



TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DRESDEN

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN Institut für Massivbau [www.massivbau.tu-dresden.de](http://www.massivbau.tu-dresden.de)



# 29. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG  
UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN

11./12. MÄRZ 2019

© 2019 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: Beyer, Kurt: Südthailand. Zweibogige Betonbrücke im Bau, 1912/1913  
Foto: SLUB Dresden / Deutsche Fotothek / Kurt Beyer

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

ISSN 1613-1169  
ISBN 978-3-86780-585-8



**TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DRESDEN**

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

---

## **Tagungsband**

# **29. Dresdner Brückenbausymposium**

Institut für Massivbau

Freunde des Bauingenieurwesens e.V.

TUDIAS GmbH

11. und 12. März 2019

## Inhalt

<b>Herzlich willkommen zum 29. Dresdner Brückenbausymposium .....</b>	<b>9</b>
<i>Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland Hans Müller-Steinhagen, Rektor der TU Dresden</i>	
<b>Verleihung der Wackerbarth-Medaille .....</b>	<b>13</b>
<b>Laudatio für Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stritzke aus Anlass der Verleihung der Wackerbarth-Medaille der Ingenieurkammer Sachsen .....</b>	<b>14</b>
<i>Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach</i>	
<b>Christian Menn – Brückenbauer, Lehrer, Ästhet .....</b>	<b>17</b>
<i>Dr.-Ing. Silke Scheerer, Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach</i>	
<b>Aktuelles zum Regelwerk des Bundes für den Ingenieurbau .....</b>	<b>25</b>
<i>TRDir Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn</i>	
<b>Die Maputo-Katembe-Brücke, das neue Wahrzeichen Mosambiks – Drei Bauverfahren bei der längsten Hängebrücke Afrikas .....</b>	<b>29</b>
<i>Dipl.-Ing. Joern Seitz, Dipl.-Ing. (FH) Martin Pohl</i>	
<b>Monitoring und Visualisierung im Infrastrukturbau.....</b>	<b>47</b>
<i>Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark, Dr.-Ing. David Sanio, Dr.-Ing. Steffen Schindler</i>	
<b>Verkehrsinfrastruktur für Hamburg – Neubau der Waltershofer Brücken im Hamburger Hafen.....</b>	<b>59</b>
<i>Dr.-Ing. Christoph Vater</i>	
<b>Erfahrungsbericht aus Österreich über die Anwendung von neuen Verfahren im Brückenbau .....</b>	<b>73</b>
<i>o.Univ.Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger, Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Benjamin Kromoser, Dipl.-Ing. Dr.techn. Bernhard Eichwalder</i>	
<b>Stahlverbund-Großbrücken mit oberliegender Fahrbahn als Querschnitte mit Teilfertigteilen und Schrägstreben bzw. Konsolen .....</b>	<b>85</b>
<i>Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler, Dipl.-Ing. Gregor Gebert</i>	
<b>Kurt Beyers Beitrag zur Baustatik .....</b>	<b>101</b>
<i>Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Karl-Eugen Kurrer</i>	
<b>Nachrechnungsdefizite bei Massivbrücken – Ein Problem der Tragfähigkeit oder [doch nur] der Modellvorstellung? .....</b>	<b>129</b>
<i>Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer; Sebastian Gehrlein, M.Sc.; Nicholas Schramm, M.Sc.; Marcel Nowak, M.Sc.</i>	
<b>Was tun, wenn Annahmen und Realität nicht zusammenpassen? .....</b>	<b>149</b>
<i>Dr.-Ing. Hans-Gerd Lindlar, Dr.-Ing. Stefan Franz, Dipl.-Ing. Lars Dietz, Dr.-Ing. Bastian Jung, M. Eng. Tarik Tiyma</i>	
<b>Lebenszykluskostenbetrachtungen für chloridexponierte Bauteile von Brücken- und Tunnelbauwerken .....</b>	<b>161</b>
<i>Dr.-Ing. Angelika Schießl-Pecka, Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Anne Rausch, Dr.-Ing., MBA und Eng. Marc Zintel, Dipl.-Ing., MBA Luzern Christian Linden</i>	
<b>Dauerhafte und wirtschaftliche Straßenbrücken mit Halbfertigteilen aus vorgespanntem Carbonbeton .....</b>	<b>173</b>
<i>Dr.-Ing. Frank Jesse, Dipl.-Ing. Andreas Apitz, Prof. Dr. sc. techn. Mike Schlaich</i>	
<b>Der 30-Jahre-Zyklus der Brückeneinstürze und seine Konsequenzen .....</b>	<b>185</b>
<i>Prof. Dr.-Ing. habil. Dirk Proske</i>	
<b>Chronik des Brückenbaus .....</b>	<b>197</b>
<i>Zusammengestellt von Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner</i>	
<b>Inserentenverzeichnis .....</b>	<b>207</b>

## Herzlich willkommen zum 29. Dresdner Brückenbausymposium

Brücken verbinden – Menschen, Kulturen, Kontinente. Auch dem diesjährigen Brückenbausymposium ist es wieder einmal gelungen, Experten aus verschiedenen Regionen und Nationen der Welt auf so wunderbare Weise hier in Dresden zusammenzuführen, und ich heiße die Teilnehmerinnen und Teilnehmer aus dem In- und Ausland herzlich willkommen!

Das Dresdner Brückenbausymposium ist national und international eine fest etablierte Größe im Terminkalender vieler Bauingenieure. Eindrücklich spannt diese Veranstaltung den Bogen von bemerkenswerten historischen Ingenieurleistungen über richtungsweisende Forschungsaktivitäten, neuartige Baustoffe und Verfahren bis zu neuen Brückenbauwerken sowie zur Vorstellung von Instandsetzungsprojekten. Dies bietet einen hervorragenden Nährboden, um ungeahnte Ideen zu generieren und gemeinsam zukunftsfähige Entwicklungen – aus Dresden in die Welt – voranzubringen. Auch das Scheitern ist eine wichtige Informationsquelle für die Ingenieure – und das Symposium stellt sich diesem Thema. Der Vortrag „Der 30-Jahreszyklus der Brückeneinstürze und seine Konsequenzen“ von Prof. Dirk Proske erfährt durch den tragischen Einsturz der Morandi-Brücke in Genua im vergangenen August eine traurige Brisanz und zeigt eindringlich, wie bedeutsam solch ein intensiver Austausch ist.

Denn aus kreativen, interdisziplinären Denkweisen erwachsen überaus wichtige Innovationen, die unser aller Zukunft gestalten. Ein Paradebeispiel dafür ist Carbon und insbesondere der Carbonbeton. Die in Dresden dafür vorhandene Forschungsinfrastruktur ist weltweit einzigartig. Vom Institut für Massivbau wurde der Verein C<sup>3</sup> – Carbon Concrete Composite e.V. 2014 initiiert. Das Netzwerk umfasst mehr als 160 Partner aus Wirtschaft, Wissenschaft und Verbänden, die an der Weiterentwicklung der Carbonbeton-Technologie als revolutionäres



Prof. Hans Müller-Steinhagen

Foto: Robert Lohse

Baumaterial arbeiten. Über den stetigen Fortschritt und die große Anerkennung freuen wir uns sehr. Mittlerweile wurden erste Projekte im Brückenbau mit Carbonbeton realisiert. Bestehende Bauwerke werden ertüchtigt und verschiedene Neubauprojekte befinden sich in der Planung.

Die Offenheit für Neues ist nicht nur für den Brückenbau, sondern auch für die TU Dresden unerlässlich. Ein wesentlicher Teil unserer Innovationskraft erwächst dabei aus unserer einzigartigen Forschungsallianz DRESDEN-concept. Mit insgesamt 28 starken Partnern aus Wissenschaft und Kultur steht sie für ein synergetisches Zusammenwirken in Forschung, Lehre und Infrastruktur und macht die Exzellenz der Dresdner Forschung weithin sichtbar. Dieser zentrale Forschungsverbund ist einer der Gründe, warum die TU Dresden seit 2012 zum Kreis der elf deutschen Exzellenzuniversitäten zählt und derzeit gute Aussichten hat, diesen Titel zu verteidigen.

Selbstverständlich ist auch die bauliche Entwicklung unserer Universität ein wichtiger Eckpfeiler unserer Zukunftsvision. So wird der Beyer-Bau derzeit für die Fakultät Bauingeni-

eurwesen vollständig denkmalgerecht saniert und barrierefrei erschlossen. Wir hoffen sehr, 2023 ein funktionales, modernes Gebäude mit hohem historischem Wert einweihen zu können, in dem die vielen klugen Köpfe ihre Kreativität frei entfalten und neue Ideen entwickeln können.

Wie Sie sehen, ist Dresden also genau der richtige Ort für dieses Symposium, das in ganz besonderem Maße zu Dresdens Renommee als international anerkannter Forschungsstandort beiträgt. Es gibt so viel Neues zu entdecken und ich bin sicher: Der Reichtum an Präsentationen und Diskussionen, der auf Sie wartet, macht die heutige Fachtagung zu einem wei-

teren Beispiel dafür, wie Vernetzung in einem fruchtbaren Miteinander zu Höchstleistungen gebracht werden kann.

Ich danke dem Veranstalter, Herrn Professor Manfred Curbach, und seinem Team für die Organisation des Symposiums. Ihnen allen wünsche ich eine inspirierende Veranstaltung mit lebhaften Diskussionen, neuen Impulsen und mutigen Ideen für die zukünftige Entwicklung des Brückenbaus und natürlich auch einen wunderschönen Aufenthalt hier im Elbtal.

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

## Das Absolventennetzwerk der TU Dresden

Informationen // Kontakte // Veranstaltungen // Absolventenmagazin // Stellenangebote



© Bildagentur PantherMedia / StockerNumber2



Interessiert? Werden Sie Mitglied:  
[tu-dresden.de/absolventennetzwerk](https://tu-dresden.de/absolventennetzwerk)



## Verleihung der Wackerbarth-Medaille

Die Wackerbarth-Medaille ist die höchste zu vergebende Auszeichnung der Ingenieurkammer Sachsen. Sie ehrt damit Persönlichkeiten, die sich um den Berufsstand der Ingenieure oder um die Ingenieurkammer in besonderem Maße verdient gemacht oder sich in herausragender Weise bei der Förderung des Ingenieurwachstums engagiert haben.

Der Vorstand der Ingenieurkammer Sachsen hat beschlossen, diese Auszeichnung

Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stritzke

ehemaliger Inhaber der Professur für Massivbrückenbau an der TU Dresden

für seine Verdienste

- ❑ bei der Ausbildung von Bauingenieuren an der TU Dresden,
- ❑ der Etablierung des Dresdner Brückenbausymposiums mit der Vergabe des Deutschen Brückenbaupreises und
- ❑ für seinen Einsatz für die bessere gesellschaftliche Wahrnehmbarkeit der technischen, wirtschaftlichen und kulturellen Bedeutung der Ingenieurbaukunst, besonders in Sachsen, im Rahmen seiner langjährigen Mitarbeit im wissenschaftlichen Beirat der Bundesingenieurkammer für die Auszeichnung Historischer Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland

zu verleihen.

Auch wenn heute unter dem Namen *Wackerbarth* eine sächsische Premiummarke für Wein und Sekt mit einem Erlebnisweingut firmiert und auch das ehemalige Schloss des Grafen von Wackerbarth als Sitz des heutigen Staatsweingutes eher bekannt sein dürfte, verdankt Sachsen dem Grafen von Wackerbarth wesentliche strukturelle Reformen im Ingenieurbauwesen zur Zeit Augusts des Starken.

August Christoph Graf von Wackerbarth wurde 1662 geboren und diente unter dem legendären Kurfürst August dem Starken von Sachsen und König von Polen als Generalfeldmarschall, Reichsgraf und Staatsminister. 1712 formier-



Foto: Ingenieurkammer Sachsen

te er aus dem Artilleriecorps heraus das erste selbständige Ingenieurcorps in Deutschland überhaupt. Von Wackerbarth genoss am sächsischen Hof zunächst eine gründliche Ausbildung u. a. in Mathematik und den Ingenieurwissenschaften und wurde Ingenieur für Festungsbau. August der Starke betraute ihn mit der Leitung des gesamten kurfürstlich-sächsischen Bauwesens und ab 1702 als Chef der Ingenieuroffiziere. Neben den militärischen Bauten wirkten die Ingenieuroffiziere auch bei zivilen Vorhaben des Wasserbaus, der Melioration, im Wege- und Brückenbau, der Geodäsie und Kartografie sowie in Bereichen der Infrastruktur und Regionalentwicklung. Die Ausbildung der Ingenieuroffiziere erfolgte zunächst in der Ingenieurakademie, später in der 1816 gegründeten Ingenieur-Bildungsanstalt mit Unterricht in Militär- und Zivilbaukonstruktionen. Zivile Herausforderungen für diese wurden schließlich der Bau der ersten deutschen Ferneisenbahn Leipzig-Dresden als auch der Bau der von der Trassierung her komplizierten sächsisch-bayerischen Eisenbahn in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts. Zu dieser Fernbahnstrecke gehörte übrigens auch die größte Ziegelsteinbrücke der Welt – die vogtländische Göltzschtalbrücke. Ihre Auszeichnung wie auch die der Großmarkthalle in Leipzig als Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland gehen auf die Initiative und den Einsatz von Prof. Stritzke zurück. So schließt sich gewissermaßen der Kreis von Prof. Jürgen Stritzke zu August Graf von Wackerbarth, der als Begründer der eigenständigen Ingenieurität in Sachsen gilt und dem die Ingenieurkammer Sachsen ihre höchste Auszeichnung – die Wackerbarth-Medaille – gewidmet hat.

