktive Umsetzung des Entwurfsgedankens erfolgte konsequent entsprechend den statisch-konstruktiven Erfordernissen unter Berücksichtigung der entsprechenden Belange aus dem Bauablauf und der Herstellung.

Der Bogen wird als Stahlbetonkonstruktion mit einer Stützweite von ca. 260 m ausgeführt, die im Baugrund eingespannt ist und daher im Kämpferbereich mit 4,00 m die größte Bauhöhe besitzt, die zum Scheitel hin auf 2,20 m abnimmt (Bild 4). Die Breite des Bogens ist ebenfalls veränderlich und variiert zwischen 8,50 m (Seite Berg) bzw.

9,00 m (Seite Bofel) an den Kämpfern und 5,00 m im Scheitelbereich. Über weite Bereiche kann der Bogen als Hohlkasten ausgebildet werden, zwischen den beiden letzten Aufständungen und dem Scheitel liegt ein massiver Querschnitt vor.

Die Verbindung zwischen Überbau und Bogen erfolgt im Scheitelbereich monolithisch, zu den Kämpfern hin werden drei zusätzliche Bogenscheiben als Massivquerschnitte angeordnet (Bild 4). In der Ansicht sind diese Bogenscheiben bewusst schlank ausgeführt – sie wirken quasi als Pendelstäbe –, im Querschnitt erhalten sie einen leichten Anzug zum Bogen hin. Die Aufständung im Bereich der Kämpfer unterscheidet sich grundsätzlich von den Pendelscheiben. Ihnen kommt neben der Aufständung des Überbaus in erster Linie auch die Funktion eines Rahmenstieles als Teil der Endfeldrahmen in den Seitenfeldern zu.

Erst durch diese biegesteife Rahmenkonstruktion (Überbau als Rahmenriegel, Aufständung als Rahmenstiel) ist die stützenfreie Überbrückung der Seitenfelder (89,00 m Seite Bofel; 48,50 m Seite Berg) wirtschaftlich und gestalterisch ansprechend realisierbar. In der Ansicht erhalten die als Hohlkastenquerschnitte ausgeführten Rahmenstiele einen deutlichen Anzug zum Kämpfer hin, während die Bauhöhe zum Überbau hin aus der Rahmenwirkung merklich zunimmt. Ihre Funktion innerhalb des (Rahmen-) Tragwerkes wird klar ablesbar, vor allem auch in der Unterscheidung zu den pendelartig ausgeführten restlichen Bogenscheiben (Bild 4).

Die Ausführung des Überbaues erfolgt als Spannbeton-Durchlaufträger. Die Stützweiten ergeben sich wegen der monolithischen Verbindung mit dem Bogen und infolge der Anordnung der Auf-

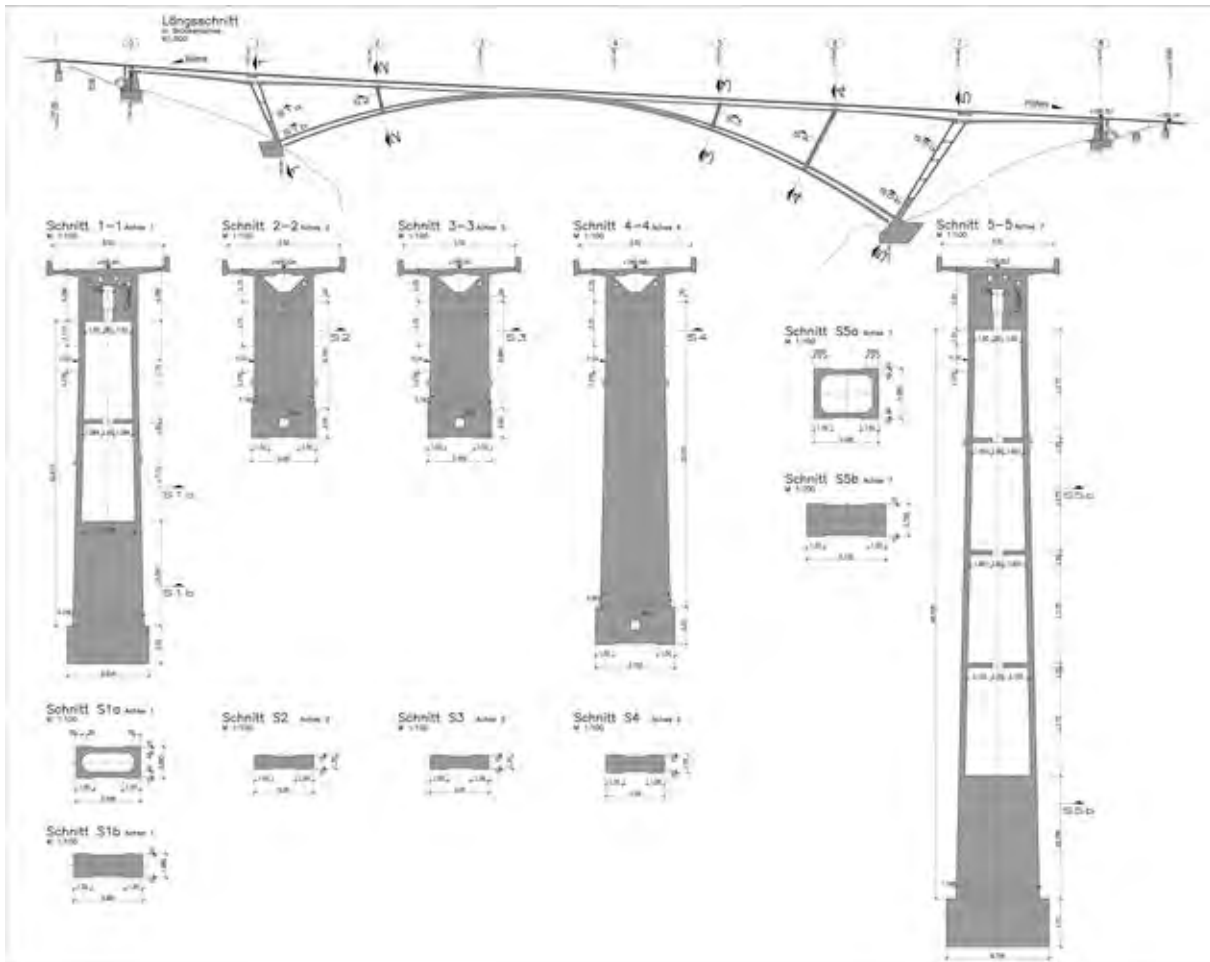


Bild 4 Bogenständer und Rahmenstiele

Zeichnung: © LAP

ständerungen zwischen 38,45 m und 62,70 m. Durch die Schrägstellung der Rahmenstiele können die Spannweiten in den Endfeldern nochmals deutlich reduziert werden (Seite Bofel von 89,00 m auf 62,70 m – Seite Berg von 48,50 m auf 38,45 m). Der Hohlkastenquerschnitt wird über weite Bereiche konstant mit einer Bauhöhe von 2,75 m ausgeführt. Im Bereich der Endfelder erhält er entsprechend seiner Funktion als Rahmenriegel eine Anvoutung auf 4,75 m bzw. 5,00 m (Seite Bofel) und 4,30 m bzw. 4,50 m (Seite Berg). Mit der Wahl der Breite des Hohlkastens von 5,00 m ergeben sich Kragarmlängen (inklusive Brüstung) von 2,73 m. Es liegt somit ein ausgewogener Querschnitt vor – eine Quervorspannung ist nicht erforderlich.

Durch die monolithische Verbindung der Aufständerungen mit Bogen und Überbau werden Lager nur an den Widerlagern erforderlich, an denen zum Ausgleich der Längenänderungen ebenfalls noch Fahrbahnübergänge an beiden Talseiten angeordnet werden. Für den Überbau ergibt sich somit eine Gesamtlänge zwischen den Widerlagerachsen von $48,5 \text{ m} + 265 \text{ m} + 89 \text{ m} = 402,5 \text{ m}$. In den Endbereichen vor den Widerlagern wird

der Überbau wegen der Linienführung im Grundriss gekrümmt ausgeführt. Die sich daraus ergebenden zusätzlichen Beanspruchungen sind von dem Hohlkasten problemlos aufzunehmen.

Sämtliche Tragwerksteile werden als Stahl- oder Spannbetonkonstruktion (Überbau) ausgeführt. Mit dieser Materialwahl ist eine konsequente Umsetzung des Gesamtkonzeptes in ein konstruktiv sinnvolles Tragwerk schlüssig und vor allem auch wirtschaftlich möglich.

3.3 Fortgeschriebener Bauwerksentwurf

Im Dezember 2008 wurde Leonhardt, Andrä und Partner mit den weiteren Planungsleistungen beauftragt. Im Frühjahr 2011 konnte das sogenannte „Bauprojekt“ abgeschlossen werden. Dies entspricht auf deutsche Verhältnisse übertragen in etwa der Planungsstufe des Entwurfes gemäß den Richtlinien für das Aufstellen von Bauwerksentwürfen für Ingenieurbauten (RAB-ING) des BMVBS, heute BMVI, wobei allerdings im Bereich der Tragwerksplanung bereits eine deutlich größe-

re Tiefe (ca. 30 % der Genehmigungsplanung) generiert wurde. Dies ist nicht zuletzt dem Umstand geschuldet, dass in der Schweiz die Prüfinden- euren bereits sehr früh in das Projekt eingebunden werden.

Die Entwurfsplanung war im Zuge des Bauprojektes bis zu einer ausschreibungsreifen Tiefe zu bearbeiten. Insbesondere die statische Berechnung wurde dabei weit über eine reine Vorstatik hinaus intensiviert, um hinsichtlich der Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit die bei diesem komplexen Brückenentwurf schon im Vorfeld zwingend erforderliche Sicherheit zu gewährleisten. Allein für die Nachweise in Brückenlängsrichtung mussten dabei inklusive der einzelnen Freivorbauzustände über fünfzig verschiedene Bauzustände untersucht werden (Bild 5). Als außergewöhnliche Einwirkungen waren dabei neben Erdbeben im Bau- und Endzustand auch der Lastfall Kabelausfall zu berücksichtigen. Stabilitätsuntersuchungen nach Theorie 2. Ordnung wurden sowohl für den Endzustand als auch für mehrere Bauzustände unter Berücksichtigung des Steifigkeitsabfalles aus Rissbildung untersucht.

Neben den globalen Nachweisen in Brückenlängsrichtung ist das Hauptaugenmerk bereits sehr genau auf einzelne lokale Bereiche gelegt worden. In diesem Zusammenhang wären u. a. die Bogenkämpfer, die Rahmenecken zwischen den Rahmenstielen und den Endfeldern des Überbaus, der Verschneidungsbereich zwischen Überbau und Bogen und diverse Lasteinleitungen von Abspannungen zu nennen. Hinsichtlich des Anschlusses der Bogenscheiben an den Bogen bzw. den Überbau kamen alle Beteiligten einvernehmlich zu dem Ergebnis, diesen in Form eines Betongelenkes auszubilden. Somit wird der Entwurfs-



Bild 5 Statisches System im Bauzustand (oben) und im Endzustand (unten) Grafiken: © LAP

gedanke der Pendelscheiben statisch konsequent umgesetzt. Die Zwangsbeanspruchungen können darüber hinaus weiter minimiert werden (Bild 6).

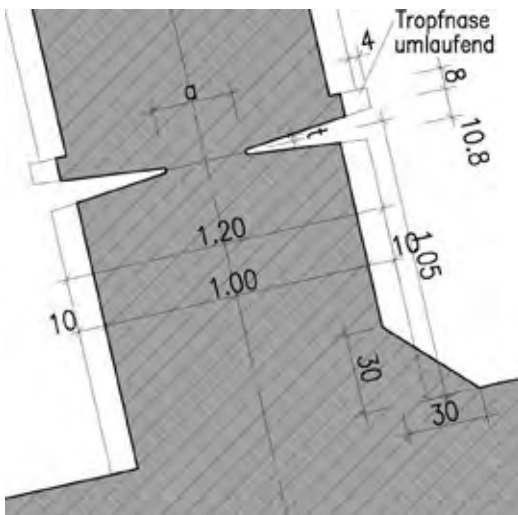


Bild 6 Betongelenke



Zeichnung und Foto: © LAP

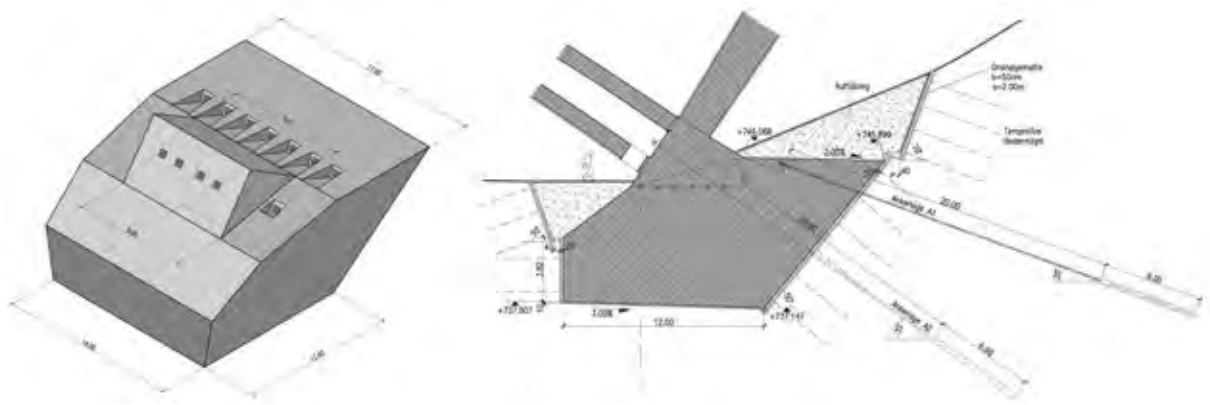


Bild 7 Gründung Kämpfer; links Isometrie, rechts Längsschnitt

Zeichnungen: © LAP

Die in der Bearbeitung des Wettbewerbs ermittelten Abmessungen konnten durch die vertiefte Nachweisführung des Bauprojektes bestätigt und in Detailausbildungen weiter optimiert werden. Dies ist nicht zuletzt auf die bereits sehr detaillierte Wettbewerbsbearbeitung zurückzuführen.

Projektbegleitende Baugrunduntersuchungen, die auf der Grundlage eines vom Projektverfasser entworfenen Erkundungskonzepts durchgeführt wurden, ergaben, dass sowohl die Bogenkämpfer als auch die Widerlager flach gegründet werden konnten (Bild 7). Zur Beobachtung etwaiger Hangkriechbewegungen wurden des Weiteren Erkundungsbohrungen an der Seite Berg als Inklino-Messstellen ausgebaut. Aufgrund der bisherigen Messungen sind keine Anzeichen rezenter Bewegungen zu erkennen.

Beim Thema Windbeanspruchung waren zwei Aspekte zu klären. Zum einen galt es die Frage zu beantworten, ob der Referenzwert des Staudruckes in Bad Ragaz – dieser ist Grundlage für die Windzonenkarte des Schweizer Ingenieur- und Architektenvereins (SIA) – auch für das im Taminatal liegende Bauwerk angesetzt werden kann, zum anderen stellte sich die Frage, ob und in welcher Größenordnung bei der Windbeanspruchung dynamische Erhöhungen zu berücksichtigen sind. Zur Verifizierung des Staudruckes wurde bereits im Sommer 2009 auf der Seite Valens ein Windmessgerät installiert, mit dem kontinuierlich Messungen durchgeführt werden, um sie mit den Werten von Bad Ragaz zu korrelieren. Im Ergebnis ergaben sich dabei keine ungünstigeren Werte.

Hinsichtlich des dynamischen Verhaltens des Bauwerks wurde zunächst mittels einer Näherungsformel gemäß SIA eine erste Abschätzung vorgenommen. Die Auswertung ergab, dass bei den gewählten Abmessungen keine dynamischen Erhöhungen der Windbeanspruchung zu erwarten sind. Detailliertere Untersuchungen mit Ermittlung der Eigenfrequenzen, der Schwingformen, der äquivalenten Masse und des mechanischen Dämpfungswertes als den maßgebenden Faktoren für die dynamischen Eigenschaften eines Bauwerkes bestätigten diese ersten Annahmen (Bild 8).

Die Dimensionierung des Überbaues erfolgte ergänzend im Sinne einer Grenzwertbetrachtung auch noch mit deutlich abgeminderter Torsionssteifigkeit, um den gerissenen Zustand entsprechend zu erfassen. Gegenüber der üblichen Tiefe von Ausschreibungsunterlagen werden durch die nahezu ausführungsfähige technische Bearbeitung dem bietenden Unternehmer bereits für seine Kalkulation sehr detaillierte Planunterlagen zur Verfügung gestellt wie z. B. der Vorspannung oder entsprechende Regeldetails zur Bewehrungsführung.

4 Ausführungsprojekt und Ausführung

4.1 Genehmigungs- und Ausführungsplanung

In der Schweiz bleibt der Projektverfasser über sämtliche Leistungsphasen im Auftrag des Bauherrn verantwortlich eingebunden. Die Arbeit der Prüfsachverständigen endet mit der Testierung des fortgeschriebenen Bauwerksentwurfes. Die Unterlagen zur Bauausführung werden nicht mehr geprüft, sondern in alleiniger Verantwortung des Tragwerksplaners umgesetzt. Dies



Bild 8 Eigenformen

Grafiken: © LAP

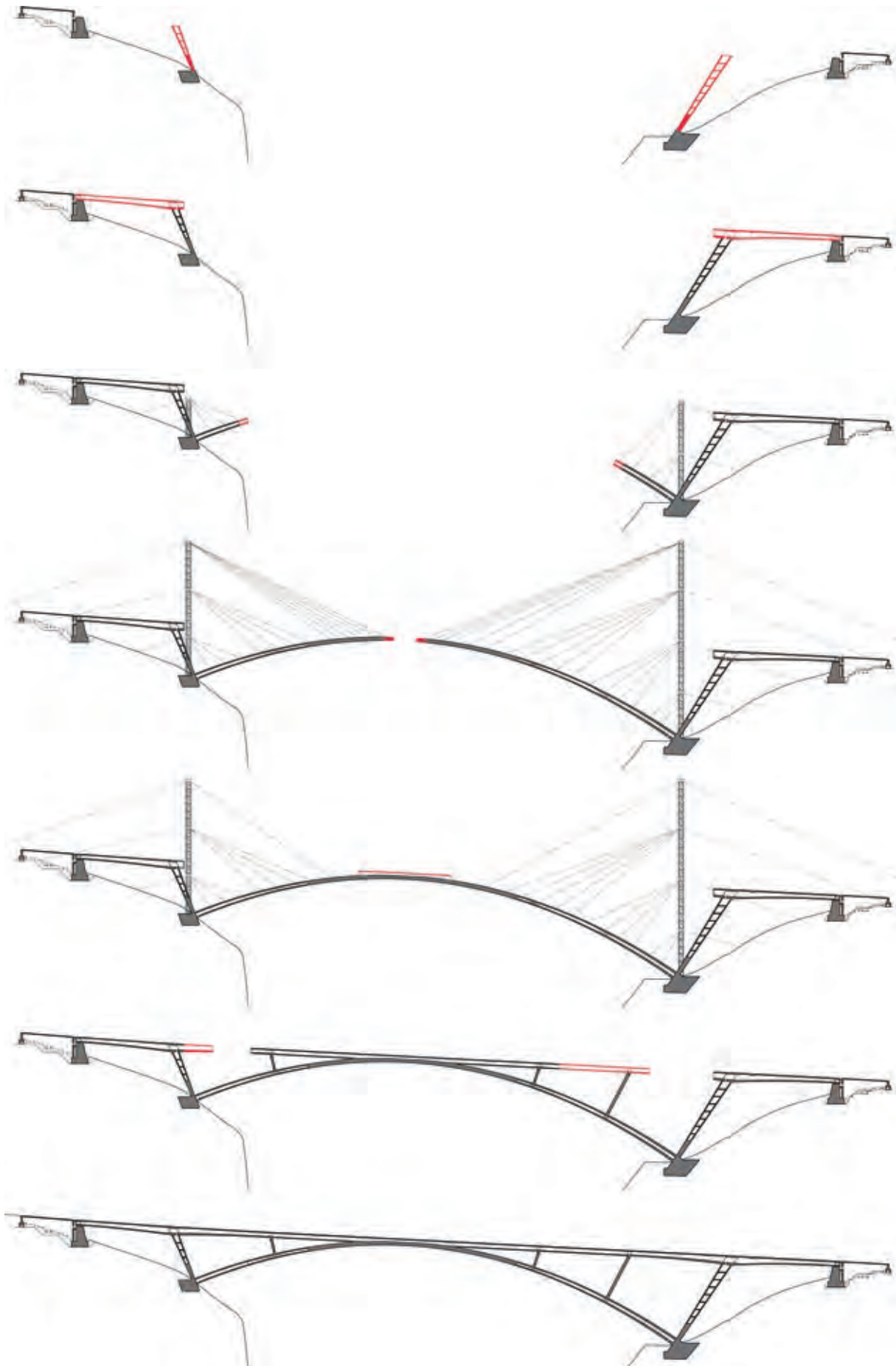


Bild 9 Bauablauf mit Hilfsabspannung

Grafik: © LAP

ist ein Prozedere, das sich insbesondere bei anspruchsvollen Baumaßnahmen bestens bewährt hat, wird doch nachhaltig verhindert, dass ein fremder Quereinsteiger in den Leistungsphasen 4 und 5 bewusst oder mangels Kenntnis das Bauwerk „kaputtrechnet“.

4.2 Herstellung und Bauausführung

Der Kerngedanke der Herstellung der Brücke besteht im Freivorbau mit Rückverhängung des Bogens. Die Rahmenkonstruktionen der Seitenfelder werden auf Lehrgerüst hergestellt, ebenso wie der Überbau, dessen Herstellung auf einem bogengestützten Gerüst erfolgt (Bild 9). Die steilen Talflanken und die Bereiche der Tamina selbst bleiben somit vollständig unberührt. Ein Höchstmaß an Rücksichtnahme auf die sensiblen Schongebiete ist somit sichergestellt.

4.2.1 Baustelleneinrichtung

Angesichts der Steilheit des Geländes war die Erschließung der Widerlager- und Kämpferbereiche eine besondere Herausforderung für die ARGE Tamina-Brücke (Bild 10).



Bild 10 Zuwegung Kämpferseite Pfäfers
Foto: © Tiefbauamt Kanton St. Gallen

Für die Erstellung der Kämpfer und der Vorlandbereiche wurden im Bereich der Kämpfer zwei große Turmdrehkräne installiert. Für die Montage der Stahlpylone wurde eine Hubleistung von 10 t bei einer Ausladung von 23 m benötigt. Zusätzlich musste als weitere Randbedingung ein Überschwenken der Pylone möglich sein. Dies erforderte auf der Seite Pfäfers einen Turmdrehkran mit einer Ausladung von 75 m und einer Hakenhöhe von 115 m. Damit war der Kran auf der Seite Pfäfers der höchste bisher in Europa freistehende Turmdrehkran (s. Bild 12 in Abschn. 4.2.3). Nach der Fertigstellung der beiden Vorlandtragwerke wurde zur weiteren Andienung der Bogenbereiche außerhalb der Schwenkbereiche der beiden Turmdrehkräne sowie des Überbaus über dem Bogen ein Kabelkran aufgebaut. Dabei wurde für den Zeitraum der Bogenherstellung das Tragseil durch die Pylone geführt. Nach Herstellung des Bogens und dem Abbau der Pylone wurde zur Überbauherstellung zusätzlich noch eine Schwenkeinrichtung für den Seilkran eingebaut, damit der gesamte Arbeitsbereich des Überbaus auch in Querrichtung bestrichen werden kann.

4.2.2 Herstellung der Kämpfer

Der Baubeginn erfolgte jeweils bei den beiden Kämpfern und den Widerlagern. Die Kämpfer wurden auf dem in einer Tiefe von ca. 6 m anstehenden Fels gegründet. Die Baugrubensicherung erfolgte durch eine vernagelte Spritzbetonsicherung (Bild 11). Insgesamt wurden beim Kämpfer Pfäfers 2.000 m³ Beton und 300 t Betonstahl und beim Kämpfer Valens 1.200 m³ Beton und 180 t Betonstahl eingebaut. Der obere Bereich des Kämpferpfeilers wurde mit einem Beton der Festigkeitsklasse C45/C55 hergestellt, für den unteren Bereich war ein Beton mit der Festigkeitsklasse C30/37 ausreichend. Um die Zwangsspannungen bei den Massenbetonen der Kämpfer zu begrenzen, wurden die Temperaturdifferenz infolge der Hydrationswärme des Betons in der Ausschreibung auf 30 K zwischen Kern und Oberfläche und die maximale Betontemperatur auf 60 °C festgelegt und dazu entsprechende Betonrezepturen mit einem Hochofenzement CEM III/B 32,5 entwickelt. Die bei der Ausführung über zwei Wochen mittels Temperaturfühlern gemessenen Werte lagen dann auch bei einer Temperaturdifferenz von 26 K und einer maximalen Kerntemperatur von 58 °C und somit im grünen Bereich.

4.2.3 Herstellung des Bogens

Die Herstellung des Bogens erfolgte im Freivorbau mit einer temporären Abspannung (Bild 12).



Bild 11 Kämpfer Seite Pfäfers

Foto: © LAP

je 150 mm^2 und einer Zugfestigkeit von 1.860 N/mm^2 . Die Kabel wurden auf der Seite Pfäfers auf vier Querträgerebenen und auf der Seite Valens auf drei Querträgerebenen angeordnet. Die maximale Kabelkraft betrug 2250 kN . Auf diesen einzelnen Querträgerebenen wurden auch die Halte- und die Rückhalte-kabel gespannt, wobei jedes Kabel mit einer Hohlkolbenpresse bestückt war.

Die Herstellung der einzelnen Bogenelemente erfolgte von der Seite Valens und der Seite Pfäfers nach einer gewissen Einarbeitungszeit parallel im Wochentakt. Der Bauablauf stellte sich wie folgt dar (s. a. Bild 9). Bei einer Betonfestigkeit von

Die hierfür erforderlichen Hilfspylone aus Stahl mit einer Höhe von 107 m auf der Seite Pfäfers und 78 m auf der Seite Valens wurden seitlich auf den Kämpferfundamenten aufgestellt und durch ein Kalottenlager darauf gelenkig gelagert. Die Halte- und Rückhalte-kabel bestanden aus 7 bis 24 weißen PE-ummantelten Monolitzen der Stahlgüte St 1680/1860 mit einer Querschnittsfläche von

25 N/mm^2 wurde am Montagmorgen die Freivorbaurüstung des Bogens (Bild 13) abgese-nkt und in den nächsten Bauabschnitt vorgefahren. Parallel dazu wurden die Spitze des Bogens messtechnisch erfasst und die Ist-Werte dem Projektverfasser übermittelt. Diese Ist-Werte wurden dann mit den Soll-Werten abgeglichen, gegebenenfalls korrigiert und für den nächsten Bauabschnitt der



Bild 12 Freivorbau im Wochentakt; zu sehen sind die Hilfspylone und Abspannungen sowie rechts (Seite Pfäfers) der höchste freistehende Turmdrehkran Europas

Foto: © LAP



Bild 13 Freivorbaurüstung Bogen Foto: © LAP



Bild 14 Spannen der Haltekabel Foto: © LAP

Baustelle übermietet, damit nachmittags die Freivorbaurüstung neu eingerichtet werden konnte. Ab Dienstag erfolgten dann die Schal- und Bewehrungsarbeiten für das nächste Bogenelement. Parallel dazu wurden die Halte- und Rückhalte­kabel am vorherigen Bogenelement eingebaut und entsprechend dem Spannprogramm ab einer Betonfestigkeit von 38 N/mm² in bis zu 30 Teilschritten gleichzeitig im Wechsel gespannt (Bild 14). Hierbei war zu beachten, dass die Spannkraft mit den zulässigen Pylon- und Bogenverformungen übereinstimmen, so dass sich die berechnete Bogensolllage einstellen konnte. Während der gesamten Spannarbeiten wurden die horizontalen Auslenkungen des Pylons und die Höhe des vordersten Bogenabschnitts messtechnisch überwacht und mit den berechneten Vorgaben verglichen. Am Freitag erfolgte dann das Betonieren des Bogenelements.

Der Bogenschluss (Bild 15) erfolgte mit einem Bogenelement mit 3 m Länge und wurde mit der

Freivorbaurüstung der Seite Pfäfers nach dem Abbau der Freivorbaurüstung auf der Seite Valens hergestellt. Durch die laufende messtechnische Überwachung der Bogenherstellung betrug die Höhenabweichung bei der Schlusslücke nur 2,5 cm. Diese Differenz wurde durch ein geringes Entspannen der Rückhalte­kabel auf der letzten Querträger­ebene des Pylons auf der Seite Pfäfers ausgeglichen.

Nach dem Bogenschluss wurden die Halte- und Rückhalte­kabel sowie die Hilfspylone wieder abgebaut. Hierbei mussten die Halte- und Rückhalte­kabel je Seilebene gleichzeitig entspannt und abgebaut werden, so dass, wie beim Spannen der Kabel, die maximal zulässige horizontale Differenzkraft je Querträger­ebene nicht überschritten wurde. Auch beim Ausbau der Kabel wurden die Verformungen der Hilfspylone sowie des Bogens laufend messtechnisch überwacht und ständig mit den Vorgaben des Planverfassers verglichen.



Bild 15 Bogenschluss

Foto: © Tiefbauamt Kanton St. Gallen



Bild 16 Herstellung des Überbaus parallel zu den Bogenständern

Foto: © Tiefbauamt Kanton St. Gallen

4.2.4 Herstellung des Überbaus

Der Überbau im Bogenbereich wird abschnittsweise mit einem auf dem Bogen abgestützten Traggerüst erstellt. Dabei wurde zuerst der 50 m lange Bauabschnitt im Bereich des Bogenscheitels hergestellt und anschließend der Überbau in vier weiteren, jeweils 20–30 m langen Bauabschnitten nach beiden Seiten bis zum Anschluss an die Vorlandtragwerke betoniert (vgl. Bild 9). Um den schlanken Bogen während der Herstellung möglichst wenig zu belasten, wurden die jeweiligen Bauabschnitte etappenweise betoniert: zuerst auf beiden Seiten jeweils Bodenplatte und Stege (Trog) und anschließend nacheinander die Fahrbahnplatte. Damit können der Trog schon zur Abtragung der Betonierlasten der Fahrbahnplatte mit herangezogen und die Belastung des Traggerüsts entsprechend verringert werden.

4.2.5 Bogenständer mit Betongelenken

Parallel zur Überbauerstellung erfolgte die Herstellung der massiven radialen Bogenständer mit einer Kletterschalung (Bild 16). Als Besonderheit ist hierbei die Herstellung der vorgespannten Betongelenke, mit denen die Bogenständer an den Bogen bzw. den Überbau angeschlossen werden, hervorzuheben. Die Vorspannung erfolgte mit bis

zu 16 Gewindestäben $\varnothing 40$ mm aus St 950/1050. Als Beton kam ein selbstverdichtender Beton der Festigkeitsklasse C45/55 zur Ausführung. Dabei wurde im Vorfeld ein Betongelenk-Musterelement im Maßstab 1:1 hergestellt und mit einer Betonsäge anschließend wieder durchtrennt. Ziele dieses Musterelements waren die Prüfung und der Nachweis der Qualität des Betongelenks und des ordnungsgemäßen Einbringens und Verdichtens des Betons.

4.2.6 Die Ästhetik des Bauens

Neben der technischen Meisterleistung der ausführenden Firmen wohnt dem Herstellungsprozess ein Zauber inne, der sich nicht nur – wie bei Hermann Hesse – am Anfang zeigte, sondern sich über die gesamte Bauzeit hinweg offenbarte und teilweise für eine geradezu mystische Atmosphäre sorgte (Bild 17).

5 Zusammenfassung

Durch die Überbrückung der Taminaschlucht mit einer großzügigen Bogenlösung in Verbindung mit einer stützenfreien Überspannung der seitlichen Hangbereiche in Form biegesteifer Rahmenkonstruktionen wird eine Überquerung des Tales



Bild 17 Mystische Atmosphäre

Foto: © Tiefbauamt Kanton St. Gallen

ermöglicht, die infolge der Reduzierung der Stützungspunkte auf ein Minimum (zwei Bogenkämpfer und zwei Widerlager) größtmögliche Rücksicht auf die Geländesituation nimmt.

Die Anordnung der gesamten Brückenkonstruktion unterhalb der Fahrbahn führt dazu, dass die Brücke in ihrem Erscheinungsbild deutlich zurücktritt und der übergeordnete Landschaftscharakter im Wesentlichen unverändert bleibt. Gleichzeitig entwickelt die Konstruktion durch die Kombination einer Bogenlösung mit einer Rahmenlösung in den Seitenfeldern eine eigene Identität mit einer unverwechselbaren Formensprache von höchster Integrität.

Günstige Brücken unterscheiden sich von billigen Lösungen in ihrem grundlegenden Anspruch einer soliden technischen Machbarkeit durch materialgerechte Umsetzung des statisch als richtig Er-

kannten, was zwangsläufig zu einem stimmigen Erscheinungsbild führt, und in ihrem Anspruch, über die Herstellungskosten hinaus wirtschaftliche Lösungen umzusetzen, die die Unterhaltung und den Betrieb auf ein Minimum reduzieren.

Nach vier Jahren Bauzeit wurde die Taminabrücke am 22. Juni 2017 unter begeisterter Teilnahme der Bevölkerung offiziell eröffnet und dem Verkehr übergeben (Bild 18). Aus der von der Wettbewerbsjury vorhergesagten Chance, ein Wahrzeichen der Gegend zu werden (Bild 19), wurde Realität, was nicht zuletzt die uneingeschränkte Identifikation der Einwohner mit der Taminabrücke zeigt.

Weitere Veröffentlichungen zum Projekt

- ❑ Eilzer, W.: Taminabrücke bei Pfäfers in der Schweiz. *Brückenbau Construction & Engineering* (2009) 1, S. 36–41.
- ❑ Eilzer, W.; Angelmaier, V.; Klug, A.: Neuartige Konstruktion einer Bogenbrücke über die Taminaschlucht in der Schweiz. *Bauingenieur* 87 (2012), S. 81–92.
- ❑ Haug, H.: Taminabrücke: Herstellung und Montage der größten Bogenbrücke in der Schweiz. *Brückenbau Construction Engineering* (2016) 1/2, S. 14–27.
- ❑ Angelmaier, V.: Die größte Bogenbrücke in der Schweiz in der Taminaschlucht ist bald fertig. *INGBWaktuell* (2016) 04-05, S. 06–07.



Bild 18 Eröffnung der Taminabrücke

Foto: © LAP



Bild 19 Die fertige Brücke

Foto: © Bastian Kratzke

Der vorliegende Beitrag beruht zum Teil auf diesen Publikationen.

Literatur

- [1] ASCE American Society of Civil Engineers (Ed.): ASCE Historical Civil Engineering Landmark: Salginatobel Bridge. <http://www.asce.org/project/salginatobel-bridge/> (Abgerufen am 3.1.2018).
- [2] Projektwettbewerb "Brücke Tamina (Bofel)" (Objekt-Nr. B37.2.076.006), ausgelobt vom Tiefbauamt des Kantons St. Gallen. 2.5.2007, www.tiefbau.sg.ch.
- [3] Tiefbauamt des Kantons St. Gallen: Bericht des Preisgerichtes, Objekt: Brücke Tamina (Bofel), 12.3.2008.

Projektbeteiligte

Bauherr:	Tiefbauamt Kanton St. Gallen, Sektion Kunstbauten, St. Gallen (Schweiz)
Projektverfasser:	Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart
Planungspartner:	dsp Ingenieure & Planer AG, Greifensee (Schweiz) Smolczyk & Partner GmbH, Stuttgart
Prüfingenieure:	Prof. Thomas Vogel, ETH Zürich (Schweiz) Pascal Klein, dipl. Ing. ETH/SIA/USIC, Zürich (Schweiz)
Baugrundgutachter:	Dr. von Moos AG, Zürich (Schweiz)
Bauleitung:	Leonhardt, Andrä u. Partner Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart dsp Ingenieure & Planer AG, Greifensee (Schweiz)
Bauausführung:	ARGE Taminabrücke (STRABAG AG, J. Erni AG, Meisterbau AG)
Planung Lehrgerüste:	LGB – Lehrgerüst GmbH, Meiningen

DYWIDAG-SYSTEMS
INTERNATIONAL



www.dywidag-systems.de

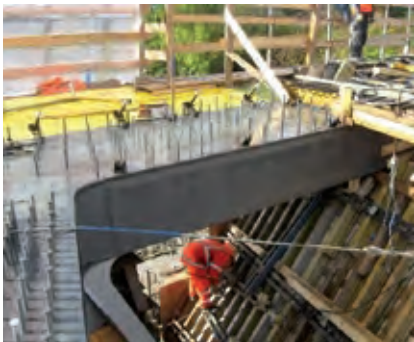
FOLLOW US ON  

ELBEBRÜCKE SCHÖNEBECK

Qualitative maßgeschneiderte
Lösungen für Ihre Projekte



BPR
Dr. Schäpertöns Consult
SRP
Schneider + Partner




BW118b an der A70

Auszeichnung beim
Ingenieurpreis des
Deutschen Stahlbaus
2017

www.bpr-consult.com www.srp-consult.de



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



**Besuchen
Sie uns am Stand**

Nr. 22, EG

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

jansonbridging.de



JANSONBRIDGING

COME ACROSS

100 Jahre Dauerhaftigkeit für Brücken- und Tunnelbauwerke

**Dr.-Ing. Angelika Schießl-Pecka¹, Prof. Dr.-Ing. Uwe Willberg²,
Dipl.-Ing. Georg Müller³, Prof. Dr.-Ing. Christoph Gehlen⁴**

1 Einleitung

Im Bereich der Bundesfernstraßen gibt es aktuell 39562 Brücken mit einer Gesamtbrückenfläche von 30,7 Mio. m² [1]. Die überwiegende Anzahl der Bauwerke sind bezogen auf die Brückenfläche Betonbrücken (17 % Stahlbetonbrücken und 70 % Spannbetonbrücken [1]). Die beiden Autobahndirektionen Nord- und Südbayern betreuen zusammen ca. 10 % des Brückenbestandes der Bundesfernstraßen und 18 Straßentunnel.

Um auch im Winter die Sicherheit der Autofahrer zu gewährleisten und um witterungsbedingte Verkehrsbehinderungen weitestgehend zu vermeiden, werden seit den 1970er Jahren Tausalze eingesetzt. Die durch die Taumittel eingebrachten Chloride dringen in den Beton ein und können ab einem bestimmten kritischen Chloridgehalt im Bauteil Bewehrungskorrosion auslösen. Der Anteil erforderlicher Betoninstandsetzungen von Schäden an Brücken und sogar notwendige Abbrüche von Bauwerken infolge von chloridinduzierter Bewehrungskorrosion ist im Vergleich zu anderen Schadensmechanismen am höchsten, vgl. auch Bild 1. Die daraus entstehenden wirtschaftlichen und auch volkswirtschaftlichen Schäden sind enorm.

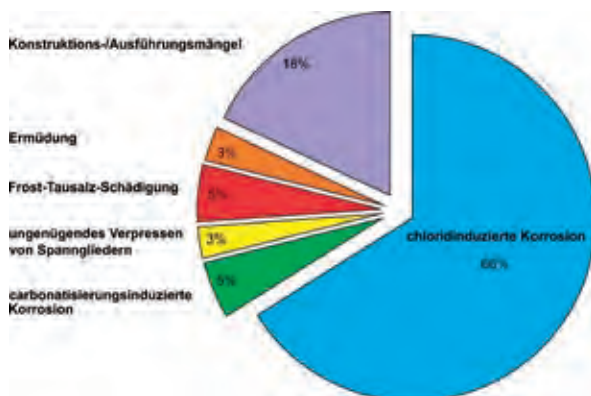


Bild 1 Verteilung der Schadensursachen an Betonoberflächen von Brückenbauwerken im deutschen Autobahnnetz Grafik: nach [2]

In diesem Beitrag werden als Ausgangssituation typische Schäden an Brücken und Tunneln exemplarisch dargestellt und die Einflussfaktoren auf die Intensität der Schäden herausgearbeitet. Daraus werden mögliche Lösungsstrategien entwickelt und anschließend ein variables 3-Stufen-Konzept für die künftigen Ausschreibungen von Betonbauteilen vorgestellt.