Prof. Dr.-Ing. Hubertus Milke  
Präsident Ingenieurkammer Sachsen

## Laudatio für Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stritzke aus Anlass der Verleihung der Wackerbarth-Medaille der Ingenieurkammer Sachsen

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

Mit der Verleihung der Wackerbarth-Medaille an Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stritzke durch die Ingenieurkammer Sachsen wird nicht nur ein Wissenschaftler und ein Hochschullehrer geehrt, sondern auch eine Persönlichkeit gewürdigt, die sich um die Technische Universität Dresden, um den Brückenbau und um unsere bautechnischen Meisterleistungen verdient gemacht hat.

Jürgen Stritzke wird am 13. Dezember 1937 in Dresden geboren. Im Jahre 1955 macht er sein Abitur und beginnt mit dem Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Dresden, das er 1962 mit dem Diplom abschließt.

Nach vier Jahren in der Praxis wird er 1966 wissenschaftlicher Assistent am Lehrstuhl für Stahlbeton- und Spannbetonbau der TU Dresden. Er führt Versuche an Modellen von vorgespannten Plattenbalken durch, wobei er die erste elektrische Messwerterfassungsanlage der damaligen Sektion Bauingenieurwesen entwirft. Er arbeitet an einer wirklichkeitsnahen Erfassung des Spannungs- und Formänderungsverhaltens vorgespannter Plattenbalken. Dabei ist er in großem Maße auf numerische Berechnungen angewiesen, die er mit dem damals vorhandenen Rechner National Elliott NE 503 löst. Das war das Modernste, was es damals in Dresden gab. Dem Forschungszentrum Dresden-Rossendorf ist es noch heute eine besondere Erwähnung auf deren Homepage wert, dass damals auch Physiker des Forschungszentrums auf diesem Rechner in Dresden arbeiteten.

Bei Herrn Stritzke führt dies 1974 zur Promotion zum Doktor-Ingenieur mit dem Thema „Beitrag zur wirklichkeitsnahen Erfassung des Spannungs- und Formänderungsverhaltens vorgespannter Plattenbalken“. Im Jahre 1976 übernimmt er von Herrn Dr. Dressel das Fachgebiet Massivbrückenbau in Lehre und Forschung, ein Ereignis, das bis heute sein Leben bestimmt: er lebt für den Brückenbau.

Eine seiner wichtigsten Veröffentlichungen betrifft das national und international aner-



Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stritzke

Foto: Ulrich van Stipriaan

kannte Fachbuch von Benno Löser „Bemessungsverfahren für Beton- und Stahlbetonbauteile“. In der 19. Auflage ist er als Mitautor für einige sehr wesentliche Kapitel verantwortlich. Das Buch erscheint 1986 beim Verlag Ernst & Sohn. Durch die Mitautorenschaft in diesem Buch hat sich Herr Stritzke zu einer international anerkannten Fachpersönlichkeit profiliert. Das Werk hat in der Fachpresse in über 40 Rezensionen hohe fachliche Anerkennung gefunden.

Mit der Wiedervereinigung vermag es Jürgen Stritzke, eine Institution zu begründen, die heute ihresgleichen sucht. Seit der Wende gibt es die jährlich stattfindenden Brückenbausymposien, die Herr Stritzke jedes Jahr im März von 1991 bis 2011 – d. h. 21 Mal – organisiert. Hier treffen sich Bauherren, Baufirmen, die Vertreter der Ingenieurbüros und Wissenschaftler, um über aktuelle Bauwerke, deren Erhalt, aber auch über deren Probleme zu diskutieren. Die Teilnehmerzahl liegt dabei seit vielen Jahren in einer Größenordnung von etwa 1500.

Ein echter Coup war es, dass es ihm gelungen ist, die Verleihung des Deutschen Brückenbaupreises nach Dresden zu holen. Dieser Preis



wird seit 2006 von der Bundesingenieurkammer und dem Verband Beratender Ingenieure jeweils am Vorabend des Brückenbausymposiums verliehen. Herr Stritzke war von 2006 bis 2012 auch Mitglied der Jury für den Deutschen Brückenbaupreis, 2012 als Vorsitzender. Anlässlich seines 80. Geburtstages am 13.12.2017 hat der Rektor der TU Dresden, Prof. Hans Müller-Steinhagen, seine Verdienste in dieser Hinsicht zusammengefasst:

*„Das Dresdner Brückenbausymposium und der Deutsche Brückenbaupreis haben großen Anteil am Renommee und der Bekanntheit der TU Dresden unter den Bauingenieuren.“*

Ein weiteres Anliegen von Jürgen Stritzke besteht darin, die Leistungen unserer Vorgänger zu würdigen und sie im Gedächtnis zu behalten. Aus diesem Grund arbeitet er noch heute aktiv im Wissenschaftlichen Beirat der Bundesingenieurkammer mit, um die Auszeichnungen als „Historisches Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst“ auszuwählen.

Aber nicht nur dies: bereits zweimal ist er Co-Autor in der Schriftenreihe zu den Historischen Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst, die jeweils parallel zur Verleihung des Titels veröffentlicht werden. Zum einen hat er den Band 2 über die Göltzschtalbrücke mitverantwortet, wobei dieses Buch aufgrund der hohen Nachfrage bereits in der zweiten Auflage erscheint. Zum anderen ist er Co-Autor von Band 14 über die Großmarkthalle Leipzig.

Jürgen Stritzke hat mit seiner Arbeit für das Dresdner Brückenbausymposium, für den Deutschen Brückenbaupreis und für die Historischen Wahrzeichen wahrhaft Großes geleistet, wofür ihn die Ingenieurkammer Sachsen mit der Verleihung der Wackerbarth-Medaille angemessen würdigt.

Das gesamte Team des Dresdner Brückenbausymposiums dankt auf diesem Wege seinem Nestor, gratuliert ganz herzlich zur Verleihung der Wackerbarth-Medaille und wünscht noch viele Jahre voller Gesundheit.

[www.sandstrahl-schuch.de](http://www.sandstrahl-schuch.de)

**SANDSTRAHL  
SCHUCH**

• STAHL • BETON • STEIN

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



Fußgängerbrücke über die Saar und B51  
Komplettsanierung



Brücke über den Küstenkanal bei Neuböhrger  
Korrosionsschutz und Belagserneuerung

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

## Christian Menn – Brückenbauer, Lehrer, Ästhet

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

Vielen Brückenbauern, Brückenliebhabern, Brückenbewunderern wird der 16. Juli 2018 in Erinnerung geblieben sein. An diesem Tag verstarb – 91-jährig – eine Persönlichkeit, die den Brückenbau vor allem in der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts mit herausragenden Bauwerken, aber auch mit seiner Philosophie des Brückenbauens [1], [2] geprägt hat: Christian Menn.

Wenig wurde von und über Christian Menn zu dessen Lebzeiten publiziert; zwei Ausnahmen sind Christian Menns Abhandlung über Stahlbetonbrücken [3] und das gemeinsam mit Caspar Schärer herausgegebene

Buch über seine – also Christian Menns – Brücken [4], Bild 1. Für Christian Menn sprechen vor allem seine rund 90 Bauwerke, die zu einem großen Teil zwischen 1957 und 1971, also in einem Zeitraum von nur 14 Jahren, meist in der Schweiz entstanden, einige wenige aber auch in Übersee<sup>1</sup>.

Welches Bauwerk sollte man nun herausheben? Die Auswahl fällt schwer, zumal dies bereits an anderer Stelle viel treffender nachzulesen ist [4]. Auch wenn wir uns fragen, welche Brücke wir am gelungensten, am beeindruckendsten empfinden, wird es nicht leichter. Christian Menn stellte auf seiner Homepage [5] nur einige wenige Projekte konkret vor, was als Richtschnur dienen kann.<sup>2</sup>

Die **Crestawaldbrücke** bei Sufers (1958/59, Bild 2) war das erste Brückenbauwerk Christian Menns. Man sieht sie und ist beeindruckt. Ein eleganter Betonbogen mit circa 72 m Spannweite trägt eine auf schlanken

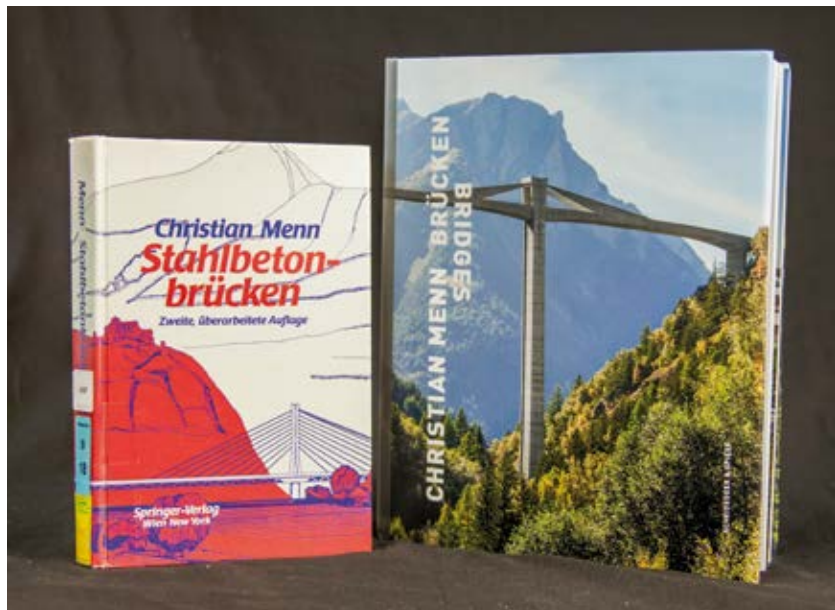


Bild 1 Zwei Bücher von und über Christian Menn, die jeder Brückenbauer kennen sollte  
Foto: Stefan Gröschel

Pfeilerscheiben aufgeständerte Fahrbahn – ein Meisterwerk des Brückenbaus, vor allem wenn man sie mit einigen heutigen Bauwerken vergleicht. Christian Menn geht allerdings sehr kritisch mit seinem Frühwerk um. Im Gespräch mit Caspar Schärer sagte er zum Beispiel: „Ich wollte unbedingt den Bogen als Sichel formen. Der Zweigelenkbogen ist aber vom grundsätzlich Konstruktiven bei einer Brücke wie dieser nicht richtig. Aber ich fand, dass die Sichel schöner aussieht“ [6], [7]. Auch weitere Punkte, die sich später als nicht optimal gelöst herausstellten, thematisierte Menn offen [4, S. 44]. So stellte sich während der Nutzungszeit der Crestawaldbrücke heraus, dass die 1,80 m, die die Brückenplatte seitlich über den Bogen hinausragte, nicht ausreichend waren. Wind und häufiges Schneeräumen im Winter führten dazu, dass salzhaltiges Schmelzwasser auf den Bogen gelangte. Salzwasser verursachte zudem Probleme bei Bewegungsfugen oberhalb der Kämpferstützen. Letztlich führte dies dazu, dass die Lage-

<sup>1</sup> Die Zahlenangaben differieren je nach Quelle. Deshalb sei hier auf Menns Werkverzeichnis in [4], S. 336 ff. verwiesen. Neben Daten zu Ort, Baujahr und Brückentyp finden sich auch Angaben zu Christian Menns persönlichem Beitrag zum jeweiligen Bauwerk.

<sup>2</sup> Die Informationen zu den im Folgenden dargestellten Brücken wurden, so nicht anders vermerkt, [4] und [5] entnommen.



Bild 2 Crestawaldbrücke über den Hinterrhein bei Sufers

Foto: Ikiwaner – selbst fotografiert,  
CC BY-SA 3.0, <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=4507476>

rungsbedingungen der Brücke im Nachhinein verändert werden mussten. Die kritischen Fugen wurden geschlossen und dafür am talseitigen Brückenende ein bewegliches Lager eingebaut.

Die **Ganterbrücke** (1980, Bild 3) ist insgesamt fast 700 m lang und führt in einer Höhe von bis zu 150 m über den Saltinabach bei Ried-Brig. Sie ist heute fast 40 Jahre alt und hat trotzdem nichts von ihrer Einzigartigkeit verloren – weder optisch noch aus ingenieurtech-

nischer Sicht. Eine Besonderheit sticht sofort hervor: die flachen Betonsegel, in welche die vorgespannten Schrägkabel eingebettet sind. Wie in [4, S. 212] und [5] beschrieben ist, ermöglichte die Betonummantelung einerseits die Führung der Spannkabel in einer leichten Krümmung (die Betonsegel reichen bis in den Krümmungsbereich des Brückenträgers in den Seitenfeldern hinein) und andererseits dient sie dem Schutz der Spannkabel gegenüber Ermüdung und Korrosion. Die Brücke wirkt geradlinig und massiv, was aber nicht

negativ zu Buche schlägt, sondern vielmehr im Spannungsfeld zum umgebenden Gebirge einen besonderen Kontrast ergibt. Man kann dies natürlich auch anders formulieren. Menn, der für die konzeptionelle Gestaltung verantwortlich war, billigte der Brücke in [4] lediglich zu, dass die massiven Betonscheiben in der „schroffen Gebirgslandschaft vertretbar“ seien. Eine weitere ingenieurtechnische Besonderheit ist allerdings weniger offensichtlich. An der südlichen Flanke des überspannten Tales steht



Bild 3 Ganterbrücke bei Ried-Brig im Juli 2010

Foto: Ximonic,  
Simo Räsänen – eigenes Werk, CC BY-SA 3.0, <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=15898087> (mod.)



Bild 4 Leonard P. Zakim Bunker Hill Memorial Bridge in Boston Foto: von Eric Vance, USEPA Environmental-Protection-Agency – August 4, 2011  
beautiful Boston vista, Gemeinfrei, <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=51971978>

oberflächennah eine mächtige Schicht aus Moränenmaterial und Hangschutt mit jährlichen Hangbewegungen im Zentimeterbereich an. Aus diesem Grund wurden alle Stützen auf bewegliche Lager gestellt. So können sie entsprechend der Bewegungen der Talflanke nachgestellt werden.

Die **Leonard P. Zakim Bunker Hill Memorial Bridge** in Boston (Massachusetts, fertiggestellt 2002, Bild 4) war, so Menn, „das Herzstück des milliardenschweren Stadtautobahnprojekts »The Big Dig«“ [9]. Das Bauwerk sollte eine Stahlfachwerkbrücke ersetzen. Zahlreiche Randbedingungen waren beim Entwurf zu beachten, zum Beispiel eine beachtliche Breite des Brückendecks (immerhin waren zehn Fahrspuren zu überführen), komplizierte topografische Verhältnisse (Verbindung der unterirdischen Stadtautobahn und einer als Hochstraße realisierten Interstate über den Charles River hinweg) und zahlreiche Zwangspunkte aus der vorhandenen Bebauung, z. B. Schleusen und Gleisanlagen, und aus der Nutzung des Flusses durch Schiffe. Anfänglich war Christian Menn als Berater im Projekt involviert, beschloss aber „...nach vielen fragwürdigen Varianten ..., selber einen Entwurf zu präsentieren“ [9], [4, S. 246 ff.]. Das Ergebnis war eine der breitesten Schrägseilbrücken der Welt, die schnell zu einem Wahrzeichen der Stadt avancierte. Neuartig war die Seilführung: im Bereich der 227 m

langen Flussquerung wurden die Schrägkabel außen an den Rändern des Stahl-Verbund-Brückendecks verankert, in den sich beidseitig anschließenden, jeweils 84 m spannenden Randfeldern in Massivbauweise wurden die Kabelverankerungen in der Mitte des Brückendecks angeordnet. Menns Fazit zu dieser Brücke ist – nahezu ohne Einschränkungen – positiv. In [4] wird beispielsweise der Bürgermeister von Boston zitiert, der die Brücke als „great new landmark for the city“ bezeichnet hat, auch seien „die zuvor skeptischen Bürger Bostons ... von der neuen Brücke fast ausnahmslos begeistert“ gewesen.

Diese Beispiele sagen viel über die Person Christian Menn:

- ❑ Er war fasziniert vom Bauen. Sicher orientierte er sich anfangs an bedeutenden Vorbildern wie Robert Maillart, s. z. B. die Averser Rheinbrücke in Letziwald (1959). Er blieb aber an dieser Stelle nicht stehen, sondern entwickelte den Brückenbau prägend weiter.
- ❑ Die Ästhetik spielte stets eine maßgebende Rolle bei seinen Entwürfen.
- ❑ Christian Menn war immer auf der Suche nach besseren Lösungen, nach neuen Ideen und Konstruktionsweisen. Dies zeigt sich

zum einen in der Vielfalt der von ihm angewendeten und weiterentwickelten Konstruktionsstypen und -methoden, zum anderen in seinen oft kritischen Statements zu seinen eigenen Bauwerken.

War Selbstkritik ein inhärenter Wesenszug Christian Menns? Offenbar ja. In fast jedem Interview sprach er über Dinge, die er im Nachhinein anders machen würde. Jörg Schlaich sagte in seiner Laudatio anlässlich der Verleihung der Ehrendoktorwürde der Universität Stuttgart an Christian Menn 1996 treffend: „Christian, als Du die Nachricht erhieltest, hast Du Dich ehrlich gefreut und, typisch für Dich, gleich gefragt: wieso gerade ich?“ [8]. Für uns heutige Ingenieure ist dies ein Glücksfall, denn aus Fehlern, die unsere Vorgänger erkannten und analysierten, können wir am besten lernen und dann diese Fehler vermeiden.

Eine positiv besetzte „Fehlerkultur“ brauchen wir im Brückenbau, in der Forschung und natürlich auch in der Lehre. 1971 wurde Christian Menn als Professor an das Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich berufen und blieb dort bis zu seiner Emeritierung 1992,

bevor er sich wieder verstärkt dem Bauen von Brücken widmen konnte. In einem Interview anlässlich seines 90. Geburtstages zu seiner Lehrtätigkeit befragt [9], äußerte er: „Ich gab früher [...] Vorlesungen ohne Skripte. Das war damals so üblich. Es ist immer interessant, was sich die Studierenden aus den Vorlesungen herauspicken. Sie nehmen natürlich einzelne Begriffe heraus, die sie brauchen, und es sind nicht immer diejenigen, die ich betont habe. Aber vielleicht sollte man manchmal Blödsinn zeigen, damit man demonstrieren kann, wie man es eben gerade nicht machen soll. Oder soll man die Augen zumachen? Oder doch nur das Gute präsentieren? Ich weiss es nicht.“

Wir denken, man sollte in jedem Fall beides tun – besonders Gelungenes und Inspirierendes, Kühnes zeigen, aber auch Fehler und Misslungenes vorstellen und darüber diskutieren. Nach seinem Studium verbrachte der Zweitautor dieses Beitrags zwei Monate für einen Gastaufenthalt an der Universität Princeton in New Jersey bei Prof. David Billington mit den Schwerpunktthemen „Brückenbau in den USA“ und „Maillart“. Hier hatte er das Glück, Vorlesungen bei Christian Menn über Brückenbau zu hören. Die Grundsätze, die Menn vermit-

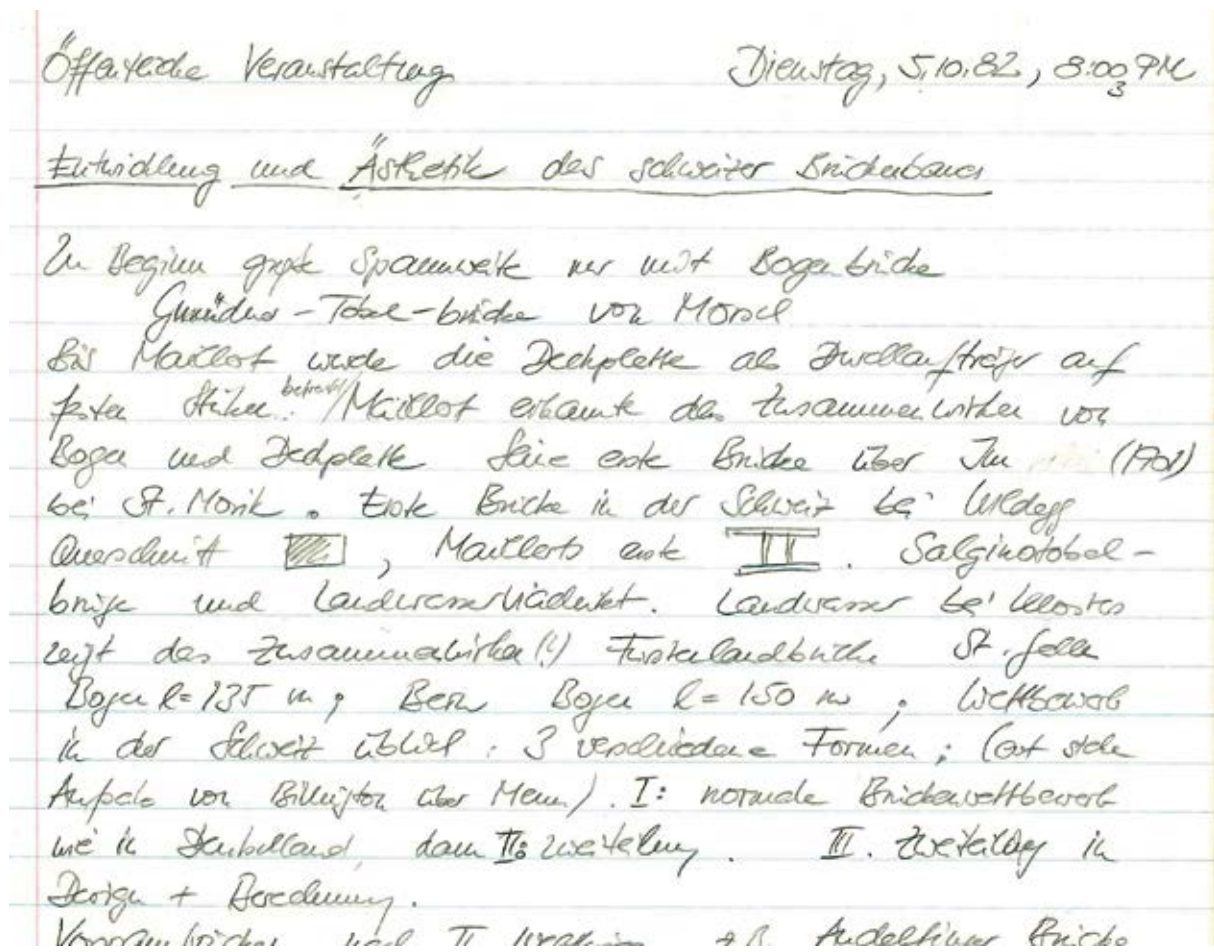


Bild 5 Manfred Curbachs Mitschrift einer öffentlichen Vorlesung von Christian Menn über Entwicklung und Ästhetik des Brückenbaus in der Schweiz

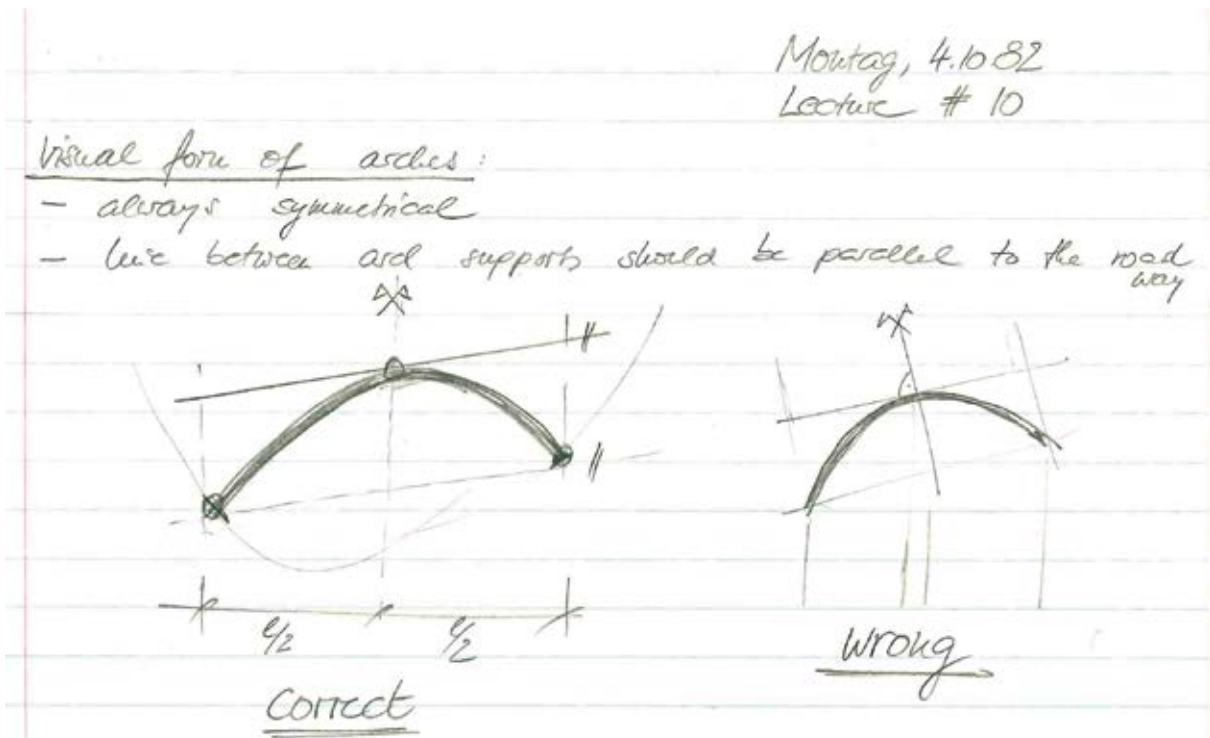


Bild 6 Grundsätze der Gestaltung von Bogenbrücken – hier als Mitschrift einer Vorlesung von Christian Menn  
Quelle: Manfred Curbach

telte, waren prägend. Die Mischung aus (historischen) Vorbildern (Bild 5), Grundregeln der Statik und Konstruktion, eigener Entwurfserarbeitung (Bild 6) und Ästhetik (Bild 7) brachte den Studierenden nicht nur die trockenen Fakten näher, sondern regte an, über Wahrnehmung, Design, Nachhaltigkeit und Verantwortung nachzudenken. Auch diese Aspekte sollten grundlegender Bestandteil der Ausbildung von Bauingenieuren sein, sie werden aber leider immer noch häufig vernachlässigt.