2 Beispiele

2.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt werden exemplarisch typische Schäden an verschiedenen Brückenbauwerken und an zwei Tunneln beschrieben und die sich daraus ergebenden Fragestellungen bzgl. Einflussgrößen sowie langfristige Lösungsstrategien formuliert. Wenn nicht anders erwähnt, ist davon auszugehen, dass für die Herstellung der beschriebenen Bauwerke Portlandzement verwendet wurde, ggfs. unter Zugabe von Kalksteinmehl.

2.2 Zwei Fertigteilbrücken über die A9

Im Zuge einer vertieften Untersuchung wurden zwei Brücken im Zuge der Bundesautobahn A9, Berlin–München, im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit der Brückenuntersichten untersucht, Bilder 2 und 3. Die Brücken wurden 1986 bzw. 1998 in Fertigteilbauweise mit vorgespannten Fertigteilträgern aus B55 und mit einer durchlaufenden Ortbetonplatte hergestellt. Beide Brücken haben einen mehrstegigen Plattenbalkenquerschnitt. In der Untersuchung wurden jeweils der in Fahrtrichtung vorderste Steg des Plattenbalkens im Bereich über der Lkw-Spur an beiden Stirnseiten (direkt beaufschlagte und abgewandte Stirnseite) und an der Unterseite des Steges beprobt, z. T. an augenscheinlich erkennbaren Feuchterändern.

1 Ingenieurbüro Schießl Gehlen Sodeikat GmbH, München

2 Autobahndirektion Südbayern, München

3 Autobahndirektion Nordbayern, Bayreuth

4 TU München und Ingenieurbüro Schießl Gehlen Sodeikat GmbH, München



Bild 2 A9, BW 296a, Baujahr 1998
Foto: Autobahndirektion Nordbayern



Bild 3 A9, BW 260a, Baujahr 1986
Foto: Autobahndirektion Nordbayern

Die durchgeführten Bestimmungen der Carbonatisierungstiefe und die Bestimmung des Chloridgehalts (Tiefenlagen 0–20 mm, 20–40 mm und 40–50 mm) lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

- ❑ Die sehr geringen gemessenen Carbonatisierungstiefen – sie lagen zwischen 2 mm und 5 mm – deuten auf eine sehr regelmäßige Feuchtebeaufschlagung hin.
- ❑ Die Chloridgehalte sind bei beiden Bauwerken z. T. auch in der Tiefenlage 40–50 mm (Höhe der Bewehrung) noch deutlich erhöht (Chloridgehalt bis 3,2 Masseprozent, bezogen auf den Zementgehalt (M.-%/z)). (Hinweis: Als Grenzwert für den kritischen Chloridgehalt, ab dem ein sachkundiger Planer die Korrosionsgefahr bewerten muss, wird gemäß Rili-SIB [3] ein Chloridgehalt von 0,5 M.-%/z angesetzt.)
- ❑ Sind Feuchtespuren zu erkennen, ist die direkt beaufschlagte Stirnseite und die Untersicht des untersuchten vordersten Steges im Bereich der Lkw-Spur am höchsten beaufschlagt, die abgewandte Stirnseite weist eine geringfügig reduzierte Chloridbeaufschlagung auf (BW 296a).
- ❑ Sind keine Feuchtespuren zu erkennen, so sind die Chloridgehalte in der direkt beaufschlagten Stirnseite am höchsten (BW 260a), die Untersicht und die abgewandte Stirnseite der Lkw-Spur weisen aber auch in allen Tiefenlagen Chloridgehalte über dem kritischen Chloridgehalt von 0,5 M.-%/z nach [3] auf.
- ❑ Wenn der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt erreicht wird, sind die Bedingungen für eine Bewehrungskorrosion hervorragend (gute Belüftung, feucht etc.).
- ❑ Das Bauwerk BW 296a ist nur 19 Jahre alt. Die Stege sind umlaufend so hoch mit Chloriden beaufschlagt, dass es nach der Aussage der

Autobahndirektion Nordbayern zu ersten Betonabplatzungen kommt.

2.3 Brücke Trockau

Bei der Talbrücke Trockau handelt es sich um eine etwa 602 m lange Spannbeton-Hohlkastenbrücke im Zuge der Bundesautobahn A9, Nürnberg–Berlin.

Die in den Jahren 1998 bis 2001 hergestellte Brücke weist je Fahrtrichtung (FR) einen neunfeldrigen, in Längs- und Querrichtung vorgespannten Kastenquerschnitt mit jeweils drei Fahrstreifen sowie einer Standspur auf. Die maximale Stützweite beträgt 100 m. Die Längsvorspannung wird mit extern geführten Spanngliedern im Hohlkasten erzeugt. Aufgrund von Abplatzungen und Korrosionsverfärbungen an den Kappen (Alter zum Untersuchungszeitpunkt rd. 14 Jahre) wurden vertiefte Untersuchungen durchgeführt. Die Chloridgehalte im ungerissenen Beton überstiegen an allen Messstellen auf Höhe der außenliegenden Bewehrung, teilweise auch auf Höhe der zweiten Bewehrungslage, den angenommenen kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt von 0,50 M.-%/z. Anhand der Ergebnisse ließ sich kein Zusammenhang zwischen der Ausrichtung des Bauteils (waagrecht/senkrecht) und dem Chloridgehalt des Betons nachweisen. Dagegen konnte bei einem Vergleich der Ergebnisse der Potentialfeldmessungen mit den Ergebnissen der Chloridanalysen eine Korrelation zwischen Bereichen mit der größten Korrosionsaktivität und Bereichen mit den höchsten Chloridgehalten im Beton festgestellt werden. Im Bereich von Rissen war das Ausmaß der festgestellten Korrosion höher, die festgestellten Trenn- und oberflächennahen Risse waren aber nicht alleine ursächlich für die festgestellte Korrosion.

Da auf den Kappen der Talbrücke Trockau Leitplanken, Geländer und eine Lärmschutzwand montiert waren, wurden aufgrund des



Bild 4 AK München Ost, BW 17, Baujahr 1973, Teilbauwerke 1999, 2004 Foto: Autobahndirektion Südbayern

Zustands der Bewehrung drei der vier Kappen nach einer Nutzungsdauer von nur 14 Jahren abgerissen.

2.4 Brücke BW 17 im Zuge der A94 (Autobahnkreuz München Ost)

Das Brückenbauwerk BW 17 überführt die A94 über die Bundesautobahn A99, den Autobahnring München. Das Bauwerk ist in vier Teilbauwerke unterteilt. Die beiden mittleren Teilbauwerke (TBW 2 und TBW 3) wurden im Jahre 1973 errichtet, Bild 4. Die südliche Verbreiterung (TBW 4) wurde 1999, die nördliche Verbreiterung (TBW 1) im Jahr 2004 gebaut. Die Widerlager und die drei Pfeilerreihen bestehen aus Stahlbeton. Ein Teil der Pfeiler wurde im Jahr 2005 mit einer Tiefenhydrophobierung versehen, da die Pfeiler, auch die des TBW 4, sehr hohe Chloridgehalte aufwiesen und bereits Abplatzungen über korrodierenden Bewehrungseisen festgestellt wurden. Der vierfeldrige Überbau des Bauwerks besteht aus mehrstegigen Spannbetonfertigteilen mit einer durchlaufenden Ortbetonplatte.

Im Zuge der Bauwerksuntersuchung nach DIN 1076 [4] wurden vertiefte Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit durchgeführt. Neben den Schäden am ursprünglichen Bauwerk zeigte sich, dass auch die Dauerhaftigkeit der in den Jahren 1999 und 2004 fertiggestellten Teilbauwerke bereits beeinträchtigt war. Für die Brückenuntersicht, die sich über der A99 befindet, wurden die in Abschnitt 2.2 beschriebenen Ergebnisse bestätigt. Auch hier waren die Schäden an den Stegen der Fertigteile über den Lkw-Spuren deutlich ausgeprägter als über den anderen Spuren. In Bereichen mit geringen Betondeckungen kam es an der Untersicht der Spannbetonfertigteile bereits zu großflächigen Abplatzungen, vgl. Bild 5.

In Bezug auf die übrigen Bauteile wurde Folgendes festgestellt:

- Der Überbau, über den die A94 führt, wies an der Oberseite ausnahmslos Chloridgehalte im Bereich des Eigenchloridgehalts des Betons auf. D. h., wenn die Abdichtung intakt ist und der Beton geschützt, ist die Dauerhaftigkeit des Beton auch nach fast 50 Jahren sehr gut.



Bild 5 Schäden an den Stegen der Spannbetonträger über den Lkw-Spuren (AK München Ost, BW 17) Fotos: Autobahndirektion Südbayern

- Bei den im Jahr 2005 verstärkten Pfeilern mit einer aufgetragenen Tiefenhydrophobierung wurden lediglich in der 1. Tiefenlage (0–20 mm) erhöhte Chloridgehalte bis i. M. 0,7 M.-%/z festgestellt, tiefer lag der Chloridgehalt in der Größenordnung des Eigenchloridgehalts.
- Die Widerlager des ursprünglichen Bauwerks wiesen bis auf Höhe der Bewehrung hohe korrosionsauslösende Chloridgehalte auf.
- Die 2005 hergestellten Widerlager wiesen bis in die 2. Tiefenlage (20–40 mm) Chloridgehalte über 1,0 M.-%/z auf.

Das Bauwerk musste aufgrund der starken Schäden an den Spannbetonträgern abgebrochen werden.

2.5 Tunnel Eching und Tunnel Etterschlag

In der Zeit von 2011 bis 2015 wurden an den Tunnelbauwerken Eching und Etterschlag (Fertigstellung in den Jahren 1995 bzw. 1998) durch verschiedene Ingenieurbüros umfangreiche Zustandserfassungen der Tunnelwände und -decken sowie der Notgehwege und Schlitzrinnen durchgeführt. Zu diesem Zweck wurden Potentialfeld-, Betondeckungs- sowie Elektrolytwiderstandsmessungen und tiefengestaffelte Bohrmehlentnahmen zur Chloridgehaltsbestimmung durchge-

führt und lokal Bewehrung sondiert.

Bei den Untersuchungen zur Bewertung der Gefahr von Bewehrungskorrosion zeigte sich in beiden Tunneln, dass alle Tunnelwände fast über die komplette Höhe unerwartet hohe Chloridgehalte aufwiesen. Dabei zeigt sich wider Erwarten nur eine vergleichsweise geringe Abnahme der Chloridgehalte mit zunehmender Höhe der Entnahmestelle und keine systematische Abnahme der Chloridgehalte mit zunehmendem Abstand vom Tunnelportal, d. h., erhöhte Chloridgehalte liegen nahezu über die gesamte Tunnellänge und Wandhöhe vor. Beispielhaft sind in Bild 6 die Ergebnisse der Bohrmehlentnahmen aus dem Tunnel Eching für die am stärksten belastete Außenwand (Fahrtrichtung Lindau) dargestellt.

Die Chloridgehalte in den Tunnelwänden des Tunnels Etterschlag sind oberflächennah ebenfalls sehr stark erhöht, allerdings sind die Chloridgehalte in größeren Tiefenlagen tendenziell geringer als im Tunnel Eching, was in erster Linie auf die höhere Betongüte und damit einhergehend geringere Kapillarporosität des Betons zurückzuführen ist.

Lokale Bewehrungs Sondierungen im Bereich von Rissen oder Betonierfehlstellen in beiden Tunneln ergaben an einzelnen Bewehrungsstäben korrosionsbedingte Querschnittsverluste von bis zu rd. 50 %. Die Chloridgehalte in den Schlitzrinnen und Notgehwegen waren bis in eine Tiefe des Betons von 100 mm stark erhöht. Zum Teil wurden Querschnittsverluste von bis zu 100 % festgestellt, vgl. Bild 7.

Die Chloridgehalte in den Tunneldecken erwiesen sich in beiden Tunneln als unkritisch. Es ist an dieser Stelle anzumerken, dass die Untersichten von Tunneldecken in Ortbetonbauweise grundsätzlich eine glatte Untersicht haben.

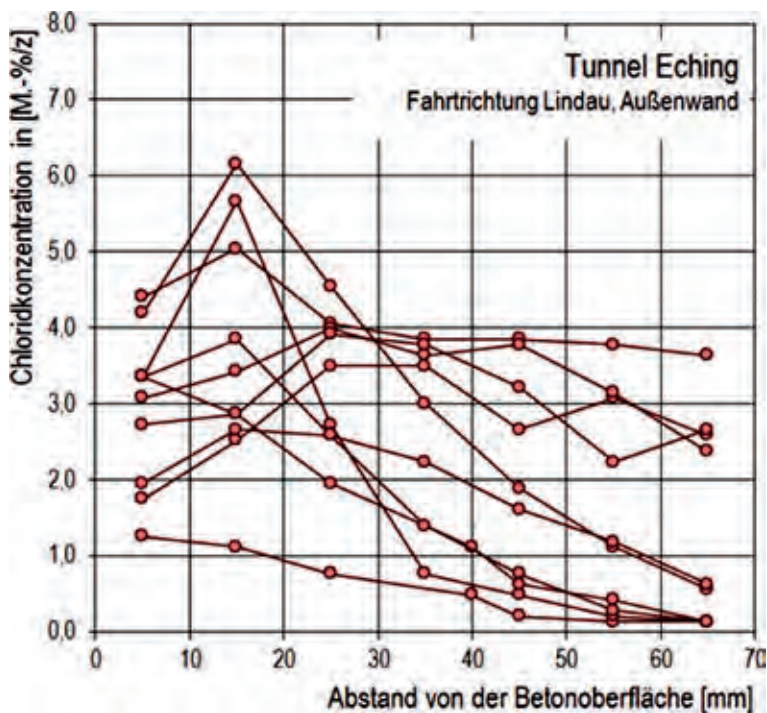


Bild 6: Ergebnisse der Chloridgehaltsbestimmungen an der Außenwand des Tunnels Eching, Fahrtrichtung Lindau
Grafik: Ingenieurbüro Schießl Gehlen Sodeikat GmbH

2.6 Fazit

Die beschriebenen Brücken stehen stellvertretend für eine Vielzahl vergleichbarer Infrastrukturbauwerke, bei denen die planmäßige Nutzungsdauer ebenfalls nur durch umfangreiche Instandsetzungsmaßnahmen erreicht werden kann. Daraus leiten sich für die Planung und den Betrieb von Brücken in Bezug auf eine zukünftige Verbesserung



Bild 7 Aktive Bewehrungskorrosion in den Notgehwegen der Tunnelbauwerke Eching und Etterschlag
Foto: Ingenieurbüro Schießl Gehlen Sodeikat GmbH

der Dauerhaftigkeit zwei zentrale Fragestellungen ab:

1. Welche Einflussfaktoren sind maßgeblich für die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- bzw. Spannbetonbrücken?
2. Durch welche Maßnahmen kann künftig bei Brücken die Dauerhaftigkeit gegenüber chloridinduzierter Bewehrungskorrosion derart verbessert werden, dass die planmäßige Nutzungsdauer ohne umfangreiche Instandsetzungsmaßnahmen erreicht werden kann (Lösungsstrategien für Neubauprojekte)?

3 Beschreibung der dauerhaftigkeitsrelevanten Einflussfaktoren

3.1 Allgemeines

Auf ein Bauteil wirkt eine Beanspruchung (Einwirkung), deren Größe statistisch verteilt ist. Der Widerstand des Bauteils, dieser Beanspruchung zu widerstehen, ist ebenfalls statistisch verteilt. Um die Dauerhaftigkeit von Verkehrsbauwerken zu verbessern, mussten in einem ersten Schritt relevante Einwirkungen und Widerstände identifiziert werden.

3.2 Einflussfaktoren auf der Einwirkungsseite

Nach einer Analyse verschiedener Brücken mit Schäden konnten auf der Einwirkungsseite folgende Einflussfaktoren für die Intensität von Schäden als Folge chloridinduzierter Bewehrungskorrosion identifiziert werden:

Streusalzaufkommen

Tausalze werden seit Anfang der 1970er Jahre auf Autobahnen eingesetzt. Heute werden neben den Feuchtsalzen auch häufig Solemischungen

verwendet, die in flüssiger Form auf die Fahrbahn gesprüht werden. Dabei wird das Stahlbetonbauteil direkt und unmittelbar mit einer Salzlösung beaufschlagt, was im Gegensatz zur Verwendung von Feuchtsalzen zu einer Beschleunigung der Chlorid-Eindringprozesse führt.

Verkehrsintensität

Grundsätzlich ist für die Höhe der Chlorideinwirkung die Frequentierung bzw. die Verkehrsintensität und somit das Streuverhalten maßgebend. Entsprechend sind Bauwerke an Autobahnen, Bundesstraßen und Kreisstraßen einer hohen Chloridbeanspruchung ausgesetzt, während Bauwerke angrenzend an Gemeindestraßen, Feldwege und Eisenbahnen eine vergleichsweise niedrige Beaufschlagung erfahren. Spritzwasser- und Sprühnebelzerzeugung durch Lkws findet im Vergleich zu Pkws in einem größeren Radius und einer höheren Intensität statt. Aus diesem Grund sind die Bauteile, die direkt neben der Lkw-Spur liegen, häufig besonders stark beansprucht. Erschwerend kommt hinzu, dass der Lkw-Verkehr stetig zunimmt.

Entfernung der Chloridquelle vom Bauteil

Maßgebend für die Chlorideinwirkung ist auch die Entfernung des Bauteils von der Chloridquelle. Man kann unterscheiden zwischen einer direkten Beaufschlagung (z. B. Kappenoberseite) oder einer Spritzwasserbeaufschlagung (z. B. Brückenpfeiler in bis zu 5 m Entfernung von der Straße) bzw. einer Sprühnebelbeaufschlagung (z. B. Brückenpfeiler mit mehr als 5 m Entfernung von der Straße oder Brückenuntersicht bei bis zu 10 m lichter Höhe).

Bauteilausrichtung

Bauwerksuntersuchungen an Verkehrsbauwerken zeigen, dass die Bauteilausrichtung von entscheidender Bedeutung ist. Unterschieden werden muss zwischen horizontalen Flächen, vertikalen Flächen und Untersichten. Bei den Untersichten muss zusätzlich unterschieden werden, ob es

sich um gegliederte oder nicht gegliederte Querschnitte handelt, da z. B. die Untersuchungen an Überführungen mit gegliederten Querschnitten gezeigt haben, dass die Stege deutlich höher belastet sind als die nicht gegliederte, horizontale Unterseite, vgl. Abschnitt 2.2. Bei vertikalen Flächen z. B. von Pfeilern und Widerlagern ist entscheidend, ob diese Flächen dem Regen ausgesetzt sind oder nicht.

3.3 Einflussfaktoren auf der Widerstandsseite

Die folgenden Einflussfaktoren auf der Widerstandsseite sind bei chloridbeanspruchten Brückenbauwerken von Bedeutung:

- Betondeckung,
- Materialwiderstand Beton (w/z-Wert, Bindemittelkombination),
- Materialwiderstand Betonstahl (z. B. normaler Stahl, nichtrostender Stahl, verzinkter Stahl, COMbar),
- Oberflächenschutzsystem.

4 Lösungsstrategien

4.1 Allgemeines

Chloridinduzierte Korrosion tritt bei Stahlbetonbauteilen auf, bei denen Chloride von der Bauteiloberfläche zur Bewehrungsfläche transportiert werden und infolge von Aufkonzentrationen der Chloridgehalt auf Bewehrungshöhe den kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalt von Betonstahl überschreitet. Daraus ergeben sich im Hinblick auf den Materialwiderstand, vgl. auch Abschnitt 3.3, bei der Planung und Ausführung von Brückenbauwerken nach [5] drei mögliche Lösungsstrategien (vgl. auch Bild 8), um Korrosion zu unterbinden oder die Korrosionsinitiierung so weit zeitlich zu verschieben, dass während der Nutzungsdauer nicht von einer relevanten Schädigung auszugehen ist:

1. Verlangsamen des Chloridtransports zur Bewehrung durch betontechnologische Maßnahmen (Umsetzung im Rahmen der Ausführung),
2. Erhöhen des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts durch Verwenden von Bewehrungsstahl mit erhöhtem Korrosionswiderstand (Umsetzung im Rahmen der Ausführung),

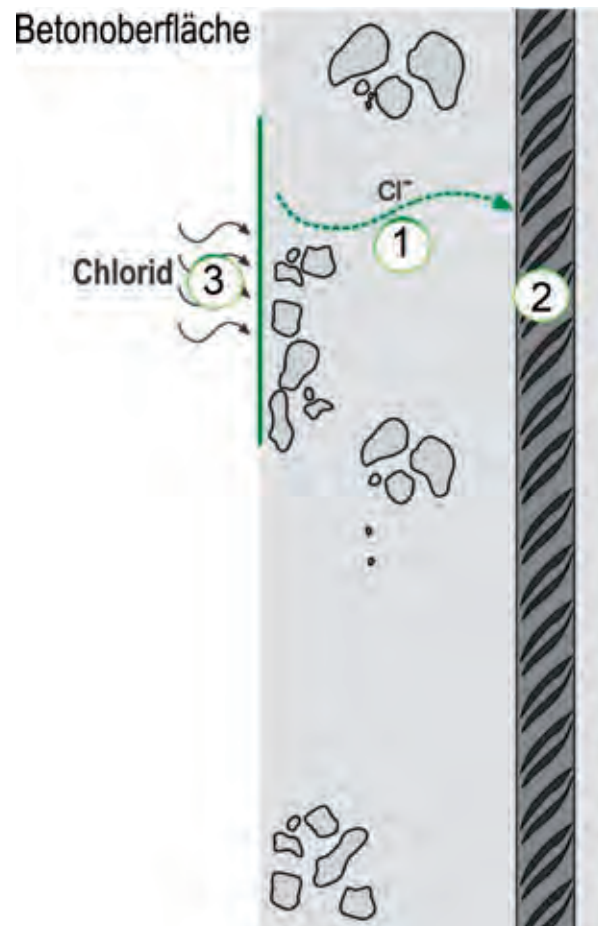


Bild 8 Mögliche Strategien zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit

Grafik: nach [5], Ingenieurbüro Schießl Gehlen Sodeikat GmbH

3. Unterbinden des Chlorideindringens in den Konstruktionsbeton durch Aufbringen einer Tiefenhydrophobierung (auch nach Ausführung möglich, „Rückfallebene“).

4.2 Verlangsamen des Chloridtransports durch betontechnologische Maßnahmen

Der Transport von Chloriden von der Bauteiloberfläche ins Bauteilinnere findet primär im Kapillarporensystem des Zementsteins statt. Dementsprechend stellen alle Maßnahmen, die eine Reduzierung des Kapillarporenanteils und eine generelle Verfeinerung der Porenstruktur bedingen, eine wirksame Maßnahme zur Reduzierung des Chloridtransports dar. Betontechnologische Maßnahmen zur Reduzierung des Kapillarporenanteils sind hinlänglich bekannt und in der Literatur umfassend beschrieben, z. B. [6], [7]. Für den Anwendungsfall des Konstruktionsbetons für Infrastrukturbauelemente sind dies im Wesentlichen:

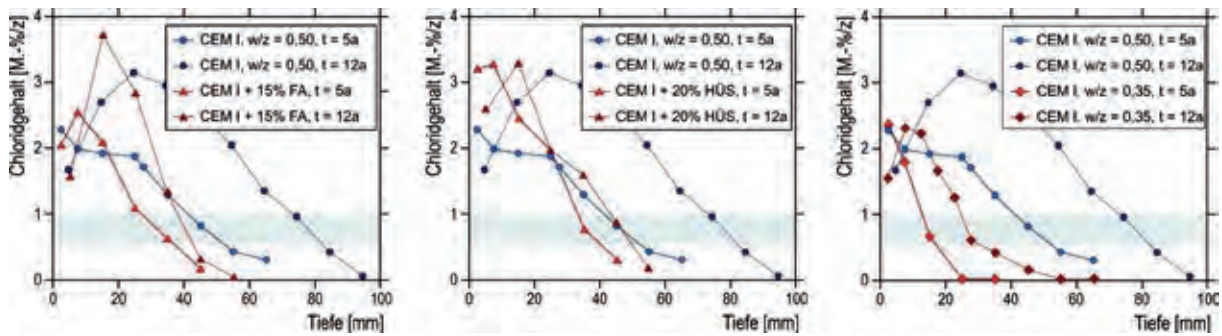


Bild 9 Einfluss betontechnologischer Maßnahmen auf den Chloridtransport in Betonprobekörpern (Ergebnisse von Auslagerungsversuchen im Versuchsstand am Naxbergtunnel) Grafik: nach [8]

- die Verwendung hüttensandhaltiger Zemente (CEM II/B-S, CEM III/A),
- die Zugabe von Steinkohlenflugasche.

Während die Reduzierung des w/z-Werts zu einer erhöhten Rissbildungsgefahr führen kann, wirken sich die Verwendung von hüttensandhaltigen Zementen oder die Zugabe von Steinkohlenflugasche aufgrund der langsameren Hydratationsreaktion auch auf die Hydratationswärmeentwicklung und die Rissbildungsgefahr positiv aus. In Bild 9 ist der Einfluss der drei beschriebenen Maßnahmen auf das Chlorideindringverhalten anhand von Ergebnissen der Auslagerungsversuche am Naxbergtunnel über einen Betrachtungszeitraum von 12 Jahren dargestellt [8]. Diese belegen eindrucksvoll den Effekt betontechnologischer Maßnahmen auf den Chloridtransport, wobei bei Einsatz eines Zements mit höherem Hüttensandgehalt, z. B. CEM II/B-S oder CEM III/A, noch mit einer deutlichen Zunahme dieses Effekts zu rechnen ist.

4.3 Erhöhen des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts C_{krit} durch Verwenden von Bewehrungsstahl mit erhöhtem Korrosionswiderstand

Durch den Einsatz nichtrostender Bewehrungsstähle kann der kritische korrosionsauslösende Chloridgehalt signifikant erhöht werden. In Deutschland wurden als nichtrostende Betonstähle vorwiegend austenitische Stähle der Güte 1.4571 (seltener 1.4429 oder 1.4529) oder austenitisch-ferritische Duplex-Stähle 1.4362 bzw. 1.4462 eingesetzt. Bei diesen Stahlgüten kann Korrosion bei den meisten Anwendungen zielsicher ausgeschlossen werden. Allerdings beschränkt sich ihre Anwendung aufgrund des signifikant höheren Preises unverändert auf Sonderanwendungen.

Eine Alternative zu den hochlegierten nichtrostenden Betonstählen stellen Betonstähle aus der ferritischen Stahlsorte 1.4003 dar. Dabei handelt es sich um einen warmgewalzten Bewehrungsstahl mit einem Chromgehalt $>12\%$. Preislich ordnen sich Betonstähle mit erhöhtem Korrosionswiderstand aus 1.4003 zwischen den herkömmlichen Betonstählen und den hochlegierten, nichtrostenden Stählen ein. Gleichzeitig führt die Verwendung dieses Stahls ebenfalls zu einer signifikanten Verschiebung des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts. Laborversuche von Bisschop et al. [9] ergaben gegenüber herkömmlichem Betonstahl annähernd eine Verdopplung von C_{krit} . Wird zusätzlich durch Beizen noch die Walzhaut entfernt, führt dies gemäß [9] in Laborversuchen zu einer weiteren Steigerung von C_{krit} gegenüber herkömmlichem Betonstahl ungefähr auf den Faktor 4. Seit 2016 liegt für Top12-Stahl der Firma Swiss Steel aus dem Werkstoff 1.4003, bei dem die Walzhaut durch Beizen entfernt wird, eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung durch das DIBt im Abmessungsbereich 8–14 mm vor [10]. In den vergangenen Jahren wurde Top12-Stahl bei verschiedenen Brücken und Tunnelbauwerken im Rahmen von Pilotanwendungen eingebaut und werden mittels Korrosionsmonitoring-Systemen überwacht, z. B. Brücke über die kleine Laaber, Tunnel Eching/Etterschlag, [11] und [12].

Neben Betonstahl mit erhöhtem Korrosionswiderstand wurde zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit in verschiedenen Neubauprojekten auch verzinkter Betonstahl eingebaut und ebenfalls mittels Korrosionsmonitoring-Systemen überwacht, z. B. im Naxbergtunnel und in den Kappen der Tunnelbauwerke Eching und Etterschlag, z. B. [12]. Auch für verzinkte Betonstähle liegen allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen durch das DIBt vor, z. B. [13]. Allerdings ist bekannt, dass die Zinkschicht verzinkter Stähle bei Chloridgehalten über 1 M.-%/z ebenfalls korrodiert und somit bis zum Einsetzen der Korrosion am Betonstahl nur mit einer Verlängerung der Lebensdauer des verzinkten

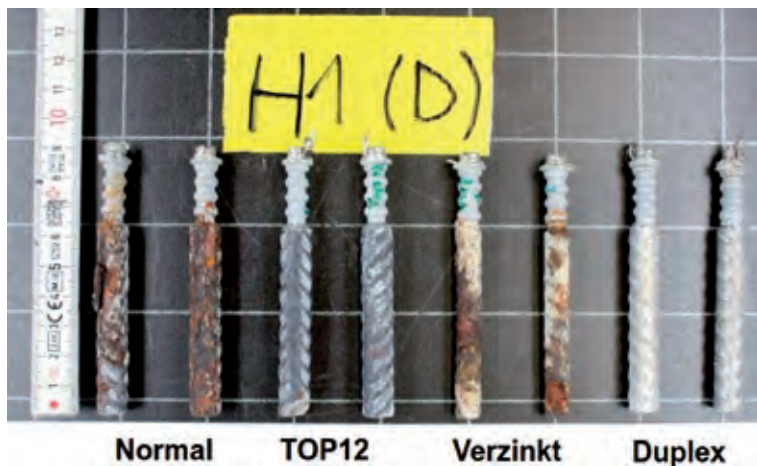


Bild 10 Vergleich der Korrosion an ausgebauten Stahlproben aus unlegiertem Betonstahl, Top12-Stahl, verzinktem Stahl und Duplex-Stahl (Versuchsstand Naxbergtunnel) Grafik: aus [8]

Stahls im Vergleich zum normalen Bewehrungsstahl um wenige Jahre zu rechnen ist [14].

Für den Naxbergtunnel [8] liegen bereits Ergebnisse mit verschiedenen Stahlsorten vor. Es zeigte sich, dass nach 12-jähriger Auslagerung bei Stahlproben aus unlegiertem Betonstahl rund 70 % der Stahloberfläche korrodierten. Der verzinkte Stahl verhielt sich ähnlich wie der normale Bewehrungsstahl, im Vergleich dazu zeigten die Top12-Stahlproben (auch mit Walzhaut) nahezu keine Korrosion und der Duplex-Stahl war blank, vgl. Bild 10.

4.4 Unterbinden des Chlorideintrags

Das Unterbinden des Chlorideintrags durch Aufbringen eines Oberflächenschutzsystems oder einer Beschichtung gehört bei Parkbauten auch an den vertikalen Stützen- und Wandfüßen zur Standardausführung. Im Außenbereich ist die Applikation von Beschichtungen aufgrund der besonderen klimatischen Bedingungen und der Anforderungen

an den Betonuntergrund, insbesondere an den Feuchtegehalt, häufig schwierig, so dass bei vielen Verkehrsbauwerken bereits nach kurzer Nutzungsdauer ein Abwittern oder sogar flächiges Ablösen der Beschichtungen festgestellt wurde. Eine Alternative zu den herkömmlichen Beschichtungssystemen stellen Tiefenhydrophobierungen dar. Im Gegensatz zu den Beschichtungen, die eine geschlossene Schicht auf der Betonoberfläche bilden, dringen Tiefenhydrophobierungen bis zu mehrere Millimeter tief in das Betongefüge ein, kleiden die Porenwänden aus und verhindern so eine Wasseraufnahme des Betons [15]. Durch das Eindringen in das Porengefüge werden ein Ablösen

der Hydrophobierung und eine schnelle Abwitterung im regulären Verkehrsbetrieb unterbunden. Zwar weisen auch Tiefenhydrophobierungen, die in der Regel Silane als Wirkstoff enthalten, eine Empfindlichkeit gegenüber den klimatischen Randbedingungen bei der Applikation auf, diese ist jedoch deutlich geringer als bei herkömmlichen Beschichtungssystemen.

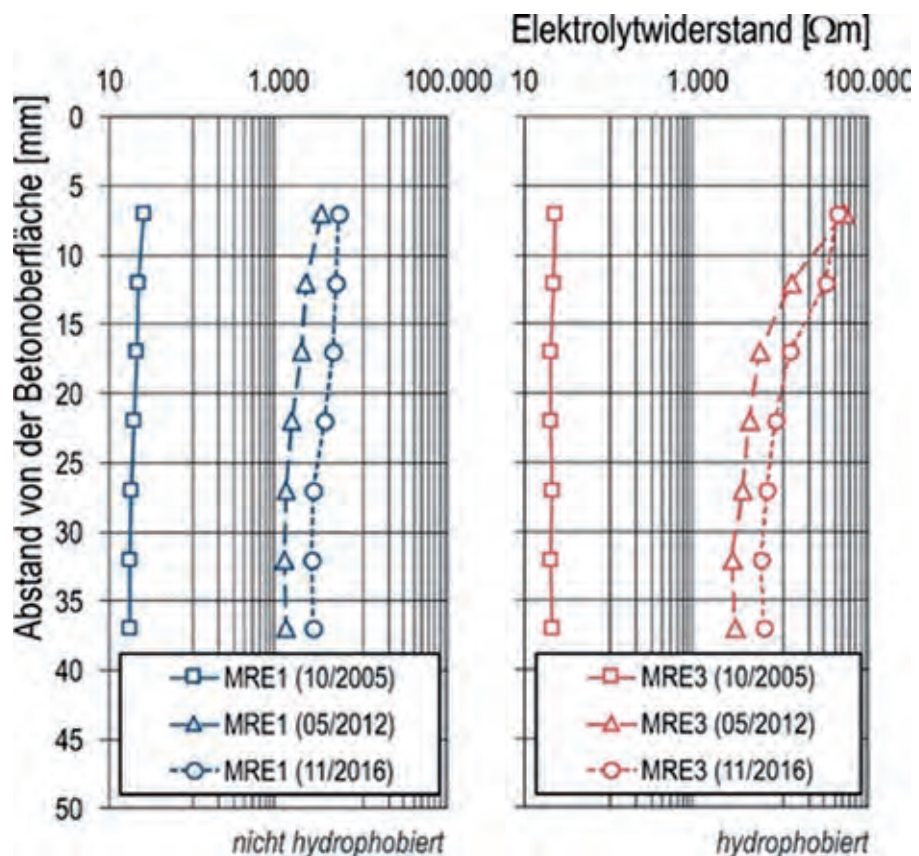


Bild 11 Einfluss einer Tiefenhydrophobierung auf den Elektrolytwiderstand von Betonprobekörpern (eigene Auslagerungsversuche Tunnel Aubing)

Grafik: aus [16]

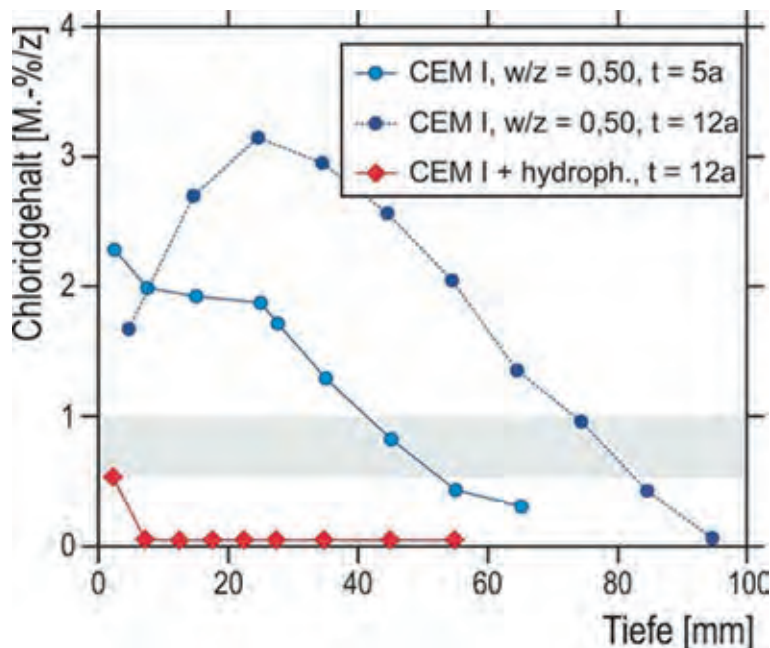


Bild 12 Einfluss einer Tiefenhydrophobierung auf die Chloridaufnahme von Betonprobekörpern (Ergebnisse von Auslagerungsversuchen im Versuchsstand am Naxbergtunnel)

Grafik: aus [8]

Umfangreiche Erfahrungen zur Dauerhaftigkeit von Tiefenhydrophobierungen liegen in Deutschland bisher nicht vor. Untersuchungen an hydrophobierten und nicht hydrophobierten Probekörpern, die im Portalbereich des Tunnels Aubing im Verlauf der BAB A99 ausgelagert wurden und bei denen der Nachweis der Wirksamkeit über tiefengestaffelte Widerstandsmessungen mit Multiringelektroden erfolgte [16], deuten jedoch nach rd. zehn Jahren Auslagerungsdauer auf eine uneingeschränkte Funktionstüchtigkeit der Tiefenhydrophobierung hin, Bild 11.

Im Naxbergtunnel in der Schweiz wird seit mehreren Jahren ein Versuchsstand betrieben, bei dem im Labor hergestellte Versuchsplatten mit unterschiedlichen Betonen, Oberflächenbehandlungen und Stahlgüten ausgelagert und die Auswirkung dieser Variationen auf die Dauerhaftigkeit hinsichtlich chloridinduzierter Korrosion untersucht werden. Weitere Informationen hierzu enthält u. a. [8]. In diesem Zusammenhang wurde auch der Einfluss von Tiefenhydrophobierungen auf die Chloridaufnahme untersucht. Wie aus Bild 12 hervorgeht, kann durch Aufbringen einer Tiefenhydrophobierung über einen Betrachtungszeitraum von 12 Jahren eine Chloridaufnahme praktisch vollständig unterbunden werden, wohingegen bei ansonsten gleichen Randbedingungen bei direkter Beaufschlagung der Betonoberflächen bis in große Tiefenlagen sehr stark erhöhte Chloridgehalte festgestellt wurden.

Sowohl die Ergebnisse der Untersuchungen an den Probekörpern im Tunnel Aubing als auch im Naxbergtunnel deuten darauf hin, dass Tiefenhydrophobierungen bei richtiger Ausführung über einen langen Zeitraum eine sehr wirksame Maßnahme zum Unterbinden eines Chlorideintrags sein können. Allerdings ist eine Erneuerung zur Sicherstellung der langfristigen Dauerhaftigkeit über die Lebensdauer des Bauteiles erforderlich.

5 Umsetzung in die Praxis

Bisher wird die Dauerhaftigkeit gegenüber chloridinduzierter Bewehrungskorrosion von Brückenbauwerken in der Stahlbeton- und Spannbetonbauweise nach ZTV-ING [17] indirekt über die Zuweisung bestimmter Betondeckungen und Expositionsklassen und damit verbundene Anforderungen an

die Betonzusammensetzung berücksichtigt. Zahlreiche Schäden zeigen aber, dass für besonders stark beanspruchte Bauteile weitere Maßnahmen ergriffen werden müssen.

Unter dem variablen 3-Stufen-Konzept [12] versteht man eine maßgeschneiderte Kombination der drei oben beschriebenen Strategien, die in Abhängigkeit des Bauteils und der Umgebungsbedingungen festgelegt werden, vgl. Bild 13, um Betonbauteile individuell mit einer ausreichenden Dauerhaftigkeit auszustatten.