Aus der Zeit in Princeton ist unter anderem Christian Menns Ratschlag im Gedächtnis geblieben, nämlich dass schöne Brücken nicht teurer als „Standardbrücken“ sein müssen – vielmehr hängt es vom Geist ab. Christian Menn wurde Zeit seines Lebens nicht müde, sich mit den Grundsätzen des Entwerfens von Brücken zu beschäftigen und seine Ansichten weiterzugeben, z. B. [1], [2], [7], [10], [11]. Als wichtige Eckpfeiler sah er vor allem folgende Aspekte:

- ❑ Zielsetzung sollte sein, im Einklang mit den normativen Regelungen schöne, ökonomische, ökologische und baustoffsparende Brücken zu bauen.
- ❑ Normen sind selbstverständlich zu beachten; aber sie sind keine unumstößlichen Gesetze. Fortschritt ist häufig nur durch

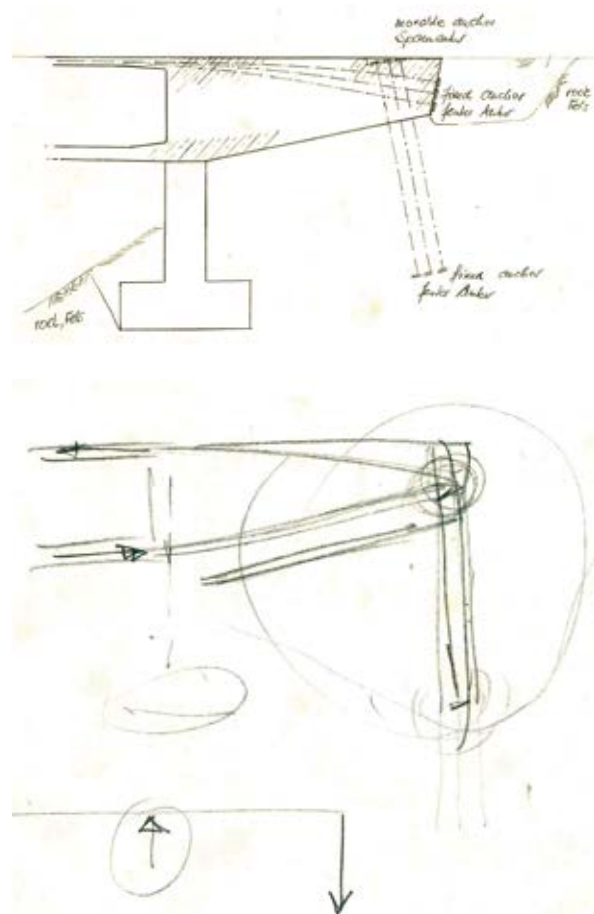


Bild 7 Detail eines Brückenentwurfs im Rahmen einer Belegarbeit, diskutiert mit Christian Menn (unten) Quelle: Manfred Curbach

das Aufweiten strikter normativer Grenzen möglich. Brückenbauer, Ingenieure sollten den Mut haben, auch jenseits der bekannten Regeln zu denken und die damit einhergehende Verantwortung zu tragen.

- Wettbewerbe sind ein Motor des Fortschritts, wenn den Teilnehmern z. B. bei den vorgegebenen Randbedingungen und Zwangspunkten ein gewisser Freiraum eingeräumt wird, der verschiedene Konzepte erlaubt, wenn die eingereichten Konzepte ausreichend tief durchdacht sind und wenn die Mitglieder der Jury kompetent und neuen Ideen gegenüber aufgeschlossen sind.
- Die Ästhetik beim Bauen muss einen hohen Stellenwert erhalten und sie darf mitnichten nur Architekten und Künstlern überlassen werden.

Brücken entstehen in einem Spannungsfeld aus der vorhandenen Umgebung, technischen Möglichkeiten und Rahmenbedingungen und einem sinnvollen Tragsystem. Christian Menn sprach oft vom Gleichgewicht, und zwar in zweierlei Bedeutung: vom Gleichgewicht zwischen Einwirkung und Tragfähigkeit und vom Gleichgewicht zwischen Ausgewogenheit und Harmonie. Seinen Beitrag zum 16. Dresdner Brückenbausymposium 2006 [2] beendete er mit folgenden Gedanken: *„Es gab für mich viele Gründe, nach Dresden zu kommen. Ich kam aber vor allem mit einem persönlichen Anliegen: Ich kam, weil ich Sie mit meinen Ausführungen darauf aufmerksam machen möchte, dass Analytik und Kreativität seit langem nicht mehr im Gleichgewicht sind. Das hat dazu geführt, dass unser Beruf jedenfalls im Brückenbau einiges von seinem früheren Glanz verloren hat.“*

*Wir sollten die Analytik nicht nur dazu verwenden, um immer neue, zum Teil unsinnige Bestimmungen zu fabrizieren und um Komponenten eines Tragsystems scheinbar immer genauer zu berechnen. Wir sollten die Analytik einfach, kreativ und kritisch verwenden, um allenfalls mit neuen Baustoffen innovative Tragwerke zu entwickeln.“*

Diese Gedanken haben heute nach wie vor Gültigkeit und wir alle sollten sie als selbstverständliche Basis unserer Arbeit – sei es nun im Ingenieurbüro oder an der Universität – ansehen. Um es mit Christian Menn zu sagen [9]: *„Wissen Sie, wenn man ein gutes Konzept hat, dann muss man gar nicht mehr lang nach der Konstruktion suchen. Konstruktion und Konzeption verbinden sich. Sie wollen das Gleiche.“*

## Literatur

- [1] Menn, C.: Meine Philosophie des Brückenbaus | My Philosophy of Bridge Design. In: Menn, C.; Schärer, C. (Hrsg.): Christian Menn – Brücken | Bridges. Zürich: Scheidegger & Spiess, 2016, S. 15–23
- [2] Menn, C.: Die Bedeutung der Kreativität beim Brückenentwurf. In: Stritzke, J. (Hrsg.): Tagungsband zum 16. Dresdner Brückenbausymposium Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken am 14.3.2006 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2006, S. 65–78
- [3] Menn, C.: Stahlbetonbrücken. Verschiedene Aufl., zuerst erschienen 1986 bei Springer/Wien
- [4] Menn, C.; Schärer, C. (Hrsg.): Christian Menn – Brücken | Bridges. Zürich: Scheidegger & Spiess, 2016
- [5] Homepage von Christian Menn: <http://www.christian-menn.ch/>
- [6] Schärer, C.: Im Gleichgewicht – Zum Tod des Schweizer Brückenbauers Christian Menn (1927–2018). Erschienen am 23.7.2018 bei [https://www.baunetz.de/meldungen/Meldungen-Zum\\_Tod\\_des\\_Schweizer\\_Brueckenbauers\\_Christian\\_Menn\\_1927-2018\\_\\_5455199.html](https://www.baunetz.de/meldungen/Meldungen-Zum_Tod_des_Schweizer_Brueckenbauers_Christian_Menn_1927-2018__5455199.html)
- [7] Im Gleichgewicht | Perfect Poise. Christian Menn im Gespräch mit Caspar Schärer. In: [4], S. 25–28
- [8] Schlaich, J.: Laudatio auf Christian Menn. In: Christian Menn – Reden bei der akademischen Feier aus Anlaß der Verleihung der Ehrendoktorwürde (Dr.-Ing. E.h.) an Prof. Dr. sc. techn. Christian Menn durch die Universität Stuttgart am 2. Februar 1996, Reden und Aufsätze / Universität Stuttgart; 55, 1996 – <http://dx.doi.org/10.18419/opus-5734>
- [9] „Eine ist besonders gut“. Interview von Clementine Hegner-van Rooden mit Christian Menn im Herbst 2017 für TEC21, publiziert: 18.10.2017, überarbeitet: 24.7.2018 – <https://www.espazium.ch/eine-ist-besonders-gut>
- [10] Menn, C.: The Place of Aesthetics in Bridge Design. Struct. Eng. Int. 6 (1996) 2, S. 93–95 – <https://doi.org/10.2749/101686696780495752>
- [11] Menn, C.: Functional Shaping of Piers and Pylons. Struct. Eng. Int. 8 (1998) 4, S. 249–251 – <https://doi.org/10.2749/101686698780488947>

Anmerkung: Alle Internetquellen wurden am 12.2.2019 geprüft.

# Aktuelles zum Regelwerk des Bundes für den Ingenieurbau

*TRDir Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn*

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

## 1 Einführung

Mit der Erarbeitung der RE-ING [1] steht ein kompaktes Regelwerk für die Planung von Ingenieurbauwerken zur Verfügung, welches zum kostenlosen Download bereitgestellt wird [2]. Die Regelungen zur Baudurchführung sind in den ZTV-ING verankert [3], die ebenfalls kostenlos heruntergeladen werden können [4]. Diese werden im Gegensatz zur RE-ING bauvertraglich vereinbart. In der praktischen Arbeit hat sich gezeigt, dass es sinnvoll ist, auch die Regeln für Planung und Entwurf von Ingenieurbauwerken bauvertraglich zu vereinbaren, um in allen Phasen eines Bauprojektes und unabhängig von der Vergabeart (konventionell, Nebenangebote, ÖPP oder *Design Built*) stets belastbare Vorgaben zur Hand zu haben. Dafür ist es notwendig, die RE-ING, die bisher als reiner Richtlinienentwurf erarbeitet wurde, in der Formulierung zu schärfen und gleichzeitig die Inhalte von RE-ING und ZTV-ING besser aufeinander abzustimmen bzw. neu zu ordnen. Dies bietet den Vorteil, die bisher einzeln stehenden Regelwerke inkl. etwaiger nationaler Ergänzungen zu den Eurocodes für Bemessung sowie die Richtzeichnungen [5] in einen gemeinsamen Rahmen zu betten und den Bauverträgen zugrundezulegen.

## 2 Anlass und Aufbau der neuen Struktur

Ingenieurbauwerke und hierbei insbesondere die Brücken sind die neuralgischen Punkte im Straßennetz – nicht nur weil sie zu den teureren, sondern mit einer prognostizierten hundertjährigen Lebensdauer auch zu den langlebigeren Gütern einer Verkehrsinfrastruktur zählen.

Gegenwärtig steht der Brückenbau vor großen Herausforderungen. Das alternde Netz der Bundesfernstraßen muss wegen gestiegener Anforderungen bedarfsgerecht entwickelt und leistungsfähig gehalten werden, weshalb viele Brücken ertüchtigt oder gar erneuert werden müssen. Zusammen mit den übrigen Erhaltungsaufgaben werden in den nächsten Jahren viele Bauwerke anzupacken sein. Dank des Investitionshochlaufs stehen die dafür notwendigen Finanzmittel bereit.

Das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) hat die Investitionen in die Erhaltung der Bundesfernstraßen (Strecke + Brücke) in den vergangenen Jahren kräftig aufgestockt. Dieser Mittelaufwuchs hält weiter an. Wurden in 2018 bereits 3,9 Mrd. EUR in die Erhaltung des Netzes investiert, stehen für das Jahr 2019 insgesamt 4,1 Milliarden Euro Mittel bereit. Die Finanzplanung erhöht diesen Ansatz auf rd. 4,4 Milliarden Euro für das Jahr 2021 und für das Jahr 2022 sogar auf rund 4,4 Mrd. EUR. Einen wachsenden Anteil daran haben die Erhaltungsaufwendungen für die Bauwerke.

Gemäß der Erhaltungsbedarfsprognose sollen von diesen Mitteln in diesem Jahr (2019) rund 1,43 Milliarden Euro in die Brückenerhaltung fließen, 2020 rund 1,46 Milliarden Euro und 2022 rund 1,63 Milliarden Euro. Der Anteil der Erhaltungsaufwendungen ist damit im Begriff, auf etwa 40 % der Erhaltungsausgaben anzuwachsen, was vor Jahren noch als undenkbar galt, aber notwendig ist. Diese Mittel, sei es nun für Instandhaltungs- und/oder Verstärkungsmaßnahmen, Modernisierungen oder Ersatzneubauten, müssen sorgsam verplant und verbaut werden. Neben einem tiefen Fachwissen der beteiligten Akteure erfordert dies auch bautechnische Regelungen, die das Bewährte bewahren, aber auch genügend Raum für Weiterentwicklungen bieten. Hierbei kommt es neben der Evaluierung der neuen Generation der Eurocodes insbesondere auch auf die weitere Entwicklung von ZTV-ING etc., also der Bauherrenregelungen, an.

Sinnvoll ist es und so von der Struktur her vorgesehen, bei allen Regelungen zwischen denen der Planung, der Bauausführung und der Erhaltung sorgsam zu differenzieren. Der Bund hat daher die 3-Säulenordnung für Planung, Bauausführung und Erhaltung eingeführt (Bild 1).