Im Falle von Stahlbetonbrücken werden die dauerhaftkeitsrelevanten Bauteile (beispielhaft in Bild 13 Kappe, Brückenpfeiler, Brückenunterstützung) im Hinblick auf die zu erwartende Einwirkung, Ausrichtung, Exposition und die anvisierte Lebensdauer kategorisiert. In Bezug auf die Zuweisung einer Expositionsklasse werden die Expositionsklassen an die ZTV-ING angelehnt, aber verschärft, wenn Erfahrungswerte hohes Schadenspotential zeigen, z. B. Kappen: XD3+. Für diese Bauteilkategorien und in Abhängigkeit der Bauteildicke (massiges- oder nicht massiges Bauteil) werden Betondeckungen festgelegt und betontechnologische Maßnahmen (w/z-Wert, Bindemittelkombination) vorgegeben. Je nach möglicher Schadensintensität wird ggf. zusätzlich nichtrostender Betonstahl (z. B. Top12-Stahl) als Zusatzmaßnahme vorgegeben (hier: Brückenkappen, Brückenmittelpfeiler bis in eine Höhe von 3 m über Oberkante Fahrbahn). So ist z. B. der Ein-

Bauteil- kategorie	Aus- richtung	Expositions- klasse	Präventivmaßnahmen		Zusatz- maßnahme
			Beton ①	Bewehrung ②	Oberfläche ③
Kappe	horizontal	XD3+, XF4	x	x Top12	x
Brücken- mittelpfeiler	vertikal	XD3, XF2 massig	x	x Top12 (bis 3 m über OK Fahrbahn)	x
Brücken- untersicht	Untersicht (nicht gegliedert)	XD1 massig	x	-	x

Bild 13 Das variable 3-Stufen-Konzept als Baukastenprinzip

Grafik: Ingenieurbüro Schießl Gehlen Sodeikat GmbH

satz von Top12-Stahl mit einer rd. vierfachen Erhöhung von C_{krit} gegenüber herkömmlichem Betonstahl für die Bewehrung der hoch beanspruchten Mittelpfeiler eines Brückenbauwerks zur Sicherstellung einer Lebensdauer von 100 Jahren erforderlich, während bei einer mäßig beanspruchten Tunneluntersicht eine betontechnologische Optimierung ausreichend ist.

Für die verschiedenen Bauteilkategorien und Betonzusammensetzungen werden vollprobabilistische Lebensdauerberechnungen durchgeführt und bindemittelabhängige Chloridmigrationskoeffizienten (Bauteilkenngöße zur Beschreibung des Materialwiderstands gegenüber Chlorideindringen) abgeleitet. Die Chloridmigrationskoeffizienten werden in der Leistungsbeschreibung verankert und müssen im Rahmen von Eignungsprüfungen vor Beginn der Maßnahme von dem vorgesehenen Beton erreicht werden.

Zahlreiche Erfahrungen haben gezeigt, dass die Dauerhaftigkeit nur dann erreicht werden kann, wenn die Ausführung qualitativ hochwertig ist. Um dies sicherzustellen, sieht das variable 3-Stufen-Konzept nach der Ausführung eine Qualitätskontrolle der dauerhaftigkeitsrelevanten Materialeigenschaften durch den Auftraggeber vor, z. B. mittels Bestimmung des Chloridmigrationskoeffizienten D_{RCM} am Bauwerk. Wird der in den Eignungs-

prüfungen erreichte Zielwert nicht erreicht, so ist auf Kosten der ausführenden Firma im Rahmen einer „Rückfallebene“ zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit eine Tiefenhydrophobierung auf das betroffene Bauteil aufzubringen.

6 Zusammenfassung

Zahlreiche Schäden an zum Teil noch relativ jungen Bauwerken zeigen, dass die Intensität der Chlorideinwirkung in den vergangenen Jahren aufgrund von verschiedenen Einflussfaktoren zugenommen hat. Um zukünftig Schäden zu minimieren, wurde im Rahmen dieses Beitrags ein Konzept vorgestellt, wie Bauwerke dauerhafter gebaut und somit aus wirtschaftlicher und volkswirtschaftlicher Sicht sehr aufwendige Instandsetzungen an stark frequentierten Brückenbauwerken vermieden bzw. minimiert werden können.

Literatur

- [1] Homepage BAST: <http://www.bast.de/DE/Statistik/Bruecken/Brueckenstatistik.pdf> (Stand 01.09.2017).
- [2] Schießl, P.; Mayer, T. F.: Lebensdauermanagementsystem – Teilprojekt A2. In: Deut-

- scher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Schriftenreihe des DAfStb, Heft 572, Schlussberichte zur ersten Phase des DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhabens „Nachhaltig Bauen mit Beton“, Berlin: Beuth, 2007, S. 49–100.
- [3] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb., Hrsg.): Richtlinie Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (Rili-SIB 2001). Ausgabe 2001.
- [4] DIN 1076:1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung.
- [5] Mayer, T. F.; Schießl-Pecka, A.: Lösungsstrategien zur Chloridbelastung in Straßentunneln. VSVI-Tagung Garching, 25. Januar 2017.
- [6] Schießl, P.; Gehlen, Ch.; Sodeikat, Ch.; Mayer, T. F., Schießl-Pecka, A.: Dauerhafter Konstruktionsbeton für Wasserbauwerke. In: Bergmeister, K.; Wörner, H.-D. (Hrsg.): Betonkalender 2008, Vol. 97, Bd. 1, Berlin: Ernst & Sohn, 2008, S. 1–88.
- [7] Gehlen, C.: Probabilistische Nutzungsdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken – Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Schriftenreihe des DAfStb, Heft 510, Berlin: Beuth, 2000.
- [8] Bisschop, J.; Schiegg, Y.; Hunkeler, F.: Modeling the corrosion initiation of reinforced concrete exposed to deicing salts. Forschungsbericht AGB 2011/002, TFB Wildegg, 2016 (www.tfb.ch).
- [9] v. Greve-Dierfeld, S.; Bisschop, J.; Schiegg, Y.: Nichtrostende Bewehrungsstähle zur Verlängerung der korrosionsfreien Lebensdauer von Stahlbetonbauwerken. Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017) 9, S. 601–610 – DOI: 10.1002/best.201700038.
- [10] Homepage SCHMOLZ + BICKENBACH AG, Swiss Steel AG: http://www.swiss-steel.com/fileadmin/files/swiss-steel.com/documents/dokumente/Unternehmensentwicklung/20160921_Allgemeine_bauaufsichtliche_Zulassung_Top12_Draht.pdf.
- [11] Schießl-Pecka, A.; Willberg, U.; Hocke, Ch.; Linden, Ch.: Drei Praxisbeispiele für Verkehrsbauwerke – Maßnahmen zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit. In: Wiederspahn, M.: (Hrsg.): Tagungsband 17. Symposium Brückenbau in Leipzig, 14./15.02.2017 in Leipzig, 172–175.
- [12] Schießl-Pecka, A.; Schneck, U.; Willberg, U.; Goj, K.; Hocke, Ch.: A96 Lindau – München, Tunnel Eching und Ettersschlag – Umsetzung von Erhaltungsmaßnahmen und eines Konzeptes zur Betoninstandsetzung im Zuge der Tunnelnachrüstungen nach RABT. In: DGGT (Hrsg.): Taschenbuch für den Tunnelbau 2018, S. 180–219.
- [13] Homepage Institut Feuerverzinken GmbH – Industrieverband Feuerverzinken e.V.: <http://www.feuerverzinken.com/anwendungen/bauen/feuerverzinkter-betonstahl/bauaufsichtliche-zulassung/>.
- [14] Breit, W.; Oechsner, M.; Burkert, A.: Technologie- und Sicherheitszuwachs bei der Anwendung von feuerverzinktem Betonstahl zum Ausbau einer nachhaltigen Marktposition im Stahlbetonbau. Schlussbericht zu IGF-Vorhaben Nr. 499 ZN/1, TU Kaiserslautern, Staatliche Materialprüfungsanstalt Darmstadt, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), 2017.
- [15] Schießl-Pecka, A.; Sodeikat, Ch.; Mayer, T. F.: Three Examples of Using Hydrophobic Impregnations in Tunnels. In: Beushausen, H. (Ed.): fib Symposium 2016, Performance-Based Approaches for Concrete Structures, Proceedings: Extended abstracts and keynotes. 21.–23.11.2016 in Cape Town (South Africa), S. 505–506.
- [16] Sodeikat, Ch.: Feuchtesensoren in der Bauwerksüberwachung. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010) 12, S. 770–777 – DOI:10.1002/best.201000058.
- [17] ZTV ING:2017: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten.

Anm.: Alle Internetquellen wurden am 20.12.2017 geprüft.



FÜR BRÜCKEN ZUGELASSEN

Hilti Schubverbinder HCC-B



Der Hilti Schubverbinder HCC-B sorgt für dauerhaft standsichere Verbindungen zwischen Alt- und Neubeton­schichten unter statischen und dynamischen Einwirkungen. Damit bietet der Schubverbinder HCC-B die optimale Lösung u.a. für den Brückenbau – sowohl in der Betonsanierung, als auch für Verstärkungsmaßnahmen. Der Planungsaufwand bleibt gering und die Baukosten niedrig. Gern unterstützen wir Sie bei der Planung von Brückeninstandsetzungen oder -verstärkungen, sowie bei weiteren Herausforderungen der Befestigungstechnik mit Dübeln, Ankerschienen und nachträglichen Bewehrungsanschlüssen an Ingenieurbauwerken.



Brücken- und Tunnelbau

Lebenszyklus- und Qualitätsspezifikationen für Ingenieurbauwerke

Assoc. Prof. Dipl.-Ing. Dr. nat. techn. Alfred Strauss¹

Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Lener² | Dipl.-Ing. Johannes Schmid³ |

Ass. Prof. Jose Matos⁴ | Univ. Prof. Joan R. Casas⁵

Kurzfassung

Um die Vorgehensweise bei der Qualitätskontrolle von Straßenbrücken und infolgedessen die Entscheidungsfindung zur Umsetzung von Instandhaltungsmaßnahmen auf einen einheitlichen Standard zu bringen, hat sich das europäische Forschungsprojekt COST (European Cooperation in Science & Technology) Action TU1406 zum Ziel gesetzt, eine in Europa allgemein gültige Richtlinie zur Erstellung von Qualitätskontrollplänen zu entwickeln. Das Projekt „LeCIE – Lebenszyklusbewertung für Ingenieurbauwerke des Eisenbahnbaues – Strategien und Methoden“ entstand auf nationaler Basis in Zusammenhang mit der COST TU1406 (ein europäisches Netzwerk-Programm mit dem Schwerpunkt „Quality specifications for roadway bridges, standardization at a European level“) und verfolgt das Ziel, ein umfassendes Konzept für ein vorausschauendes Lebenszyklusmanagementsystem für Kunstbauten des Eisenbahnwesens zu entwickeln, welches die Inspektionsergebnisse in Bezug auf Schadensbilder und Schadensprozesse mit wahrscheinlichkeitsbasierten Verschlechterungsvorhersagen und Prognoseverfahren mit Monitoring und Bewertungsmethoden verknüpft. In diesem Projekt wird ein Framework für das Lebenszyklusmanagementsystem für singuläre Schadensbilder, für kombinierte Schadensbilder, für strukturelle Komponenten und für die Gesamtstruktur von Stahlbetonbrücken, Stahlbrücken und Verbundbrücken entwickelt.

1 Einleitung

Um die Vorgehensweise bei der Qualitätskontrolle von Straßenbrücken und infolgedessen die Entscheidungsfindung zur Umsetzung von Instandhaltungsmaßnahmen auf einen einheitlichen Standard zu bringen, hat sich das europäische Forschungsprojekt COST (European Cooperation in Science & Technology) Action TU1406 (http://www.cost.eu/COST_Actions/tud/TU1406) zum Ziel gesetzt, eine in Europa allgemein gültige

Richtlinie zur Erstellung von Qualitätskontrollplänen zu entwickeln. Die COST TU1406 befasst sich mit der Erhebung der für die Zustandsbeurteilung von Straßenbrücken relevanten Leistungsindikatoren (*performance indicators*). Um Daten in Bezug auf diese Performanceindikatoren zu sammeln, wurden die Mitgliedsstaaten der COST Action ersucht, sämtliche Informationen aus bereits in Anwendung befindlichen Dokumenten, wie Richtlinien und Normen, sowie aus Forschungsdokumenten zu erheben. In diesem Beitrag wird im Speziellen auf die „Lebenszyklusbewertung für Ingenieurbauwerke – Strategien und Methoden“ und das zugehörige Projekt LeCIE eingegangen, welches in einem ursächlichen Zusammenhang mit den Themen der COST TU1406 steht.

Die Lebenszyklusanalyse (LCA) ist eine Projektbewertungsstrategie, die darauf abzielt, die ökologischen und/oder wirtschaftlichen Auswirkungen eines Produkts oder einer Dienstleistung während seiner gesamten Lebensdauer zu bewerten. Für den speziellen Fall großer Infrastrukturprojekte umfasst der Lebenszyklus eines Systems die Gewinnung von Rohstoffen, Verarbeitung, Herstellung, Nutzung und Entsorgung oder Wiederherstellung, nachdem es seine Mission erfüllt hat.

LCA geht über die traditionelle Idee hinaus, dass das zentrale Ziel das physikalische (mechanische) Verhalten des Systems wie beispielsweise einer Tragstruktur ist. Dies bedeutet, dass finanzielle Faktoren (z. B. Kosten künftiger Investitionen, Diskontsätze usw.), intergenerationelle Verantwortung, Umweltaspekte und Nachhaltigkeit zu relevanten Größen bei der Analyse und Definition der Projekte werden [1]. Es gibt drei Faktoren, die die Entwicklung und den Einsatz von Ökobilanzen in den vergangenen zehn Jahren vorangetrieben haben: Erstens bewegen sich die staatlichen Vorschriften in der ganzen Welt in Richtung Lebenszyklus, Stichwort „Verantwortlichkeit“. Zweitens haben Unternehmen aller Art erkannt, dass Ökobilanzen der Schlüssel zu Effizienzsteigerung und kontinuierlicher Verbesserung sind, und drit-

1 Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur (BOKU), Wien (Österreich)

2 AB Stahlbau und Mischbautechnologie, Universität Innsbruck (Österreich)

3 Ziviltechnikerbüro DI Dr. Gerhard Lener, Feldkirch (Österreich)

4 University of Minho, Guimarães (Portugal)

5 UPC-BarcelonaTech, Barcelona (Spanien)

tens hat sich der kontinuierliche und langfristige Umweltschutz als ein wesentliches Kriterium sowohl in den Verbrauchermärkten als auch in den Beschaffungsrichtlinien der Regierung herausgestellt [2]. Somit hat sich LCA zu einem wertvollen Werkzeug für die Entscheidungsunterstützung sowohl für politische Entscheidungsträger als auch für die Industrie bei der Bewertung der Auswirkungen eines Produkts oder von Prozessen auf die Lebensdauer entwickelt.

Die Idee der Lebenszyklusanalyse ist in den Bereichen der Sozialwissenschaften, Gesundheit, Umweltverträglichkeit und -schutz, Biologie und Ingenieurwissenschaften zu finden. Die Grundideen von LCA sind in allen Bereichen ähnlich. Die in diesem Abschnitt vorgestellten Diskussionen und Definitionen konzentrieren sich auf Struktur- und Infrastruktursysteme aus Beton.

Die technische Lebensdauer eines Projekts ist der Zeithorizont, in dem es wie geplant funktioniert, dies kann endlich oder unendlich sein. In vielen praktischen Anwendungen beschreibt der Begriff Lebensdauer auch die Zeitspanne, für die das System geplant oder entworfen wird; dies wird auch Einsatzzeit genannt.

Der Lebenszyklus ist ein Begriff, der üblicherweise verwendet wird, um die Zeitspanne zwischen der Konzeption und der Stilllegung des Projekts zu beschreiben. Es handelt sich jedoch um einen Begriff, der beispielsweise verwendet wird, um ein Zeitfenster anzugeben, das die Projektleistung charakterisiert. Die Lebenszyklusanalyse kann grob definiert werden als ein Werkzeug zur Bewertung der Leistung eines Projekts während seiner gesamten Lebensdauer im Hinblick auf die Nutzung (s. Bild 1). Die Bewertung in Infrastrukturprojekten erfolgt üblicherweise auf Basis der

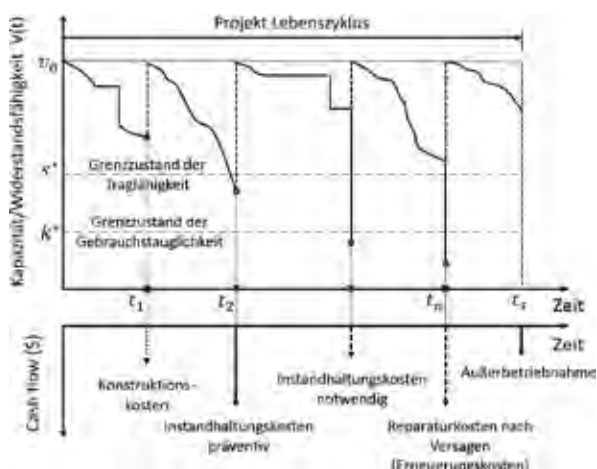


Bild 1 Zusammenhang von Verschlechterung und Benutzungsaspekten in den unterschiedlichen Stadien eines Infrastrukturprojekts

Grafik: [1]

wirtschaftlichen Werte oder Kosten. In letzter Zeit gewinnen jedoch andere Indikatoren an Aufmerksamkeit. Zum Beispiel werden Kohlendioxidemissionen zur Bewertung des ökologischen Fußabdrucks und der Nachhaltigkeit immer wichtiger und werden in staatlichen Vorschriften für die Entwicklung großer Infrastrukturprojekte aufgenommen [3], [4].

In [5] werden Lebenszykluskosten als „die gesamten diskontierten Dollar-Kosten für den Besitz, Betrieb, Wartung und Entsorgung eines Gebäudes oder eines Gebäudesystems über einen definierten Zeitraum“ definiert. Nach [6] wird die Lebenszykluskostenanalyse als „...eine wirtschaftliche Bewertung konkurrierender Designalternativen unter Berücksichtigung aller Kosten des Eigentums über die wirtschaftliche Lebensdauer, ausgedrückt in US-Dollar“ definiert.

Die Ökobilanz ist ein weiterer Aspekt für die Analyse möglicher Umweltauswirkungen, z. B. der Nutzung von Ressourcen und der Folgen der Freisetzung von Stoffen in die Atmosphäre [7], [8]. LCA kann im Wesentlichen als ökonomische Alternative zur Projektbewertung [5] und zur Unterstützung langfristiger kostenbasierter Entscheidungen angesehen werden [9]. Weitere Definitionen der Lebenszykluskostenanalyse sind:

- „die Gesamtkosten für den Eigentümer des Erwerbs und Besitzes eines Systems über seine Nutzungsdauer“ [10],
- die „Summe aller wiederkehrenden und einmaligen Kosten über die gesamte Lebensdauer oder einen bestimmten Zeitraum eines Gutes, einer Dienstleistung, einer Struktur oder eines Systems. Es beinhaltet den Kaufpreis, die Installationskosten, Betriebskosten, Wartungs- und Upgradekosten sowie den Restwert am Ende des Eigentums oder seiner Nutzungsdauer [11] und
- die „Gesamtkosten während der gesamten Laufzeit einschließlich der Kosten für Planung, Design, Akquisition und Support sowie aller anderen Kosten, die direkt dem Besitz oder der Nutzung des Vermögenswerts zuzurechnen sind“ [12].

Weitere Referenzen zu Lebenszykluskostenanalysen (LCCA) finden sich in [13] für eine Zusammenfassung der Lebenszykluskosten, der Zuverlässigkeits- und Wartbarkeitsrichtlinie für Produktionsanlagen und Maschinen [14], dem Infrastruktur-Planungshandbuch [15] und in Lebenszykluskosten für Design-Profis [16].

2 Lebenszykluskostenanalyse und Nachhaltigkeit

Große technische Systeme mit langen Lebenszyklen (z. B. Staudämme, große Brücken, Straßen) wirken sich in der Regel auf die langfristige sozioökonomische Entwicklung eines Landes aus. In diesen Fällen wird das Konzept der Nachhaltigkeit relevant und sollte als Teil von Lebenszykluskostenanalysen (LCCA) aufgenommen werden. Nachhaltigkeit ist ein Begriff, der in vielen verschiedenen Kontexten und in vielen Disziplinen (z. B. Wirtschaft, Biologie, Ingenieurwissenschaften, Sozialwissenschaften) diskutiert wurde. Die *Fédération internationale du béton* (fib) definiert die Nachhaltigkeit eines Systems als die Anforderung der effizienten Aufrechterhaltung eines Systems für die gegenwärtige und zukünftige Generationen, wobei die drei Säulen der Nachhaltigkeit, die ökologischen, sozialen und wirtschaftlichen Aspekte, berücksichtigt werden sollen [17]. Nachhaltige Entwicklung bezieht sich daher auf das anhaltende sozioökonomische Wachstum durch die rationelle Nutzung natürlicher Ressourcen und das angemessene Management der Umwelt.

Eine weithin akzeptierte Definition gibt auch [18]: „Erfüllung der Bedürfnisse der Gegenwart, ohne die Fähigkeit zukünftiger Generationen zu gefährden, ihre Bedürfnisse zu erfüllen.“ Beachten Sie, dass Nachhaltigkeit nach dieser Definition nicht ein festes Ziel, sondern ein kontinuierliches und langfristiges Engagement erfordert. Für den besonderen Fall einer großen physischen Infrastruktur steht LCCA im Einklang mit [19], wo nachhaltiges Bauen als: „... ein ganzheitlicher Prozess zur Wiederherstellung und Aufrechterhaltung der Harmonie zwischen der natürlichen und der gebauten Umwelt und Schaffung von Siedlungen, die die Menschenwürde bestätigen und die wirtschaftliche Gleichheit fördern“ definiert wird.

Vor diesem Hintergrund sollte nachhaltige Entwicklung darauf abzielen, den Menschen durch Schutz der physischen Umwelt und ihrer Ressourcen Möglichkeiten für eine akzeptable Lebensqualität zu bieten. Nachhaltigkeit ist ein ethischer Standard in Bezug auf intergenerationelle Gerechtigkeit mit Implikationen für die Entwicklung der zivilen Infrastruktur [20], [19]. Diese Implikationen beziehen sich auf Aspekte wie Umweltschutz, rationelle Ressourcennutzung und finanzielle Machbarkeit von Ingenieurprojekten. Die Bedeutung der Beziehung zwischen LCCA und Nachhaltigkeit ist ein Aspekt, der in der Praxis für große und lang anhaltende Projekte angesprochen werden sollte.

3 LCCA und Entscheidungsfindung

3.1 Allgemeines

In der Technik kann LCCA für verschiedene Zwecke verwendet werden, von denen die folgenden von besonderem Interesse sind:

- ❑ als Kriterium für den Vergleich verschiedener Projekt- bzw. Systeminvestitionsalternativen. Als Beispiel hat die schwedische Transportverwaltung kürzlich mehrere Brücken unter Verwendung der LCCA-Techniken beschafft. Der vorgeschlagene Ansatz ermöglicht Brückenbeschaffern, monetäre, LCC-effiziente Benchmarks zu etablieren und diese in Ausschreibungsunterlagen als Kernspezifikationen einzubetten. Das niedrigste LCC-Gebot und nicht das niedrigste Gebot der anfänglichen Kosten ist das Zuschlagskriterium [21],
- ❑ als ein Werkzeug zur Festlegung optimaler Managementrichtlinien und
- ❑ als Kriterium für die Definition konsistenter und kosteneffizienter Entwurfs- und Betriebsparameter.

Zusammenfassend ist LCCA eine kostenbasierte Bewertungsstrategie mit dem Ziel, die Design- und Managementanforderungen auszuwählen, die zu den niedrigsten Betriebskosten führen (d. h. Bau und Betrieb), was wiederum mit den Systemqualitäts- und Funktionsspezifikationen übereinstimmt. LCCA ist eindeutig ein Instrument, das langfristig zu besseren Investitionsentscheidungen führen soll. Dies bedeutet, dass Entscheidungen die wirtschaftlichen Investitionen, die Vorteile aus der Existenz des Projekts und die Folgen schlechter Leistung oder Misserfolgs ausgleichen sollten [22]. Als Entscheidungshilfe sollte LCCA folgende Aspekte berücksichtigen:

- ❑ Entscheidungen über die Systemleistung und die damit verbundenen Kosten (z. B. Kosten für Interventionen) basieren auf Vorhersagen mit einem gewissen Maß an Unsicherheit,
- ❑ Entscheidungen werden durch die zeitabhängige Variabilität finanzieller und ökonomischer Parameter beeinflusst,
- ❑ Entscheidungen sollten auf der Grundlage einer Kosten- und Asset-Management-Richtlinie getroffen werden und nicht einfach auf Basis eines mechanischen Leistungsmodells des Systems,
- ❑ Entscheidungen sollten unter Berücksichtigung des sozialen, wirtschaftlichen und politischen Kontexts getroffen werden.

Traditionell wird LCCA herangezogen, um Designparameter zu erhalten und Wartungsstrategien zu definieren [1]. Für große technische Projekte, insbesondere im Bereich von Infrastrukturanlagen, besteht immer noch ein Bedarf, die Entwicklungen im Bereich der Nachhaltigkeit zu integrieren.

Schlussfolgerung: Bei der Betrachtung der gebauten Umgebung können Lebenszykluskosten (LCC) als gesamte diskontierte monetäre Kosten definiert werden, die sich aus dem Besitz, dem Betrieb, der Instandhaltung und der Entsorgung eines Gebäudes, Gebäudesystems oder einer Infrastruktur über einen bestimmten Zeitraum ergeben. LCCA kann verwendet werden, um verschiedene MR-&R-Methoden (Wartung, Reparatur und Sanierung) zu bewerten und zu vergleichen. Die Berechnungen werden über die gesamte Lebensdauer eines Gebäudes oder einer Struktur durchgeführt und die relevanten Kosten werden in den entsprechenden Gegenwartswert umgerechnet. Die Alternative mit dem niedrigsten erwarteten Gesamtgegenwert ist die wirtschaftlichste Wahl. Gemäß diesen Definitionen wird die Methodik zur Durchführung der LCCA im folgenden Abschnitt beschrieben.

3.2 Standardmethode

3.2.1 Allgemeines

Es gibt verschiedene Methoden zur Bewertung der Lebenszykluskosten eines Projekts. Eine Analyse und Bewertung der verschiedenen nationalen Ansätze für LCC und die Entwicklung eines EU-weiten methodischen Rahmens für die Schätzung der Lebenszykluskosten von Gebäuden und konstruierten Anlagen ist in [23] zu finden. In diesem Rahmen wurden Leitlinien für die Erstellung von Kostenschätzungen für jede Phase eines Bauvorhabens, von der ersten Beurteilung bis zur Fertigstellung und nach dem Bau, einschließlich der Veräußerung des Vermögenswerts ermittelt. Eine Reihe von konkreten Fallstudien wurde durchgeführt, um die praktische Umsetzung des Ansatzes zu veranschaulichen. Eine Schlussfolgerung dieser Studie ist, dass die Vielfalt der Verwendungen von LCC in der Praxis bedeutet, dass es sehr schwierig ist, einen einzigen Ansatz zu spezifizieren und daher kein einzelner, präskriptiver Ansatz für LCC auf dem gegenwärtigen europäischen Markt durchführbar ist.

Die Studie zeigt weiter, dass eine gemeinsame Methodik nicht nur für verschiedene Zeiträume im Lebenszyklus, sondern zu verschiedenen Zeitpunkten der Lebensdauer anwendbar sein muss. Der Anwender muss LCC-Analysen in der Anfangsphase, in der Planungsphase, in der Phase

der Ausschreibung eines Bauvertrags, zu Beginn des Baus, zu Beginn eines Wartungsvertrags, zu Beginn einer Gewährleistungsfrist durchführen können. Die Methodik für die LCC-Analyse muss einer solchen Vielfalt Rechnung tragen, die den Lebenszyklus vom Beginn bis zur Entsorgung eines Bauobjekts umfassen kann.

In [24] wird ein methodischer Ansatz für die Sanierung und Instandhaltung von Betonbauwerken vorgeschlagen. Trotz der Unterschiede zwischen den bestehenden LCC-Analysen können die folgenden Schritte als allgemein in jeder Methode der LCC-Analyse identifiziert werden:

- ❑ Definition des Projektziels und -umfangs,
- ❑ Festlegung von Mindestleistungsanforderungen und -beschränkungen,
- ❑ Identifizierung von alternativen Optionen,
- ❑ Annahmen und Parameter,
- ❑ Definition des LCC-Modells,
- ❑ Kosten- und Zeitdatenbank,
- ❑ LCC-Auswertung,
- ❑ LCC-Ergebnisse und Interpretation: Identifizierung der wichtigsten Kostentreiber,
- ❑ LCC Sensitivität, Unsicherheit und Risikoanalyse.

Die einzelnen Elemente werden nachfolgend beschrieben.

3.2.2 Definition des Projektziels und -umfangs

Um erfolgreich zu sein, muss eine LCC-Studie klare Ziele haben und klar definieren, was in der Analyse enthalten sein muss und was nicht. Dies ist besonders wichtig angesichts der Flexibilität der Lebenszyklusanalyse, um viele unterschiedliche Aspekte einzubeziehen.

LCCA kann für ein einzelnes Element und eine Gruppe von Assets durchgeführt werden. In letzterer müssen Vermögenswerte eindeutig identifiziert und definiert werden. Dies wird häufig durchgeführt, indem ein Inventar erstellt wird. Dies ist eine Datenbank, in der Informationen zu den Assets gespeichert sind, um genaue und aktuelle Daten für die LCC-Evaluierung bereitzustellen.

3.2.3 Festlegung von Mindestleistungsanforderungen und -beschränkungen

Jede LCCA ist für spezifische strukturelle Leistungsindikatoren und einen oder mehrere Grenzzustände definiert, die ihre Leistung charakterisieren. Leistungsindikatoren sind Messungen eines bestimmten Systemmerkmals, z. B. Kapazität oder Zuverlässigkeit. Auf der anderen Seite ist es in Abhängigkeit von dem Wert, den dieser Leistungsindikator annehmen kann, möglich, eine Beurteilung der Fähigkeit des Systems zu machen, seinen Zweck zu erfüllen. Daher werden Grenzzustände verwendet, um die Übereinstimmungsgrade mit den Systemzielen zu differenzieren.

Einige allgemeine Kriterien, die zur Definition von Grenzzuständen verwendet werden, sind: Sicherheit, Wartungsfreundlichkeit, Verfügbarkeit, Dauerhaftigkeit und Umweltauswirkungen, Funktionsfähigkeit der Anlagen, erwartete Lebensdauer und Budgetbeschränkungen. Neben Leistungseinschränkungen sollten andere Einschränkungen für die Analyse in Betracht gezogen werden, z. B. die genaue Quantifizierung der Betreiber-/Eigentümergekosten. In der Tat sollte ein „Skalierungseffekt“ in dem Sinne in Betracht gezogen werden, dass die Kosten eines Eingriffs in das Netzwerk niedriger sein können, wenn mehr als ein ähnlicher Eingriff in dem Netzwerk gleichzeitig oder mit einer kurzen Zeit dazwischen durchgeführt werden muss. Gemeinkosten können im Verhältnis zu den Leistungskosten gesenkt werden, wenn ein größerer Arbeitsumfang erforderlich ist.

3.2.4 Identifizierung alternativer Optionen

Die Menge der zu berechnenden realisierbaren Projektalternativen und deren Lebenszykluskosten sollte klar definiert werden. Wenn beispielsweise die LCCA für zukünftige Budgetierungszwecke an einem vorhandenen Vermögenswert ausgeführt werden soll, müssen möglicherweise keine alternativen Optionen identifiziert werden. Wenn jedoch die Analyse durchgeführt wird, um aus einer Reihe möglicher Optionen die beste zu ermitteln, ist es wichtig, dass die entsprechenden Optionen vom Kunden identifiziert und genehmigt werden, bevor detaillierte kosten- und zeitbasierte Daten erhoben werden. Bitte beachten Sie: Für einige Strukturen, z. B. Brücken, wird oft nicht kapitalisiert, sondern

nur kostenminimiert. Dies ist eine Frage der Debatte; die Minimierung von Kosten kann nur zu einer Lösung führen, die nicht durchführbar ist, weil die abgeleiteten Vorteile zu gering sind; dann wäre es nicht angebracht, mit dem Projekt fortzufahren.

Eine allgemeine Strategie wird beispielsweise in Bild 2 dargestellt. Die LCC-Analyse enthält das Kapital des bestehenden Systems und die Kosten, die mit dem Konstruktionsprozess, dem Betrieb (d. h. Inspektion und Wartung) und der Außerbetriebnahme verbunden sind. Die in Bild 2 dargestellten Beziehungen werden in Gl. (1) in geschlossener Form beschrieben.

$$Z(\mathbf{p}, t_s) = B(\mathbf{p}, t_s) - C_0(\mathbf{p}) - C_L(\mathbf{p}, t_s) - C_D(t_s) \quad (1)$$

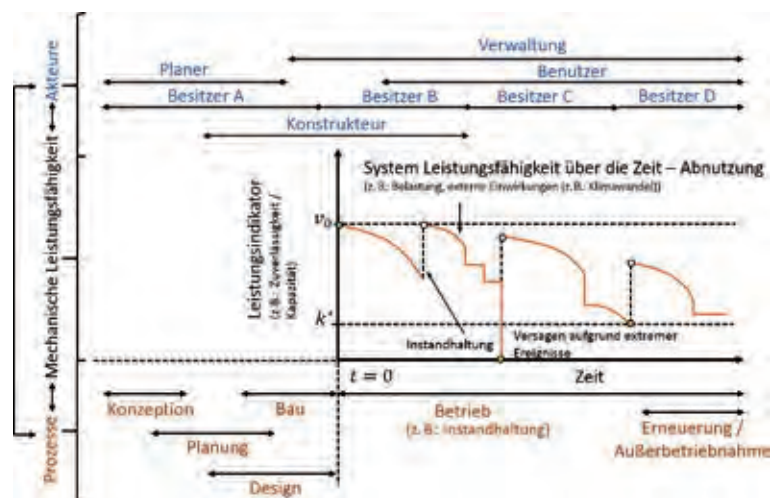


Bild 2 Lebenszykluskosten einer vorgeschlagenen Managementoption
Grafik: aus [1]

Dabei beschreiben t_s die Systemlebenszeit (die endlich oder unendlich sein kann) und \mathbf{p} ist ein Vektor von Parametern mit Entscheidungsvariablen, Entwurfskriterien (wie beispielsweise v_0 in Bild 2 mit Informationen zu Geometrie, Materialeigenschaften, externen Anforderungen) und Inspektions- und Wartungsplänen. $B(\mathbf{p}, t_s)$ ist der Nutzen, der von der Investition und dem Betrieb erwartet wird, $C_0(\mathbf{p})$ sind die Kosten der Planung sowie des Entwurfs und des Baus des Projekts. $C_L(\mathbf{p}, t_s)$ sind alle zusätzlichen Kosten, die für das System erforderlich sind und beinhalten unter anderem:

- Inspektion und Wartung,
- Versicherungsschutz,
- Qualitätssicherungsmessungen,
- finanzielle Kosten (z. B. Finanzierungskosten wie Darlehenszinsen),

- ❑ Verlust von Geschäftsmöglichkeiten,
- ❑ direkte und indirekte Verluste im Falle eines Versagens,
- ❑ Verlust des Lebens.

Schließlich beschreibt $C_D(t_s)$ die Kosten der Stilllegung (falls existent) am Ende des Lebenszyklus. Gl. (1) kann auf viele Arten dargestellt werden, zum Beispiel durch Diskretisierung der Kosten oder die Erweiterung des Problems auf mehrere Gefahren (z. B. Umwelt, Erdbeben, Wirbelstürme, Klimawandel) [25], [26]. Lösungen für die Optimierung von Gl. (1) in geschlossener Form (d. h. Maximierung der Nutzen-Kosten-Beziehung) können in einigen spezifischen Fällen erhalten werden, siehe u. a. [20], [22], [25], [26], wo Lösungen auf allgemeinen Annahmen über Kosten und die Leistung des Systems basieren. Die Hauptprobleme bei der Modellierung liegen darin begründet, dass die Lebenszyklusleistung des Systems und die entsprechenden Entscheidungen von der unvorhersehbaren Kombination des Auftretens und der Größe externer Ereignisse, den Systemabbau-mechanismen und den Entscheidungen über den Systembetrieb abhängen.

3.2.5 Annahmen und Parameter

Sobald der Referenzrahmen definiert ist, wird eine Strategie benötigt, um alternative Optionen zu vergleichen. Normalerweise basiert die Finanzanalyse auf dem erwarteten Kapitalwert (*net present value*, NPV). Diese Analyse beinhaltet die Auswahl bestimmter Parameter wie die Kostenstruktur, den Zeithorizont des Investors sowie die Inflations- und Diskontierungszinssätze [1]. Dabei ist der Diskontsatz von besonderer Bedeutung. Er wird verwendet, um Cashflows, die zu unterschiedlichen Zeiten auftreten, in eine gemeinsame Zeit umzuwandeln, um den Zeitwert des Geldes widerzuspiegeln, siehe [27]. Darin wird verlangt, dass die Art des Diskontsatzes, der in der LCC-Berechnung angewendet wird, klar definiert sein sollte, entweder als realer oder als nominaler Zinssatz.

Im Allgemeinen spiegelt der reale Diskontsatz die tatsächliche Ertragskraft des Geldes wider, die Inflation/Deflation ausschließt und auf der Annahme basiert, dass Inflation/Deflation gleichermaßen auf alle Kosten angewendet werden. Der nominale Diskontsatz berücksichtigt die allgemeine Inflation und Deflation sowie die reale Ertragskraft des Geldes. In [27] wird vorgeschlagen, den realen Diskontsatz zu verwenden, um die Auswirkungen der zukünftigen Inflation in der LCC-Analyse auszuschließen.

Der Analysezeitraum ist der Zeitraum, über den die Lebenszykluskosten zu bewerten sind. Seine Länge hängt von der Art des Projekts ab, wobei folgende Faktoren bei dessen Bestimmung berücksichtigt werden müssen:

- ❑ Der Analysezeitraum sollte mindestens der Lebensdauer eines Großteils der Komponenten entsprechen, mindestens aber der gesamten Lebensdauer der meisten austauschbaren Komponenten.
- ❑ Beim Vergleich von Alternativen, bei denen die Mehrzahl der Komponenten unterschiedliche Lebenszyklen aufweist, sollte der Analysezeitraum lang genug sein, um Verzerrungen zu vermeiden, mindestens ein Zyklus der langlebigsten Komponenten.
- ❑ Ein Analysezeitraum wird die Unsicherheiten und Risiken bei der Projektprüfung erhöhen, wenn es darum geht, technologische Szenarien, wirtschaftliche Trends und soziale Wohlfahrtsprobleme über sehr lange Zeiträume zu prognostizieren.
- ❑ Die Definition eines Analysezeitraums, der für den Vergleich von Alternativen mit sehr unterschiedlicher Lebensdauer untersucht wird, sollte homogene und Konsenskriterien zur Schätzung der Restwerte berücksichtigen.

Wie zuvor skizziert, ist die Lebensdauer einer der wichtigsten Eingabeparameter bei der LCC-Analyse. Im Anschluss an [23] kann die Lebensdauer eines Assets auf verschiedene Arten definiert werden. Allgemein sollte sie durch die Interessen und Ziele des Benutzers bei der Durchführung der LCC-Analyse bestimmt werden [27]. Zum Beispiel schlägt [28] die gemeinsamen Lebensdauerwerte zwischen 70 und 75 Jahren für Eisenbahnbrücken und Tunnel, 50 bis 75 Jahre für Gleisbauarbeiten und 24 bis 35 Jahre für Gleisaufbauten vor. Die Lebensdauer von massiven Brücken, Tunneln und Meeresarbeiten wird neben den Eisenbahnstrukturen in der Regel im Bereich von 100–120 Jahren (Brücken und Tunnel) und 50–100 Jahren (Marine) festgelegt. Gebäude sind jedoch häufig auf kürzere Lebensdauern ausgelegt und folgen den Empfehlungen des Eurocodes, wo die Leistungsanforderungen für eine vorgesehene Nutzungsdauer von 50 Jahren unter den erwarteten Wartungsbedingungen definiert sind [29].

3.2.6 Erstellungs- und Zeitdatenbank

Diese umfasst die zeitliche Planung aller relevanten Kosten sowie die zeitliche Planung der Kosten,

die während des Analysezeitraums erwartet werden. In diesem Schritt identifiziert der Benutzer alle relevanten Kosten und Zeitpläne für jede Option, die in Abschnitt 3.3 angegeben ist, als Vorbereitung für die Durchführung der Analyse. Das Ziel dieses Schritts ist es, die Kosten bestmöglich abzuschätzen und die zeitbezogenen Daten für jede unklare Kostenart zu identifizieren.

3.3 Kategorisierung von LCC-Modellen

Bestehende LCC-Modelle unterscheiden sich in ihrer Komplexität und variieren je nach Art der Konstruktion, Interventionsstrategien und nationalen und regionalen Bedingungen. In allen Fällen wird angenommen, dass das Ausmaß der Intervention deterministisch und bekannt ist; zum Beispiel auf Basis der Reparaturstrategie so gut wie neu. Außerdem wird in allen Fällen angenommen, dass die Interventionszeiten vernachlässigbar kurz sind und sofort wirken. Sogenannte Level-1-Modelle beinhalten keine Diskontierung und die Interventionskosten und Ausführungszeiten sind bekannt; Dies sind die einfachsten deterministischen Ansätze. Alle weiteren Stufen beinhalten Diskontierung. In Level 2 treten Eingriffe zu bekannten Zeiten auf. Level-3-Modelle erlauben keine Diskontierung und Akontierung der Kosten, jedoch können Interventionszeit und Anzahl notwendiger Interventionen kostenoptimiert im deterministischen Sinne ermittelt werden. Schließlich erlauben die Level-4-Modelle eine Diskontierung und Akontierung der Kosten, für die auch die Interventionszeit und die Anzahl der Interventionen auf deterministischer Ebene optimiert werden können.

4 Standardisierte LCC-Modelle für Brücken in Österreich

4.1 Allgemeines

In Österreich existieren für Brücken bereits standardisierte LCC-Modelle, welche in [30] zu finden sind. Diese Modelle entsprechen der Kategorie eines Level-1- bzw. Level-2-Modells in Abschnitt 3.3 und basieren auf systematisierten Interventionsszenarien und festgelegten Degenerationsannahmen einzelner Bauteile und Systeme für diverse Randbedingungen. Des Weiteren werden ausschließlich die Kostengruppen Errichtungskosten, Betriebskosten und Abbruchkosten betrachtet und die ermittelten Kosten mit entsprechenden Korrekturfaktoren, beispielsweise zur Berücksichtigung von Verwaltungsaufwendungen und dgl., beaufschlagt. In den nachfolgenden Erläuterungen dieses Kapitels werden eine kurze Übersicht

über die Ansätze dieser Richtlinie vorgestellt und abschließend kurz die Problematik der Ergebnisinterpretation erläutert.

4.2 Ansätze zur Berechnung des Realwertes

4.2.1 Allgemeines Grundmodell

Wie bereits oben erwähnt, werden ausschließlich die Kostengruppen Errichtungskosten, Betriebskosten und Abbruchkosten berücksichtigt. Die Errichtungskosten LCC_E ergeben sich aus den Massen E_1 und Einheitspreisen E_2 aller Bauteile $i = 1 \dots n$.

$$LCC_E = \sum_{i=1}^n E_{i1} \cdot E_{i2} \quad (2)$$

Die Betriebskosten LCC_B ergeben sich in Abhängigkeit der betrachteten Nutzungsdauer aus den Massen B_1 , deren Einheitspreisen B_2 sowie dem Umfang einer Instandsetzungsmaßnahme B_3 und dem Einheitspreis der betrieblichen Erhaltung- und Prüfkosten B_4 unter Berücksichtigung der Brückenfläche $F \cdot l$. Dabei sind alle Bauteile i und deren Anzahl an Instandsetzungsmaßnahmen j zu berücksichtigen.

$$LCC_B(t) = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n B_{i1} \cdot B_{i2} \cdot B_{i3j} + t \cdot B_{i4} \cdot F \cdot l \quad (3)$$

Die Abbruchkosten LCC_A resultieren aus der Brückenfläche und dem Einheitspreis A_1 .

$$LCC_A = F \cdot l \cdot A_1 \quad (4)$$

Abschließend werden die Summe aller Kostengruppen ermittelt und ein Verwaltungskostenfaktor k_v beaufschlagt.

$$LCC(t) = k_v \cdot (LCC_E + LCC_B(t) + LCC_A) \quad (5)$$

Entsprechende Eingangsgrößen für die Berechnung sind aus entsprechenden Unterlagen zu entnehmen, wobei [30] Kostenkennwerte vorgibt.

4.2.2 Vertieftes Modell

Um insbesondere bahnspezifische Aspekte zu berücksichtigen, ist ein vertieftes Modell für die Ermittlung der Betriebskosten enthalten. Es handelt sich dabei im Wesentlichen um eine Detaillierung der Prüfkosten sowie der jährlichen betrieblichen Erhaltung (5 % der Bausumme alle 6 Jahre für vor-

beugende Instandhaltungsmaßnahmen) und ist entsprechenden Richtlinien der Österreichischen Bundesbahn AG geschuldet. Auf detailliertere Erläuterungen wird an dieser Stelle verzichtet, da die wesentliche Herangehensweise auf denselben Ausgangsprinzipien wie das allgemeine Grundmodell in Abschnitt 4.2.1, nämlich systematisierte Systemszenarien und festgelegte Degenerationsannahmen, beruht.

4.3 Valorisierung und Diskontierung, Barwertberechnung

Neben den oben angeführten Aspekten ist eine jährliche Valorisierung auf der Basis realer Werte in Betracht zu ziehen. Zum derzeitigen Zeitpunkt wird ein Diskontsatz von $r_f = 2,5\%$ pro Jahr angenommen (auf der Basis eines langfristigen Mittelwerts des Brückenbaukostenindex), siehe [30]. Zukünftige Kosten werden unter Berücksichtigung der Differenz aus Beobachtungsjahr und Referenzjahr m wie folgt ermittelt:

$$LCC^{PV} = \sum_{t=1}^z LCC(t) \times \left(1 + \frac{r_f}{100}\right)^m \quad (6)$$

Um einen Vergleich zu ermöglichen, müssen die aktuellen Werte ermittelt werden, um die Lebenszykluskosten auf denselben Zeitpunkt zu beziehen. Für die Barwertberechnung müssen die valorisierten Lebenszykluskosten mit einem jähr-

lichen Prozentsatz von $r_p = 4,0\%$ [30] diskontiert werden. Dabei ist die Differenz zwischen dem jeweiligen Betrachtungsjahr und dem Referenzjahr des Kostenmodells m zu berücksichtigen.

$$LCC^{PV} = \sum_{t=1}^z \frac{LCC(t)^{PV}}{\left(1 + \frac{r_p}{100}\right)^m} \quad (7)$$

Neben der Barwertberechnung sind weitere Betrachtungshorizonte möglich, auf deren Ausführung an dieser Stelle verzichtet wird.

4.4 Praktische Beispiele

4.4.1 Allgemeines Grundmodell

Das LCC-Modell wird in [30] am Beispiel einer neuen Straßenbrücke vorgestellt, mit einer berechneten Lebensdauer von 100 Jahren und Eingriffen alle 20 Jahre. Bild 3 zeigt dazu die Längs- und Querschnitte einer Stahlbetonbrücke. In Bild 4 erfolgt die Darstellung der ermittelten Ergebnisse von Bar-, Real- und Endwertmethode.

4.4.2 Vertieftes Modell

Das vertiefte LCC-Modell wird in [30] am Beispiel einer neuen Eisenbahnbrücke vorgestellt, mit einer berechneten Lebensdauer von 120 Jahren

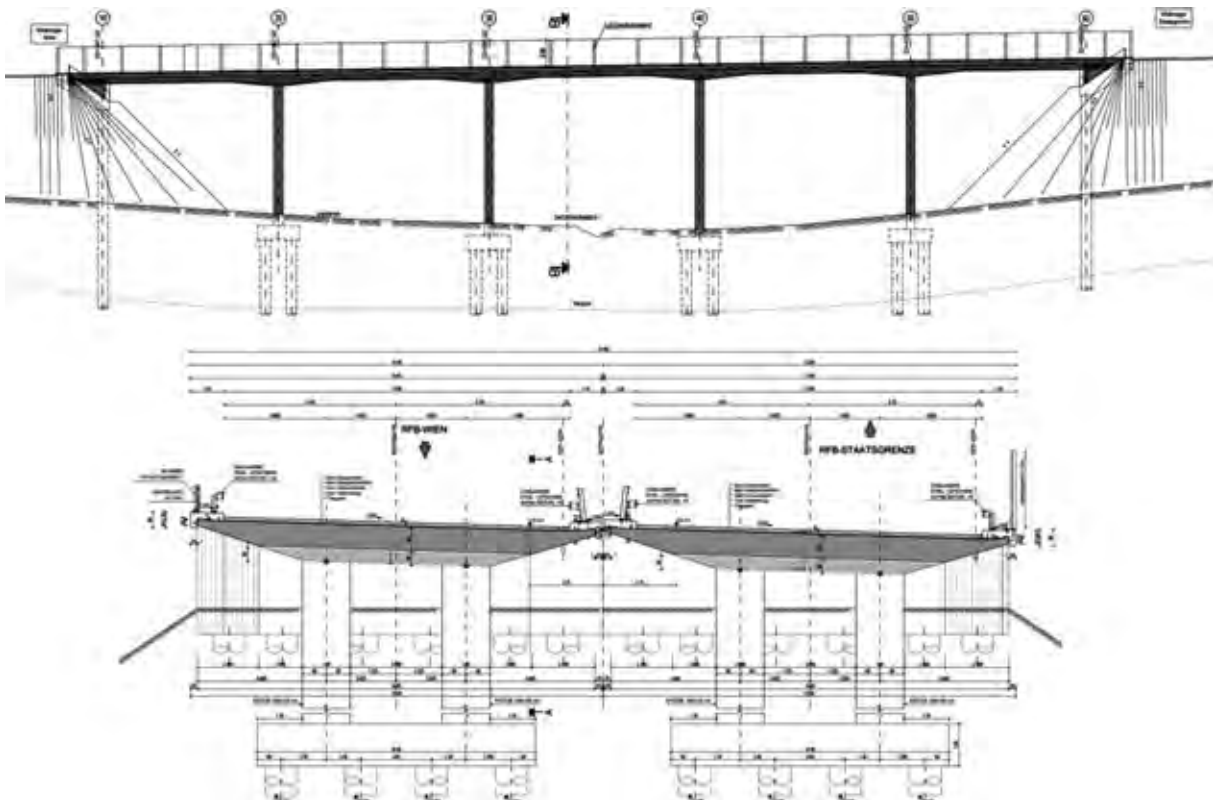


Bild 3 Längsschnitt (oben) und Querschnitt (unten)

Grafik: aus [30]

und Eingriffen alle 30 Jahre. Bild 5 zeigt dazu die Längs- und Querschnitte der Eisenbahnbrücke. In Bild 6 erfolgt die Darstellung der ermittelten Ergebnisse von Bar-, Real- und Endwertmethode mit Vergleich von Grundmodell und vertieftem Modell.

4.5 Interpretation der Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse der LCCA sollten sämtliche anfallenden Kosten während des Lebenszyklus eines Objektes beinhalten. Im vorliegenden Fall beruhen diese jedoch ausschließlich auf deterministischen

Modellen, wodurch die Interpretation des Ergebnisses insbesondere durch die nicht vorhandene Information über die Streugröße deutlich erschwert wird. Jedoch liefert die LCC-Analyse eine Aufschlüsselung der Kosten, wodurch eine einfache Identifikation der maßgeblichen Kostentreiber erfolgen kann. Dies gilt insbesondere bei einer weiteren Detaillierung der oben genannten Kostengruppen.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die oben genannten Ansätze besonders durch ihre Inflexibilität resultierend aus den systematisierten Interventionsszenarien und festgelegten Degenerationsannahmen deutliche Abweichungen von der Realität erwarten lassen. Trotzdem sind diese grundsätzlich ein geeignetes Mittel zur Durchführung von Variantenvergleichen in der Entwurfsphase bis hin zur Vergabe, mit dem zumindest ein qualitativer Vergleich unterschiedlicher Varianten ermöglicht wird. Die Beschränkung auf eine qualitative Aussage resultiert unter anderem aus den finanzmathematischen Aspekten Valorisierung und Diskontierung, welche a priori in ihrer Größenordnung nur aus der Vergangenheit abschätzbar sind. Somit sind sämtliche Ergebnisse kritisch zu hinterfragen und aufbauende Entscheidungen im entsprechenden Kontext unter Berücksichtigung multipler Interessen zu fällen.

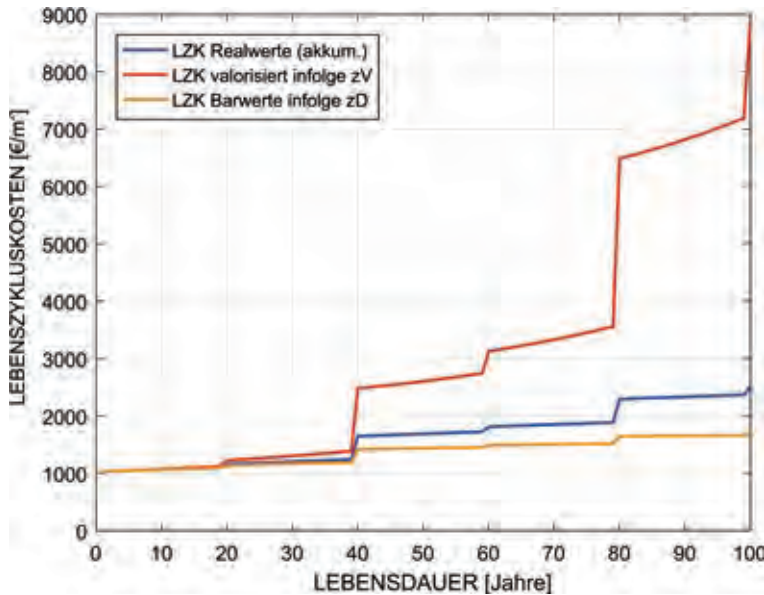


Bild 4 Ergebnisse unterschiedlicher Bewertungsmethoden
Grafik: aus [30]

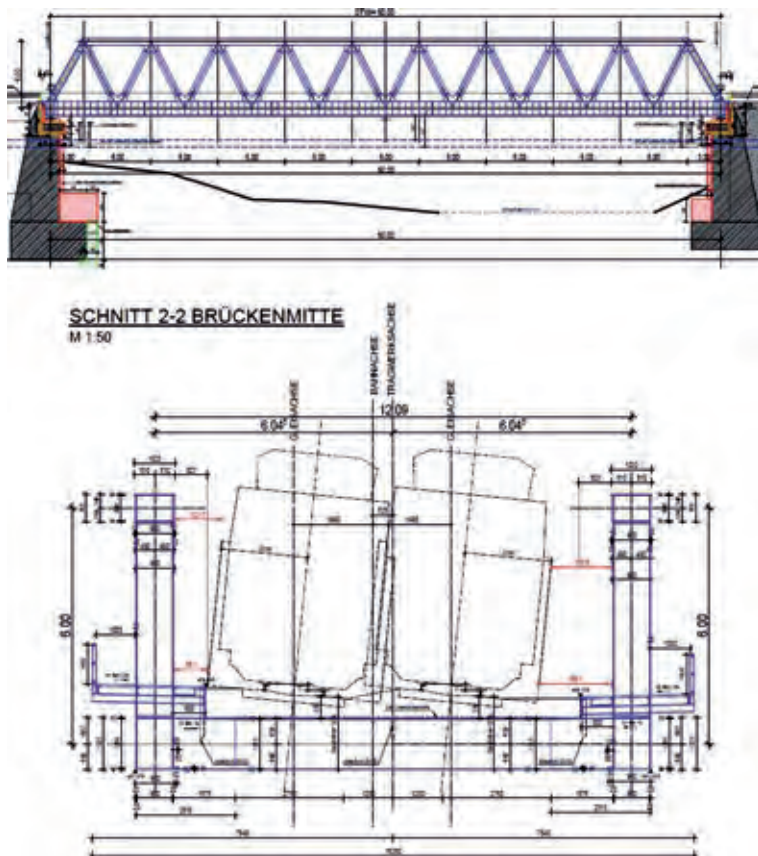


Bild 5 Längsschnitt (oben) und Querschnitt (unten) Grafik: aus [30]

5 Zustandsbasierte Prognosemodelle

5.1 Allgemeines

Die Vorhersage zukünftiger Alterungserscheinungen und Systemzustände ist eine der größten Herausforderungen bei LCC-Analysen. Realitätsnahe Prognosen erfordern

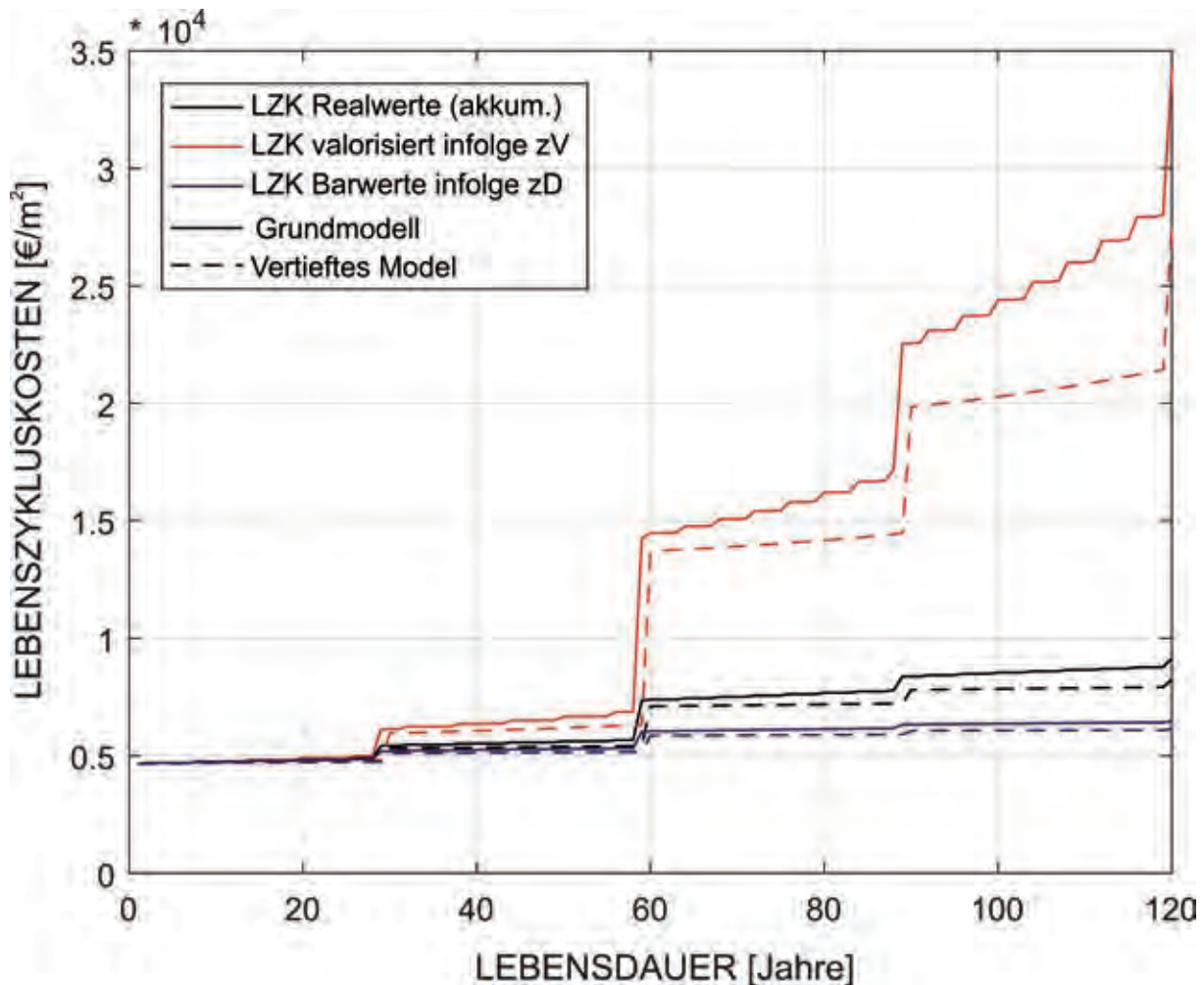


Bild 6 Ergebnisse unterschiedlicher Bewertungsmethoden und Modellansätze

Grafik: aus [30]

die Berücksichtigung von Unsicherheiten in der Analyse, die aus entsprechenden Datensätzen und Erfahrungswerten resultieren, und die Anwendung von Strukturmodellen in Koppelung mit statistischen Methoden. Zustandsbasierte Prognosemodelle sind als Weiterentwicklung standardisierter Modelle, wie in Abschnitt 4 erläutert, mit dem Ziel zu verstehen, die Schwächen standardisierter Modelle zu beheben.

In Strukturmodellen sollten zeitabhängige Veränderungen von Geometrie und Materialeigenschaften, resultierend aus den Schädigungsprozessen (z. B. Bewehrungskorrosion), berücksichtigt werden. Die Modelle orientieren sich dabei an Ingenieurmodellen und der Bemessungspraxis mit folgenden Einschränkungen:

- ❑ die Vorhersage einer Schädigungskomponente ist mit großen Prognoseunsicherheiten verknüpft,
- ❑ detaillierte Kenntnisse des Systems sind zwingend erforderlich, jedoch oft nicht vorhanden,

- ❑ Analysen sind umfangreich und teuer und erfordern unterschiedliche Modelle entsprechend des betrachteten Systems, womit eine Anwendung auf umfangreiche Bestände de facto kaum möglich ist.

Statistische Modelle basieren auf einfachen analytischen oder numerischen Algorithmen angepasst an die festgestellten Schädigungsprozesse vieler ähnlicher Systeme. Die wesentlichen Vorteile dieser Modelle sind deren einfache Anwendung, die Möglichkeit der Einbeziehung von Inspektionsergebnissen sowie die Übertragbarkeit der Erkenntnisse auf andere Systeme. Stochastische Modelle für diskrete und auch kontinuierliche Systemzustände sind existent und können für eine Systembeschreibung herangezogen werden.

5.2 Literaturüberblick

Die Leistungsfähigkeit von Infrastrukturprojekten über ihren Lebenszyklus wurde in den vergangenen Jahrzehnten umfangreich diskutiert. Die ersten Ar-

beiten in diesem Bereich sind in [32] zu finden. Die Ideen wurden in [33] und später in [22] wieder aufgegriffen und ein generelles Framework für den optimalen Entwurf und die Verifizierung der Zuverlässigkeit entwickelt. Weitere Entwicklungen in diesem Bereich sind in [9] und [34]–[38] zu finden. Teilanwendungskonzepte für außergewöhnliche Lasteinwirkungen sind zu finden in [26], [39]–[41]. Einen Überblick über derzeitige LCCA-Methoden im Bauingenieurwesen geben [42]–[44], für andere Bereiche sind [5], [11], [45], [46] zu nennen. Ein Überblick über den aktuellen Stand ist in [47] zu finden.

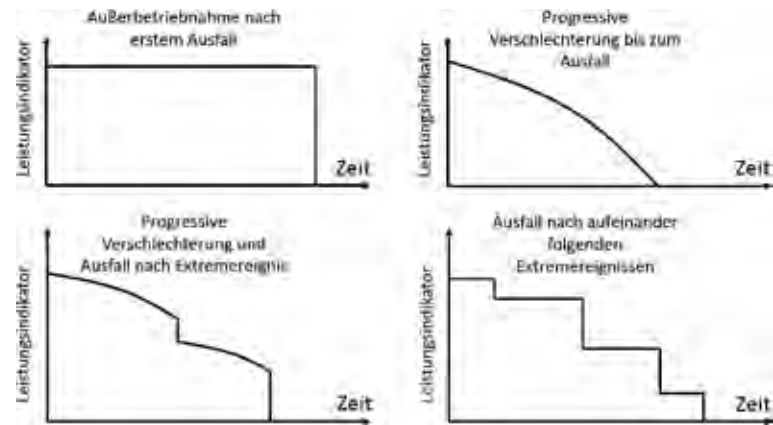


Bild 7 Grundlegende Lebenszyklus-Leistungsfälle; (a) ein System, das nach dem ersten Ausfall ersetzt wurde; (b) Systeme, welche systematisch rekonstruiert werden Grafik: nach [47]

Den Abschluss analytischer Entwicklungen bilden speziell entwickelte Softwarelösungen, wobei mehrere kommerzielle Lösungen zur Handhabung der kombinierten Problemstellung aus Alterung und Einwirkungen existieren. An dieser Stelle sei insbesondere das Softwarepaket COMREL [48] genannt.

5.3 LCC-Analysen unter Berücksichtigung des Systemzustands

Die Durchführung einer LCC-Analyse von Infrastrukturprojekten erfordert bestimmte Annahmen über die Art und Weise, in der das System (z. B. ein Tragsystem bestehend aus mehreren Komponenten) betrieben wird. Wir betrachten Systeme, die nach dem ersten Ausfall ersetzt werden, und Systeme, die systematisch für einen endlichen oder unendlichen Zeithorizont rekonstruiert werden, siehe Bild 7. Entsprechende Formulierungen, die als Grundlage für die Erstellung von Modellen dienen können, sind unter anderem in [49] zu finden.

6 Projekt „LeCIE – Lebenszyklusbewertung“

6.1 Allgemeines

Das Projekt „LeCIE – Lebenszyklusbewertung für Ingenieurbauwerke des Eisenbahnbaues – Strategien und Methoden“ verfolgt das Ziel, ein umfassendes Konzept für ein vorausschauendes Lebenszyklus-Managementsystem für Kunstbauten des Eisenbahnwesens zu entwickeln. Hierfür sollen Inspektionsergebnisse in Bezug auf Schadensbilder und Schadensprozesse mit wahr-scheinlichkeitsbasierten Verschlechterungsvorhersagen und Prognoseverfahren mit Monitoring und Bewertungsmethoden verknüpft werden. Es erfolgt dabei die Entwicklung eines Frameworks

für das Lebenszyklusmanagement singulärer und kombinierter Schadensbilder, struktureller Komponenten und der Gesamtstruktur von Stahlbeton-, Stahl- und Verbundbrücken. Die Ausarbeitung erfolgt gemeinsam durch die Universität für Bodenkultur Wien (BOKU) und die Universität Innsbruck (UIBK), deren Aufgabenbereich die Abhandlung der angeführten Ziele für Stahl- und Verbundbrücken darstellt, während sich die BOKU mit Massivbrücken befasst.

6.2 Zielsetzungen

Für das Projekt wurden folgende Zielsetzungen definiert:

1. Auswertung von Ergebnissen aus Brückenbe-sichtigungen,
2. Entwicklung eines generellen Life-Cycle-Ma-nagement-Frameworks für Stahlbeton-, Stahl- und Verbundbrücken,
3. Bestimmung der maßgebenden Degradations-prozesse,
4. Identifikation der maßgebenden Einflussgrößen,
5. Entwicklung von Degradationsmodellen.

6.3 Bestimmung der maßgebenden Degradationsprozesse

6.3.1 Allgemeines

Eine maßgebende Grundlage für die Entwicklung eines Life-Cycle-Management-Tools ist eine best-mögliche Kenntnis über das funktionelle Degrada-tionsverhalten der Tragwerke, vgl. Abschnitt 5.

Erst anschließend kann die Klärung der betriebswirtschaftlichen Überlegungen integriert werden. Hierfür erfolgte neben der Berücksichtigung der technischen Regelwerke zusätzlich ein umfangreiches Literaturstudium über den Stand der Wissenschaft. Gleichzeitig wurde eine Sensitivitätsanalyse der im Bestand häufig vorkommenden Degradationsprozesse durch die Auswertung der Besichtigungsergebnisse der letzten Projektjahre durchgeführt. Aus den gewonnenen Erkenntnissen und nach einer erweiterten Datenerhebung wurde eine Konzeptstudie für eine neuartige Herangehensweise zur Ableitung von Degradationsfunktionen durchgeführt. Die Vorgehensweise und die daraus resultierenden Resultate werden nachfolgend erläutert.

6.3.2 Auswertung der Brückenbesichtigungen

Für die Auswertung der Besichtigungsergebnisse wurden unterschiedliche Schadensbilder definiert und die Ergebnisse komponentenweise analog dem Schulnotensystem bewertet. In weiterer Folge erfolgte ein Studium der Daten und die Suche nach Korrelationen einzelner Kategorien, wie z. B. Bauwerksalter und Korrosionsfortschritt. Im ersten Schritt wurden die Methoden der linearen Regression verwendet, wobei sich die Ergebnisse hierfür als nicht aussagekräftig herausstellten und somit für die Bestimmung von Degradationsprozessen als unzureichend erachtet wurden. Dies ist unter anderem auf eine zu geringe und damit nicht repräsentative Stichprobe sowie partiell fehlende Kenntnisse über bereits durchgeführte Instandhaltungsmaßnahmen zurückzuführen. Sehr gut verwendbar waren die Ergebnisse jedoch für die Ermittlung der maßgebenden Einflussparameter für die Gesamtdegradation. Dabei sind insbesondere die Korrosion und die Ermüdung von Stahlbauteilen zu erwähnen, wobei die Ermüdung als Gesamtprozess mit Nebenbedingung angesehen werden muss.

Zusätzlich zu den statistischen Methoden wurden die Tragwerke und deren Alterungserscheinungen hinsichtlich der konstruktiven Durchbildung und statisch-mechanischen Überlegungen analysiert. Dabei konnte festgestellt werden, dass Tragwerke mit höherwertigen konstruktiven Ausführungen einen signifikant langsameren Degradationsprozess aufweisen. Ebenfalls wurde festgestellt, dass Ermüdungsprobleme in vielen Fällen ein Problem der Tragwerksbemessung darstellen. Bis vor wenigen Jahren erfolgte die Bemessung überwiegend auf Basis von Stabwerkmodellen und wesentlich geringeren Einwirkungen. Damit werden sehr häufig örtlich konzentrierte Span-

nungsspitzen an Steifigkeitssprüngen nur unzureichend erfasst. Dies sind jedoch gerade jene Stellen, an denen Ermüdungsschäden starten, besonders wenn zusätzlich an diesen Stellen noch ungünstige Ausführungen hinsichtlich des Korrosionsschutzes vorliegen. Mit Berechnungsmethoden und Nachweiskonzepten basierend auf räumlichen Modellen könnte ein Teil dieser rasch fortschreitenden Schädigungsprozesse eventuell verhindert werden.

6.3.3 Literatur und Normenwerke

Basierend auf den Erkenntnissen der Brückenbesichtigungen und allgemeiner Literatur zur Degradationsbestimmung von Stahlbauteilen erfolgte eine Vertiefung hinsichtlich der maßgebenden Prozesse Korrosion und Ermüdung. Als grundlegende Literatur zur Ermüdung sind [50], [51] sowie die Bemessungsnormen des Eurocode-Pakets sowie [52], [53] anzuführen. Angaben zur Bestimmung von Korrosionsraten, Umgebungsklasse und Korrosionsschutzsystemen hingegen sind hauptsächlich in ISO-Normen zu finden. Die Abbildung der Ermüdung ist demnach ein Vielparameterproblem ohne analytische Lösung. Die Bemessung erfolgt konzeptgebunden mit Widerständen aus statistisch ausgewerteten Versuchsergebnissen.

Des Weiteren sind mehrere Möglichkeiten zur Berücksichtigung der Einwirkungen möglich, deren Einfluss zu untersuchen ist. Ebenfalls zu untersuchen ist der Einfluss von unterschiedlichem Verkehrsaufkommen und Verkehrsstärke. Diese werden in den derzeitigen verwendeten normativen Bemessungsverfahren nur beschränkt berücksichtigt, sind allerdings als maßgebender Einflussparameter zu betrachten.

Für die Abbildung der Korrosion sind eindeutige deterministische Modelle vorhanden, welche die Korrosionsraten für unterschiedliche Klimata beschreiben. Als problematisch erweist sich dabei allerdings die Zuordnung in die einzelnen Klimata, da die dafür notwendigen Eingangsgrößen teilweise nur durch aufwendige Messungen bestimmbar und die Ergebnisstreuungen innerhalb der Klimaklasse trotzdem sehr groß sind. Generell ist dabei das Mikroklima zu verwenden, welches aus dem regionalen Klima des Brückenstandortes in der Regel nicht abzuleiten ist. Ebenfalls fragwürdig ist die Abbildbarkeit der Degradation des Korrosionsschutzes, da hierzu nur sehr vage Angaben zu finden sind und somit große Unsicherheiten darstellen [54].

6.4 Entwicklung von Degradationsmodellen

6.4.1 Allgemeines

Nachdem die maßgebenden Degradationsprozesse und deren Einflussgrößen bekannt waren, erfolgte die Erstellung eines generellen Life-Cycle-Management-Frameworks, wobei das derzeitige Ergebnis nicht als endgültige Lösung zu betrachten ist. Dabei wurden insbesondere die Zusammenhänge einzelner Komponenten hergestellt, deren quantitativer Inhalt allerdings noch zu ergänzen ist. Auch für das Degradationsmodell der Ermüdung konnte ein Konzept entwickelt werden. Dieses Modell ermöglicht die Verknüpfung beliebiger Achslastmessdaten und der Verkehrsentwicklung auf der Einwirkungsseite mit den Bauteilwiderständen der unterschiedlichen Konstruktionstypen und tragwerksspezifischen Parametern [55].

6.4.2 Generelles Life-Cycle-Management-Framework

Das generelle Life-Cycle-Management-Framework verknüpft die einzelnen Degradationsmodelle zu einem Gesamtmodell und ist in der Lage, Vorsorge- und Instandhaltungsmaßnahmen sowie Kostenkennwerte zu berücksichtigen. Diese sind jedoch nicht allgemein zu definieren und somit von vielen Parametern abhängig. Dabei sind insbesondere der Konstruktionstyp und der Baustoff bei Massivbrücken zu erwähnen, welche unterschiedliche Degradationseigenschaften aufweisen. Es ist somit naheliegend, die Degradationsmodelle, die Degradationsfunktionen und die Prozessgeschwindigkeiten allgemein in einer Datenbasis abzulegen und anhand der Informationen aus dem Brückenstammdatensystem und allfälliger zusätzlich vorhandener Eingangsgrößen für das jeweilige Objekt im Life-Cycle-Management-Tool nur mehr auszuwerten und/oder anzupassen. Als Datenbasis dienen interne Degradationskurven der ÖBB für die Komponente Korrosion und die umfangreichen Achslastmessdaten für die Komponente Ermüdung. Diese werden in weiterer Folge so definiert, dass für unterschiedliche Verkehrszusammensetzungen und Verkehrsstärken bereits Schädigungsraten für unterschiedliche Tragwerkssysteme und/oder Detailausbildungen vorliegen, auf die nur mehr zugegriffen werden muss.

6.4.3 Degradationsmodelle für den Stahlbau

Basierend auf durchgeführten Literaturrecherchen, Tragwerksbesichtigungen und Achslastmessda-

ten erfolgte die Bestimmung der maßgebenden Degradationsprozesse für Stahl- und Verbundbrücken mit Fokus auf die Werkstoffermüdung. Die Modellbildung erfolgte durch eine Verknüpfung der interagierenden Prozesse Korrosion und Ermüdung unter Berücksichtigung von Verkehrslasten aus Langzeitmessungen und resultiert aus Erkenntnissen der Voruntersuchung. Bei diesen Voruntersuchungen wurde allerdings erkannt, dass mittels der in der Praxis gebräuchlichen Methoden zur Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit aufgrund der Vielzahl von Tragwerksformen und Beanspruchungen diese für ein allgemeines Life-Cycle-Management-Tool nicht geeignet sind. Es wurden daher Konzepte zur rechnerischen Verknüpfung und Vereinfachung unterschiedlicher Eingangsparameter entwickelt, welche die Ableitung einer allgemeineren Degradationsfunktion für die Materialermüdung in Interaktion mit Korrosion berücksichtigen. Dabei wird eine Überlagerung der Effekte aus Querschnittsverringerung und Reduktion der Ermüdungsfestigkeit durch die Bildung von Korrosionsnarben berücksichtigt. Neben einem semiprobabilistisch-deterministischen Modell, welches aufbauend auf den Grundlagen des Eurocodes entwickelt wurde, erfolgten entsprechende Erweiterungen resultierend in einem auf probabilistischen Ansätzen basierenden Modell.

Als eine wesentliche Eingangsgröße von Beginn an bekannt waren die Ermüdungslasten eines Tragwerks. Aus diesem Grund wurden Langzeitmessungen von Achslasten an unterschiedlichen Messstellen im Schienennetz der Österreichischen Bundesbahn AG einer detaillierten Analyse unterzogen. Dabei wurden sowohl für Einwirkungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch bei den Ermüdungslasten teils gravierende Abweichungen zu den normativen Ansätzen festgestellt. Essentiell ist dabei die Erkenntnis, dass die normativen Ansätze für gewisse Bereiche relativ gut mit den Auswertungsergebnissen übereinstimmen, während große Bereiche sehr konservative Ergebnisse liefern. Sämtliche Gegenüberstellungen basieren dabei auf dem Lastmodell 71 [56], auf dessen Tragwerksreaktionen sämtliche Ermüdungsansätze referenzieren/kalibriert sind. Ein Überblick sämtlicher Achslasten des verwendeten Betrachtungszeitraumes ist in Bild 8 dargestellt.

Die Ergebnisse des semiprobabilistisch-deterministischen Modells im Vergleich zum probabilistischen Ansatz für Ermüdung unter Korrosion werden nachfolgend durch ein Schemabeispiel dargestellt. Für detaillierte Erläuterungen wird an dieser Stelle auf [55] verwiesen.