Aufgrund der historischen Entwicklung ist diese programmatische Trennung bisher nicht durchgängig eingehalten. So finden sich viele planungsrelevante Regelungen in der ZTV-ING, die entsprechend der grundsätzlichen 3-Säulenordnung eigentlich in den Planungsteil und dort in die RE-ING gehören. Auf der anderen Seite werden viele Planungsregelungen und -vorschriften sowohl für die Entwurfsarbeit





Bild 1 Regelwerk des Bundes für den konstruktiven Ingenieurbau

Quelle: BMVI

als auch für die Baudurchführung benötigt, z. B. Regelungen für integrale Bauwerke, so dass sowohl RE-ING als auch ZTV-ING angesprochen sind und aufeinander abgestimmte Regelungen enthalten sollten, ohne unnötige Textredundanzen oder übermäßige Überschneidungen zu erzeugen. Darüber hinaus werden Planung und Bau ebenfalls von

Bemessungsfragen tangiert, weshalb Regelungen, die sich auf die Berechnung und Bemessung beziehen, z. B. Bemessung von Wellstahldurchlässen, statt verstreut in ZTV-ING-Teilen aufzutauchen, zukünftig im Teil Berechnung zu konzentrieren sind. Weiterhin bietet es sich an, die Richtzeichnungen, die sich als bildliche Darstellung der ZTV-ING-Regeln verstehen,

ebenfalls in das entstehende Gesamtwerk zu integrieren. Folglich müssen die vorhandenen Regelungen entsprechend der Säulenstruktur neu geordnet und neue Regeln entsprechend zugeordnet werden.

Damit Querverweise zwischen den einzelnen Teilen weitgehend entfallen und alle Teile bauvertraglich Wirkung entfalten können, werden alle Teile unter einem Dach vereinigt, womit sich der im Bild 2 dargestellte Aufbau (Darstellung mit Arbeitstiteln) ergibt. Ein horizontaler Abgleich von Einzelregelungen ist für eine widerspruchsfreie Gesamtdarstellung nötig, weshalb eine Horizontal Group eingezogen wird, die auch einen Abgleich zu den relativ autarken Regelungen aus dem Erhaltungsbereich herstellt (Bild 2).

### 3 Ausblick

Während die aktuellen Regelwerke für den Anwender vorerst im bekannten Format verbleiben und bis zur Umstellung zu beachten sind, durchforsten die Arbeitsgruppen (AG) der Koordinierungsausschüsse Entwurf (KoA Entwurf), Bau (KoA Bau) und Erhaltung (KoA Erhaltung) im Hintergrund gegenwärtig emsig die Regelwerke, sortieren und verlagern in einer zweiten Ebene Regelungen von ZTV-ING in RE-ING und bauen somit nach und nach die Kapitel des neuen Gesamtwerks auf. Gleichzeitig werden die Textinhalte von RE-ING, die eigentlich als Richtlinie formuliert wurden, in der Formulierung nunmehr vertraglich zugescharft und durch Randstrich wie bei ZTV-ING markiert. RE-ING und ZTV-ING

werden folglich Gleichberechtigte unter einem gemeinsamen Dach.

Somit entsteht eine klare vertragliche Einordnung des Regelwerks (§1 VOB/B) und letztlich ein Regelwerk für alle Planungsphasen bzw. für alle Bauphasen. Für Planer, Statiker und Bauleute gibt es dann nur noch ein Regelwerk bestehend aus den entsprechenden Fachkapiteln.

### Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten (RE-ING). 12/2017
- [2] Homepage der BAST, Download des aktuellen Stands der RE-ING: [https://www.bast.de/BAST\\_2017/DE/Ingenieurbau/Publikationen/Regelwerke/Entwurf/RE-ING.html](https://www.bast.de/BAST_2017/DE/Ingenieurbau/Publikationen/Regelwerke/Entwurf/RE-ING.html) (geprüft am 1.2.2019).
- [3] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen für Ingenieurbauten (ZTV-ING). 01/2018
- [4] Homepage der BAST, Download des aktuellen Stands der ZTV-ING: [https://www.bast.de/BAST\\_2017/DE/Ingenieurbau/Publikationen/Regelwerke/Baudurchfuehrung/ZTV-ING.html?nn=1818004](https://www.bast.de/BAST_2017/DE/Ingenieurbau/Publikationen/Regelwerke/Baudurchfuehrung/ZTV-ING.html?nn=1818004) (geprüft am 17.01.2019).
- [5] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): Richtzeichnungen für Ingenieurbauten (RiZ-ING). 12/2017



Bild 2 Organisation des Regelwerks des Bundes

Quelle: BMVI

# Die Maputo-Katembe-Brücke, das neue Wahrzeichen Mosambiks – Drei Bauverfahren bei der längsten Hängebrücke Afrikas

Dipl.-Ing. Joern Seitz, Dipl.-Ing. (FH) Martin Pohl  
GAUFF GmbH & Co. Engineering KG, Nürnberg / Maputo (Mosambik)

## 1 Einleitung

Mosambik befindet sich im Südosten Afrikas am Indischen Ozean und gilt mit seinen Bodenschätzen, fruchtbaren Böden und einer ca. 2.800 km langen Küste als eines der Länder mit dem größten ungenutzten Entwicklungspotenzial Afrikas. Trotz der guten wirtschaftlichen Wachstumszahlen der vergangenen Jahre schreitet die wirtschaftliche Entwicklung nur stockend voran.

Eines der Probleme für die weitläufigere Entwicklung ist die unzureichende Verbindung zwischen der Hauptstadt Maputo und dem Süden des Landes. Auch eine Verbesserung der weiterführenden Handelsroute nach Südafrika ist von großem entwicklungspolitischen Interesse. Durch die Erschließung des Südens wird ein Korridor an der Ostküste Afrikas geschaffen, der nach dem nationalen Masterplan Mosambiks vor allem touristische Infrastruktur beherbergen und weitere Arbeitsplätze

und Wirtschaftswachstum generieren soll. Das Schlüsselbauwerk dieser neuen Route ist die als klassische Hängebrücke ausgeführte Maputo-Katembe Bridge, s. Bild 1. Diese überspannt die Bucht von Maputo auf einer Länge von 680 m und ist die längste Hängebrücke von Afrika [1]. Sie löst damit die 520 m lange Matadi-Brücke in der Demokratischen Republik Kongo ab, die 1983 von japanischen Ingenieuren erbaut wurde.

Die Bauarbeiten in Maputo begannen Mitte 2014 und konnten nach 48 Monaten Bauzeit erfolgreich abgeschlossen und die Brücke an den Bauherrn – die mosambikanische Regierung – übergeben werden. Diese ist durch eine für dieses Projekt und den späteren Betrieb gegründete Gesellschaft *Empresa de Desenvolvimento de Maputo Sul, E.P.* (EDMS) vertreten. Die Bauausführung erfolgt durch die Firma *China Road and Bridge Corporation* (CRBC) mit Sitz in Peking (China), die auch für das gesamte Design verantwortlich war. Die gesamte Qualitätsüber-



Bild 1 Nordzufahrt und Hauptbrücke

Foto: GAUFF Engineering

wachung sowie die Verifizierung des Designs nach dem Eurocode für den chinesischen Entwurf lagen in der vertraglichen Verantwortung von GAUFF Engineering GmbH & Co. KG, Nürnberg. Dem Vertrag liegt das FIDIC Silver Book (EPC/Turnkey Projects) [2] zugrunde.

Der Bauherr war in der Anfangsphase vertreten und unterstützt durch die internationalen Berater Bechtel aus Amerika und COWI A/S aus Dänemark, deren Aufgaben im weiteren Verlauf des Projektes intern an GAUFF Engineering übertragen wurden.

## 2 Projekthistorie

Der ursprüngliche Entwurf von 2008 sah eine 4,3 km lange, aufgeständerte Fertigteilbrücke vor, die als Verlängerung der städtischen Umfahrungsstraße EN 1 die Bucht von Maputo gekreuzt und somit zweigeteilt hätte. Dadurch wäre ein Teil des schiffbaren nordwestlichen Bereiches der Bucht größeren Schiffen verwehrt gewesen.

Um dieses zu umgehen, entstand 2010 ein neuer Entwurf einer Schrägseilbrücke, positioniert an der engsten Stelle der Hafeneinfahrt und mit einem im Wasser errichteten Pylon. Hier befindet sich auch der internationale Seehafen Maputos, der 10 % des Umsatzes für das Land Mosambik erwirtschaftet. Die Hafenbehörde stimmte diesem Entwurf nicht zu und forderte Pylone an den beiden Ufern. Durch die Zunahme der Spannweite von ca. 420 m auf 680 m mussten die Höhen der Pylone angepasst werden. Da sich die Brücke aber direkt in der Einflugschneise des Internationalen Flughafens von Maputo befindet, wurde auch dieser Entwurf fallengelassen. Einen Überblick über die vielfältigen Bauweisen mit ihren Vor- und Nachteilen sind bei Svensson in [3] zusammengestellt.

Trotz Mehrkosten in Höhe von etwa 10 %, vor allem bedingt durch den höheren Materialaufwand und den schlechten Baugrund, wurde dem in 2011 von CRBC vorgelegten Entwurf ei-

ner klassischen Hängebrücke zugestimmt. Die Bauarbeiten für die Maputo-Katembe-Brücke begannen nach der Vertragsunterzeichnung 2011 im August 2014 (Bild 2).

Auch die ursprüngliche Finanzierung über den portugiesischen Staat war aus Gründen der seinerzeitigen Wirtschaftskrise nicht mehr möglich und somit wurde die Brücke inklusive der 184 km Anbindungsstraßen über die EXIM Bank of China finanziert.

## 3 Projektübersicht

Die Maputo-Katembe-Brücke beginnt im Norden auf einem unbebauten Hang mitten in der Stadt, von wo aus sie über Brücken und Rampen an das vorhandene Straßennetz angebunden ist. Um die international geforderte Durchfahrtshöhe von 60 m über der Bucht zu erreichen, waren beidseitig umfangreiche Vorlandbrücken erforderlich, die aufgrund der örtlichen Gegebenheiten in unterschiedlichen Baumethoden errichtet werden mussten.

Das gesamte Infrastrukturprojekt der Überführung setzt sich aus drei unterschiedlichen Brückenbauwerken zusammen:

- Vorlandbrücke im Norden (Freivorbau),
- Hauptbrücke (konventionelle Hängebrücke) und
- Vorlandbrücke im Süden (Fertigteilträger).

Die Länge der drei Brücken beträgt zusammen 3.011 m und besteht aus einer vierspurigen Fahrbahn mit zwei Fahrstreifen in jeder Fahrtrichtung.

Der Baugrund besteht aus den für die Küstenregion typischen Schichten mit Auffüllungen und Schlick in den oberen Lagen, Feinsand und Tonen und darunterliegenden Tonschichten. Die hohen Bauwerkslasten erfordern durch den schlechten Baugrund in Meeresnähe um-

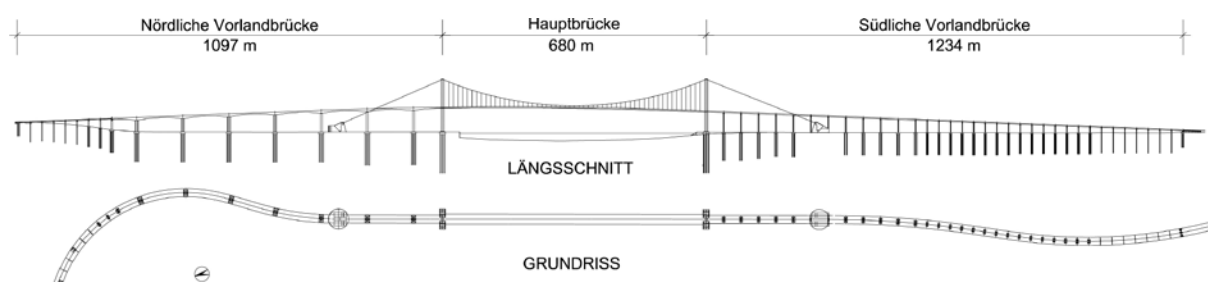


Bild 2 Projektübersicht mit den drei unterschiedlichen Brücken

Grafik: aus [4]

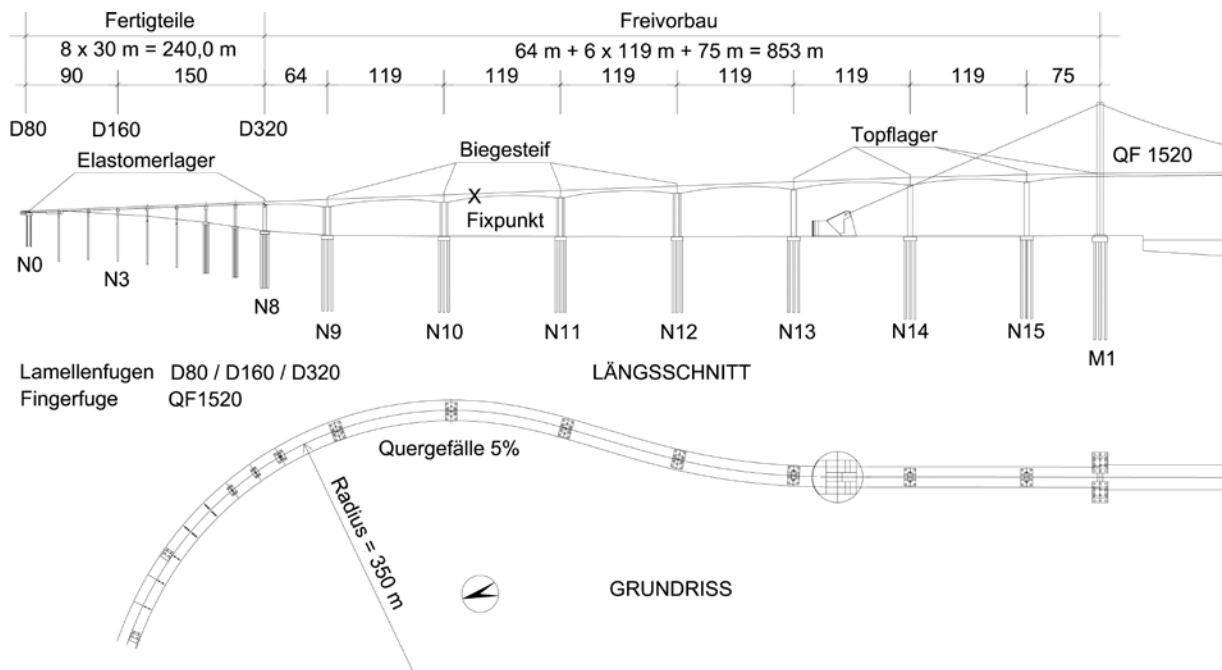


Bild 3 Nördliche Vorlandbrücke

Grafik: aus [4]

fangreiche Pfahlgründungen. Das Design unterliegt den chinesischen Vorschriften und wurde mit den Erkenntnissen der Baugrunduntersuchungen und deren systematischen Auswertungen kombiniert. Die Arbeiten für die Bodenaufschlüsse wurden ca. 2 Jahre vor den eigentlichen Bauarbeiten begonnen.

Die Gründungsarbeiten lassen sich für die 3 Brücken in 4 Abschnitte unterteilen:

- ❑ Vorlandbrücke Nord: 114 Pfähle, Durchmesser  $d = 1,50$  m oder  $2,00$  m, Länge  $L < 60$  m,
- ❑ Nord-Pylon: 24 Pfähle,  $d = 2,20$  m,  $L < 97$  m,
- ❑ Süd-Pylon: 24 Pfähle,  $d = 2,20$  m,  $L < 110$  m,
- ❑ Vorlandbrücke Süd: 169 Pfähle,  $d = 1,50$  m oder  $2,00$  m,  $L < 73$  m.

Insgesamt wurden 331 Pfähle abgeteuft und deren Tragfähigkeit unter Gebrauchslast reicht bis 15 MN. Die Rampen im Nordbereich für den Anschluss an die städtische Infrastruktur erforderten ebenso Pfahlgründungen in kleinerem Umfang.

### 3.1 Vorlandbrücke Nord (Maputo)

#### 3.1.1 Überblick Vorlandbrücke Nord

Die Gesamtlänge der nördlichen Vorlandbrücke beträgt 1.097 m (Bild 3). Durch das freie Baufeld in den ersten 240 m konnte die Brücke

aus  $8 \times 30$  m langen Spannbetonfertigteilträgern ausgeführt werden. Unter Berücksichtigung der vorhandenen Infrastruktur, wie der bestehenden städtischen und industriellen Bebauung, der Eisenbahnlinie und des internationalen Seehafens, wurde für die restlichen 853 m bis zum Pylon M1 die Baumethode des Freivorbaus gewählt, um möglichst wenig Berührungspunkte zu den Ansiedlungen zu schaffen. Die erste Spannweite des  $20,88$  m breiten Überbaus beträgt  $64,00$  m, gefolgt von sechs Abschnitten mit  $119,00$  m. Daran schließt sich das  $75,00$  m lange Verbindungsstück als Anschluss an den Nordpylon bzw. als Übergang zur Hauptbrücke an. Diese Freivorbaubrücke zählt mit zu den schwierigsten Ausführungen weltweit, da die Brücke durch die vorhandene Topographie mit einem Radius von  $350$  m gekrümmt und dadurch auch bis zu  $5\%$  quergegeneigt hergestellt werden musste. Das Längsgefälle der Brücke beträgt konstant  $3,8\%$ .

Die Neigung des Hanges, der auch als Zufahrt zur Brücke dient, liegt im Bereich vom Widerlager N0 bis zur Stütze N3 quer zur Fahrtrichtung. Aus diesem Grund sind die beiden rechten Fahrspuren bereits aufgeständert, während die beiden linken noch im eingeschnittenen Hang verlaufen und erst ab dem Widerlager N3 bis hin zur Stütze N8 als Fertigteilbrücke ausgeführt wurden.

#### 3.1.2 Fertigteilbrücke

Die ersten 5 Stützen von N1–N3 bestehen jeweils aus 2, bei N4 und N5 aus jeweils 4, runden Säulen mit einem Durchmesser von



Bild 4 Nördlicher Ankerblock, Brücke im Freivorbau und deren Stützen N13, N14 und N15

Foto: GAUFF Engineering

1,40 m. Die Stützen für N6 und N7 sind in ihrer Grundrissfläche  $8,00\text{ m} \times 1,80\text{ m}$  groß und massiv ausgeführt. Die Stütze N8 hat bereits eine Länge von über  $23,00\text{ m}$ . Sie ist mit den Abmessungen  $8,50\text{ m} \times 2,80\text{ m}$  und einer Wandstärke von  $0,50\text{ m}$  hohl ausgeführt. Die seitlich bis zu  $6,00\text{ m}$  auskragenden Stützenköpfe sind in Brückenquerrichtung zusätzlich vorgespannt.

Die für die nördliche Vorlandbrücke erforderlichen 60 Stück vorgespannten T-förmigen Fertigteile aus Spannbeton mit einer Länge von je  $30,00\text{ m}$  wurden auf einer eigens dafür errichteten Fertigungsstätte auf der Baustelle produziert. Der Überbau, der in den ersten 3 Feldern aus jeweils 5 parallel liegenden Trägern besteht, wurde auch im Bereich der beiden Stützen N1 und N2 in Längsrichtung monolithisch verbunden und als Durchlaufträger bemessen – ebenso die Auflager zwischen N3 bis zur Stütze N8, die aus jeweils 9 einzelnen Spannbetonfertigteilträgern bestehen.

Als Auflager an den Stützen wurden Elastomerlager verwendet. Bei den inneren Auflagern der Durchlaufträger können die auftretenden Kräfte durch Eigenverformung der Lager sowie durch Biegung der Stützen aufgenommen werden. Die Endauflager hingegen

wurden gleitend ausgebildet. Die Fahrbahnübergänge sind Lamellenfugen mit einem Bewegungsspielraum von  $80\text{ mm}$ ,  $160\text{ mm}$  und  $320\text{ mm}$  bei der Stütze N8, als Übergang zur Freivorbaubrücke.

### 3.1.3 Freivorbaubrücke

Der gevoutete und aus 2 Kammern bestehende Hohlkastenquerschnitt der  $853\text{ m}$  langen Freivorbaubrücke über den Stützen N08 bis N15 weist eine Höhe von  $8,00\text{ m}$  auf und verjüngt sich zur Feldmitte hin auf  $3,40\text{ m}$ . Das erste Segment 0 hat eine Länge von  $12,00\text{ m}$ , gefolgt von 7 Segmenten mit  $3,50\text{ m}$  und weiteren 7 Segmenten mit  $4,00\text{ m}$  bis hin zum Schlussegment mit  $2,00\text{ m}$  Länge.

Die Verbindung zwischen dem Unter- und dem Überbau wurde im Bereich von N9 bis N12 biegesteif ausgeführt und als Rahmen bemessen. Die Stützen bestehen aus zwei schlanken, hintereinander angeordneten,  $9,00\text{ m} \times 1,80\text{ m}$  messenden Scheiben mit einem lichten Abstand von  $4,80\text{ m}$ . Diese Konstruktion kann die auftretenden Längs- wie auch die durch die Krümmung entstehenden Querkräfte aufnehmen. Um die erforderliche Verankerung des Überbaus für die einzelnen Bauzustände zu gewährleisten, wurde das Segment 0 zusätzlich zur schlaffen Bewehrung mit vorgespannt-

ten und bis zu 20,0 m langen Gewindestäben in den Stützen verankert.

Bei den Stützen N13–N15 bis zum Pylon M1 (Bild 4) hingegen ist der Überbau auf Topflagern gelagert, die in Richtung des theoretischen Fixpunktes nahe der Stütze N10 ausgerichtet sind (Bild 3). Die Abmessungen der bis zu 54,14 m hohen Stützen betragen 9,6 m × 5,0 m, die Wandstärke weist 70 cm bzw. 100 cm auf.

Um auch hier die für die Bauzustände erforderliche Einspannung zu erhalten, wurden als Verbindung jeweils vier massive, schlaff bewehrte Sockel aus Beton ausgebildet, welche nach dem Lückenschluss wieder entfernt werden konnten. Die Last wurde dann von den bereits eingebauten Topflagern übernommen.

Nachdem der Beton 85 % der jeweils geforderten Endfestigkeit erreicht hatte, konnte mit den Vorspannarbeiten begonnen werden. Dabei wurde sowohl auf das Einhalten der Vorspannkraft geachtet wie auch die Längung der Spannglieder sichergestellt, die sich laut der Chinesischen Norm *Specification of Design of Highway Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Bridges and Culverts* im Bereich von  $\pm 6\%$  bewegen muss [5].

Als vertikale Vorspannung in den drei Wänden des Hohlkastens wurden im Abstand von 50 cm

jeweils zwei Gewindestangen mit einem Durchmesser von 32 mm, einer Streckgrenze von 785 MPa und einem E-Modul von  $2,0 \cdot 10^5$  MPa verwendet. Der Ausnutzungsgrad durfte 90 % nicht überschreiten. Für die Längs- und Quervorspannung des Hohlkastens wurde Spannstahl mit einem Durchmesser von 15,2 mm, einer Streckgrenze von 1.860 MPa und einem E-Modul von  $195 \cdot 10^5$  MPa verwendet, welcher auf 75 % vorgespannt wurde.

Um der zunehmenden Durchbiegung und Auskragung des Überbaues entgegenzuwirken, wurde die Schalung des Freivorbauwagens überhöht. Nach jedem fertiggestellten Element wurde die gesamte Brücke neu vermessen und mit den theoretisch errechneten Ergebnissen verglichen. Neben der Länge der Auskragung, dem jeweiligen E-Modul des Betons der fertigen Segmente, den Gewichten der Schalung (1.100 kN) und des Frischbetons sowie den Ergebnissen aus der Vermessung wurde die erforderliche Schalungsüberhöhung des nachfolgenden Segmentes ermittelt.

## 3.2 Hängebrücke

### 3.2.1 Pylone

Die Überführung über die 680 m breite Hafeneinfahrt wurde mit einer klassischen Hängebrücke aus Stahlsegmenten realisiert (Bilder 7



Bild 5 Pylon mit ca. 137 m Höhe mit dem unteren und oberen Querriegel im Bauzustand

Foto: GAUFF Engineering



Bild 6 Verankerungsblock Süd mit ca. 27 m Höhe über Gelände

Foto: GAUFF Engineering

und 8). Die Zugkräfte der Hauptkabel werden auf beiden Seiten der Bucht jeweils über einen massiven Schwergewichtsankerblock abgetragen.

Über Gelände sind die beiden Pylone 137,10 m (Nord) und 138,10 m (Süd) hoch, A-förmig ausgebildet und in ihren Außenabmessungen 7,00 m lang und 5,00 m breit. Sie weisen eine Wandstärke von 80 cm bis zu 120 cm auf. Von dem höchsten Bemessungswasserstand aus beträgt die Pylonhöhe auf beiden Seiten 141 m. Die Querneigung der Pylone ist nach innen gerichtet und liegt bei 3,7 %. Für die erforderliche Stabilität sorgen die beiden 6 m hohen, in Querrichtung vorgespannten Riegel. Der untere dient in einer Höhe von 56,90 m bzw. 47,10 m ebenso als Auflager für die Fahrbahn (Bild 5). In den innen hohl ausgebildeten Pylonstielen wurden auf einer Seite durchgängig eine Treppe und auf der anderen ein Aufzug zu Wartungszwecken eingebaut.

### 3.2.2 Schwergewichtsankerblock

Die beiden Ankerblöcke sind, abgesehen von den unterschiedlichen Gründungstiefen, baugleich und weisen jeweils einen äußeren Durchmesser von 50,00 m auf (Bild 6). Im Norden war eine Aushubtiefe von 17,50 m und im Süden, bedingt durch die wesentlich schlechtere Baugrundbeschaffenheit, eine Tiefe von

37,50 m erforderlich. Die Wanddicke der Primär- und Sekundärlamellen beträgt 1,20 m, die Elementlänge bis zu 8,14 m, und diese wurden 56,00 m tief in den Tonstein abgeteuft. Zusätzlich wurden parallel zum Aushub sechs jeweils 3,00 m hohe und von 1,50 m bis 2,50 m breite Aussteifungsringe betoniert.

Nach Fertigstellung der 6,00 m starken Fundamentplatte wurde der Verankerungsschacht mit 2,00 m dicken Wänden in Quer- und Längsrichtung ausgesteift. Zwölf der dadurch entstandenen 24 Waben sind mit Beton bzw. Sand verfüllt, wobei die verbleibenden zwölf mit Decken aus Stahlbetonfertigteilen in Form von Elementdecken verschlossen wurden. Diese dienten dann ebenso als Schalung für die abschließende bis zu 8,00 m starke Kopfplatte des Ankerblockes.