Für das semiprobabilistisch-deterministische Modell ist die Ergebnisgröße eine Schadenssum-

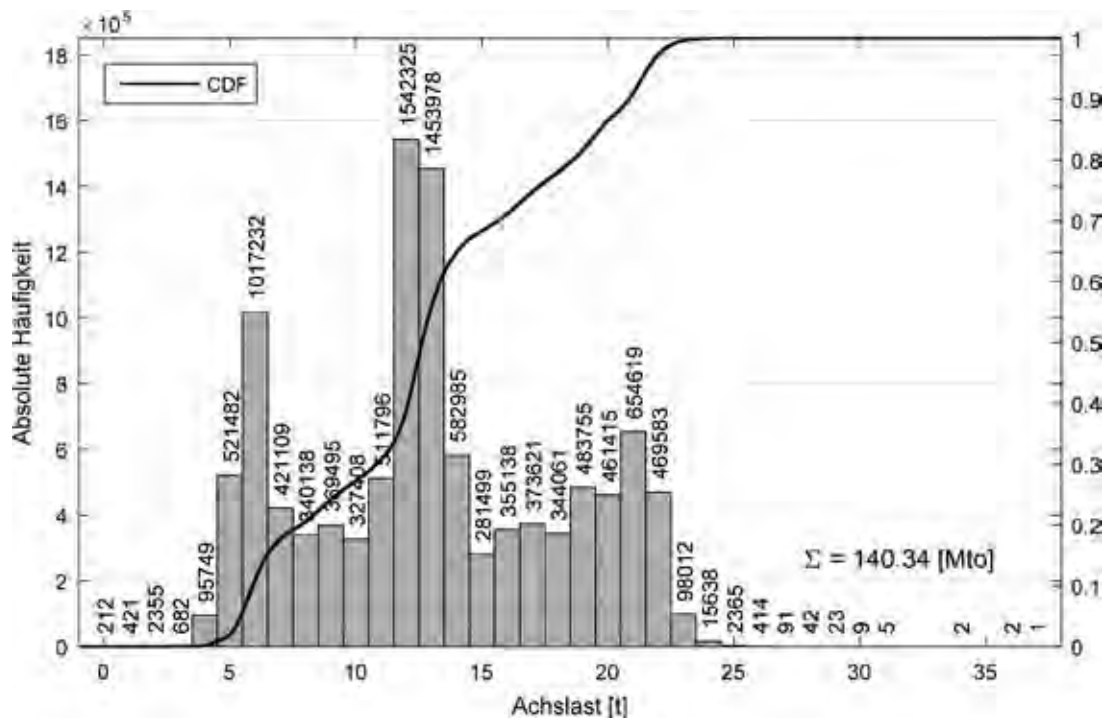


Bild 8 Verteilung der erfassten Achslasten im Betrachtungszeitraum

Grafik: aus [57]

me D, welche einen a priori definierten Grenzwert nicht überschreiten darf. Als Randbedingungen wurden mehrere Korrosionsschutzerneuerungen definiert, wobei bei einer zu langen Freibewitterung (d. h. kein Korrosionsschutz mehr vorhanden und somit Korrosion des Tragwerks, Abgangsdefinition des Korrosionsschutzes basierend auf

Know-how des Auftraggebers) eine entsprechende Systemänderung in Form einer Erhöhung der Schädigungsrate bei gleichbleibenden Einwirkungen zu erwarten ist, siehe [58]. Eine grafische Veranschaulichung zeigt Bild 9. Die Ergebnisgröße des probabilistischen Modells ist die Versagenswahrscheinlichkeit P_f im Hinblick auf Ermüdung,

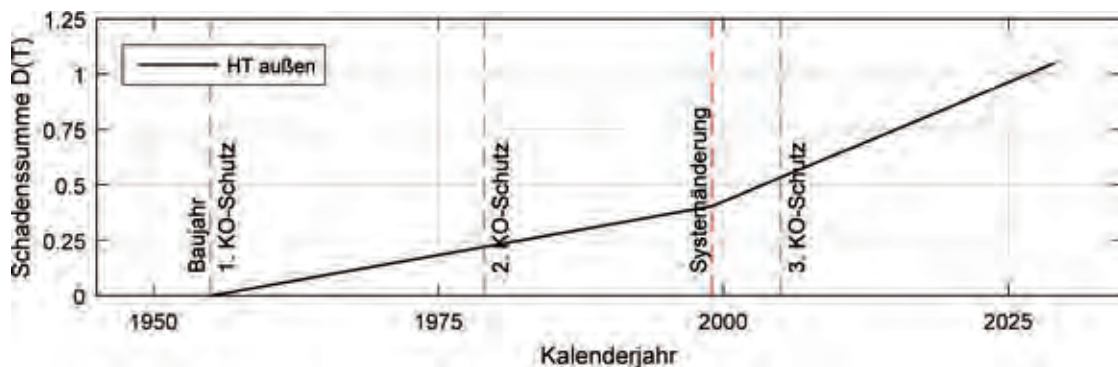


Bild 9 Zunahme der Schadenssumme D

Grafik: aus [57]

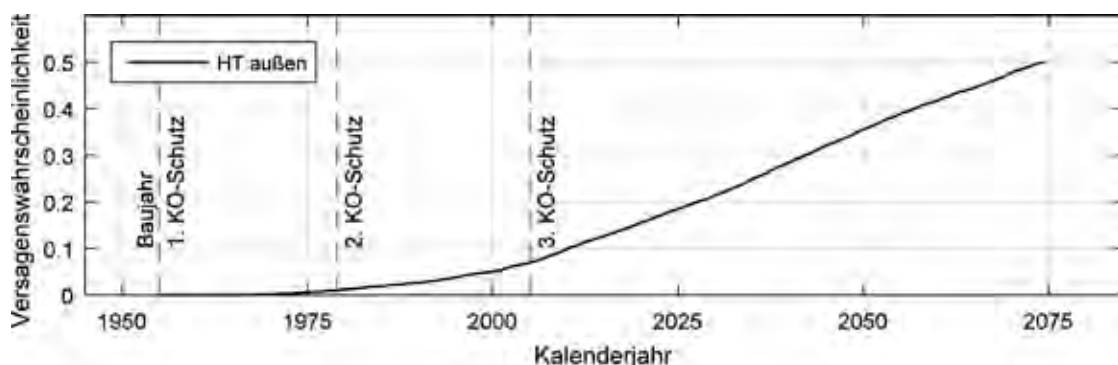


Bild 10 Zunahme der Versagenswahrscheinlichkeit P_f

Grafik: aus [57]

woraus der Zuverlässigkeitsindex β folgt. Die Systemänderung ist dabei keine diskrete Größe, sondern eine Zufallsvariable in Abhängigkeit des Korrosionsschutzzustandes und in weiterer Folge des Freibewitterungszeitraums, welche ebenfalls Zufallsvariablen darstellen. Eine grafische Veranschaulichung ist in Bild 10 dargestellt.

Beide Modelle weisen einen ähnlichen Ergebnisverlauf auf, wobei die Angabe der Versagenswahrscheinlichkeit deutlich weitreichendere Rückschlüsse zulässt. An dieser Stelle ist zu erwähnen, dass die Versagenswahrscheinlichkeit in dieser Betrachtung auf den technischen Anriss, also den Beginn eines optisch mit freiem Auge erkennbaren Ermüdungsanrisses (ca. 1 bis 2 mm) ist und kein unmittelbares Versagen mit sich bringt. Bruchmechanische Aspekte werden nicht untersucht.

6.4.4 Degradationsmodelle für Stahlbetonbau

Für die realitätsnahe Anwendung der Degradationsmodelle in LeCIE wurde in einem ersten Schritt eine umfangreiche Studie an existierenden Degradationsmodellen hinsichtlich ihrer Aussagequalität und ihrer Anwendbarkeit in Bezug auf an der Struktur erhebbare Parameter durchgeführt. Eine weitere Studie und Analyse der ausgewählten Modelle an den vom Auftraggeber bereitgestellten Brückenobjekten zeigte die Notwendigkeit, die mathematischen Modelle für Chlorid- und Karbontransportprozesse, s. [49] und [60] zu kalibrieren. Gemäß [30] werden Eisenbahnbrücken für eine technische Lebensdauer von 120 Jahren ausgelegt.

Die Expertenerhebungen zeigten auch, dass die Normbestimmungen bei Einhaltung einer guten Beton- und Ausführungsqualität die technische Lebensdauer erfüllen, die Degradationsmodelle jedoch diese Lebensdauer nicht prognostizieren und eine Kalibrierung der in der Literatur enthaltenen Modellparameter erforderlich ist. Der Kalibrierprozess umfasste die Charakterisierung der umweltspezifischen Parameter in Anlehnung an die normativen Expositionsklassen und der materialspezifischen Parameter, z. B. Diffusionskoeffizienten und Eindringwiderstände. Auf nähere Erläuterungen diesbezüglich wird auf [60] verwiesen.

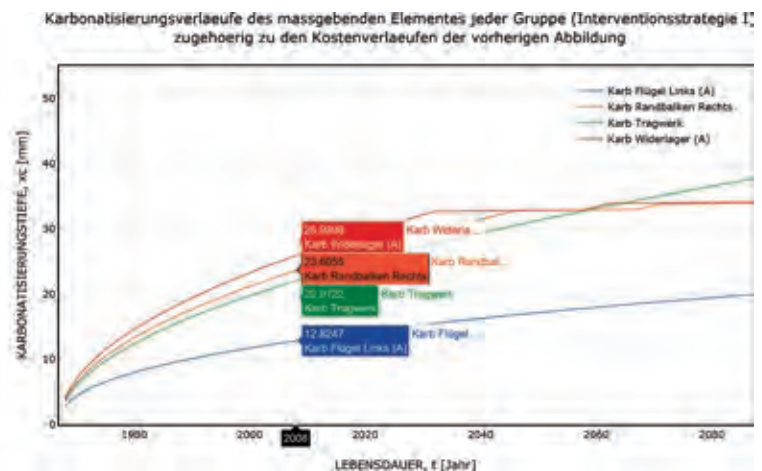


Bild 11 Chlorid-Performance-Bewertung mit Interventionen (Strategie I „Prozessverzögerung“ und Strategie II „Betonersatz“) für die Widerlager Gruppe „A“ der Brücke 1062 der Strecke 33.003, bestehend aus den Flügeln und der Widerlagerwand
Grafik: Autoren

6.5 LeCIE Datenbank und WEB basiertes Prognosetool

Das WEB-basierte Prognosetool „LeCIE“ erlaubt es, neue und bestehende Brücken in einem freien Eingabeformat anzulegen, zu bearbeiten (zu korrigieren oder zu erweitern) oder zu löschen. Die Brückenobjekte werden den „ÖBB-Strecken“ zugeordnet und können nach Streckennummern und Kilometrierung angesprochen werden. Die Analysen der oben genannten Prozesse können für das gesamte Brückenobjekt, für Elementgruppen oder für jedes in der Eingabe definierte Element durchgeführt werden.

Das LeCIE-WEB-Tool erlaubt weiter die Kombination zwischen den Prozessen und somit die Auswahl des maßgebenden Prozesses und die Auffindung der kostenoptimierten Interventionsstrategie.

Bild 11 zeigt einen Ausschnitt der kostenoptimierten Chlorid-Performance-Bewertung mit Interventionen (Strategie I „Prozessverzögerung“ und Strategie II „Betonersatz“) für die Widerlager Gruppe „A“ der Brücke 1062 der Strecke 33.003. Es ist in diesem Beispiel ersichtlich, dass eine Intervention nur für die Widerlagerwand, jedoch nicht für die Flügel erfolgen muss.

7 Zusammenfassung und Ausblick

In der Vergangenheit wurden der strukturelle Aufbau zur Minimierung der anfänglichen (Bau-)Kosten und Lösungen mit den niedrigsten Anschaffungskosten bevorzugt. Dieses Auswahlkriterium ist jedoch fraglich, da für die Infrastrukturbetreiber

die Kosten während des Betriebs der Struktur zum Teil erheblich sind, z. B. Kosten für den Betrieb, die Wartung und die Reparatur. Beispielsweise unterliegen Betonbrücken während des Betriebs einer natürlichen Degradation, welche Wartung und/oder Reparatur erfordert, wie das Ersetzen von Randbalken oder das Reparieren von Rissen im Beton. Solche Eingriffe führen zu direkten Kosten, d. h. den Kosten der tatsächlichen Arbeit, und in einigen Fällen auch zu indirekten Kosten, z. B. Verzögerung des Verkehrs. Vor diesem Hintergrund haben Eigentümer und Verwalter von Infrastruktureinrichtungen die Notwendigkeit eines anderen Ansatzes für die Entscheidungsfindung erkannt – ein Ansatz, bei dem Kosten im Zusammenhang mit der gesamten Lebensdauer der Struktur berücksichtigt werden. Asset-Management, Life-Cycle-Assessment und Life-Cycle-Costing sind allesamt ähnliche Ansätze, die zur Erreichung dieses Ziels mehrere Instrumente und systematische Verfahren anwenden. Genauer gesagt versuchen diese Ansätze, die Kosten einer Struktur während verschiedener Phasen des „Lebens“ der Struktur zu reduzieren, wie z. B. Entwurf, Konstruktion, Betrieb und Außerbetriebnahme. Zusätzlich können sie dazu verwendet werden, die Lebensdauer zu verlängern, wodurch die Ausgaben für den Ersatz der Struktur und den Rückbau minimiert werden. Heutzutage enthalten die am meisten entwickelten Lebenszyklussysteme drei grundlegende Module: Datenbank, Leistungs-/Vorhersagemodelle und Optimierungsstrategien. Die Nutzung dieser Systeme für das Management der Infrastruktur ist in den vergangenen Jahren gewachsen. Es ist jedoch eine ständige Forschung für die Entwicklung von Modulen erforderlich um sicherzustellen, dass sie relevant und praktisch sind.

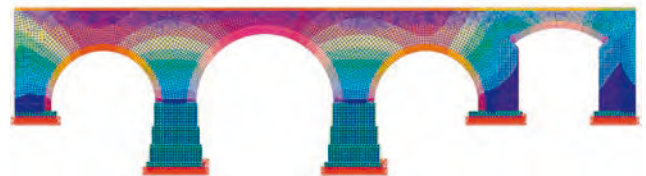
Zukünftige Infrastrukturprojekte sollten wirtschaftliche und technische Konzepte in einem globalen Rahmen integrieren. In diesem Beitrag konnten Konzepte für die Bewertung von Stahlbetonkonstruktionen in Bezug auf Lebenszykluskosten unter Berücksichtigung von Kostenmodellen (Ersatz-/Rehabilitations- und Anwendungskosten) und Instandhaltungsstrategien gezeigt werden.

Literatur

- [1] Sanchez-Silva, M.; Klutke, G.-A.: Reliability and Life-Cycle Analysis of Deteriorating Systems. Springer International Publishing, 2016.
- [2] Inventory of material and energy use and air and water emissions from the production of packaging materials. Tellus Institute, Boston, 1992.
- [3] Padgett, J.; Tapia, C.: Sustainability of Natural Hazard Risk Mitigation: Life Cycle Analysis of Environmental Indicators for Bridge Infrastructure. *Journal of Infrastructure Systems (ASCE)* 19 (2013) 4, S. 395–408.
- [4] Tapia, C.; Padgett, J.: Multi-objective optimization of bridge retrofit and post-event repair selection to enhance sustainability. *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance*, 12 (2016) 1, S. 93–107.
- [5] Sieglinde, K. F.; Stephen, R. P.: NIST Handbook 135: Life Cycle Costing Manual for the Federal Energy Management Program. U.S. Government Printing Office, Washington, 1995.
- [6] Dell’Isola, A. J.; Kirk, S. J.: Life Cycle Cost Data. New York: McGraw-Hill Inc., 1982.
- [7] ISO 14040:2006: Environmental management - Life cycle assessment - Principles and framework.
- [8] ISO 14044:2006: Environmental management - Life cycle assessment - Requirements and guidelines.
- [9] ASTM E917-15:2015: Standard Practice for Measuring Life-cycle Costs of Buildings and Building Systems. ASTM International, West Conshohocken.
- [10] Defense Acquisition University 2018. www.ACQuipedia.com.
- [11] Web Finance Inc. 2018. <http://www.businessdictionary.com/>.
- [12] Total Asset Management: Life Cycle Costing Guideline. New South Wales Treasury, New South Wales, 2014.
- [13] RMiS Committee (Ed.): Reliability, Maintainability and Supportability Guidebook. 3rd ed., SAE International, 1995.
- [14] Reliability and Maintainability Guideline for Manufacturing Machinery and Equipment. 3rd ed., SAE International, 1999.
- [15] Goodman, A. S.; Hastak, M.: Infrastructure Planning Handbook: Planning Engineering and Economics. New York: ASCE Press, 2006.
- [16] Kirk, S. J.; Dell’Isola, A. J.: Life-Cycle Costing for Design Professionals. New York: McGraw-Hill Inc., 1995.
- [17] fib (Ed.): fib Bulletin 71: Integrated life cycle assessment of concrete structures. 2013.
- [18] UN Brundland Commission (Ed.): Our common future. UN World Commission on Environment and Development, 1987.
- [19] CIB und UNIEP-IETC 2030 Agenda: Sustainable Development – online: <https://sustainabledevelopment.un.org/post2015/transformingourworld>.
- [20] Rackwitz, R.: Optimization and risk acceptability based on the Life Quality Index. *Struc-*

- tural Safety 24 (2002) 2–4, S. 297–331.
- [21] Safi, M.; Sundquist, H.; Karoumi, R.: Cost-efficient procurement of bridge infrastructures by incorporating life-cycle cost analysis with bridge management systems. *Journal of Bridge Engineering (ASCE)* 20 (2014) 6, S. 401–408.
- [22] Rackwitz, R.: Optimization — the basis of code-making and reliability verification. *Structural Safety* 22 (2000) 1, S. 27–60.
- [23] Langdon, D.: Life Cycle Costing (LCC) as a Contribution to Sustainable Construction: A Common Methodology. Davis Langdon Management Consulting, 2007, p. 31.
- [24] <http://lifecon.vtt.fi>: LIFECON. Life-cycle Management of Concrete Infrastructures for Improved Sustainability. (n.d.), retrieved 7.3.2017.
- [25] Val, D.; Stewart, M.: Decision analysis for deteriorating structures. *Reliability Engineering & System Safety* 87 (2005) 3, S. 377–385.
- [26] Wen, Y. K.; Kang, Y. J.: Minimum Building Life-Cycle Cost Design Criteria. I: Methodology. *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 127 (2001) 3, S. 330–337.
- [27] ISO 15686-5:2008: Buildings and constructed assets – Service life planning – Part 5: Life-cycle costing.
- [28] INNTRACK: Guideline for LCC and RAMS Analysis (deliverables 6.1.1 - 6.5.4). from www.innotrack.eu, 2009.
- [29] EN 206:2000: The European Standard EN 206-1:2000, with the incorporation of amendments.
- [30] RVS 13.05.11:2017: Lebenszykluskostenermittlung für Brücken. Österreichische Forschungsgesellschaft.
- [31] Gervasio, H.; Simoes da Silva, L.: Life-cycle social analysis of motorway bridges. *Structure and Infrastructure Engineering* 9 (2013) 10, S. 1019–1039.
- [32] Rosembueth, E.; Mendoza, E.: Reliability Optimization in Isostatic Structures. *Journal of the Engineering Mechanics Division* 97 (1971) 6, S. 1625–1642.
- [33] Hasofer, A. M.: Design for infrequent overloads. *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 2 (1974) 4, S.387–388.
- [34] Campbell, J. D.; Jardine, A. K. S.; McGlynn, J.: Asset Management Excellence: Optimizing Equipment Life-cycle Decisions. 2nd ed., Florida: CRC Press, 2010.
- [35] Nathwani, J.; Lind, N.; Pandey, M.: Affordable safety by choice: the life quality method. Waterloo: University of Waterloo, 1997.
- [36] Nathwani, J.; Pandey, M.; Lind, N.: Engineering Decisions for Life Quality: How Safe is Safe Enough? London: Springer, 2009.
- [37] Rackwitz, R.: The effect of discounting, different mortality reduction schemes and predictive cohort life tables on risk acceptability criteria. *Reliability Engineering & System Safety* 91 (2006) 4, S. 469–484.
- [38] Rackwitz, R.; Lentz, A.; Faber, M. H.: Socio-economically sustainable civil engineering infrastructures by optimization. *Structural Safety* 27 (2005), S. 187–229.
- [39] Iervolino, I.; Giorgio, M.; Chioccarelli, E.: Gamma degradation models for earthquake-resistant structures. *Structural Safety* 45 (2013), S. 48–58.
- [40] Sanchez-Silva, M.; Rackwitz, R.: Implications of the high quality index in the design of optimum structures to withstand earthquakes. *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 130 (2004) 6, S. 969–977.
- [41] Wen, Y. K.; Kang, Y. J.: Minimum building lifecycle cost design criteria. II: applications. *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 127 (2001) 3, S. 338–346.
- [42] Frangopol, D. M.; Kallen, M. J.; van-Noortwijk, J. M.: Probabilistic models for life-cycle performance of deteriorating structures: review and future directions. *Progress in Structural Engineering and Materials* 6 (2004) 4, S. 197–212.
- [43] Frangopol, D. M.; Saydam, D.; Kim, S.: Maintenance, management, life-cycle design and performance of structures and infrastructures: a brief review. *Structure and Infrastructure Engineering* 8 (2012) 1, S. 1–25.
- [44] Petcherdchoo, A.; Kong, J. S.; Frangopol, D. M.; Neves, L. C.: NLCADS (New Life-Cycle Analysis of Deteriorating Structures) User's manual; a program to analyse the effects of multiple actions on reliability and condition profiles of groups of deteriorating structures. Engineering and Structural Mechanics Research Series No. CU/SR-04/3, Department of Civil, Environmental, and Architectural Engineering, University of Colorado, Boulder, 2004.
- [45] World Steel Life-cycle Inventory—methodology report. International Iron and Steel Institute, Committee on Environmental Affairs, Brussels, 2002.
- [46] Life-cycle assessment: principles and practice. US Environmental Protection Agency, EPA/600/R-06/060, Cincinnati, 2006.
- [47] Sanchez-Silva, M.; Klutke, G.-A.: Reliability and Life-Cycle Analysis of Deteriorating Systems. Springer International Publishing Switzerland, 2016.
- [48] RCP COMREL. Retrieved from <http://www.strurel.de/>, 2012.
- [49] fib (Ed.): fib Bulletin No. 34. Model Code for Service Life Design.
- [50] Radaj, D.; Vormwald, M.: Fachbuchreihe

- Schweißtechnik: Bd. 82: Gestaltung und Berechnung von Schweißkonstruktionen, Düsseldorf: Deutscher Verlag für Schweißtechnik, 1985.
- [51] Radaj, D.; Vormwald, M.: Ermüdungsfestigkeit: Grundlagen für Ingenieure. 3. Neubearb. u. erw. Aufl., Berlin: Springer, 2007.
- [52] ÖBB Infrastruktur, B45: Technische Richtlinie für Eisenbahnbrücken und sonstige konstruktive Ingenieurbauwerke. Wien: ÖBB Infrastruktur, 2011.
- [53] Hobbacher, A.: Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components: doc. XIII-2460-13/XV-1440-13, Paris: International Institute of Welding, 2014.
- [54] Petraschek, T.: Bedarfsgerechte Instandsetzung der Korrosionsschutzbeschichtung. Stahlbau 84 (2015) 6, S. 402–409.
- [55] Schmid, J.; Lener, G.: LeCIE Lebenszykluskostenbewertung für Ingenieurbauwerke des Eisenbahnbaues – Strategien und Methoden. Jahresbericht 2016, Universität Innsbruck, 2017.
- [56] ÖNORM EN 1991-2:2012: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke: Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.
- [57] Schmid, J.: Neue Ansätze zur Bestimmung der Restlebensdauer von Eisenbahnbrücken aus Stahl. Diss. (in Arbeit), Universität Innsbruck, 2017.
- [58] Det Norske Veritas Classification Notes No. 30.7: Fatigue Assessment of Ship Structures. 2003.
- [59] Helland, S.: Design for service life: implementation of fib Model Code 2010 rules in the operational code ISO 16204. Structural Concrete (2013), S. 1751–7648 – DOI: <http://dx.doi.org/10.1002/suco.201200021>.
- [60] Strauss, A.; Lener, G.: Lebenszyklusbewertung für Ingenieurbauwerke des Eisenbahnbaues. Brückenbautag Kahlenberg, 17./18.5.2017 in Wien (Österreich) – paper online: http://brueckentagung.at/bruecke2017/Kurzfassungen/14_Strauss_Lener.pdf.
- [61] Vidovic, A.: Prediction Models for the Life Cycle Assessment of Concrete Structures. Diss. (in Arbeit), BOKU Universität für Bodenkultur Wien.
- [62] Zambon, I.: Material Properties of Existing Structures for the Life Cycle Assessment of Engineering Structures. Diss. (in Arbeit), BOKU Universität für Bodenkultur Wien.
- Anmerkung: alle Internetquellen wurden am 18.1.2018 geprüft.



Bewertung von Brücken im Bestand

Gesellschaft für Materialforschung und Prüfungsanstalt für das Bauwesen Leipzig mbH

Komplexe Probleme mit Bestandsbauwerken lösen wir gern gemeinsam mit Ihnen:

- > fundierte Bauzustands- und Schadensdiagnose
- > Ermittlung notwendiger baustofflicher Parameter (Beton, Mauerwerk, Stahl, Gusseisen, Holz und Verbundwerkstoffe)
- > Nachrechnung in den Stufen 1 bis 4 der Nachrechnungsrichtlinie
- > Bedarfswise in Kombination mit Messungen am Bauwerk
- > Monitoring statisch relevanter Parameter

Bitte sprechen Sie uns an:

Geschäftsführer
Dr.-Ing. habil. Jörg Schmidt
T +49 (0)341 6582-186
j.schmidt@mfpa-leipzig.de

Geschäftsbereichsleiterin
Prof. Dr.-Ing. Elke Reuschel
T +49 (0)341 6582-143
tragwerke@mfpa-leipzig.de



Gesellschaft für Materialforschung und Prüfungsanstalt für das Bauwesen Leipzig mbH
www.mfpa-leipzig.de · Tel. 0341 6582-0
Hans-Weigel-Straße 2b · 04319 Leipzig

KOMPETENZ WEITERBILDUNG BAU

BERUFSBEGLEITEND · PRAXISNAH · ANERKANNT
QUALITÄT SEIT MEHR ALS 25 JAHREN

STATIK UND BAU KONSTRUKTION

Massivbau
Carbonbeton
Ingenieurbau

BUILDING INFORMATION MODELING (BIM)

Basics
Fachplanung
Management

BRANDSCHUTZ

Brandschutzkonzepte
Gebäudetechnik
Fachbauleitung

VERKEHRSWEGE BAU

Straßen- und Wegebau
Pflasterbau
Garten- und Landschaftsbau

ENERGIE EFFIZIENZ

Energieberatung
Effizienzhaus
Förderprogramme

ERHALTUNG UND SANIERUNG

Betonerhaltung
Bauschadensbewertung
Bautenschutz und Bausanierung

ANMELDUNG UND DETAILS
WWW.EIPOS.DE

Wenn´s drauf ankommt...

Mit dem Fokus auf die Brückenkappe begleitet BETOMAX® systems intensiv den Bereich des Brückenneubaus und der Brückensanierung. Zu dem speziellen Equipment an Produkten zählen fahrbare Arbeitsbühnen, sog. Montagewagen, variantenreiche Gesimskonsolen als Arbeits-, Schutz- und Traggerüst, sowie das vollständige Zubehör – von der Aufhängevorrichtung über die Absturzsicherung bis hin zu den Verankerungen für Geländer und Schutzplanken.

BETOMAX® systems

Brückenbautechnik

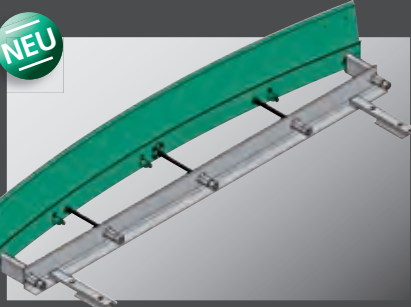


Gesimskonsole GK-2000

Das GK-2000-Konzept bietet ein modulares, umfassendes Programm von Gesimskonsolen für alle gängigen Kappenabmessungen. Der variable Aufbau der Konsole macht sie zu einer perfekten Schalhilfe für den Aufbau der Kappenschalung an Ingenieurbauwerken – z. B. Brücken, Stütz- und Spundwänden – und zu einem Arbeits- und Schutzgerüst für Sanierungsarbeiten im Kappenbereich, aber auch an Deckenrändern und Wänden aus Stahlbeton.

Montagewagen MTW

BETOMAX® systems-Montagewagen sind verfahrbare Arbeitsbühnen, die im Brückenrandbereich oder im Bereich der Mittelgesimse zum Einsatz kommen. Die verschiedenen Bühnenplattformen schaffen ideale Voraussetzungen für Sichtungs-, Sanierungs- und Montagearbeiten unterhalb der Brücke, ohne den Verkehrsfluss zu behindern.



Radiale Schrammbord-Schalung für Kappen

Höhen- und radial-verstellbare systemische Stahlblechschalung zur fahrbahnseitigen Bordausbildung gemäß den RIZ der BAST Kap 1-5, 6, 7, 9, 10. Mit höchster Flexibilität zur Anpassung sowohl an Neigungswechsel wie auch an kleinste Brückenradien bis min. 5m. Die aufsteckbare S-Träger-Verlängerung vergrößert den Abstand zwischen Grundträger und Dübelachse auf 40 cm und schließt damit eine Durchdringung der Abdichtung im Kappenbereich zuverlässig aus.

Besuchen Sie uns:

28. DRESDNER
BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

12./13. März 2018

Technische Universität Dresden



KOBOLD® B15 / B15 FB

Die Gerüstverankerung KOBOLD® B15/B15 FB dient – einbetoniert in den Brücken-Randbereich – als Aufhängung für die Gesimskonsole GK-2000. Die Gerüstverankerung ist bauaufsichtlich zugelassen (Z-21.6-1764) und bietet Planern, Ingenieuren und Bauunternehmen Sicherheit und Effizienz.

BETOMAX® systems · GmbH & Co. KG
Dyckhofstraße 1 · 41460 Neuss
Tel. 02131 2797-0 · Fax 02131 2797-70
info@betomax.de · www.betomax.de

systems
BETOMAX®
GmbH & Co. KG

Versagenshäufigkeit und Versagenswahrscheinlichkeit von Brücken

Dr.-Ing. habil. Dirk Proske

Axpo Power AG, Döttingen (Schweiz)

1 Ausgangslage

Brückenbauwerke zählen zu den sichersten und langlebigsten technischen Erzeugnissen [1]. Zahlreiche Risikoindikatoren belegen diese Tatsache. So liegt die Sterblichkeit durch Brückeneinstürze in den entwickelten Industrieländern zwischen 10^{-9} [2] und 10^{-8} [3] pro Jahr. Die Sterblichkeit durch den Einsturz von Bauwerken insgesamt liegt bei ca. 10^{-7} pro Jahr [3], [4], [5]. Zielwerte von 10^{-6} pro Jahr werden also deutlich unterschritten [4]. Auch die *fatal accident rate* [4], die bezogene Unfallrate, die die Sterblichkeit auf die Expositionszeit normiert, liegt für Brücken mit 0,00002 sehr deutlich und für Bauwerke mit 0,002 deutlich unterhalb der Zielwerte von 0,03 [4] bis 2,0 [6]. Der Risikoparameter 'verlorene Lebenszeit' dürfte nach Ansicht des Autors für Brückeneinstürze im Bereich von Sekunden bis wenigen Minuten liegen und damit ebenfalls weit unterhalb der Werte für andere technische Produkte, wie z. B. für Flugzeugunfälle mit wenigen Tagen oder für Kraftfahrzeugunfälle mit ca. 200 Tagen verlorener Lebenszeit [4].

Risikoparameter bestehen in der Regel aus einem Wert für die Eintrittshäufigkeit bzw. Eintrittswahrscheinlichkeit des Versagens und aus dem Schadensmaß beim Versagen [4]. Im ersten Absatz wurde als Schadensmaß der Verlust an Menschenleben verwendet. Der zweite Parameter, die Versagenswahrscheinlichkeit, ist eines der Sicherheitsziele aktueller Sicherheitskonzepte in den Baunormen. Damit könnte man die berechnete Versagenswahrscheinlichkeit mit der beobachteten Versagenshäufigkeit vergleichen.

Der aktuelle Stand der Wissenschaft und Technik lehnt dies jedoch ab. So schreibt Spaethe [7]: „... [die operative Versagenswahrscheinlichkeit enthält] nur einen Anteil an der Gesamtversagenswahrscheinlichkeit ... mögliche Anteile aus menschlichen Fehlhandlungen [sind] in diesem theoretischen Wert nicht enthalten. Wenn man die Fehlerfreiheit des mechanischen Modells voraussetzen kann, dann wird die Versagenshäufigkeit größer sein als die theoretische Versagenswahrscheinlichkeit.“ Vergleichbare Aussagen finden sich im Eurocode 0, Tabelle 2.3, Fußnote 2 [8] oder in anderen Veröffentlichungen [9].

2 Ziel der Untersuchung

Allein die Unvollständigkeit aller Faktoren ist aus Sicht des Autors kein maßgebendes Kriterium für den Ausschluss des Vergleichs. Es ist möglich, die wichtigsten Faktoren zu berücksichtigen. Im Eurocode wird sogar darauf hingewiesen, dass Bemessungswerte basierend auf der Erfahrung gewählt werden können [8], Abschnitt 6.3.3, Absatz 2, Fußnote. Da auch die Versagenswahrscheinlichkeit als Grundlage für die Bestimmung von Bemessungswerten verwendet wird, muss zwangsläufig über die Gleichwertigkeit der Methoden ein Bezug zur Realität bestehen. Der Vergleich von Berechnung und Beobachtung ist also implizit in den Normen enthalten.

Brückeneinstürze gehören zur beobachteten Realität. Beispiele für Brückeneinstürze in den vergangenen Jahren in Deutschland sind der Eisenbahnanprall in Eschede 1999 mit über 100 Todesopfern, der Einsturz mehrerer Brücken bei der Flut 2002, z. B. der Vorlandbrücke Riesa [10], der Pöppelmannbrücke in Grimma und einer Brücke in Eilenburg, oder der Einsturz der Brücke im Bauzustand in Schraudenbauch 2016. Außerdem sind mehrere Beinahe-Einstürze bekannt, wie z. B. der Schiffsanprall an die Brücke Segnitz im Jahr 2000, der zu einer klaffenden Mauerwerksfuge von über 3 m Länge im Pfeiler führte, oder der Schiffsanprall gegen die Eisenbahnbrücke in Krems in Österreich 2005, bei dem der getroffene Pfeiler zwei Meter verschoben wurde (für nähere Informationen zu den Schadensfällen siehe bspw. in [11], [12]).

Es liegen also Erfahrungswerte und Statistiken zum Einsturz von Brücken vor. Ein erster Vergleich von Versagenshäufigkeit und Versagenswahrscheinlichkeit von Brücken erfolgte durch den Autor in [13]. Der vorliegende Beitrag stellt eine Erweiterung dieser Arbeiten dar.

3 Begriffe

In diesem Abschnitt werden kurz einige Begriffe für das Verständnis des Beitrages erläutert.

3.1 Brücken und Brückenbestand

Unter Brücken versteht man gemäß DIN 1076 [14] „Überführungen eines Verkehrsweges über einen anderen Verkehrsweg, über ein Gewässer oder tiefer liegendes Gelände, wenn ihre lichte Weite rechtwinklig zwischen den Widerlagern gemessen 2,00 m oder mehr beträgt.“ Die Festlegung der Mindestspannweite ist weltweit unterschiedlich geregelt. In den USA findet man eine Mindestspannweite von 20 Fuß (6,1 m) [15], in Südafrika eine Mindestspannweite von 6 m [16]. Diese Unterschiede erschweren den weltweiten Vergleich.

Insgesamt dürfte der Brückenbestand bei weltweit zwischen 5 und 6 Millionen Brücken liegen. Einige Details zur Anzahl von Brücken in verschiedenen Ländern finden sich in [13]. In den vergangenen Jahren zeichnete sich ein deutliches Wachstum des Brückenbestandes in Entwicklungsländern ab, während das Wachstum in den

entwickelten Ländern gering ist. Bild 1 erlaubt den direkten Vergleich der Entwicklung des Brückenbestandes in den USA und China. Außerdem finden sich in dem Bild Zahlen des Brückenbestandes für verschiedene Industrieländer für einzelne Jahre.

3.2 Einsturz von Brücken

Ein Brückeneinsturz tritt auf, wenn eine Brücke vollständig oder in wesentlichen Teilen kollabiert, d. h. Brückenteile nicht mehr durch die Konstruktion selbst in ihrer Lage gehalten werden. Bei einem Einsturz verliert das Bauwerk mindestens seine Funktionsfähigkeit [17]. Eine andere Definition betrachtet den Brückeneinsturz als die Entwicklung einer kinematischen Kette, die zum vollständigen oder teilweisen Zerfall der Brücke führt. Ein örtliches Querschnittsversagen oder die Überschreitung bestimmter Grenzwerte führt nicht notwendigerweise zu einem Einsturz, da die Brücke in einem reparaturfähigen Zustand verbleiben kann [18]. Der Unterschied zwischen Versagenswahrscheinlichkeit für ein Querschnittsversagen und für einen Brückeneinsturz (kinematisches System) kann je nach System mehr als eine Zehnerpotenz betragen [19].

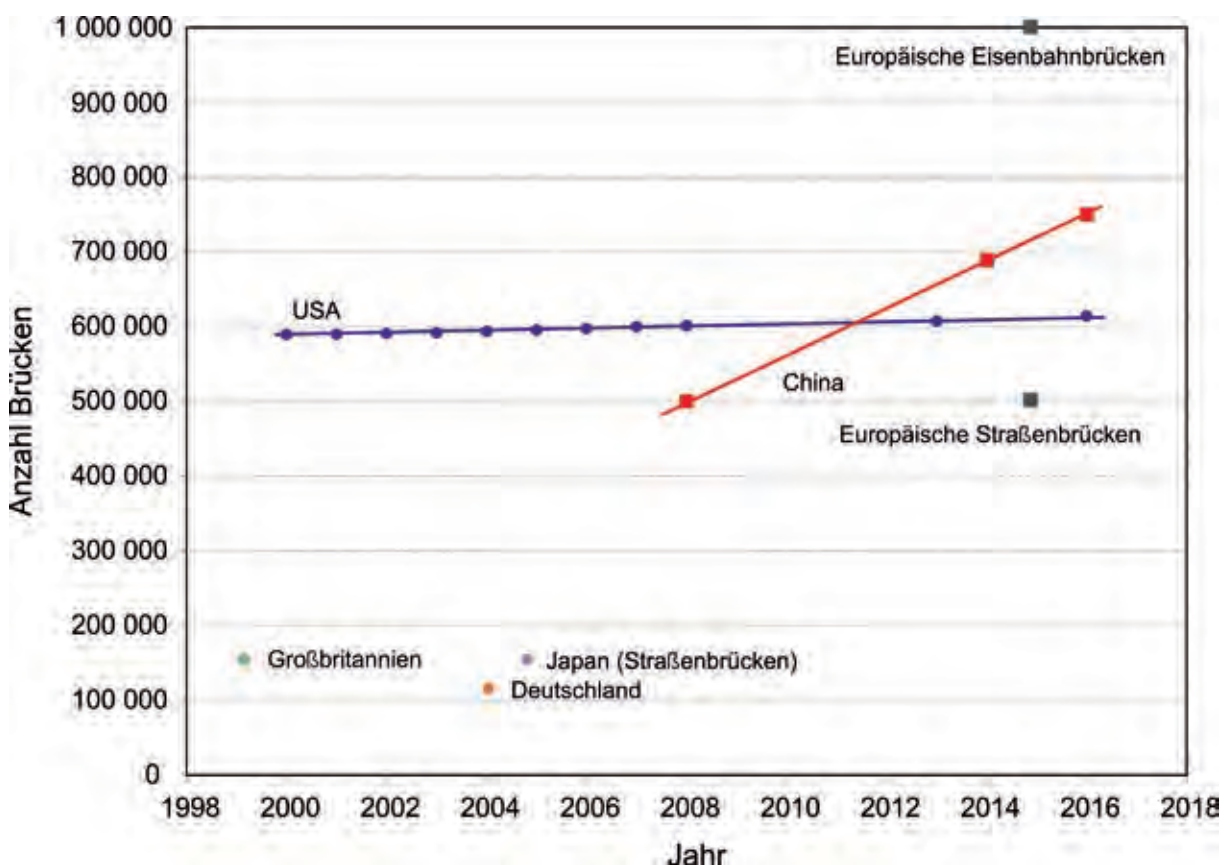


Bild 1 Brückenbestand in verschiedenen Ländern, entnommen aus [13]¹

¹ Alle Grafiken wurden vom Autor erstellt.

3.3 Versagenshäufigkeit von Brücken

Die Versagenshäufigkeit von Brücken F_c ergibt sich aus dem Verhältnis von eingestürzten Brücken n_c bezogen auf die Grundgesamtheit n_b für ein bestimmtes Gebiet und einen bestimmten Zeitraum:

$$F_c = \frac{n_c}{n_b}$$

Mit genauen zeitlichen Angaben ließen sich umfangreiche statistische Trenduntersuchungen durchführen. Dieser Beitrag verwendet aber nur mittlere zeitliche Einsturzhäufigkeiten.

Innerhalb dieses Beitrages werden die Ausdrücke Einsturzhäufigkeit und Versagenshäufigkeit bedeutungsgleich verwendet.

3.4 Versagenswahrscheinlichkeit von Brücken

Die Versagenswahrscheinlichkeit P_f ist ein Sicherheitsmaß für Bauwerke. Es wird als Integral der multi-dimensionalen Wahrscheinlichkeit der Zufallszahlen X , die durch eine Grenzzustandsfunktion $g(X)$ begrenzt wird, berechnet:

$$P_f = \int_{g(X)=0} \dots \int f_X(x) dx$$

Bei den Zufallszahlen handelt es sich um Einwirkungs- und Widerstandsgrößen. Die Grenzzustandsfunktion stellt die Nachweisgleichung dar.