Der oberirdische Teil des Ankerblockes besteht auf der der Hängebrücke abgewandten Seite aus einem massiven Block aus Beton, in welchen die bis zu 151 MN Zugkraft des Hauptkabels über Stahlträger verankert sind, sowie zwei Pfeilern, welche als Auflager für die beiden Aufspleißsättel dienen. Im Anschluss wurden diese beiden Bauteile jeweils mit zwei längs verlaufenden Wänden sowie einer Decke ausgesteift und miteinander verbunden.



### 3.2.3 Hauptbrücke aus Stahl (Hängebrücke)

Die Herstellung aller Stahlbauteile begann im Frühjahr 2016 in China. In den Werken wurden diese Arbeiten durch die firmeneigenen Qualitätsabteilungen der Hersteller, beauftragte Drittfirmen und auch von GAUFF Engineering ständig überwacht. Die Stahlbauteile waren für die unterschiedlichsten Gewerke anzufertigen, wobei die Fabrikationsanlagen bis zu 3.000 km entfernt voneinander lagen. Bei der Produktion handelte es sich hauptsächlich um Seile, Kabel, Umlenk- und Aufspleißsättel, Hänger und die eigentlichen 57 Stahlsegmente für die Hängebrücke. Diese waren 25,60 m breit und 12,00 m lang bei einer Höhe von 3,00 m und wurden vor dem Schifftransport nach Maputo im Herstellerwerk probeweise in ganzer Länge zusammengebaut, um die Maßgenauigkeit auf der Baustelle mit den schwierigen Arbeiten über der Bucht zu gewährleisten.

Auf der Seite von Maputo bzw. Katembe liegen die verbundenen Stahlsegmente der Brücke auf dem unteren Querriegel der Pylone auf. Die vertikalen und horizontalen Lasten werden von je zwei Topflagern getragen. Diese haben eine Tragfähigkeit von 2,50 MN (vertikal) bzw. 4,50 MN (horizontal). Beide Lagertypen sind auf eine horizontale Bewegungsmöglichkeit von  $\pm 760$  mm und für eine Querbewegung von bis zu  $\pm 50$  mm ausgelegt (Bild 7).

Die auftretenden dynamischen Beanspruchungen in horizontaler Richtung aus Wind und Erdbeben werden über zwei Dämpfer je Seite mit einer aufnehmbaren Kraft von 700 kN auf einer Länge von  $\pm 550$  mm gedämpft. Die verbleibende horizontale Bewegung wurde als horizontale Kraft in der Bemessung der Pylone angesetzt.

Als Fahrbahnübergang zur nördlichen sowie auch südlichen Vorlandbrücke wurden Finger-

fugen mit einem Bewegungsspielraum von bis zu 1.520 mm eingesetzt.

Die orthotrope Fahrbahnplatte der Hängebrücke ist in  $2 \times 16,00$  m und  $54 \times 12,00$  m lange Einbauabschnitte unterteilt. Die Verbindungsstöße der innenliegenden, längsverlaufenden Aussteifungen wurden im Deckenbereich mit vorgespannten Schraubverbindungen ausgeführt und im seitlichen und unteren Bereich verschweißt – wie auch die umlaufenden Verbindungen zwischen den  $56 + 2$  Stahlsegmenten, s. Bild 10 in Abschnitt 3.2.7. Als Stahlgüte für die Brückenkonstruktion wurde Q345C (GB) nach chinesischer Bezeichnung gewählt. Dieser Stahl stellt ein Äquivalent zu S355JR gemäß der europäischen Klassifizierung dar. Jedes Hohlkastenelement weist im Deckenbereich eine Blechstärke von 14 mm, an den Wind-Fairings 8 mm und im Bodenbereich von 10 mm auf.

### 3.2.4 Umlenk- und Aufspleißsättel

Vor dem Beginn des Einbaues der Tragkabel mussten die Umlenkpunkte mit den Hauptsätteln auf der Pylonspitze sowie in den Aufspleißsätteln in den Ankerblöcken eingerichtet werden. Um den Biegespannungen entgegenzuwirken, die durch das zunehmende Gewicht beim Einbau der Stahlsegmente in den beiden Pylonen entstanden, wurden die beiden Hauptsättel auf der Pylonspitze gleitend ausgebildet. Sie konnten bis zu 1,60 m horizontal verschoben werden und somit die Verformungen ausgleichen. Die Aufspleißsättel der Ankerblöcke – auf der zugewandten Seite zur Hängebrücke – hingegen sind gelenkig gelagert und konnten die Winkeländerungen der Kabel ausgleichen.

### 3.2.5 Kabel

Die Tragkabel in einer eingebauten und endgültigen Länge von 1.317,3 m wurden in China produziert und auf großen Transporttrommeln

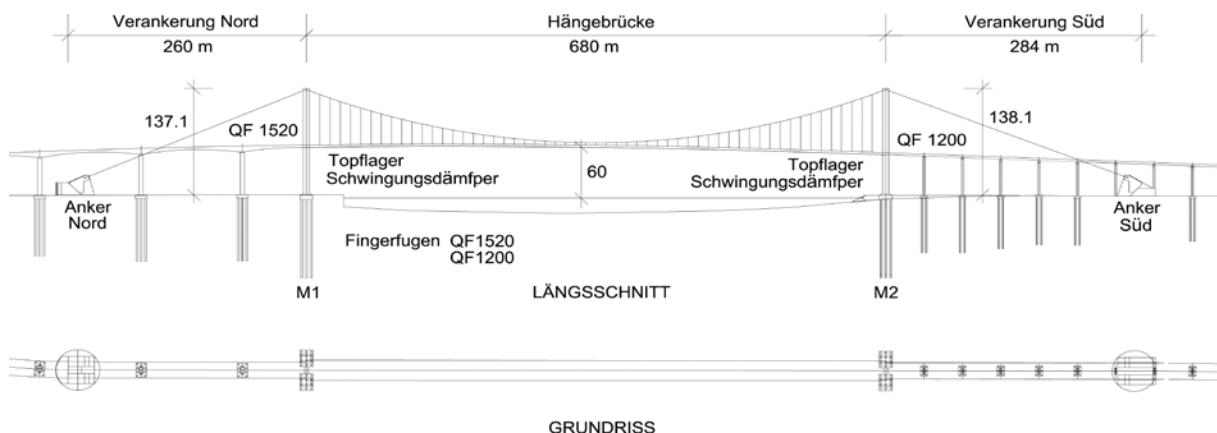


Bild 7 Hauptbrücke als konventionelle Hängebrücke mit 680 m lichter Weite

Grafik: Martin Pohl



Bild 8 Stahlbrücke von Nord nach Süd über der Kaianlage des internationalen Hafens

Foto: GAUFF Engineering

nach Maputo verschifft. Die Kabel bestehen aus 91 vorgefertigten Litzenbündeln, die wiederum aus 91 einzelnen, parallel liegenden Stahldrähten mit jeweils 5 mm Durchmesser bestehen, s. Bild 9. Sie sind aus hochfesten,

galvanisierten Drähten mit einer Zugfestigkeit von 1.680 MPa gefertigt.

Nachdem ein erstes Seil als Pilotseil aus Nylon per Boot über die Bucht gezogen wurde, konn-



Bild 9 Montagearbeiten der Hauptkabel vom Catwalk aus

Foto: GAUFF Engineering

ten die im Durchmesser stetig zunehmenden Stahlseile eingezogen werden. Nach dem Bau eines „Catwalk“ sowie eines großen Schleppliftes wurden die einzelnen Kabelbündel installiert und deren Litzen wiesen nicht nur einen hexagonalen Querschnitt auf, sondern wurden auch als solcher angeordnet und über 27 Einzelträger aus Stahl sowie 32 Doppelträger in den Ankerblöcken rückverankert. In weiterer Folge wurden die einzelnen Litzen des Tragkabels mit Hilfe eines Verdichtungsgerätes in eine runde Form gerüttelt und bis zum Einbau der Klemmen temporär mit Stahlbändern fixiert.

### 3.2.6 Klemmen und Hänger

Der Außendurchmesser der Hauptkabel beträgt 509 mm. Sie werden mit je 103 Kabelklemmen über der Bucht in Form gehalten, von diesen dienen 57 dabei der Aufhängung der Stahlsegmente. Die Halbschalen sind vertikal über bis zu 16 Stahlbolzen M36 je Klemme verbunden und wurden mit 450 kN nach einer genau festgelegten Reihenfolge vorgespannt. Die Längen der Hänger variieren zwischen 2,70 m in der Brückenmitte und bis zu 73,25 m in unmittelbarer Nähe der Pylone. Sie bestehen aus 63 bzw. auch 71 einzelnen Litzen und sind, abgesehen von der zweischaligen 8 mm dicken Kunststoffummantelung, von Material und Bauart identisch mit den Tragkabeln. Der

Anschluss an die Hänger sowie an die Stahlsegmente erfolgt über eine Bolzenverbindung und wurde je nach Länge des Hängers nur einachsrig oder auch zweiachsrig beweglich ausgeführt.

### 3.2.7 Stahlsegmente der Brücke

Die einzelnen bis zu 150 t schweren Stahlsegmente wurden mit dem Schiff von Shanghai in den Hafen von Maputo direkt unter der zu errichtenden Brücke angelandet und vom Schiffsdeck innerhalb von vier Wochen im Oktober 2017 nach oben aufgehängt (Bild 10), wo dann nach weiteren Vorbereitungen die umfangreichen mehrmonatigen Schweißarbeiten beginnen konnten.

Das Heben und Positionieren der Einzelsegmente erfolgte mit einem Kabelkran, der nicht nur horizontal und vertikal bewegt werden konnte, sondern auch Drehungen der einzelnen Segmente von 360° ermöglichte. Die Stahlsegmente wurden von der Mitte aus symmetrisch installiert. Da sich mit zunehmendem Baufortschritt das Gewicht der Brücke, die Form der Tragkabel und somit auch der Winkel der einzelnen Segmente untereinander veränderten, wurden diese temporär im Deckenbereich gelenkig miteinander verbunden. Nachdem alle Segmente installiert waren, konnte mit den Schweißarbeiten an den