4 Vergleich

4.1 Methode

Im Rahmen dieser Arbeit werden keine neuen Daten oder statistische Auswertungen vorgenommen. Vielmehr werden bestehende Veröffentlichungen mit dem Ziel zusammengeführt, eine umfangreichere Datenbasis und damit robustere und allgemeingültige Schlussfolgerungen zu ermöglichen. Solche Studien werden als Metaanalysen bezeichnet.

4.2 Einsturzhäufigkeiten

Statistische Daten zum Einsturz von Brücken finden sich in einer Vielzahl von Veröffentlichungen. Im Rahmen dieses Beitrages wurde eine Auswahl von Veröffentlichungen verwendet, deren Zahlen vergleichbar sind. Es handelt sich dabei um die Studien von Vogel et al. [3], Imhof [5], Menzies [6], Wardhana und Hadipriono [17], Zerna [20], Taricska [21], Lee et al. [22], Cook [23], Harik et al. [24], Sharma und Mohan [25], Hersi [26], Christian [27], McLinn [28] und Scheer [29]. Die Studien geben

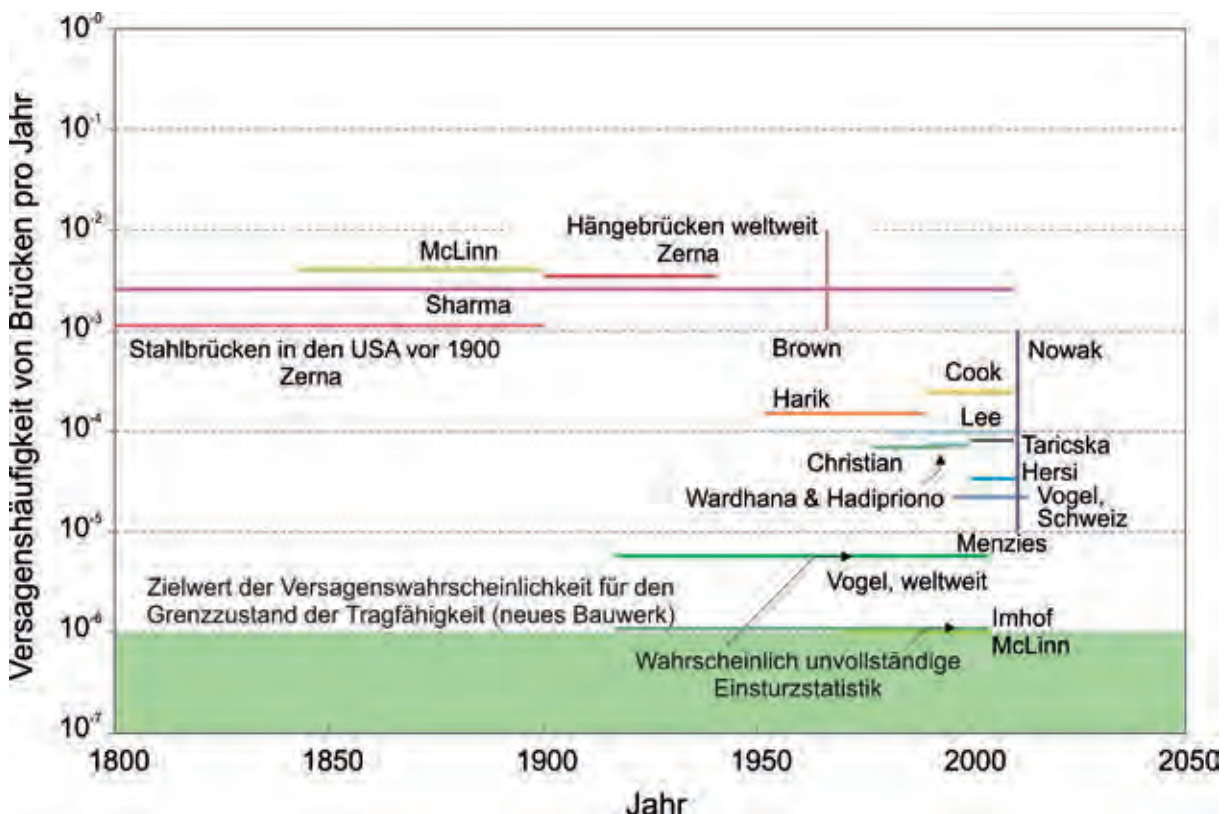


Bild 2 Einsturzhäufigkeiten von Brücken nach verschiedenen Referenzen

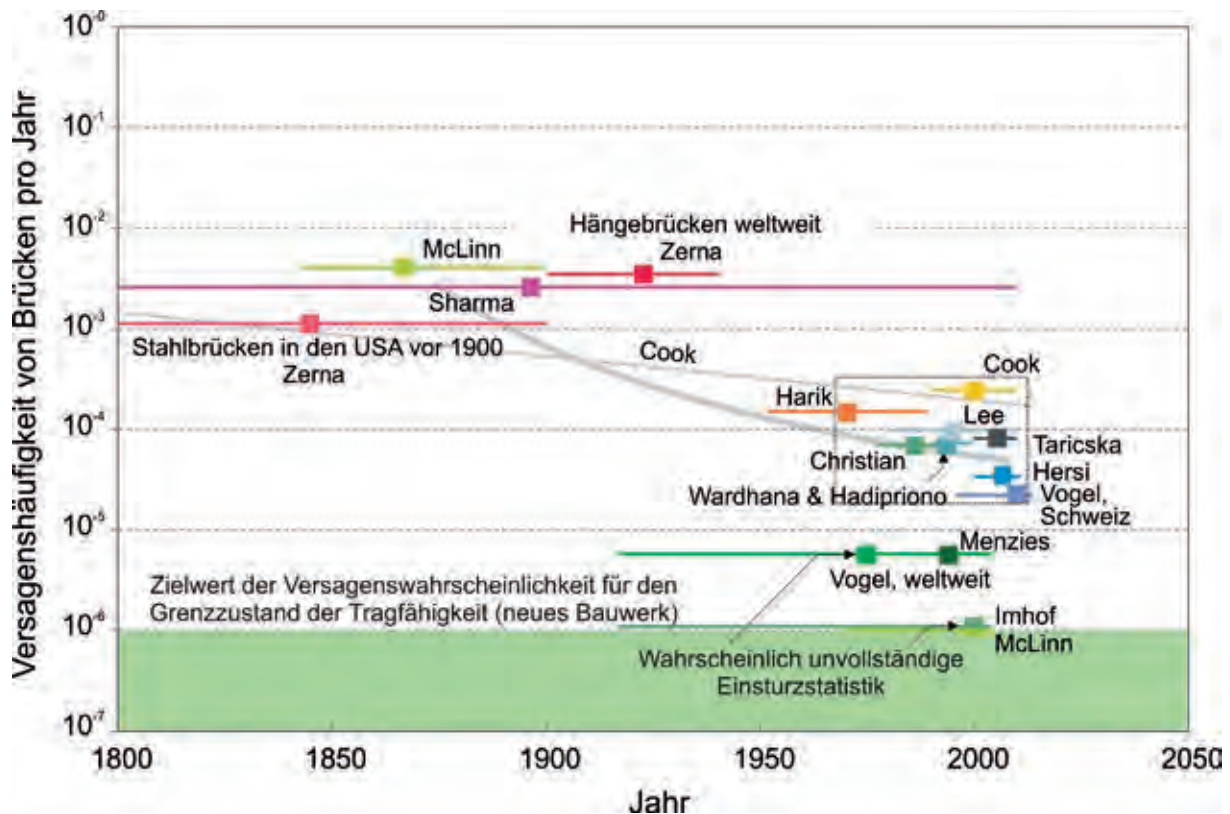


Bild 3 Einsturzhäufigkeiten von Brücken nach verschiedenen Referenzen mit Abschätzung eines Mittelwertes der Häufigkeitslinie

eine Versagenshäufigkeit von Brücken für eine bestimmte Region bzw. ein bestimmtes Land und für einen bestimmten Zeitraum an. So geben Sharma und Mohan [25] Einsturzhäufigkeiten für einen Zeitraum von ca. 200 Jahren an.

Bild 2 zeigt die Einsturzhäufigkeiten über die berücksichtigte Zeitspanne als waagerechte Linien. Zwei Veröffentlichungen zeigen bereits eine Zusammenstellung von Einsturzhäufigkeiten [30], [31]. Diese werden als senkrechte Linien dargestellt, die die waagerechten Linien umgreifen.

Prinzipiell lassen sich in Bild 2 drei statistische Gruppen erkennen. Die erste Gruppe ist durch sehr hohe Einsturzhäufigkeiten größer 10^{-3} pro Jahr gekennzeichnet. Diese Gruppe umfasst einen Zeitraum von 1800 bis ca. 1950 (mit Ausnahme von Sharma und Mohan). Die zweite Gruppe umfasst einen Zeitraum von ca. 1950 bis 2010 und zeigt Einsturzhäufigkeiten zwischen 10^{-5} und etwa $2 \dots 3 \times 10^{-4}$ pro Jahr. Die dritte Gruppe umfasst Werte unterhalb 10^{-5} pro Jahr etwa ab 1920.

Die erste Gruppe beschreibt den Zustand von Brücken im 19. und Anfang des 20. Jahrhunderts. Die Angabe von Sharma und Mohan mit hohen Einsturzhäufigkeiten bis zum Jahr 2000 wird sicherlich dominiert durch die hohen Werte im 19. Jahrhundert [25]. Die zweite Gruppe wird von Cook

[23] nach oben und von Vogel et al. [3] mit Daten für die Schweiz nach unten begrenzt. Die meisten Studien in dieser Gruppe beziehen sich auf Daten aus den USA.

Die dritte Gruppe umfasst die Referenzen Vogel et al. [3], Imhof [5], Menzies [6] und McLinn [28]. Diese Gruppe, mit Ausnahme von Menzies, basiert wahrscheinlich auf unvollständigen Grundgesamtheiten, d. h. dass nicht alle Einstürze bekannt waren und damit nicht berücksichtigt werden konnten. Dies gilt auch für die Veröffentlichung von Vogel et al. [3] weltweit, welche überwiegend Daten von [5] verwendet. Einzige Ausnahme in dieser Gruppe ist Menzies [6], welcher alle Daten aus Großbritannien berücksichtigt. Da die meisten Angaben in der Gruppe 2 auf Daten aus den USA basieren, ist ein systematischer Unterschied zu Großbritannien möglich. Erstaunlich ist allerdings, dass die Einsturzhäufigkeit in der Schweiz damit praktisch fast eine Zehnerpotenz höher wäre als in Großbritannien. Dies wäre insofern möglich, als die Brücken in der Schweiz mehr natürlichen Gefährdungen wie Lawinen, Steinschlägen, Blitzfluten etc. ausgesetzt sind [32], [33].

Aus den drei Gruppen kann man einen Trend ableiten: die Einsturzhäufigkeit ist in den vergangenen 100 bis 200 Jahren um 1 bis 2 Zehnerpotenzen gefallen. Um eine genaue Trendanalyse durchzu-

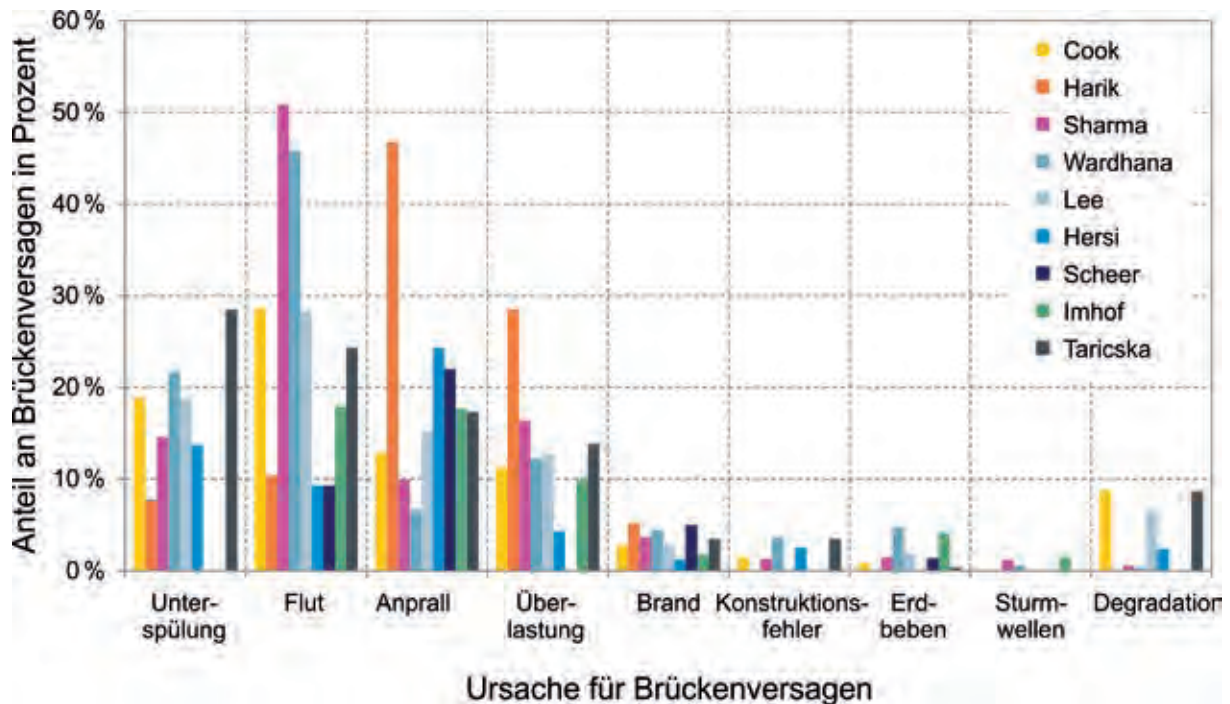


Bild 4 Einsturzursachen von Brücken nach verschiedenen Referenzen

führen, muss man den waagerechten Linien, also den Zeiträumen, einen festen Mittelwert zuweisen. Dieser Wert wird in der Regel bei einem früheren Zeitraum liegen, wenn tatsächlich ein Trend vorhanden ist. Insofern wäre also eine Iteration notwendig. In Bild 3 ist aber nur der erste Schritt dargestellt. Der eingezeichnete lineare Trend im logarithmischen Diagramm basiert auf Cook [23], der nicht-lineare Trend ist eine eigene Schätzung.

4.3 Einsturzursachen

Nach der Zusammenstellung der Einsturzhäufigkeiten wären Informationen über die Einsturzursachen hilfreich, um die Analyse zu verfeinern. Es gibt eine umfangreiche Literatur zu den Ursachen von Bauwerks- und Brückeneinstürzen, die verschiedene Ursachengruppen bewerten (Planungsfehler, Ausführungsfehler, organisatorische Fehler) [5], [29]. Im Folgenden werden aber nur Einsturzursachen mit Bezug auf Einwirkungen berücksichtigt. Wie Bild 4 zeigt, überwiegen bei allen Referenzen außergewöhnliche Einwirkungen als Einsturzursachen und zwar dominieren Fluten zusammen mit Unterspülungen (Auskolkungen).

Dies ist nicht verwunderlich, da Überflutungen oft eine Vielzahl von Brücken gleichzeitig betreffen. Beim Tsunami 2011 in Japan wurden über 300 Brücken zerstört [34], beim Hochwasser 2002 in Deutschland wurden mehrere hundert Brücken beschädigt [35], [36]. Bild 5 belegt die Wirkung solcher großflächig wirkenden außergewöhnli-

chen Einwirkungen durch die große Fluktuation in der Anzahl von Brückeneinstürzen pro Jahr basierend auf drei Referenzen.

Indirekt belegt auch die Unabhängigkeit der Einsturzhäufigkeit vom Brückenalter den großen Beitrag außergewöhnlicher Einwirkungen. Bild 6 zeigt die Unabhängigkeit basierend auf verschiedenen Referenzen, wobei Einstürze beim Bau nur bedingt integriert sind. Das Bild zeigt außerdem die 'Bade-wannenkurve', eine Theorie für die Beschreibung der Alterung technischer Systeme [37]. Die Kurve wird nicht durch die Beobachtungen bestätigt. Für eine genauere Analyse müssten die Daten auf das Alter des Brückenbestands normiert werden. Das Bild ist also kein Beweis, aber ein Indiz, da selbst bei relativ jungen Brücken signifikante Einsturzhäufigkeiten beobachtet werden.

4.4 Vergleich von Versagenshäufigkeiten und Versagenswahrscheinlichkeiten

Üblicherweise werden für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für neue Bauwerke Zielversagenswahrscheinlichkeiten von 10^{-6} pro Jahr angenommen. Da ein Bauwerk aber altert, müsste die Zielversagenswahrscheinlichkeit zeitabhängig sein. Bild 7 zeigt verschiedene Zielversagenswahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit vom Alter. Im Folgenden wird auf die SIA 269 [39] zurückgegriffen. Bei der SIA 269 handelt es sich um eine

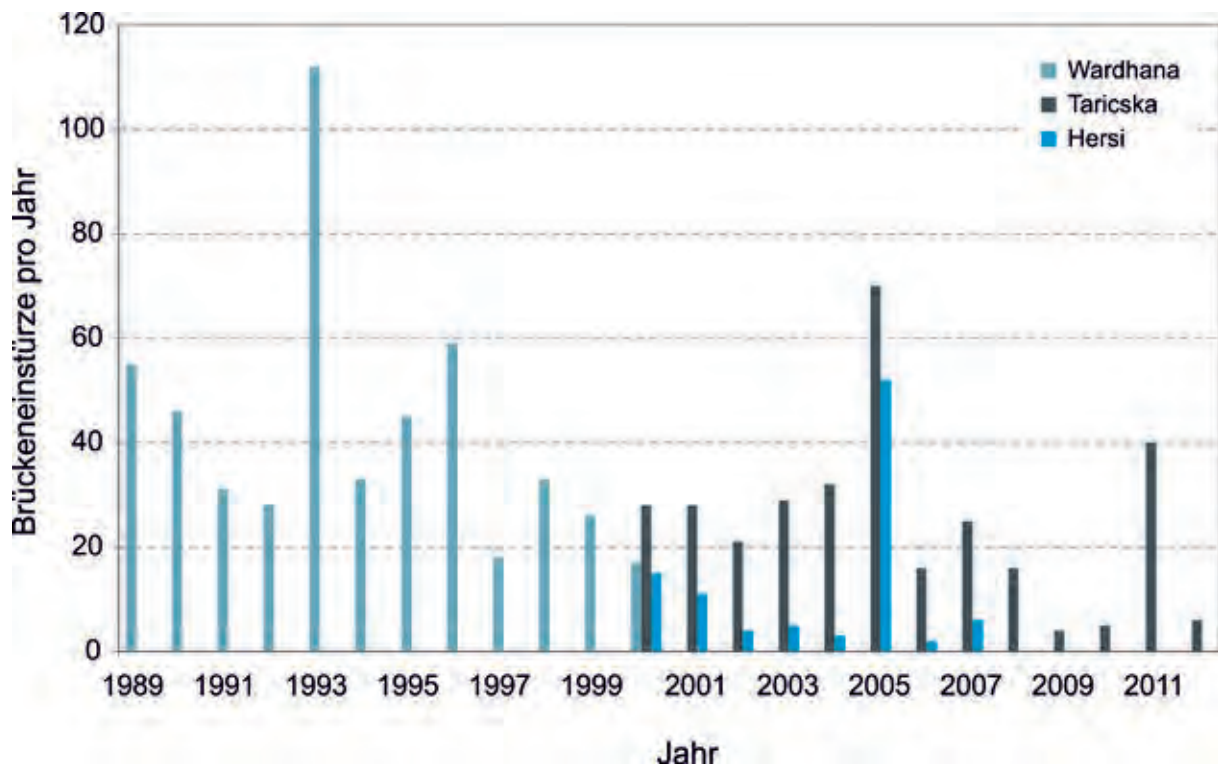


Bild 5 Absolute Zahlen von Brückeneinstürzen pro Jahr nach verschiedenen Referenzen

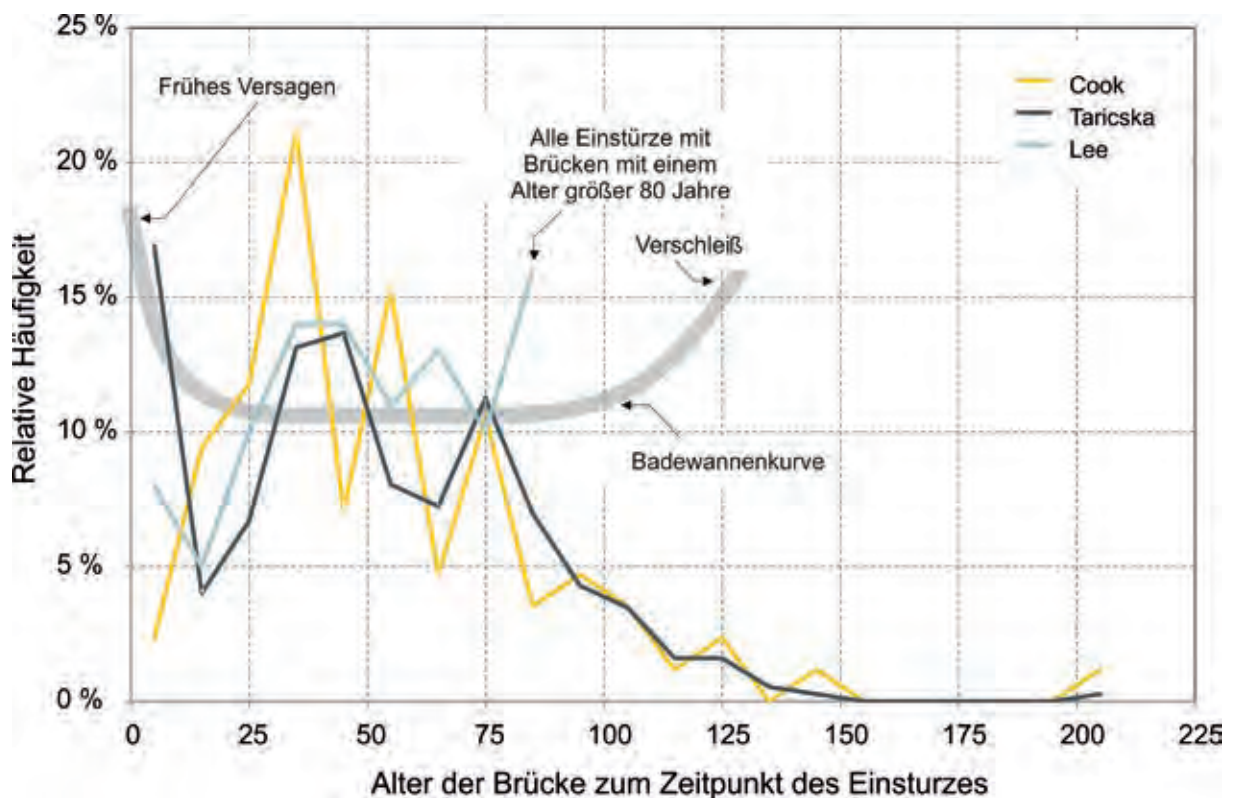


Bild 6 Einsturzhäufigkeiten von Brücken bezogen auf das Alter der Brücke beim Einsturz

Schweizer Norm für die Bewertung bestehender Bauwerke.

Die SIA-Kurve wurde in Bild 8 links in die Darstellung der Einsturzhäufigkeiten eingezeichnet, wo-

bei ein mittleres Alter der Brücken von ca. 50 Jahren angenommen wurde. Die Zielkurve mit dem Startwert von 10^{-6} pro Jahr deckt fast vollständig die Datenpunkte der Gruppe 2 ab, mit Ausnahme von Harik [24] und Cook [23]. Berücksichtigt

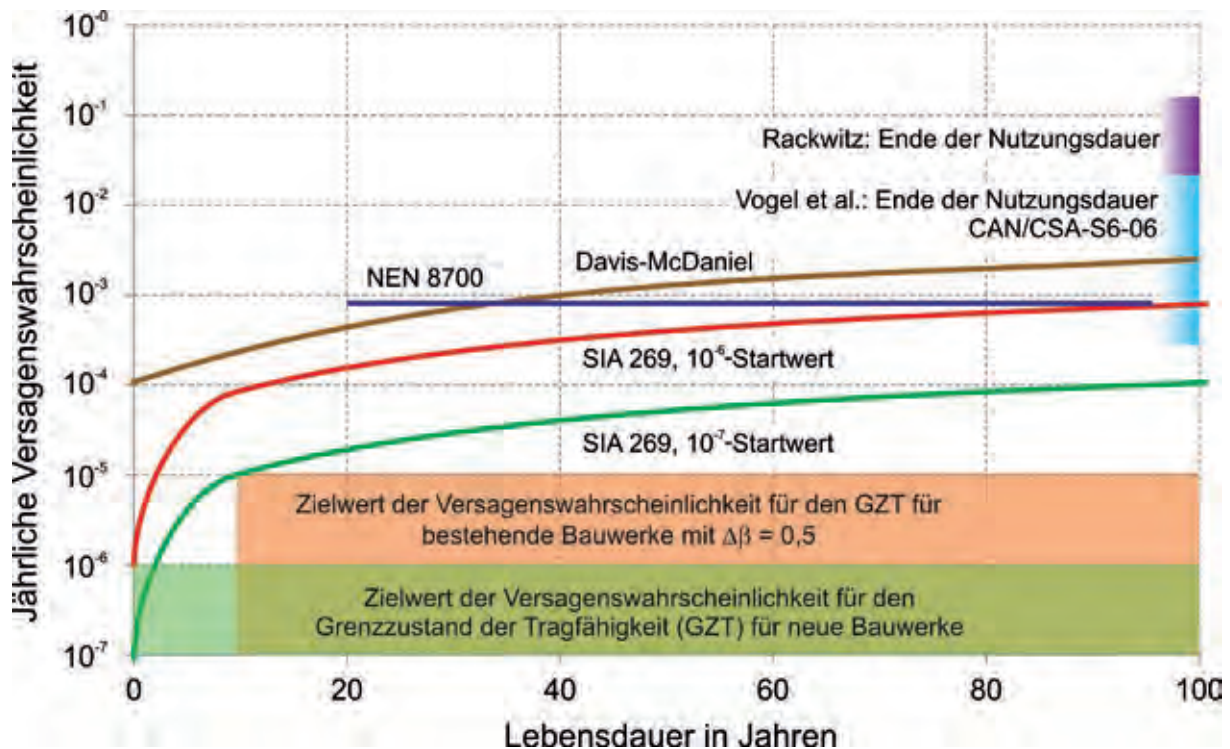


Bild 7 Zeitabhängige Zielversagenswahrscheinlichkeiten nach verschiedenen Autoren [3], [38]–[40], Details siehe [41]

man ferner weitere Einflüsse auf die Versagenswahrscheinlichkeit, wie die Korrelation zwischen den verschiedenen Nachweisgleichungen für die Ermittlung der Systemversagenswahrscheinlichkeit (siehe z. B. [42]) und menschliche Fehler, und rechnet diese auf die Zielversagenswahrscheinlichkeit auf, so erhöht sich diese um geschätzte 30 % und umgreift damit im Bild auch die Daten von Cook. Die Berechnung sieht vereinfacht wie folgt aus, wobei *HEP* (human error probability) den menschlichen Fehlerwahrscheinlichkeiten und $K_{\text{Brücke}}$ der Gesamtkorrelation für das Bauwerk entsprechen [41]:

$$P_{f\text{Brücke}} = \frac{P_{f\text{Grenzzustand}} \cdot \text{HEP}}{K_{\text{Brücke}}} = \frac{10^{-6} \cdot 1,05}{0,80} = 1,3 \cdot 10^{-6}$$

Die entsprechende Kurve ist in Bild 8 rechts eingetragen.

Damit kann eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Versagenshäufigkeiten und den Versagenswahrscheinlichkeiten aufgezeigt werden. Interessant wäre im Weiteren der Vergleich zwischen der Zielversagenswahrscheinlichkeit und den üblichen Standardeinwirkungen wie Eigenlast und Verkehr. Diese werden oft für die Kalibrierung der Bemessungswerte verwendet, da bei außergewöhnlichen Einwirkungen oft Nennlasten mit einem Teilsicherheitsfaktor von 1 verwendet werden.

Bild 4 zeigt als Ursache nur den Überlastfall, der hier als Kombination aus Eigen- und Verkehrslast interpretiert wird. Die Versagenshäufigkeiten werden entsprechend des Anteils aus Bild 4 in Bild 9 heruntergerechnet. Für die Daten von Vogel et al. [3], Menzies [6] und Zerna [20] werden 10 % Überlast als Ursache für Brückeneinstürze angenommen. Bild 9 links zeigt die Verschiebung der Datenpunkte und rechts das endgültige Bild. In Bild 9 liegen drei Punkte im Bereich des zeitunabhängigen Zielwertes von 10^{-6} pro Jahr, zwei Punkte davon beziehen sich auf europäische Brücken.

5 Schlussfolgerungen

Versagenshäufigkeit und Versagenswahrscheinlichkeit von Brücken passen erstaunlich gut zueinander. Auf Grund dieser Tatsache ist die Bestimmung von Bemessungswerten basierend auf der Erfahrung auch überhaupt erst möglich. Die außerordentlich geringen Risikowerte für Menschen lassen sich auf den großen Anteil von Fluten an der Versagenshäufigkeit von Brücken zurückführen. Bei diesem Ereignis gibt es meistens eine Vorwarnung und damit wird eine Sperrung der Brücken möglich.

Die These, dass die Versagenshäufigkeit generell oberhalb der Versagenswahrscheinlichkeit liegt, lässt sich nicht bestätigen, außer man verwendet

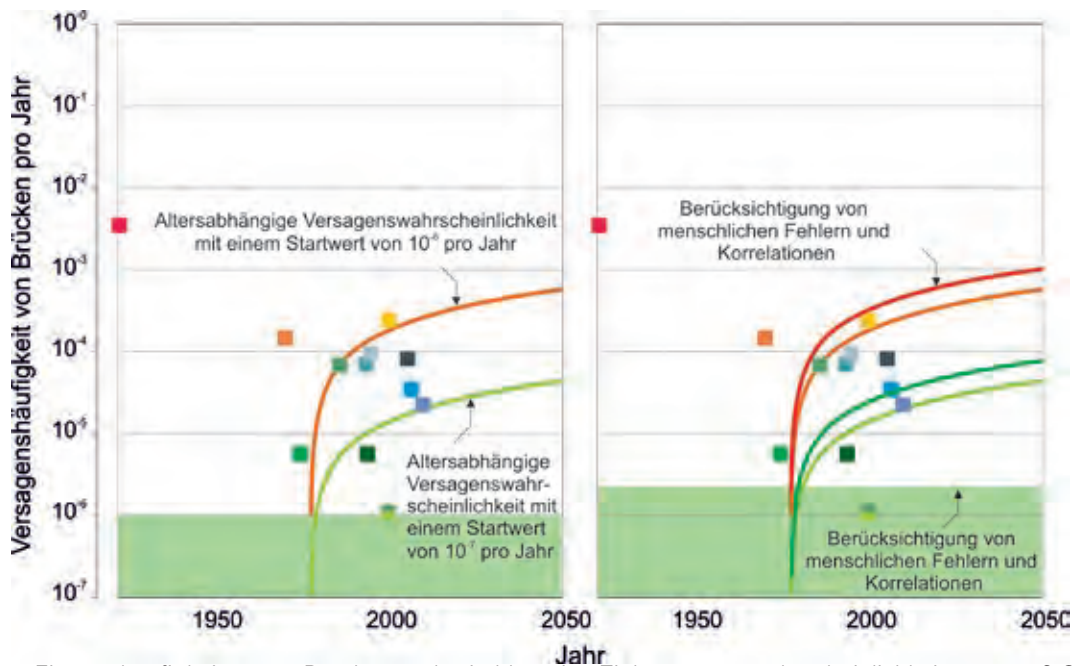


Bild 8 Einsturzhäufigkeiten von Brücken und zeitabhängige Zielversagenswahrscheinlichkeiten gemäß SIA 269 links und unter Berücksichtigung menschlicher Fehler und Systemkorrelationen rechts

eine konstante Versagenswahrscheinlichkeit über die gesamte Lebensdauer. Bezieht man die Versagenhäufigkeit allein auf übliche Verkehrs- und Eigenlasten, so sinkt die beobachtete Versagenhäufigkeit und liegt dann sogar im Bereich des zeitunabhängigen Zielwertes.

in die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit eingebunden werden, sind vereinfacht in Bild 10 zusammengefasst. Einige der Faktoren wirken positiv (verringern die Versagenswahrscheinlichkeit), andere negativ (erhöhen die Versagenswahrscheinlichkeit). Unter Umständen folgen die Faktoren damit dem zentralen Grenzwertsatz und bilden eine Normalverteilung mit einem Mittelwert nahe Null.

Die Vielzahl der Faktoren (F), die Auswirkungen auf die Versagenhäufigkeit besitzen und die nicht

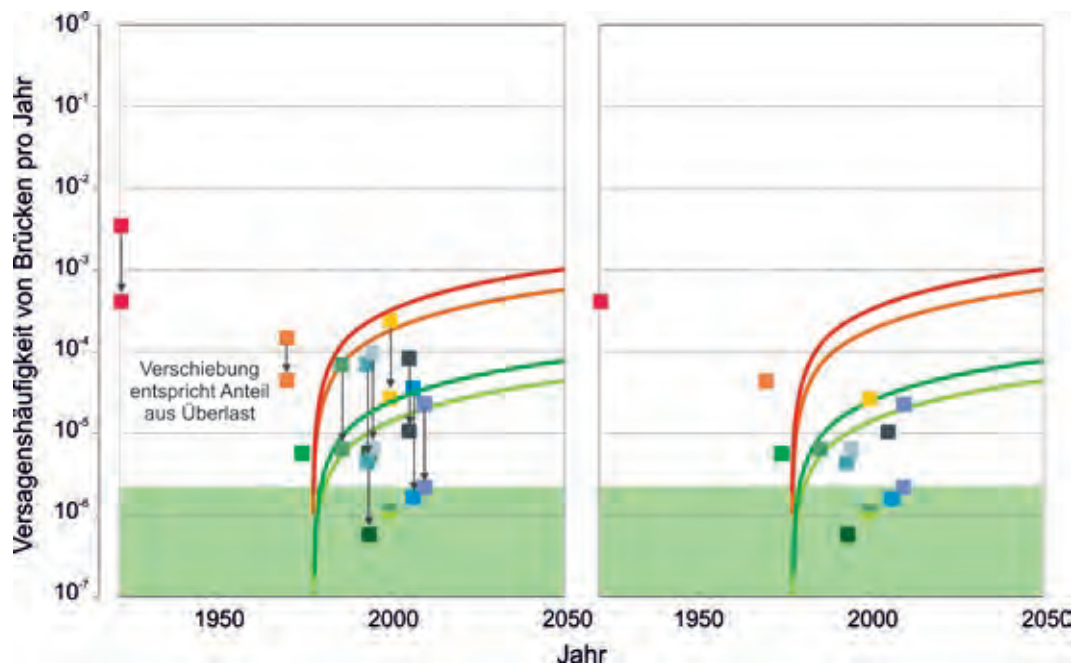


Bild 9 Einsturzhäufigkeiten für Brücken unter Überlast und zeitabhängige Zielversagenswahrscheinlichkeiten gemäß SIA 269 unter Berücksichtigung von Korrelation und menschlichen Fehlern und unter Berücksichtigung des Anteils aus Überlast

Die folgende Gleichung zeigt eine prinzipielle Berücksichtigung der Faktoren:

$$P_{f\text{Brücke}} = \frac{P_{f\text{Grenzzustand}} \times HEP \times \prod F_{\text{Negativ}}}{K_{\text{Brücke}} \times \prod F_{\text{Positiv}}}$$

Die Auswirkungen von großflächigen außergewöhnlichen Einwirkungen wie Überflutungen oder Erdbeben sind, wie in [43] am Beispiel Erdbeben gezeigt, prinzipiell technisch und konstruktiv beherrschbar. Das gilt auch für andere natürliche Einwirkungen, deren systematische Unterschätzung in [44] gezeigt wurde. Solche Unterschätzungen finden sich auch bei technischen Einwirkungen. Diese Unterschätzung basiert nicht auf unvollständigen Datensätzen für die statistischen Auswertungen wie bei natürlichen Einwirkungen, sondern auf technischen und sozialen Weiterentwicklungen, wie z. B. beim Schiffsanprall durch den Ausbau von Wasserstraßen. So wurden nach der Eröffnung des Rhein-Main-Donau-Kanals 1992 120 Brücken über den Main auf Schiffsanprall geprüft. Dabei wurden 55 Brücken als nicht standsicher beurteilt [45]. Veränderte technische Einwirkungen können also auch Auswirkungen auf eine Vielzahl von Brücken besitzen.

Der Beitrag zeigt, dass die Festlegung und Verwendung statistisch unbeständiger und kurzlebiger Werte für bemessungswirksame Einwirkungen der entscheidende Faktor für die beobachteten Versagenshäufigkeiten von Brücken sind. Viele Versagensereignisse könnten vermieden werden, wenn robuste bemessungswirksame Einwirkungswerte bei Entwurf und Ausführung von Brücken berücksichtigt werden.

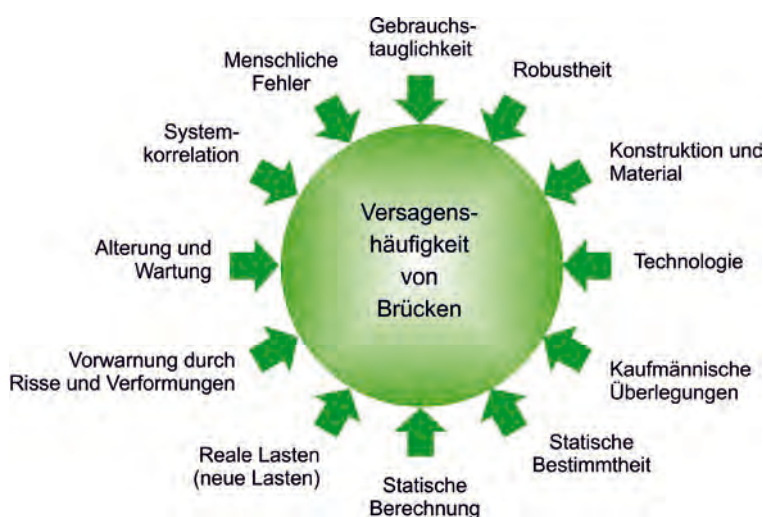


Bild 10 Mögliche Einflussfaktoren auf die Versagenshäufigkeit von Brücken

Literatur

- [1] Curbach, M.; Nitzsche, W.-M.; Proske, D.: Die Sicherheit von Brücken im Vergleich zu anderen Risiken. In: Lehrstuhl Massivbau, Institut für Tragwerke und Baustoffe, TU Dresden (Hrsg.): Tagungsband zum 12. Dresdner Brückenbausymposium am 14.3.2002 in Dresden, Dresden, 2002, S. 197–218.
- [2] Das, P. C.: Safety of Bridges. London: Thomas Telford, 1997.
- [3] Vogel, T.; Zwicky, D.; Joray, D.; Diggelmann, M.; Hoj, N. P.: Tragsicherheit der bestehenden Kunstbauten, Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten. Bundesamt für Strassen, 12/2009, Bern.
- [4] Proske, D.: Catalogue of Risks. Heidelberg: Springer, 2008.
- [5] Imhof, D.: Risk Assessment of Existing Bridge Structures. Diss., University of Cambridge/Kings College, 2004.
- [6] Menzies, J. B.: Bridge Failures, Hazards and Societal Risk. In: Das, P. C. (Hrsg.): Proc. of International Symposium on the Safety of Bridges, 4./5.7.1996 in London, London: Thomas Telford, 1996, S. 36–41.
- [7] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen, zweite, neubearbeitete Auflage, Springer, Wien, 1992.
- [8] EN 1990:04-2017: Eurocode 0: Basis of Structural Design. 2nd draft.
- [9] Ellingwood, B. R.: Acceptable risk bases for design of structures. Progress in Structural Engineering and Materials 3 (2001) 2, April/June, S. 170–179.
- [10] Reichelt, A.; Richter, S.: Hochwasserschäden im Vorlandbereich der Elbebrücke Riesa – Maßnahmen zu deren Beseitigung. In: Lehrstuhl Massivbau, Institut für Tragwerke und Baustoffe, TU Dresden (Hrsg.): Tagungsband zum 13. Dresdner Brückenbausymposium am 13.3.2003 in Dresden, Dresden, 2003, S. 157–187.
- [11] Proske, D.: Beitrag zur Risiko-bewertung von alten Brücken unter Schiffsanprall, Diss., Technische Universität Dresden, 2003.
- [12] Simandl, T.; Glatzl, J.; Schweighofer, B.; Blovsky, S.: Schiffsanprall an die Eisenbahnbrücke in Krems. Erstmalige Anwendung des neuen Eurocode EN 1991-1-7 für Außergewöhnliche Einwirkungen. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006) 9, S. 722–728.
- [13] Proske, D.: Vergleich der Versagenswahrscheinlichkeit und

- der Versagenshäufigkeit von Brücken. *Bautechnik* 94 (2017) 7, S. 419–429.
- [14] DIN 1076:1999-11: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Brücken.
- [15] Federal Highway Administration (FHWA, Hrsg.): Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nations Bridges. Report FHWA-PD-96-001, Federal Highway Administration, Washington DC: US Department of Transportation, 1996.
- [16] Wolhuter, K. M.: Geometric Design of Roads Handbook. Boca Raton: CRP Press, Taylor & Francis Group, 2015.
- [17] Wardhana, K.; Hadipriono, F. C.: Analysis of Recent Bridge Failures in the United States. *Journal of Performance of Constructed Facilities (ASCE)* (2003) August, S. 144–150.
- [18] Klingmüller, O.; Bourgund, U.: Sicherheit und Risiko im Konstruktiven Ingenieurbau. Wiesbaden: Vieweg, 1992.
- [19] Schneider, R.; Fischer, J.; Bügler, M.; Nowak, M.; Thöns, S.; Borrmann, A.; Straub, D.: Assessing and updating the reliability of concrete bridges subjected to spatial deterioration – principles and software implementation. *Structural Concrete* 16 (2015) 3, S. 356–365.
- [20] Zerna, W.: Grundlage der gegenwärtigen Sicherheitspraxis in der Bautechnik. In: Hartwig, S. (Hrsg.): Große technische Gefahrenpotentiale: Risikoanalysen und Sicherheitsfragen, Berlin/Heidelberg: Springer, 1983, S. 99–109.
- [21] Taricska, M. R.: An Analysis of Recent Bridge failures in the United States (2000–2012). M.Sc. Thesis, The Ohio State University, 2014.
- [22] Lee, G. C.; Mohan, S. B.; Huang, C.; Fard, B. N.: A Study of U.S. Bridge Failures (1980–2012). Technical Report MCEER-13-0008, University at Buffalo, State University of New York, 2013.
- [23] Cook, W.: Bridge Failure Rates, Consequences, and Predictive Trends. Diss., Utah State University Logan, 2014.
- [24] Harik, I. E.; Shaaban, A. M.; Gesund, H.; Valli, Y. S.; Wang, S. T.: United States bridge failures, 1951–1988. *Journal of Performance of Constructed Facilities (ASCE)* 4 (1990) 4, S. 272–277.
- [25] Sharma, S.; Mohan, S.: Status of Bridge Failures in the United States (1800–2009). TRB 90th Annual Meeting: Transportation, Livability, and Economic Development in a Changing World, Washington D.C., 2011.
- [26] Hersi, M.: Analysis of Bridge Failure in United States (2000–2008). M.Sc. Thesis, The Ohio State University, 2009.
- [27] Christian, G. A.: Bridge Failures – Lessons learned. Bridge Engineering Course, University at Buffalo, 29.3.2010 – online unter: http://mceer.buffalo.edu/education/bridge_speaker_series/2009-2010/presentations/P1%20Lessons%20learned%20from%20Bridge%20Failures_FINAL.pdf (geprüft am 14.11.2017).
- [28] McLinn, J.: Major Bridge Collapses in the US and Around the World. IEEE Reliability Society 2009 Annual Technology Report. *IEEE Transactions on Reliability* 59 (2010) 3, 5 S.
- [29] Scheer, J.: Versagen von Bauwerken: Band 1: Brücken. Berlin: Ernst und Sohn, 2000.
- [30] Brown, C. B.: A fuzzy safety measure. *Journal of Engineering Mechanics Div. (ASCE)* 105 (1979), S. 855–872.
- [31] Nowak, A. S.; Collins K. R.: Reliability of structures. 2nd Ed., Boca Raton: CRC Press, 2012.
- [32] Proske, D.: Brücken unter Alpinen Stoßeinwirkungen. In: Stritzke, J. (Hrsg.): Tagungsband zum 19. Dresdner Brückenbausymposium, 9./10.3.2009 in Dresden, Dresden, 2009, S. 243–257.
- [33] Proske, D.; Vögeli, A.: Bestimmung des Verklammerungsrisikos von Brücken bei Hochwasser. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 24. Dresdner Brückenbausymposium, 10./11.3.2014 in Dresden, Dresden, 2014, S. 243–254.
- [34] Akiyama, M.; Frangopol, D. M.; Arai, M.; Koshimura, S.: Probabilistic Assessment of Structural Performance of Bridges under Tsunami Hazard. In: Carrato, J.; Burn, J. G. (Hrsg.): Proc. of 43rd ASCE Structures Congress, 29.–31.3.2012 in Chicago (USA), 2012, S. 1919–1928.
- [35] von Kirchbach, H.-P.; Franke, S.; Biele, H.: Bericht der Unabhängigen Kommission der Sächsischen Staatsregierung Flutkatastrophe 2002. Dresden, 2002.
- [36] Kraus, U.: Lehren aus 2002 – Erfahrungen und Maßnahmen. Vortrag auf der Konferenz „Alle in einem Boot“ – 10 Jahre transnationale Zusammenarbeit beim Hochwasserrisikomanagement an der Labe-Elbe, 21./22.6.2012 in Dresden.
- [37] Eberlin, S.; Hock, B.: Zuverlässigkeit und Verfügbarkeit technischer Systeme – Eine Einführung in die Praxis, Wiesbaden: Springer Vieweg, 2014.
- [38] Davis-McDaniel, C.: Fault-Tree Model for Bridge Collapse Risk Analysis. M.Sc. Thesis, Clemson University, 2011.
- [39] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (Hrsg.): SIA 269: Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, Entwurf 03/2007.

- [40] Fischer, M.: Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte zur semiprobabilistischen Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen im Bestand. Diss., TU Kaiserslautern, 2010.
- [41] Proske, D.: Bridge Collapse Frequencies and Failure Probabilities. Springer, 2018 (im Druck).
- [42] Voigt, J.: Beitrag zur Bestimmung der Tragfähigkeit bestehender Stahlbetonkonstruktionen auf Grundlage der Systemzuverlässigkeit. Diss., Universität Siegen, 2014.
- [43] Proske, D.: Zur Anwendung von Szenario-Spektren beim seismischen Nachweis von Brücken. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 26. Dresdner Brückenbausymposium am 14./15.3.2016 in Dresden, Dresden, 2016, S. 249–261 – online unter: https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/resources/dateien/veranstaltungen/dbbs/26_DBBS/DBBS2016-16-Proske.pdf?lang=de (geprüft am 14.11.2017).
- [44] Proske, D.: Brücken und extreme Wetterbedingungen. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 25. Dresdner Brückenbausymposium, 9./10.3.2015 in Dresden, Dresden, 2015, S. 239–250.
- [45] Mainpost: Bei Schiffskollision nicht alle standfest. Main-Netz, 6.2.2009.

Wir, die IGS INGENIEURE GmbH & Co. KG, realisieren mit unserer langjährigen Projekterfahrung anspruchsvolle Ingenieurleistungen in allen Planungsstufen. Wir entwickeln gemeinsam mit unseren Auftraggebern zukunftsorientierte Lösungen in den Bereichen:

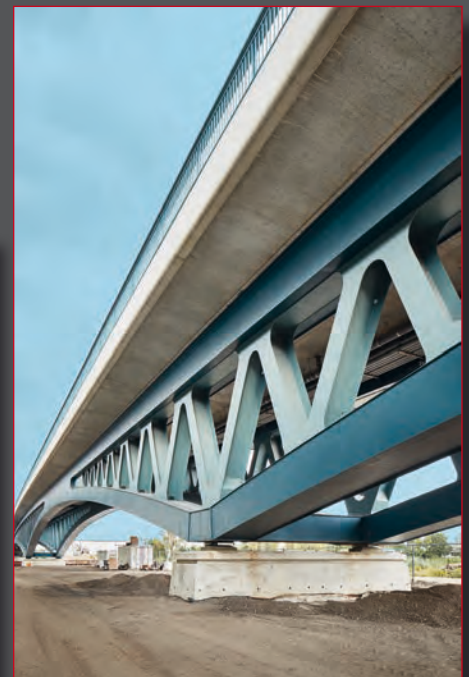
- Brücken- und Ingenieurbau
- Bauwerksprüfungen nach DIN 1076
- Qualitätssicherung Stahlbau
- Straßenplanung
- Sicherheitsaudits
- Straßenverkehrstechnik
- Bauüberwachung im Straßen-, Brücken- und Ingenieurbau
- Planung Bahnsteige und Verkehrsstationen
- Nachtragsmanagement



IGS INGENIEURE

GmbH & Co. KG

Beratende Ingenieure - VBI



Hauptsitz Weimar

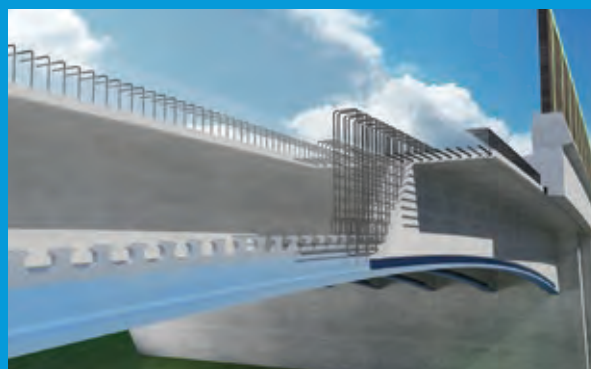
Kantstraße 5 • 99425 Weimar • Telefon: 03643-5428-0 • Telefax: 03643-5428-99 • E-Mail: weimar@igs-ib.de

Zukunftsfähiges Querdenken

Gemeinsam mit den Mitgliedern unserer SSF Gruppe prägen wir mit ingenieurtechnischer Kreativität die Zukunft des Bauens. Wir setzen bei unseren Projekten auf eine bewusste Gestaltung und gezielte Weiterentwicklung unserer Bauweisen.



Segmentensystembrücken



VFT-WIB Bauweise



VTR Bauweise



VFT-Rail Bauweise

Werkzeuge und Lösungen für

BRÜCKENBAU & -INSTANDHALTUNG

Enerpac ist Ihr Spezialist wenn es um genaue und kontrollierte Bewegung von großen, schweren Konstruktionen geht.

Neu: HTC Summit Serie, Schwerlast-Hydraulikzylinder



Nitrocarburierte Oberflächenbehandlung garantiert hohen Korrosionsschutz

Hebekraft: 10 - 1000 t

Seitenlast: bis zum 10%

Enerpac berät weltweit Ingenieure und Experten aus dem Baugewerbe in Bezug auf die Entwicklung von Schwerlast-Hublösungen zur Versetzung, zur Positionierung, zum Anheben und zum Absenken von Konstruktionen wie Brücken, Tunneln und Gebäuden.

Auf Grundlage unseres Hydraulik-Know-hows entwickeln wir gemeinsam mit Ihren Ingenieuren innovative Lösungen, die Sie für die kontrollierte Bewegung von schweren Lasten und Konstruktionen benötigen.



www.enerpac.com - brueckenbau@enerpac.com

Oder rufen Sie uns an: +49 (0) 211 47149-23

ENERPAC 
POWERFUL SOLUTIONS. GLOBAL FORCE.

engineering connections®

since 1963

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

In den letzten zehn Jahren hat mageba ihr Produktportfolio im Bereich des Erdbebenschutzes und der Bauwerksüberwachung kontinuierlich erweitert.

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 900 Mitarbeiter. Mit weltweit mehr als 50 Partnergesellschaften sind wir für unsere Kunden auf den lokalen Märkten tätig.

Besuchen Sie unseren Stand sowie unsere Exponate auf dem Außengelände des Hörsaalzentrums beim 28. Dresdner Brückenbausymposium und informieren Sie sich auf mageba-germany.de.



- Dehnfugen
- Bauwerkslager
- Erdbebenschutz
- Bauwerksüberwachung

mageba
Germany www.mageba.ch

Brückenvielfalt rund um die Ostsee – Bericht zur Brückenexkursion 2017

Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Dipl.-Ing. Sebastian May
Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden

1 Austausch zwischen Lernenden und Lehrenden

Die Notwendigkeit von Exkursionen im Rahmen des Studiums ist unumstritten, bieten sie doch den angehenden Ingenieuren einen eindrucksvollen Einblick in die facettenreichen Tätigkeiten des Bauingenieurs. Exkursionen sind daher bei vielen Lehranstalten fester Bestandteil der Lehre. Üblicherweise wird den Studenten ein wenig flexibles Exkursionsprogramm vorgeschlagen, das vorab durch die Exkursionsorganisatoren festgelegt wurde. Auf Wünsche der Studierenden kann meist nur wenig eingegangen werden. Außerdem sind die Exkursionen oft auf drei bis vier Tage beschränkt und somit auch vom Aktionsradius eingeschränkt.

Das Konzept der Brückenexkursion, die alljährlich durch das Institut für Massivbau der TU Dresden durchgeführt wird, ist hier anders. Sie richtet sich vornehmlich an Studierende des 8. Semesters mit der Vertiefung Konstruktiver Ingenieurbau bzw. Brückenbau, steht jedoch auch anderen Vertiefungsrichtungen und Semestern als Angebot offen. Aufbauend auf einer studentischen Beteiligung wird die Route gemeinsam abgestimmt. Der Austausch zwischen Lehrenden und Studierenden ist somit bereits vor Exkursionsantritt gegeben.

Wie in den vergangenen Jahren wurde an dem Konzept festgehalten, die Reise mit Kleinbussen und überwiegend kostengünstigen Übernachtungen auf Zeltplätzen anzutreten. Der Eigenanteil der Studierenden konnte somit auf ein Minimum reduziert werden. Das gemeinsame Kochen und die abendliche Diskussion des Erlebten förderten den Austausch der Studierenden untereinander, aber auch zu den Lehrenden. Die Exkursion dauerte in diesem Jahr neun Tage und versprach in Verbindung mit der angestrebten Route nach Schweden ein abwechslungsreiches Programm.

Aufgrund der Zusagen, die wir auf entsprechende Anfragen bei verschiedenen Baufirmen, Verwaltungen und Ingenieurbüros erhalten hatten, verlagerte sich der Schwerpunkt der Exkursion nach Norddeutschland, Südschweden und Dänemark. Die Dresdner Brückenexkursion hat bereits eine lange Tradition. So überrascht es nicht, dass im Jahr 2013 die Kollegen Robert Zobel und Jörg Weselek eine ähnliche Strecke für die Exkursion ausgewählt hatten [1]. Da keiner der 23 Teilnehmer 2017 an der damaligen Exkursion teilgenommen hatte, ergaben sich keine Überschneidungen. Die Exkursionsberichte der vergangenen Jahre sind seit 2012 im Tagungsband des Dresdner Brückenbausymposiums enthalten (z. B. [1] und [2]).



Bild 1 Exkursionsteilnehmer mit Kleinbussen und Zelten auf Rügen

Foto: Sebastian May

2 Brücken in Ostdeutschland – der Weg zur deutschen Ostseeküste

Start der Exkursion war am Donnerstag, dem 10.8.2017, um 8:00 Uhr auf dem Gelände des Ausweichquartiers der Bauingenieure in der August-Bebel-Straße in Dresden. Bereits einen Tag zuvor hatte sich ein Teil der Gruppe zum Großeinkauf verabredet, um die Versorgung der Exkursionsteilnehmer sicherzustellen. Nachdem die Leihfahrzeuge durch die Fahrer abgeholt wurden, das Gepäck und alle Exkursionsteilnehmer anwesend waren, konnte das erste Ziel angesteuert werden: Berlin.

Dort wurden wir an zwei verschiedenen Stellen erwartet. Am Vormittag besichtigte unsere Gruppe die Baumaßnahme zum Ausbau der Stadtautobahn A100 im südlichen Berlin [3]. Hier begrüßten uns die zuständige Bauleiterin Frau Krausch (Ed. Züblin AG) sowie der ZTV-Ing.-Koordinator Herr Bauer und führten uns über die Baustelle im Bereich der Anschlussstelle Sonnenallee. Dabei handelt es sich um einen teiluntertunnelten Streckenneubau. Neben den ebenfalls im Rahmen der Baumaßnahmen ausgeführten Stahlbogenkonstruktionen (Bild 2) für die Berliner S-Bahnen erläuterten die Ansprechpartner die Besonderheiten der offenen

Tunnelbauweise im Berliner Baugrund. Die Problematik des anstehenden Grundwassers erfordert besondere bauliche Maßnahmen. Die Wände der Baugrube wurden mittels Schlitzwänden ausgeführt. Nach dem Aushub der Baugrube wurde die Sohle mit Unterwasserbeton hergestellt und rückverankert. Das abschnittsweise Vorgehen sowie die Besonderheiten bei der Herstellung der Dichtigkeit der Baugrube stießen bei den Studenten auf besonderes Interesse.

Weitere Baumaßnahmen, wie ein Regenrückhaltebecken sowie eine Massivbrücke in Spannbetonbauweise (Bild 3), vermittelten den Studenten die besonderen Herausforderungen beim Bauen bei beengten Verhältnissen bzw. unter Verkehr.

Am Nachmittag stand die Besichtigung des Berliner Hauptbahnhofes sowie die Ausbaumaßnahme zur S-Bahn-Strecke S21 an [4]. Herr Jäger und Herr Voigt von DB Engineering & Consulting sowie Herr Freystein vom Eisenbahn-Bundesamt informierten sowohl über das anstehende Vorhaben als auch über die bestehenden Konstruktionen.

Die geplante Trassierung der S21 machte ein besonderes Bauwerk notwendig, da Verkehrswege



Bild 2 Exkursionsteilnehmer vor der offenen Baugrube nahe der Berliner Sonnenallee sowie den Stahlbogenbrücken Foto: Oliver Steinbock



Bild 3 Untersicht einer Straßenüberführung in Berlin in Spannbetonbauweise Foto: Oliver Steinbock



Bild 4 Ausbau der S-Bahn-Strecke S21 Foto: Oliver Steinbock



Bild 5 Führung am Berliner Hauptbahnhof Foto: Oliver Steinbock



Bild 6 Baumaßnahmen am Petersdorfer See in Mecklenburg-Vorpommern
Foto: Oliver Steinbock



Bild 7 Besichtigung der Rügenbrücke Stralsund
Foto: Manfred Borowy



Bild 8 Hohlkastenbegehung der Rügenbrücke Stralsund
Foto: Oliver Steinbock



Bild 9 Studentischer Vortrag zur Rettungsstation Binz
Foto: Oliver Steinbock

über- als auch unterführt werden müssen. Diese Zwangspunkte sowie begrenzte Pfeilerstellungen führten letztlich zu einem Spannbetonhohlkastenüberbau im Rampenbereich (Bild 4) sowie zu einer Stabbogenbrücke im Hauptfeld. Die genannten örtlichen Randbedingungen konnten bei dem Brückenentwurf gemeistert und den Studenten vor Ort gezeigt werden.

Anschließend besichtigten wir noch die zur Jahrtausendwende ausgeführte Brücke am Humboldthafen, die u. a. 2008 mit dem Deutschen Brückenbaupreis ausgezeichnet wurde. Hintergrundinformationen zum Dachtragwerk des Hauptbahnhofes (Bild 5), den Besonderheiten der gesamten Bahnanlage sowie ausgewählten konstruktiven Details, z. B. den Schienenausügen, wurden ebenfalls vorgestellt. Des Weiteren wurden die Baumaßnahmen zur Haltestelle der S21, die unterhalb des bestehenden Bahnhofes integriert wird, beschrieben und durch die Begehung erlebbar gemacht.

Nachdem bereits der erste Tag eine große Bandbreite des Ingenieurbaus bot, bezogen wir unsere erste Übernachtungsstelle nördlich von Berlin

in Wustrau. Nach Überwindung der anfänglichen Schwierigkeiten beim Zeltaufbau konnten die Teilnehmer den ersten erfolgreichen Tag am Grill Revue passieren lassen.

Am zweiten Tag standen erneut zwei geführte Besichtigungstermine an. Nach einer Autostunde erreichten wir das erste Tagesziel, die Baumaßnahme zur Brücke über den Petersdorfer See [16]. Dort übernahm Herr Mertzsch vom Landesamt für Straßenbau und Verkehr Mecklenburg-Vorpommern die Vorstellung der Baumaßnahme. Die Bewertung von Brücken im Bestand nimmt mittlerweile einen hohen Stellenwert ein, z. B. [6]. Herr Mertzsch erläuterte zunächst die Schwachstellen der bestehenden Stahlkonstruktion und die Herausforderungen bei der Bewertung der Schäden. Dabei ging er sowohl auf die rechnerischen als auch experimentellen Untersuchungen ein, bevor er Konstruktion und Herstellung des Ersatzneubaus erläuterte. Der tiefgehende Vortrag mit Anekdoten zu umweltfreundlichen Ausgleichsmaßnahmen – Stichwort Fledermausquartiere – stieß ebenso wie die anschließende Baustellenbegehung bei den Teilnehmern auf großes Interesse (Bild 6).



Bild 10 Fußgängerbrücke Sassnitz

Foto: Oliver Steinbock

Der straffe Zeitplan der Exkursion erforderte eine rasche Fahrt zum nächsten Highlight der Exkursion, der Besichtigung der Rügenbrücke in Stralsund, z. B. [7]. Hier wurden wir von Herrn Borowy und Herrn Köpcke vom Straßenbauamt Strelasund empfangen. Herr Borowy stellte zunächst die Konstruktion der Brücke vor, anschließend konnten wir die Brücke begehen. Neben der Vorgeschichte zum Bauwerk ging Herr Borowy auf die unterschiedlichen Überbauquerschnitte sowie auf die Besonderheiten bei der im Jahr 2018 anstehenden Brückenprüfung ein. Über einen Pfeiler im Übergangsbereich zwischen Stahl- und Spannbetonüberbau bestiegen wir das Bauwerk (Bild 7). Die Kollegen führten uns sowohl durch den Spannbetonhohlkasten in Mischbauweise (Bild 8) als auch durch den Stahlhohlkasten des Hauptfeldes.

Mit Überquerung der Rügenbrücken befanden wir uns auf den Weg zum nächsten Ziel – einem in der Dimension deutlich kleineren, aber dennoch interessanten Objekt, der ehemaligen Rettungsstation am Strand von Binz (Bild 9). Hierbei handelt es sich um ein Schalentragwerk nach dem Entwurf von Ulrich Mütter, z. B. [8], worüber ein studentischer Vortrag informierte. Am Abend bezogen wir unser Domizil auf einem Campingplatz nahe Sassnitz.

3 Höher, tiefer, größer – Ingenieurbauten in Dänemark und Schweden

Der Campingplatz in Sassnitz wurde bewusst gewählt, denn am Samstag stand die Weiterfahrt nach Schweden an. Bevor wir mit unseren Kleinbussen die Überfahrt mit der Fähre antraten, besuchten wir die Fußgängerbrücke zum Stadthafen in Sassnitz (siehe z. B. [9]). Die im Jahr 2010 mit dem Deutschen Brückenbaupreis ausgezeichnete Kreisringträgerbrücke (Bild 10) wurde durch die Studierenden einem intensiven dynamischen Belastungstest unterzogen. Angekommen in Schweden standen nach dem abwechslungsreichen Auftakt zunächst sportliche Aktivitäten im Vordergrund. Beim Frühsport am Sonntag konnte sich das Fußballteam der Autoren behaupten, sodass die abendliche Aufteilung des Abwaschens geklärt war. Am Nachmittag stand die Erkundung der Stadt Malmö auf dem Programm. Sebastian May zog mit seinem Vortrag zum Hochhaus „Turning Torso“ die Studenten in den Bann (Bild 11).

Am Montag besichtigten wir ein Bauwerk höchster Ingenieurbaukunst, die Verbindungsstrecke über den Öresund zwischen Malmö und Kopen-



Bild 12 Seitenansicht auf die Brücke über den Öresund von der schwedischen Küste aus Foto: Oliver Steinbock

hagen. Oliver Steinbock informierte über die unterschiedlichen Abschnitte mit Vorlandbrücken, der Hauptöffnung als Schrägkabelbrücke (Bild 12), den angelegten künstlichen Inseln und den Tunnelabschnitt. Neben der Bauverfahrenstechnik informierte der Betreuer insbesondere über die Besonderheiten der knapp 500 m spannenden Hauptöffnung mit Verankerungspfeilern, Harfanordnung sowie die Besonderheiten einer kombinierten Straßen- und Eisenbahntrasse, s. z. B. [10].

Gegen Nachmittag erreichten wir Kopenhagen. Hier besichtigten wir den Ausbau der Kopenhagener Metro. Der Streckenabschnitt zur neuen Haltestelle Nordhavn sowie die geplante Streckenerweiterung werden durch die ARGE Züblin und Hochtief ausgeführt und wurden uns von Frau Zimmermann (Hochtief) vorgestellt (Bild 13). Anschließend begingen wir unter Leitung von Herrn Schäfer die Baustelle, die neben einer Massivbrückenkonstruktion sowohl Tunnelabschnitte in offener Bauweise als auch mit Tunnelbohrmaschine bot (Bild 14).

Beim abendlichen Rundgang lernten die Studierenden noch zwei bewegliche Brücken kennen, zum einen die sogenannte Butterfly-Bridge (Bild 15), eine Stahlkonstruktion mit zwei Klappbrücken, z. B. [11] zum anderen die Innenhafenbrücke (Bild 16), ebenfalls eine bewegliche Brücke. Hierbei handelt es sich jedoch um eine zusammenziehbare Brücke, bei der das Hauptfeld zwischen die beiden Rampen geschoben werden kann, z. B. [12].

Am Dienstag, dem mittlerweile 7. Tag der Exkursion, stand uns eine lange Autostrecke bevor. Dabei wurde zunächst Dänemark durchquert, um die Brücke über den Großen Belt betrachten zu können, s. z. B. [13]. Aufgrund eines Unfalls auf der Brücke war diese leider zunächst gesperrt. Leider war uns hier, wie auch schon bei der Öresundbrücke, eine Begehung verwehrt geblieben, sodass wir uns selbst halfen. Die mit einer Spannweite



Bild 11 Studenten vor dem Hochhaus Turning Torso in Malmö/Schweden Foto: Oliver Steinbock



Bild 13 Vortrag im Baustellenbüro Nordhavn/Kopenhagen Foto: Oliver Steinbock



Bild 14 Besichtigung der Baustelle Nordhavn/Kopenhagen Foto: Oliver Steinbock



Bild 15 Bewegliche Brücke in Kopenhagen I: Butterfly-Bridge Foto: Oliver Steinbock



Bild 16 Bewegliche Brücke in Kopenhagen II: Innenhafenbrücke Foto: Oliver Steinbock



Bild 17 Brücke über den Großen Belt in Dänemark

Foto: Oliver Steinbock



Bild 18 Überquerung der Brücke über den Kleinen Belt Foto: Christian Krüger

von 1624 m zu den längsten Brückenbauwerken zählende Hängebrücke (Bild 17) wurde im Rahmen eines Vortrages aus eigenen Reihen vorgestellt.

4 Brücken Norddeutschlands zwischen Ost- und Nordsee



Bild 19 Studentischer Vortrag zur Rader Hochbrücke Foto: Oliver Steinbock

Nachdem die Brücke wieder für den Verkehr freigegeben wurde, konnten wir unsere Fahrt fortsetzen. Diese führte uns über die sogenannte Neue Kleine-Belt-Brücke (Bild 18) zunächst bis nach Rade in Schleswig-Holstein. Hier informierte erneut ein Student über die statischen Probleme der Rader Hochbrücke (Bild 19). Das Brückenbauwerk weist Defizite sowohl bei den Betonpfeilern als auch im Stahlüberbau auf. Nach diesem Zwischenstopp stand der nächste Termin an, nun wieder bei einer Eisenbahnbrücke und einem Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst [16], der Rendsburger Hochbrücke (Bild 20). Am südlichen Ufer der Brücke über den Nord-Ostsee-Kanal empfing uns Herr Schmachtenberg vom Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Kiel-Holtenau und informierte über aktuelle sowie kürzlich vorge-



Bild 20 Rendsburger Hochbrücke während der Sanierung

Foto: Oliver Steinbock



Bild 21 Führung durch einen Pfeiler der Rendsburger Hochbrücke während der Sanierung
Foto: Oliver Steinbock



Bild 22 Vortrag zur Baustelle Langenfelder Brücke durch Herrn Garn
Foto: Oliver Steinbock



Bild 23 Besichtigung der Baustelle Langenfelder Brücke
Foto: Oliver Steinbock

nommene Instandsetzungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen [15] bei einer Baustellenbegehung (Bild 21).

Weiter ging es Richtung Hamburg. Bei unserer letzten Übernachtung auf einem Campingplatz in Schleswig-Holstein zahlte es sich aus, einen zusätzlichen Pavillon mitgenommen zu haben. In Verbindung mit den großen Heckklappen unse-

rer Kleinbusse konnten wir auch unseren letzten Abend unter freiem Himmel größtenteils trocken überstehen.

Mit vollgetankten Bussen machten wir uns auf den Weg nach Hamburg. Bereits von der A7 aus erhielten wir einen ersten Eindruck von unserer nächsten Baustelle. In Verbindung mit dem Ausbau der A7 werden eine Vielzahl von Bau-



Bild 24 Besichtigung der Baustelle Stellingröder Deckel
Foto: Oliver Steinbock



Bild 25 Führung durch die Ratskeller-Brauerei Ham-
burg Foto: Oliver Steinbock



Bild 26 Besichtigung der alten Hubbrücke Kattwyk
Foto: Oliver Steinbock



Bild 27 Besichtigung der Baustelle der neuen Hub-
brücke Kattwyk Foto: Oliver Steinbock



Bild 28 Vortrag zur Rethelbrücke
Foto: Oliver Steinbock

werken saniert oder ersetzt [16]. Wir besuchten zwei dieser Bauvorhaben. Über die Baustelle der Langenfelder Brücke führte uns der verantwortliche Projektleiter Herr Garn von Hochtief. Herr Garn ging vorab im Besonderen auf das Abbruchverfahren der bestehenden Spann- betonbrücke und die zeitlich begrenzten Sperr- pausen ein (Bild 22). Auch das Bauverfahren der neuen Brücken in Stahlverbundbauweise mit Einschieben des Überbaus wurde erläutert (Bild 23). Die Mischung aus Erfahrung und Witz bei der Baustellenbegehung kam bei den Studieren- den besonderes gut an.



Bild 29 Begehung der Widerlagerkammer der Rethel-
brücke Foto: Oliver Steinbock



Bild 30 Stahlverbundbrücke über die Mürz-Elde-Wasserstraße Foto: Oliver Steinbock



Bild 31 Wildbrücke über die Bundesautobahn A14 Foto: Oliver Steinbock

Das zweite Bauvorhaben an diesem Tag, die Baustelle Stelling Deckel (Bild 24), zeigte uns erneut die Komplexität von Tunnelbaumaßnahmen im innerstädtischen Bereich. Neben besonderen Disziplinen des Spezialtiefbaus sind hier spezielle Fähigkeiten bei der Bauausführung als auch ein vertieftes Verständnis zur Konstruktion notwendig. Auf diese interdisziplinäre Aufgabe gingen Herr Nasser und Herr Bieger (beide Hochtief) ein und führten ausgiebig über die Baustelle.

Im Anschluss gerieten die Teilnehmer etwas in Hektik. Zunächst streifte die Batterie eines Busses, wobei uns jedoch der ansässige Wirt eines griechischen Lokals aus der Klemme half. Nach raschem Bezug unserer Übernachtungsmöglichkeit, einem Hostel im Norden Hamburgs, ging es eilig weiter zur Brauereiführung in der Ratsherrn-Brauerei in der Sternschanze (Bild 25). Letztlich war dies der Auftakt für eine ausgiebige Erkundung des Hamburger Nachtlebens. Ergebnis war etwas Schlafmangel bei dem einen oder anderen Exkursionsteilnehmer am nächsten Morgen.

Die Müdigkeit war jedoch beim Vortrag von Herrn Ahlgrimm und Herrn Kreuz (beide Hamburg Port Authority) zur alten und neuen Hubbrücke Kattwyk schnell wieder verflogen. Neben der bestehenden Hubbrücke (Bild 26) entsteht ein zusätzliches Bauwerk für den Eisenbahnverkehr. Die bestehende kombinierte Hubbrücke soll anschließend ausschließlich für den Straßenverkehr genutzt werden. Die Bauarbeiten an der neuen Brücke befanden sich noch im Anfangsstadium, im Konkreten bei den Unterbauten der späteren Hubpfeiler (Bild 27).

Eine weitere bewegliche Brücke stand mit der Rethelbrücke auf dem Programm. Die Klappbrücke wurde zunächst von Herrn Ahlgrimm vorgestellt (Bild 28), ehe wir Gelegenheit hatten, unterstützt durch Herrn Wagner vom Ingenieurbüro Grassl, Einblicke in die maschinentechnische Ausstattung

der Klappvorrichtung des mächtigen Widerlagers zu erhalten (Bild 29). Über ein historisches Ingenieurbauwerk – den alten Elbtunnel – hatten die Studierenden anschließend die Möglichkeit, die Stadt Hamburg bei Tageslicht zu erkunden.

Den Schlussakkord der Exkursion bildete die Besichtigung des Ausbaus der Bundesautobahn A14 in Mecklenburg-Vorpommern. Hier wurden wir zunächst von Herrn Kanschidt empfangen. Nach einer allgemeinen Information zum Autobahnausbau erhielt Herr Kanschidt Unterstützung von Herrn Behnke, der uns mit Details zu den Ingenieurbauwerken versorgte. Zunächst nahmen wir die Brücke über die Mürz-Elde-Wasserstraße in Augenschein (Bild 30). Das semi-integrale Bauwerk in Stahlverbundbauweise stellt mit seiner schlanken Ort betonplatte ein innovatives Bauwerk dar. Anschließend wurde den angehenden Ingenieuren noch eine Wildbrücke in Massivbauweise vorgestellt (Bild 31). Das in Ort beton hergestellte Bauwerk bildete den Abschluss der umfangreichen Exkursion.

5 Schlusswort

Nach diesen intensiven neun Tagen, eine aus unserer Sicht gelungene Mischung aus fachlicher Tiefe gepaart mit Abenteuer und Spaß, erreichten wir am Freitag, dem 18.8.2017, gegen Abend wieder Dresden. Im Rückblick werden sich die Studierenden hoffentlich noch lange an ihre Studienfahrt und das Erlebte erinnern. Sicherlich werden ihnen die Eindrücke der Exkursion bei ihrem Einstieg ins Berufsleben hilfreich sein. Schließlich konnten sie die vielen unterschiedlichen Konstruktionsformen von Brücken wie z. B. bewegliche Brücken, Schrägkabel-, Hänge-, Balkenbrücken sowie unterschiedliche Baustoffe und Bauverfahren kennenlernen. Auch über den Tellerrand des Brückenbaus hinaus konnten die Studierenden Eindrücke zum Tunnel- und Spezialtiefbau sammeln.



Bild 32 Teilnehmer der Brückenexkursion 2017 in Schweden

Foto: Oliver Steinbock

Danksagung

Letztlich möchten wir Betreuer, Oliver Steinbock und Sebastian May, Lob und Dank an die Studierenden richten. Durch ihr Engagement haben sie zu einer erfolgreichen Durchführung und einem reibungslosen Ablauf der Exkursion beigetragen. Die positive Stimmung und das fachliche Interesse konnten wir über die gesamte Exkursion hinweg beobachten.

Besonderer Dank gilt den fachlichen Ansprechpartnern vor Ort, aber auch den Vermittlern zu den Baustellen, ohne deren Unterstützung eine Exkursion dieses Umfangs nicht möglich gewesen wäre.

An dieser Stelle sind auch unsere finanziellen Unterstützer zu nennen. Besonderer Dank gilt erneut Herrn Professor Holger Svensson, der seit Jahren unsere Exkursionsvorhaben unterstützt. Ebenfalls wollen wir der Fakultät Bauingenieurwesen der TU Dresden, Schüßler-Plan, Eurovia und der Gesellschaft von Freunden und Förderern der TU Dresden e. V. danken, die unser Vorhaben, wie auch die Jahre zuvor, unterstützten. Zusätzlich wurden wir in diesem Jahr von der GMG Ingenieurgesellschaft sowie Curbach Böschke Ingenieurpartner gefördert.

Die Schirmherren haben bereits wieder den Blick nach vorne gerichtet, um auch in den kommenden Jahren die Brückenexkursion erfolgreich und unter reger Teilnahme der Studierenden fortführen zu können.



Bild 33 Die Betreuer Dipl.-Ing. Oliver Steinbock und Dipl.-Ing. Sebastian May beim Abendbrot in Kopenhagen

Foto: Oliver Steinbock

Literatur

- [1] Zobel, R.; Weselek, J.: Große Spannweiten – Brückenexkursion 2013 nach Dänemark. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 24. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 10./11.3.2014 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2014, S. 271–279.
- [2] Steinbock, O.; Bochmann, J.: Brückenexkursion 2016 – Hup Holland Hup. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 27. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 13./14.3.2017 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2017, S. 177–185.
- [3] Flyer: Der 16. Bauabschnitt der Bundesautobahn A100: https://www.berlin.de/senuvk/bauen/strassenbau/a100_16_ba/download/BABA100_16BA_Flyer.pdf.
- [4] Homepage S-Bahn Berlin: http://www.s-bahn-berlin.de/aktuell/2013/036_s21-bruecken_und_tunnel.htm.
- [5] Homepage DEGES: <http://www.deges.de/Projekte/Bundesfern-und-Landesstrassenprojekte/in-Mecklenburg-Vorpommern/A-19-Ersatzneubau-Petersdorfer-Bruecke-inklusive-AS-Waren/A-19-Ersatzneubau-Petersdorfer-Bruecke-inklusive-AS-Waren-K23-6.htm>.
- [6] Steinbock, O.; Mertzsch, O.; Hampel, T., Schmidt, N.; Curbach, M.: Interaktion zwischen Praxis und Forschung – Systematische Nachrechnung des Brückenbestands in Mecklenburg-Vorpommern. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 27. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 13./14.3.2017 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2017, S. 117–128.
- [7] Otto, S.; Thiele, K.; Casper, H.-J.; Karpa, M.; Sachse, F.: Die zweite Strelasundquerung – Statik, Konstruktion und Montage der Verbund- und Schrägseilbrücke. Stahlbau 75 (2006) 2, S. 69–81.
- [8] Weinstock, K.: Bauingenieur-Porträt: Ulrich Mütter – Vom «Land-Baumeister» zum Schalenbauer. Deutsche Bauzeitung 132 (1999) 10, S. 152–160.
- [9] Schlaich, M.; Keil, A.; Stockhusen, K.; Linden, S.: Balkon zum Meer – Die Seebrücke in Sassnitz. Stahlbau 79 (2010) 10, S. 747–753.
- [10] Braestrup, M.-W.; Falbe-Hansen, K.; Enne-mark, F.: Die feste Öresundverbindung. Beton- und Stahlbetonbau 94 (1999) 2, S. 93–108.
- [11] Morgen, K.: Die Butterfly-Bridge in Kopenhagen. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 26. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 14./15.3.2016 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2016, S. 211–218.
- [12] Bednarski, C. M.: Slide and turn gracefully and economically. In: IASBE/International Association of Structural and Bridge Engineers (Hrsg.): Challenges in Design and Construction of an Innovative and Sustainable Built Environment – Proceedings of 19th IASBE Congress Stockholm, 21.–23.9.2016 in Stockholm (Schweden), S. 2710–2717.
- [13] Gotfredsen, H.-H.: Brücken und Tunnel der Überquerung des Großen Belt. Beton- und Stahlbetonbau 89 (1994) 1, S. 17–20.
- [14] Thiesen, E.: Die Rendsburg Hochbrücke mit Schwebefähre. In: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Bd. 13, Berlin, 2013.
- [15] Bartzsch, M.; Geißler, K.; Schmachtenberg, R.: Die Ertüchtigung der Rendsburger Eisenbahnhochbrücke über den Nord-Ostsee-Kanal. Stahlbau 84 (2015) 3, S. 171–181.
- [16] Flyer A7 der Zukunft – Vorteile für den Norden: <http://www.hamburg.de/contentblob/7643234/527058f73125533b955e37a5eddd e48b/data/16-12-broschuere-vsn.pdf>.

Anmerkung: Alle Internetadressen wurden am 4.9.2017 geprüft.

MEHR ALS 50 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
Verkehrsanlagen
Projektsteuerung und Bauüberwachung
Bauwerksprüfungen DIN 1076,
VV-WSV 2101, VDI 6200
Werkstattüberwachung (Korrosions-
schutz, schweißtechnisch)

BÖGER + JÄCKLE
BERATENDE INGENIEURE



Henstedt-Ulzburg/Hamburg · Berlin/
Neustadt (Dosse) · Chemnitz · Dessau
Leipzig · Lübeck · Heidelberg
www.boeger-jaeckle.de



*Aufhebung der Bahnübergänge
an der Hammer Straße,
Freie und Hansestadt Hamburg
Objekt- und Tragwerplanung
(Lph 2-4, 6 sowie Lph 2-3, 6)
Foto: © Hanns Simons 2017*

Chronik des Brückenbaus

Zusammengestellt von Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner

Otto-Mohr-Laboratorium, TU Dresden

A 8 Ersatzneubau der Brücke über den Schwarzbach bei Homburg-Einöd, BW 371

Beteiligte

Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch Straßenbauverwaltung Saarland, Landesbetrieb für Straßenbau
Entwurf:	Bard + Sauther GmbH Beratende Ingenieure, Saarbrücken
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Verheyen Ingenieure, Bad Kreuznach
Ausführung:	TKP-Krächan GmbH, Illingen-Uchtelfangen

Technische Daten

Bauart:	2-feldrige Plattenbalkenbrücke
Überbau:	2-stegiger Spannbeton-Plattenbalken
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Großbohrpfählen, Ø 1,20 m
Gesamtlänge:	76,14 m
Einzelstützweiten:	32,24 m – 43,90 m
Breite:	31,60 m
Brückenfläche:	2.410 m ²
Konstruktionshöhe:	2,20 m (Überbau)
Bauzeit:	2015–2017
Auftragssumme:	ca. 7,3 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	5.450 m ³
Betonstahl:	690 t
Spannstahl:	89 t

Beschreibung

Das Bestandsbauwerk über den Schwarzbach bei Homburg-Einöd wurde 1964 bis 1966 errichtet und bestand aus zwei Teilbauwerken mit einem 2-stegigen Plattenbalken-Überbau.

Die Stahlbetonpfeiler und -widerlager wurden auf 10 m langen Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,20 m gegründet. Die Pfeiler sind in Stahlbetonpfahlkopfplatten eingespannt. Der 2-stegige Spannbeton-Plattenbalkenquerschnitt des Überbaus verläuft im Grundriss in einem Radius von 800 m. Auf beiden Seiten des Überbaus wurden Fahrbahnübergangskonstruktionen angeordnet.

Für den Ersatzneubau mussten die vorhandenen lichten Höhen sowie die Weite zwischen den Widerlagern zwingend beibehalten werden. Der Grund für die Einhaltung der lichten Höhe ist der landwirtschaftliche Verkehr unter dem Bauwerk. Die lichte Weite darf den Hochwasserabfluss nicht reduzieren.



Brücke über den Schwarzbach bei Homburg-Einöd



Brücke über den Schwarzbach bei Homburg-Einöd unter Verkehr Fotos: Straßenbauverwaltung Saarland

B 6n Neubau der Brücke im Zuge der B 6n über die BAB 9, Anschlussstelle Thurland, BW 121A

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Bau Sachsen-Anhalt, Niederlassung Ost
Entwurf:	SBV Stendaler Brücken- und Verkehrsanlagenplanungs- GmbH, Stendal
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	SBV Stendaler Brücken- und Verkehrsanlagenplanungs- GmbH, Stendal
Ausführung:	ARGE Günther Papenburg GmbH, Halle/Saale Zwickauer Sonderstahlbau GmbH, Zwickau

Technische Daten

Bauart:	3-Feld-Stahlverbund-Bogenbrücke
Überbau:	Stahlverbund mit Stahlbetonhalbfertigteilen und Ortbetoneergänzung
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Flachgründung, Rüttelstopfsäule (Achse 20)
Gesamtlänge:	63,50 m
Einzelstützweiten:	11,00 m – 42,00 m – 10,50 m
Breite:	16,35 m
Brückenfläche:	1.038 m ²
Konstruktionshöhe:	1,20 m (Überbau)
Bauzeit:	2016/17
Auftragssumme:	ca. 3,85 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	1.810 m ³
Betonstahl:	330 t
Konstruktionsstahl:	500 t
Kopfbolzen:	11 t

Beschreibung

Im Rahmen der Fortschreibung des Bundesverkehrswegeplanes 2003 als „Neues Vorhaben des vordringlichen Bedarfs“ wurde der Neubau der Brücke an der Anschlussstelle Thurland im Zuge der B 6n über die BAB 9 errichtet.

Die Gründung der Unterbauten erfolgte flach im anstehenden Baugrund. In der Achse 20 wurde ebenfalls eine Flachgründung ausgeführt, jedoch musste aufgrund des anstehenden Beckentons eine Bodenverbesserung mittels Rüttelstopfverdichtung vorgenommen werden.

Der Überbau wurde 3-feldrig ausgeführt, wobei nur das Mittelfeld eine Stabbogenkonstruktion besitzt. Beide Bögen wurden als rechteckiger Hohlquerschnitt ausgeführt und verlaufen auf gleichem Höhenniveau. Die Bogenbreite beträgt konstant 1,00 m. Die Stahlbaumontage erfolgte auf Hilfsstützen mit nachträglichem Einfahren des Überbaus. In jeder Bogenebene wurden 6 Flachstahlhänger eingebaut, die über Konsolträger mit der Fahrbahn verbunden sind. Für die Stahlbetonfahrbahnplatte in Verbundbauweise wurden Halbfertigteile mit einer Ortbetoneergänzung verbaut.

Der horizontale Festpunkt des Tragwerks wird durch das integrale Mittelfeld realisiert. Die Bögen wurden in den Fußpunkten eingespannt und biegesteif mit der Fahrbahn verbunden.



Seitenansicht der Brücke an der Anschlussstelle Thurland

Foto: Landesbetrieb Bau Sachsen-Anhalt, NL Ost

B 62n „Hubenfeldbrücke“ – Brücke über die Sieg in Siegen-Eiserfeld, BW 35.1

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen
Entwurf:	Ingenieurgesellschaft für Planen und Bauen mbH, Wuppertal
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	IGS Ingenieure, Weimar
Ausführung:	Adam Hörnig, Aschaffenburg

Technische Daten

Bauart:	Spannbetonbrücke über 13 Felder
Überbau:	Spannbetonplatte
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	549,00 m
Einzelstützweite:	32,00 m – 12 × 40,00 m – 37,00 m
Breite:	11,60 m
Brückenfläche:	6.370 m ²
Konstruktionshöhe:	1,60 m (Überbau)
Bauzeit:	2015–2017
Auftragssumme:	ca. 12,0 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	11.250 m ³
Betonstahl:	1.450 t
Spannstahl:	275 t

Beschreibung

Im Zuge der Hüttentalstraße zweigt die Hubenfeldbrücke vor dem Bühlertunnel ab und führt über einen Steilhang nach Siegen-Eiserfeld hinunter. Mit dem Bau der Brücke wurde bereits in den 1980er Jahren begonnen. Der damalige Brücken-

querschnitt bestand aus einem zweistegigen Plattenbalken mit dünnen Hauptträgern und der Fahrbahnplatte. Als 1983 der Planfeststellungsbeschluss per Gerichtsbeschluss aufgehoben wurde, waren von der Hubenfeldbrücke die Widerlager und mehrere Pfeiler errichtet.

Nach erfolgter Neubauplanung wurden die Bestandspfeiler und Widerlager abgebrochen und die neuen Unterbauten errichtet. Sie sind flach auf dem anstehenden Fels aus Grauwacke, Schiefer und Sandstein gegründet. Mehrere Pfeilerfundamente wurden aus Kolkenschutzgründen innerhalb eines Spundwandkastens erstellt. Um die Widerlager in die Umgebung einzubinden, wurden sie mit unregelmäßigen Natursteinen aus Grauwacke verkleidet. Die Pfeiler bestehen aus schlanken Rundstützen mit einer senkrechten Rundholzstruktur. Die Pfeilerköpfe sind kapitellartig aufgeweitet, um Platz für die beiden Lager je Achse zu bieten. Es wurden Elastomer- und Elastomergleitlager verwendet.

Die Herstellung des Überbaus erfolgte mittels Vorschubrüstung vom tieferliegenden Widerlager Eiserfeld aus. Die auf den Kappen des Überbaus angeordneten hellen Brüstungswände erhielten 3,50 m hohe Überflughilfen für Fledermäuse.



Untersicht der Hubenfeldbrücke

Foto: Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen

B 180 Ersatzneubau der Brücke über die Anlagen der DB AG in Naumburg, BW 0562

Beteiligte

Bauherr:	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd
Entwurf:	Dr. Löber Ingenieurgesellschaft für Verkehrsbauwesen mbH, Halle/Saale
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Dahn-Ingenieure, Nordhausen
Ausführung:	ARGE GP Verkehrswegebau GmbH, Halle/Saale SBN Stahlbau GmbH, Nordhausen Naumburger Bauunion GmbH & Bauunternehmung KG, Merzdorf

Technische Daten

Bauart:	1-feldrige Stahlverbund-Fachwerkbrücke
Überbau:	schlaff bewehrte Ortbeton-Verbundfahrbahnplatte
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Ortbeton-Großbohrpfählen
Gesamtlänge:	71,80 m
Einzelstützweite:	71,80 m
Breite:	13,60 m
Brückenfläche:	977 m ²
Konstruktionshöhe:	1,60 m (Überbau)
Bauzeit:	2016/17
Auftragssumme:	ca. 7,3 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	2.656 m ³
Betonstahl:	354 t
Konstruktionsstahl:	887 t

Beschreibung

Der Brückenersatzneubau über die Anlagen der DB AG in Naumburg wurde als einfeldrige Fachwerkbrücke mit Ortbeton-Verbundfahrbahnplatte und einem außerhalb der Fahrbahn freistehenden Stahl-Haupttragwerk aus zwei Fachwerkträgern mit halbparabelförmig gekrümmten Obergurten errichtet.

Das Bauwerk wurde auf Ortbeton-Großbohrpfählen mit einem Innenrohr-Durchmesser von 1,20 m gegründet. Darüber sind 1,50 m dicke Pfahlkopfplatten angeordnet. Der Brückenüberbau besteht aus einer vollständig geschweißten Stahlkonstruktion und einer Stahlbetonfahrbahnplatte, die auf die Stahlkonstruktion aufgelagert ist und mit dieser in Verbund steht. Die stählerne Tragkonstruktion setzt sich aus den beiden Fachwerkscheiben und Querträgern zusammen. Die als Hohlkasten ausgebildeten Endquerträger sind orthogonal zu den Bogenebenen eingeschweißt. Die Stahlbetonplatte ist an der Gesamttragwirkung des Systems beteiligt. So trägt sie die Horizontallasten durch ihre Steifigkeit als Scheibe zu den Lagern ab und wirkt als Obergurt der Querträger mit.

Die kastenförmigen Stahlbeton-Widerlager haben biegesteif angehängte, eingerückte Parallelfügel. Die Widerlagerrückseiten wurden nicht unter schnitten, da der Zugang zu den erforderlichen Wartungsgängen über bzw. innerhalb der Widerlager erfolgt.



Brücke über die Anlagen der DB AG in Naumburg

Foto: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd

B 181 Neubau der Radwegbrücke über den Mittelkanal in Merseburg, BW 0200 R

Beteiligte

Bauherr:	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd
Entwurf:	SSF Ingenieure AG, Halle/Saale
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	SSF Ingenieure AG, Halle/Saale
Ausführung:	Matthäi Bauunternehmen GmbH & Co. KG, Magdeburg

Technische Daten

Bauart:	Integrale Plattenbalken- und Rahmenbrücke
Überbau:	Stahlträger mit Ortbetonergänzung
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager und Fertigteilpfeiler
Gründungsart:	Bohrpfahlgründung, Ø 90 cm
Gesamtlänge:	70,93 m
Einzelstützweite:	8,68 m – 16,32 m – 20,93 m – 16,32 m – 8,68 m
Breite:	2,50 m
Brückenfläche:	178 m ²
Konstruktionshöhe:	0,38 m – 0,58 m (Überbau)
Bauzeit:	2017
Auftragssumme:	ca. 900.000 EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	132 lfd. m
Beton:	226 m ³
Betonstahl:	37 t
Konstruktionsstahl:	96 t
Kopfbolzen:	1.270 t

Beschreibung

Die neue Brücke wurde parallel zur vorhandenen Straßenbrücke im Zuge der B 181 über den Mittelkanal in Merseburg errichtet.

Aus dem Ergebnis der Bodenerkundung wurde eine Tiefgründung mittels Bohrpfählen vorgesehen. Pro Achse sind zwei Bohrpfähle Ø 90 cm mit einer Länge von 12 und 13 m verbaut. Die Bohrpfähle binden über Pfahlkopfplatte und Fundamentbalken in die Unterbauten ein. Die Widerlager besitzen parallel zur Fahrbahnachse verlaufende fugenlos angeschlossene Flügelwände. Die Widerlager der Achsen 10 und 60 wurden mit einer Breite von 3 m hergestellt. Durch die 1 m starke Ausbildung der Widerlagerwände konnte die aufgehende Bohrpfahlbewehrung ohne Verzierung eingebunden werden.

Der Überbau wird durchlaufend mit Verbund zu Widerlagern bzw. Pfeilern als integrales Bauwerk ausgebildet. Dabei wurden die Felder 1 und 5 in Ortbeton als 1-stegiger Plattenbalken (mit Vouten in Querrichtung) und die Felder 2 bis 4 aus Stahlverbundfertigteilträgern (je 2 Stahlträger HE 450 B und Stahlbetonobergurt) hergestellt. Der Verbund erfolgt über aufgeschweißte Kopfbolzendübel, welche im Abstand von ca. 15 cm zweireihig pro Träger angeordnet wurden. Gleichzeitig wurde der Überbau mit einer Rahmenecke in den Achsen 10 und 60 errichtet.



Neue Radwegbrücke über den Mittelkanal in Merseburg

Foto: SSF Ingenieure AG, Halle/Saale

B 250 Ersatzneubau der Unstrutbrücke in Nebra, BW 0092

Beteiligte

Bauherr:	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd
Entwurf:	SSF Ingenieure AG, Halle/Saale
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	SSF Ingenieure AG, Halle/Saale
Ausführung:	ARGE B250, BW 0092 Nebra

Technische Daten

Bauart:	Integrale Brücke in Mischbauweise
Überbau:	Strombrücke: einfeldriger Rahmen in Verbundbauweise mit Ortbetonergänzung Flutbrücke: semiintegrale Stahlbetonvollplatte
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Ortbeton-Großbohrpfählen, Ø 1,20–1,50 m
Gesamtlänge:	138,00 m
Einzelstützweiten:	10,55 m – 5 × 14,75 m – 10,55 m – 1,35 m (Doppelpfeiler) – 41,80 m
Breite:	12,00 m
Brückenfläche:	1.660 m ²
Konstruktionshöhe:	0,70 m (Überbau)
Bauzeit:	2016/17
Auftragssumme:	ca. 3,5 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	333 lfd. m.
Beton:	2.350 m ³
Betonstahl:	312 t
Konstruktionsstahl:	128 t
Kopfbolzen:	3.606 t

Beschreibung

Die beiden Bauwerke der Unstrutstrombrücke und der Unstrutflutbrücke wurden 1886/87 errichtet und im Laufe des 20. Jahrhunderts umgebaut.

Die Zustandsnoten bei der 2012 erfolgten letzten Brückeneinfachprüfung betragen 2,8 für die Strombrücke und 3,0 für die Flutbrücke. Da kurzfristige Verschlechterungen des Bauwerkszustandes und die Vergrößerung der Schäden nicht zu verhindern waren, erfolgte ein Ersatzneubau. Um während der Bauarbeiten den Verkehr aufrecht erhalten zu können, wurde die neue Brücke ca. 21,50 m neben dem Bestandsbauwerk errichtet.

Bei dem Neubau musste zwingend darauf geachtet werden, dass die lichte Höhe und die Öffnungsweite so gewählt werden, dass es zu keiner Verschlechterung des Abflussprofils der Unstrut kommt. Das Gesamtbauwerk wurde über insgesamt 8 Felder errichtet und unterteilt sich, wie auch das Bestandsbauwerk, in eine Flut- sowie Strombrücke.

Der Überbau der 7-feldrigen Flutbrücke ist als Stahlbetonvollplatte ausgebildet und bindet semi-integral in die Pfeiler sowie Lager ein. Die Unterseiten sind in Längsrichtung bogenförmig gevoutet.

Die Strombrücke wurde als 1-feldriger, nach unten offener Rahmen konzipiert. Als Überbau bzw. Rahmenriegel wurde ein Stahlverbundquerschnitt mit vier Verbundfertigteilträgern mit Ortbetonergänzung errichtet.



Neue (links) und alte Unstrutbrücke in Nebra

Foto: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, RB Süd

Instandsetzung und Ertüchtigung der Bösebrücke im Zuge der Bornholmer Straße zwischen Berlin-Mitte und Pankow

Beteiligte

Bauherr:	Senatsverwaltung Umwelt, Verkehr und Klimaschutz – Abteilung Tiefbau, Berlin
Entwurf:	Ingenieurbüro Grassl GmbH, Berlin
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurgesellschaft Bonk + Herrmann mbH, Dresden
Ausführung:	Sächsische Bau GmbH, Chemnitz

Technische Daten

Bauart:	Zweigelenkbogenbrücke mit genietetem Stahlfachwerkträger
Überbau:	Stahlbetonrippendecke
Unterbau:	Kastenförmige Betonwiderlager, Stampfbeton-Kämpferfundamente
Gesamtlänge:	138,00 m
Einzelstützweiten:	25,50 m – 87,00 m – 25,50 m
Breite:	27,00 m
Brückenfläche:	3.726 m ²
Konstruktionshöhe:	11,50 m
Bauzeit:	2015–2017
Auftragssumme:	ca. 5,3 Mio. EUR

Massen und Mengen

Leichtbeton:	140 m ³
Betonstahl:	6 t

Beschreibung

Die Bösebrücke wurde in den Jahren 1912 bis 1916 gebaut und stellte seither eine wichtige innerstädtische Straßenverkehrsverbindung in Berlin zwischen den Stadtbezirken Mitte und Pankow dar. Die Brücke ist als Dreifeldträger mit einer Gesamtlänge von 138 m ausgebildet. Das Haupttragwerk besteht im Mittelfeld aus zwei bogenförmigen, genieteten Eisenfachwerkträgern, welche die Mittelöffnung überspannen. Die Fachwerke sind V-förmig bis zur Oberkante Gelände herabgeführt und über massive Kämpferfundamente

aus Stampfbeton beidseitig der Bahntrassen tiefgegründet. Die Hauptträger kragen 7,50 m in die Seitenfelder aus und bilden die Auflager für die in den Seitenfeldern vorhandenen Schleppträger. Im Mittelfeld ist die Fahrbahnkonstruktion über Hänger an das Bogentragwerk gekoppelt, in den Endfeldern ist sie direkt an die Fachwerke der Untergurte angeschlossen.

Die Fahrbahn wird von 46 genieteten Querträgern getragen. Zwischen diesen Querträgern besteht die Fahrbahnkonstruktion aus einer Stahlbetonrippendecke. Außerhalb der Haupttragebenen im Bereich der Geh- und Radwege besteht die Konstruktion aus Stahlbetonfertigteilstücken, die auf den auskragenden Querträgern lagern.

Aufgrund der letzten Brückenprüfung gemäß DIN 1076 im Jahr 2012 – Ergebnis: Zustandsnote 3,0 und Empfehlung einer umgehenden Instandsetzung – wurden entsprechende Instandsetzungsmaßnahmen am Brückenbauwerk, den Widerlagern und den dazugehörigen Treppenanlagen und Balustraden vorgenommen.

Anhand durchgeführter statischer Nachrechnungen in Verbindung mit Materialbeprobungen wurde festgestellt, dass die erforderliche Brückenklasse BK 30/30 nach DIN 1072 nur durch eine Reduzierung des Gesamtgewichts des Überbaus zu erreichen ist. Diese erforderliche Tragfähigkeit wurde u. a. durch Leichterung der gesamten Fahrbahnplatte des Brückentragwerkes erreicht.



Die Berliner Bösebrücke

Foto: Senatsverwaltung Umwelt, Verkehr und Klimaschutz

Ersatzneubau der Geh- und Radwegbrücke über die L 755 – Giselastraße – in Paderborn

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen
Entwurf:	SSF Ingenieure AG
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Böke, Essen
Ausführung:	BIG Baugesellschaft für Ingenieurbau Glowienka mbH, Paderborn

Technische Daten

Bauart:	1-feldrige integrale Stahlbetonfertigteilterbrücke
Überbau:	Stahlbetonfertigteilter
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	22,70 m
Einzelstützweite:	22,70 m
Breite:	3,40 m
Brückenfläche:	77 m ²
Konstruktionshöhe:	0,66 m (Überbau)
Bauzeit:	2017
Auftragssumme:	ca. 360.000 EUR

Massen und Mengen

Beton:	200 m ³
Betonstahl:	27 t

Beschreibung

Im südlichen Stadtbereich von Paderborn überquert die Geh- und Radwegbrücke die Giselastraße. Die Brücke stellt eine wichtige, stark frequentierte Verbindung über eine vierspurige

Landstraße dar. Aufgrund von schweren Korrosionsschäden am Überbau und den Widerlagern und wegen nahegelegenen Kreuzungen mit Ampelregelung sollte die bestehende Stahlbrücke über die L 755 ursprünglich ersatzlos abgerissen werden. Proteste aus der Bevölkerung bewirkten jedoch einen Ersatzneubau.

Gemäß der Neubauplanung wurde eine integrale Brücke mit Widerlagern in den seitlich der Landstraße vorhandenen Straßenböschungen vorgesehen. Der Mittelteil des Überbaus besteht aus einem plattenartigen Betonelement, das mit den auskragenden Überbau- und Widerlagerteilen monolithisch verbunden ist. Die Vorderseiten der Widerlager wurden aus gestalterischen Gründen entsprechend der Neigung der Straßenböschungen schräg zum Überbau hin mit engen Radien ausgebildet.

Nach dem Abriss des Bestandsbauwerkes wurde der Überbau als Betonfertigteilter mit einem Schwerlastkran eingehoben und temporär abgestützt. Anschließend wurden die beiden Widerlager der neuen Brücke errichtet und deren auskragende Bereiche mit dem Fertigteilter monolithisch verbunden.



Neue Geh- und Radwegbrücke über die Giselastraße in Paderborn

Foto: Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen

L 8 Ersatzneubau der Brücke über die Beeke bei Wallstawe, BW 0050

Beteiligte

Bauherr:	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Nord
Entwurf:	Dr. Löber Ingenieurgesellschaft für Verkehrsbauwesen mbH, Halle/Saale
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Planungsring Altmark, Salzwedel
Ausführung:	Siemke & Co. Brücken- und Ingenieurbau GmbH, Dannenberg

Technische Daten

Bauart:	Rahmenbrücke auf Traggerüst
Überbau:	Stahlbetonplatte
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Ort betonbohrpfählen, Ø 0,62 m
Gesamtlänge:	10,25 m
Einzelstützweite:	10,25 m
Breite:	13,55 m
Brückenfläche:	139 m ²
Konstruktionshöhe:	0,55 m (Überbau)
Bauzeit:	2016/17
Auftragssumme:	ca. 550.000 EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	170 lfd. m
Beton:	246 m ³
Betonstahl:	55 t

Beschreibung

Das Bestandsbauwerk über die Beeke bei Wallstawe wurde 2013 bei einer Hauptprüfung mit der Zustandsnote 3,4 (nicht ausreichend) bewertet.

Erhebliche Schäden durch Betonabplatzungen mit freiliegender Bewehrung, welche die Standsicherheit und Dauerhaftigkeit des Bauwerks maßgeblich beeinflussen, erforderten einen zügigen Ersatzneubau. Ein weiterer Grund war die Verlegung der L 8 infolge einer Krümmenaufweitung sowie der Rückbau der benachbarten Radwegbrücke.

Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten und der ungenügenden Tragfähigkeit der anstehenden Bodenschichten wurde eine Tiefgründung mittels Ort betonbohrpfählen ausgeführt. Die Bohrpfähle haben eine Länge von 8,00 m. Der Übergang zwischen Straßendamm und Brückenüberbau wird durch kastenförmige Widerlager mit Parallelfüßeln ohne Unterschneidung realisiert. Die Wandstärke der Widerlagerschäfte beträgt konstant 1,25 m. Die Flügel wurden bis zu einer Höhe von 1,00 m ebenfalls mit einer Dicke von 1,25 m ausgeführt und verjüngen sich dann auf 0,80 m. Die einfeldrige Überbauplatte wurde mit einer Konstruktionshöhe von 0,55 m in Straßenachse hergestellt. Seitlich schließen sich Kragarme an, welche sich beidseitig zum Plattenrand hin verjüngen.

Der Überbau ist in Längs- und Querrichtung schlaff bewehrt.



Neue Beekebrücke

Foto: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Nord

Ersatzneubau der Kabelskebrücke im Zuge der L 168 in Gröbers, BW 0012

Beteiligte

Bauherr:	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd
Entwurf:	SSF Ingenieure AG, Halle/Saale
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro für Verkehrsanlagen GmbH, Halle/Saale
Ausführung:	Bau- und Haustechnik Bad Dübener GmbH, Bad Dübener

Technische Daten

Bauart:	1-feldriger Halbrahmen
Überbau:	Stahlbetonplatte
Gründungsart:	Tiefgründung auf Ort betonpfählen, Ø 0,90 m
Gesamtlänge:	6,90 m
Einzelstützweite:	6,90 m
Breite:	26,58 m
Brückenfläche:	180 m ²
Konstruktionshöhe:	1,55 m (Überbau)
Bauzeit:	2016/17
Auftragssumme:	ca. 660.000 EUR

Massen und Mengen

Beton:	420 m ³
Betonstahl:	51 t

Beschreibung

Auf Grund des schlechten Zustands und der unwirtschaftlichen Sanierung des Bestandsbauwerkes wurde ein Ersatzneubau über die Kabelske im Zuge der L 168 notwendig. Durch die Erneuerung des Bauwerkes wurde auch der Straßenbereich anteilig erneuert. Zur Optimierung des Verkehrs wurde im Einbindungsbereich der L 168 ein Mini-Kreisverkehr errichtet. Die Kabelskebrücke musste in ihrer Geometrie somit an den Kreisverkehr angepasst werden.

Das Bauwerk wurde als einfeldriger Halbrahmen ohne Überschüttung mit einer lichten Weite von 5,40 m und Stahlbetonwiderlagern mit Wanddicken von jeweils 1,50 m hergestellt. Das nördliche Widerlager wurde auf 9 und das südliche Widerlager auf 6 Bohrpfähle gegründet, die jeweils einen Durchmesser von 0,90 m haben. Auf Grund des im Baubereich umgegangenen Altbergbaus sind die Pfähle zwischen 9 bis 14 Meter tief abgesetzt. Die beiden Widerlager besitzen fugenlos angeschlossene Flügelstummel.

Der Überbau wurde als Stahlbetonplatte ausgeführt und besitzt ein sogenanntes ökologisches Brückenauge.



Neue Kabelskebrücke



„Ökologisches Brückenaug“ mit Mini-Kreisverkehr bei der Kabelskebrücke

Foto: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, RB Süd

Ersatzneubau der Mühlgrabenbrücke im Zuge der G 4938 in Zeitz, BW 0042

Beteiligte

Bauherr:	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd
Entwurf:	Bauplanungsbüro Heuer & Tonne, Halle/Saale
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Dipl.-Ing. Hubert Beyer, Leipzig
Ausführung:	Beton- und Ingenieurbau Böhlen GmbH, Böhlen

Technische Daten

Bauart:	1-feldrige Stahlbetonrahmenbrücke
Überbau:	schlaff bewehrte Stahlbetonplatte
Unterbau:	Stahlbetonsohlplatte
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	6,92 m
Einzelstützweite:	6,92 m
Breite:	11,80–12,21 m
Brückenfläche:	84 m ²
Konstruktionshöhe:	1,00 m (Überbau)
Bauzeit:	2016/17
Auftragssumme:	ca. 894.000 EUR

Massen und Mengen

Beton:	251 m ³
Betonstahl:	44 t

Beschreibung

Der Ersatzneubau im Zuge der G 4938 wurde als geschlossener, biegesteifer Rahmen aus Stahlbeton hergestellt. Die lichte Weite richtet sich nach der vorhandenen Mühlgrabenbreite. Als Unterkante des neuen Überbaus wurde die Unterkante des Gewölbescheitels des Bestandsbauwerkes angenommen. Somit ergibt sich eine Verbesserung der Durchflusssituation des Mühlgrabens, da durch den Wegfall der Bogenradien ein größerer Durchflussquerschnitt vorhanden ist.

Die neu zu errichtenden Widerlagerwände wurden biegesteif mit der Gründungssohle verbunden. Sie wurden in ihrer Lage an die vorhandenen Mühlengrabenwände angepasst. Der Anschluss an die Bestandswände erfolgte mittels dauerelastischer Fugen. Die Dicke der Widerlagerwände beträgt einheitlich 0,70 m. Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten wurde auf Flügelwände verzichtet.

Der monolithische, schlaff bewehrte Überbau wurde auf einem Lehrgerüst hergestellt und bindet über einen biegesteifen Anschluss in die Widerlagerwände ein. Die Überbaudicke wurde von einem auf der Westseite befindlichen Versorgungstrog zur Überführung von Elektro-, Trinkwasser- sowie Gasleitungen bestimmt.



Mühlgrabenbrücke in Zeitz



Untersicht der Mühlgrabenbrücke in Zeitz Foto: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, RB Süd

Erfolgreich prüfen – Bauwerke erhalten



Belastungstest am Probejoch des Schlingrippengewölbes der Schützkapelle des
Dresdner Schlosses [Foto: Silke Scheerer]

MAURER Wanderschwelle

DIE ZWÄNGUNGSFREIE MODULARDEHNFUGE FÜR BAHNBRÜCKEN



Produktbeschreibung:

Zwischen Überbau und Widerlager auftretende Bewegungen führen bei Bahnbrücken zu zusätzlichen Schienenspannungen und Beanspruchungen der Befestigungen. Mit der Wanderschwelle wurde ein Überbrückungssystem entwickelt, welches einerseits gewährleistet, dass die Schwellenabstände nicht das zulässige Maß überschreiten und andererseits mögliche auftretende Bauwerksbewegungen (Verschiebungen, Verdrehungen, Verwindungen) schadlos aufnimmt. Es ist gelungen, das bei Straßenbrücken vielfach bewährte „Steuerungsprinzip Schwenktraverse“, d. h. die elastische Zwangssteuerung, so weiterzuentwickeln, dass sämtliche Anforderungen des Bahnverkehrs erfüllt werden. Die Wanderschwelle wird in der bauseitig vorbereiteten Aussparung ausgerichtet und durch Vergießen monolithisch mit dem Bauwerk verbunden.

Vorteile:

- Standardausführung für Dehnwege bis 1600 mm, Radsatzlasten von 250 kN und Geschwindigkeiten bis 300 km/h
- Dauerhaft, zwängungsfrei und wasserdicht
- Verdrehungsweich und abhebesicher
- Unbeeinträchtigter Fahrkomfort
- Einfacher und lagesicherer Einbau
- Einfache Inspektion und Wartung

Ingenieurbüro Bornmann & Jauck GmbH



**WIR STELLEN EIN:
BAUINGENIEUR (M/W)
BAUZEICHNER (M/W)**

UNSERE LEISTUNGEN

ENTWURF
AUSSCHREIBUNG
AUSFÜHRUNGSPLANUNG
BRÜCKENPRÜFUNG
OBJEKTBEZOGENE SCHADENSANALYSE
BRÜCKENNACHRECHNUNG/NUM. METHODEN
SANIERUNGSPLANUNG

UNSER ANSPRUCH

Wir sind Ihr kompetenter und bundesweit agierender Partner im konstruktiven Ingenieurbau und unterstützen Sie von der Konzeption über die Ausführungsplanung bis hin zur Brückenprüfung.

KONTAKT:

Tel.: 03462 | 54 12 40

Mobil: 0171 | 63 82 951

info@ibj-ing.de

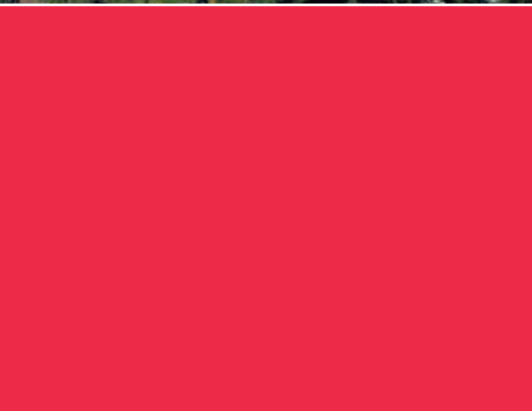
www.ibj-ing.de

Niederlassungen:

- Bad Dürrenberg
- Leipzig
- Hof



*Ihr **Spezialist** für Lösungen
mit individuellem **Sichtbeton**.*



Hentschke
www.hentschke-bau.de



B246 Beseitigung Bü Oschersleben km 37,758

SÄCHSISCHE BAU GMBH



Ingenieurbau, Spezialtiefbau, Gleisbau, Bahnsteigbau,
Bauwerkssanierung

Hauptsitz:	01099 Dresden	Am Waldschlößchen 1	Tel.: 0351 87681- 0 Fax: 0351 87681- 22
Niederlassung:	09224 Chemnitz	Mittelbacher Straße 3	Tel.: 0371 81006- 0 Fax: 0371 81006- 90
	08541 Neuensalz	Zum Plom 11	Tel.: 03741 55069- 0 Fax: 03741 55069- 70

www.saechsische-bau.de

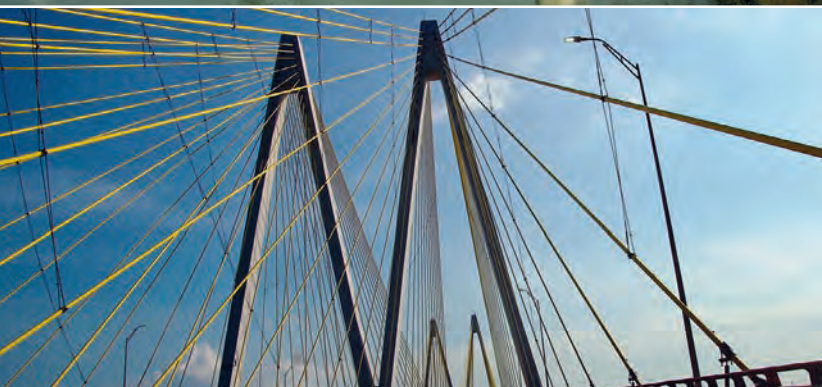


Inserentenverzeichnis

Aedificon Engineering GmbH	56
ALLPLAN Deutschland GmbH	11
Alpin Technik und Ingenieurservice GmbH	U3
AMAND GmbH & Co. KG	58
Arlt Bauunternehmen GmbH	2
BBV Systems GmbH	23
BETOMAX systems GmbH & Co. KG	188
Beuth Verlag GmbH.....	15
Bickhardt Bau AG	10
Böger + Jäckle & Partner Ingenieurgesellschaft mbH	214
Ingenieurbüro Bornmann & Jauck GmbH	228
BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG	155
Büchting + Streit AG	72
C ³ – Carbon Concrete Composite e.V.	12
CarboCon GmbH	16
10. Carbon- und Textilbetontage	22
DIAMANT Metallplastic GmbH	37
DITTMANN + INGENIEURE	126
Dlupal Software GmbH	24
DYWIDAG-Systems International GmbH.....	154
EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH	8
EIPOS Europäisches Institut für postgraduale Bildung GmbH	187
Enerpac - a division of ACTUANT GmbH	201
Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG	4
Graitec Innovation GmbH	86
Ingenieurbüro Grassl GmbH	39
Hentschke Bau GmbH.....	229
Hilti Deutschland AG	168
IGS INGENIEURE GmbH & Co. KG - Beratende Ingenieure - VBI	199
IMKO Micromodultechnik GmbH	38
Implenia Schalungsbau GmbH	70
Janson Bridging GmbH	156
K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG	99
KRONE Ingenieure GmbH	57
KREBS+KIEFER	128
Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG	140
Löber Ingenieurgesellschaft für Verkehrsbauwesen mbH	40
mageba gmbh	202
MAURER SE	227
MFPA Leipzig GmbH	6
MFPA Leipzig GmbH	186
Otto-Mohr-Laboratorium.....	226
RIB Engineering GmbH	7
Sächsische Bau GmbH – Wiebe	230
SRP Schneider+Partner Ingenieur Consult GmbH	155
SANDSTRAHL SCHUCH GmbH	21
DR. SCHÜTZ INGENIEURE Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH	98
10. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ - SEUB	6
SOFiSTiK AG	3
SSF Ingenieure AG	200
StoCretec GmbH	U2
S&P Clever Reinforcement GmbH	U2
Sweco GmbH	127
VIC Planen und Beraten GmbH	139
WAGENBORG GmbH	100
Gert Weißbach GmbH - Metallbau und Brückenentwässerung	71

ATIS Cableskin®

UV- und Langzeitkorrosionsschutz mit
Luftenfeuchtungsoption für Seile



Alpin
TECHNIK LEIPZIG

Ingenieurgesellschaft
für Höhenarbeiten



Schutz



Beratung



Inspektion



Montage

Seit 1999 ISO 9001 & SCC

www.alpintechnik.de

9	Herzlich willkommen zum 28. Dresdner Brückenbausymposium
13	Vorwort zum 28. Dresdner Brückenbausymposium
17	Bauwerksentwürfe nach RE-ING – Was ist neu?
25	Development of cable-stayed bridges in China
41	Vom Rechnen und Wissen – Monitoring an den Talbrücken der Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle
59	Nachrechnung und Ertüchtigung der Siegtalbrücke – größte Spannbetonbrücke der Sauerlandlinie (A45)
73	Der Rückbau der Lahntalbrücke Limburg (1964)
87	Einsatz unbemannter Flugsysteme im Brückenbau
101	Eugène Freyssinet: “I was born a builder”
129	Realisierung der Kienlesbergbrücke in Ulm – gestalterische und bauliche Herausforderungen im komplexen Baukontext
141	Die Taminabrücke in der Schweiz, der Heimat großer Brückenbauingenieure
157	100 Jahre Dauerhaftigkeit für Brücken- und Tunnelbauwerke
169	Lebenszyklus- und Qualitätsspezifikationen für Ingenieurbauwerke
189	Versagenshäufigkeit und Versagenswahrscheinlichkeit von Brücken
203	Brückenvielfalt rund um die Ostsee – Bericht zur Brückenexkursion 2017
215	Chronik des Brückenbaus
231	Inserentenverzeichnis