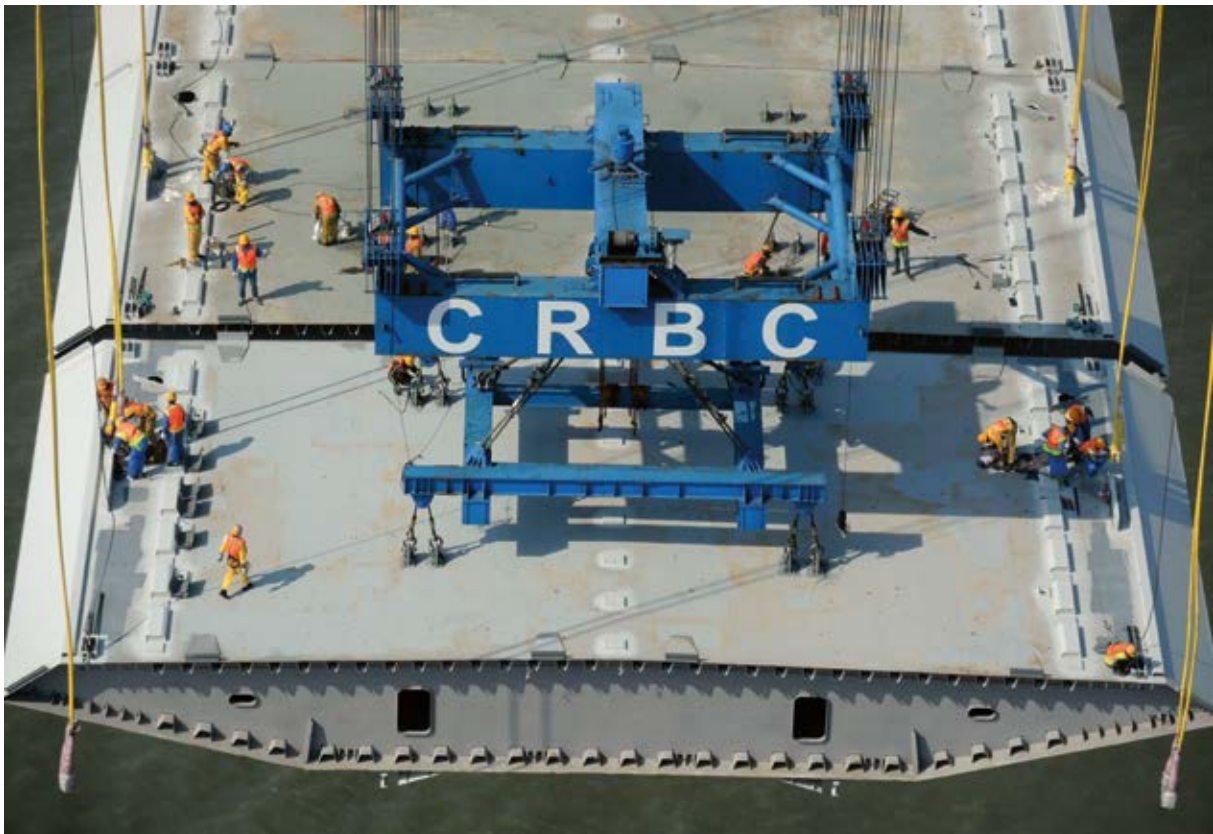


Bild 10 Einbau eines angehobenen Stahlsegmentes an das bestehende Brückenteil

Foto: GAUFF Engineering

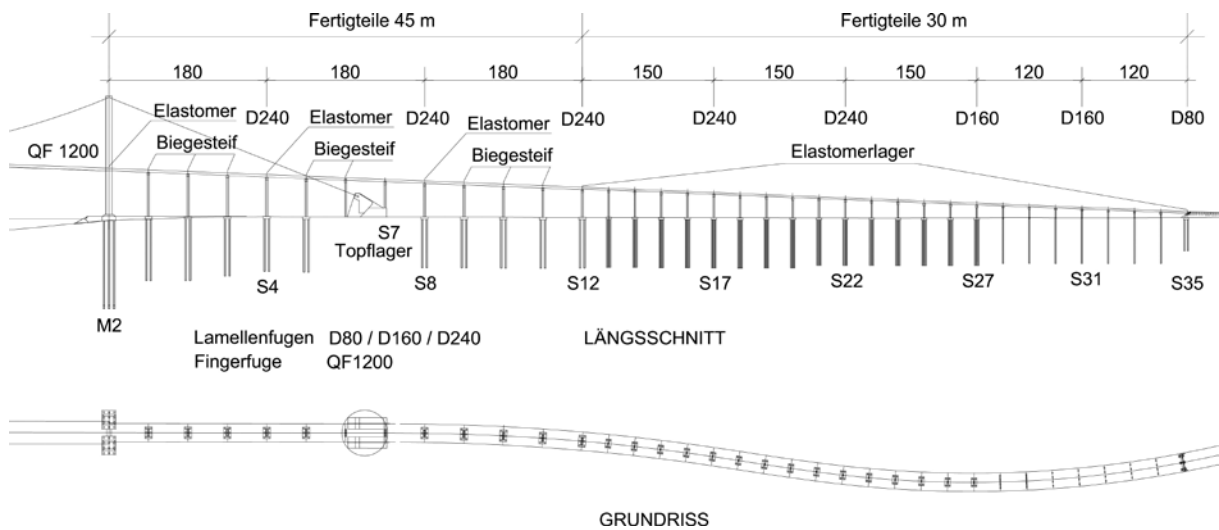


Bild 11 Südliche Vorlandbrücke mit eine Länge von 1.234 m

Grafik: Martin Pohl



Bild 12 Südliche Vorlandbrücke – System mit Fertigteilträger  
Foto: GAUFF Engineering

57 Segmenten begonnen werden, wobei sich die chinesischen Normen bezüglich der Schweißarbeiten, der zerstörungsfreien Prüfungen wie auch bei dem Regelwerk für die mehrfachen Beschichtungen an den europäischen Vorschriften orientieren.

### 3.3 Vorlandbrücke Süd (Katembe)

#### 3.3.1 Überblick Vorlandbrücke Süd

Aufgrund der spärlich besiedelten Südseite in Katembe im Bereich der Brücke konnten die Stützenabstände auf 30 m und auf 45 m bemessen werden, die eine kostengünstige und einfache Ausführung aus vorgespannten Fertigteilträgern ermöglichte (Bild 11). Um durch das gleichmäßige Längsgefälle von 4 % und die gewählten Spannweiten die erforderliche Höhe zur Überfahrt zu erreichen, waren 34 Stützen sowie ein Widerlager erforderlich.

Die Stützen S1 bis S5 mit einer Länge bis 50 m haben Außenabmessungen von 9,00 m × 2,80 m, sind innen hohl (Wandstärke 50 cm) und haben in halber Höhe eine Queraussteifung. Die Stützen S6 bis S12 sind baugleich, aber in ihren Abmessungen auf 2,50 m Breite reduziert. Die Stützen S13

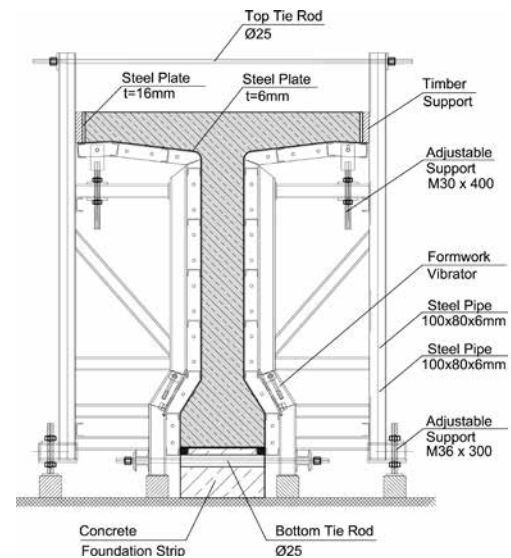


Bild 13 Fertigteilträger L = 30 m für die Vorlandbrücke Süd; Schalung (links) und Querschnitt (rechts)

Foto: GAUFF Engineering; Grafik: Martin Pohl

bis S27 hingegen sind rechteckige, massiv ausgebildete Betonstützen mit Abmessungen von 8,00 m × 1,80 m, gefolgt von den sieben verbleibenden Stützen S28 bis S34, die ebenfalls massiv mit jeweils vier runden Säulen mit einem Durchmesser von 1,40 m gebaut wurden.

Um die erforderliche Auflagerbreite des 20,88 m breiten Überbaus zu erreichen, sind die Stützen mit einem Stützenkopf versehen (Bild 12), der auch – wie bei der nördlichen Vorlandbrücke – in Querrichtung vorgespannt werden musste.

### 3.3.2 Überbau und statisches System

Die südliche Vorlandbrücke wurde im Bereich der 45,00 m langen vorgespannten Stahlbetonfertigteilträger in insgesamt 3 Abschnitte zu je 4 × 45,00 m = 180,00 m als Portalrahmen unterteilt, wobei die Verbindungen zwischen den Stützen und den Fertigteilträgern monolithisch hergestellt wurden. Bei den Stützen S4, S8 und S12 jedoch sind die Träger auf Elastomerlager aufgesetzt und die Fahrbahn mit Dehnfugen ausgerüstet. Eine Besonderheit stellt die Stütze S7 dar, da diese nicht nur auf dem südlichen Ankerblock positioniert ist, sondern dadurch auch in ihrer Länge um 10,0 m kürzer ist als die benachbarten Stützen. Aus diesem Grund ist der Überbau auf Topflagern gelagert, um die horizontalen Bewegungen aufnehmen zu können.

Der Überbau mit den 30,00 m langen Spannweiten wurde in drei Abschnitte zu je 5 × 30,00 m = 150,00 m sowie in zwei Abschnitte mit 4 × 30,00 m = 120,00 m unterteilt und ebenfalls als Durchlaufträger bemessen. Für die Auflager der vorgespannten Stahlbetonträ-

ger wurden an jedem Stützenkopf Elastomerlager verbaut. Diese mussten, wie bei der nördlichen Vorlandbrücke beschrieben, bei den Endauflagern gleitend ausgebildet werden. Die Fahrbahnübergänge der südlichen Vorlandbrücke wurden ebenfalls mit Lamellenfugen ausgebildet, die je nach Überbaulänge bis zu 240 mm Bewegung zulassen.

### 3.3.3 Vorgespannte Fertigteilträger

Der Überbau besteht aus jeweils neun nebeneinander liegenden vorgespannten Fertigteilträgern. Für die ersten zwölf Felder waren insgesamt 108 Stück der 45 m langen Träger erforderlich, gefolgt von 23 Feldern mit 207 Trägern mit 30 m Länge. Letztere weisen eine Höhe von 2,00 m mit einer Breite von 1,60 m auf, wobei die 45 m langen T-Träger mit einer Höhe von 2,70 m bemessen wurden, s. Bild 13. Zusätzlich sind, um die auftretenden Torsionskräfte aufnehmen zu können, quer zur Fahrtrichtung jeweils fünf bzw. sieben Querwände vorgesehen.

## 4 Besonderheiten

### 4.1 Beton

Im Süden von Afrika findet im 2-Jahresrhythmus der FULTON Award statt – ein internationaler Wettbewerb, bei dem außergewöhnliche Bauwerke und Neuentwicklungen in der Bauindustrie – vor allem beim Beton – eingereicht, beurteilt und ausgezeichnet werden. Im Jahr 2017 hatte die Baustelle für den eigens entwickelten Beton mit einer äußerst hohen Beständigkeit bzw. Dauerhaftigkeit den Technologiepreis gewonnen und wird auch bei dem

Wettbewerb in 2019 mit dem Gesamtbauwerk in der Kategorie von Bauwerken über 100 Mio. Rand (< 6,6 Mio. €) teilnehmen.

Das Bauwerk hat eine vertragliche Lebensdauer von 100 Jahren zu erfüllen und aus diesem Grund wurde dem Beton von Anfang an höchste Beachtung geschenkt. Zur Sicherstellung der Qualität des auf der Baustelle hergestellten Betons wurden Betonwürfel nach 3, 7, 28, 90 und nach 365 Tagen abgedrückt, um u. a. die Betondruckfestigkeit in der zeitlichen Entwicklung zu überprüfen [6], [7].

Durch Zugabe von Betonverflüssiger ergaben die Setzversuche Werte um 20 cm, sodass der Beton ohne Schwierigkeiten bis ca. 140 m hoch auf die Spitze des Pylons gepumpt werden konnte, was für südafrikanische Verhältnisse einen Rekord darstellte.

Als weitere Besonderheit der entwickelten Betonrezepturen ist der bis zu 40 % hohe Anteil an Flugasche zu nennen. Der Vorteil daraus, besonders für den Frischbeton, liegt in der Verbesserung der Verarbeitbarkeit, in dem Rückgang des Wasserbedarfs und einer geringfügigen Verzögerung der Abbindezeit. Für den erhärteten Beton liegen die Hauptvorteile in einer massiven Verringerung der CO<sub>2</sub>-Emissionen um ca. 35 %, einer besseren Festigkeitsentwicklung und in einer Reduzierung der Produktionskosten um ca. 10 %. Weitere Vorteile sind die Verbesserungen der Beständigkeit gegenüber Chloridangriffen und Sulfat, eine Verfeinerung der Porenstruktur, die Reduzierung der Durchlässigkeit und die Verzögerung der Alkali-Kieselsäure-Reaktion. Ein zusätzlicher Nutzen bei der Zugabe von Flugasche ist die Verringerung der bei der exothermen Reaktion entstehenden Wärme um 20 %, was bei Massenbeton von großer Bedeutung ist. Um das Risiko von durch thermische Spannungen entstehenden Rissen zu verringern, wurden ergänzend auch Kühlrohre im Beton bei entsprechend großen Betonmengen eingebaut, was besonders während der heißen Jahreszeit zwingend erforderlich war.

Umfangreiche Kernbohrungen im Beton erfolgten im Juli 2018 an

Bauwerksteilen des gesamten Infrastrukturprojektes, die seit dem Beginn in 2014 bis zur Fertigstellung in 2018 erstellt wurden, um die Dauerbeständigkeit nachträglich in Laboruntersuchungen zu bestätigen. Auf dem Gebiet der Untersuchungen und Nachweise und auch bei den Richtlinien für diese Verfahren, z. B. *Durability Index Testing nach SANS 3001-C03* [8], hat Südafrika weltweite Anerkennung erlangt – besonders die Universität in Cape Town, mit der die Baustelle zusammengearbeitet hat. Beispielhaft sind in Tabelle 1 Untersuchungsergebnisse von Laborversuchen von bis zu 3 ½ Jahre altem Beton wiedergegeben, aus denen die überragende Beständigkeit des Betons ersichtlich ist [9].

Das Gesamtvolumen des eingebauten Betons beträgt mehr als 340.000 m<sup>3</sup>. Insgesamt wurden zur Qualitätskontrolle 51.600 (!) 15er Betonwürfel hergestellt und in den zertifizierten zwei Baustellenlaboren abgedrückt. Mit nur 15 Würfeln, die die erforderliche Druckfestigkeit nicht erreichten, ist die Betonqualität für die Lebensdauer des Bauwerks bestens gewährleistet.

Tabelle 1 Laborergebnisse von Kernbohrungen nach SATCC „Durability“ [8]

KATEMBE DURABILITY INDEX TESTING SANS 3001-C03							
ELEMENT	OPI MEAN	Oxygen Permeability Index				COV %	S.D
		1	2	3	4		
Anchor Block	10,46	10,31	10,34	10,49	10,69	1,66	0,17
Pylon Tie Beam	11,27	11,11	11,46	9,23**	11,24	1,57	0,18
28 Day Cube	10,97	11,04	10,89	10,91	11,03	0,72	0,08
S16 Pile Cap	10,89	10,94	10,81	10,82	10,99	0,82	0,09
** Outlier result. Specimen result rejection due to oxygen leakage							
ELEMENT	Sorptivity Mean	Sorptivity				COV %	S.D
		1	2	3	4		
Anchor Block	4,24	6,01	2,99	4,19	3,78	30,15	1,28
Pylon Tie Beam	5,01	6,25	5,7	3,71	4,38	23,34	1,17
28 Day Cube	4,02	4,29	3,83	4,24	3,72	7,14	0,29
S16 Pile Cap	4,65	4,72	4,91	4,55	4,42	4,57	0,21
ELEMENT	CC Mean	Chloride Conductivity				COV %	S.D
		1	2	3	4		
Anchor Block	0,40	0,33	0,44	0,44	0,37	13,79	0,05
Pylon Tie Beam	0,23	0,2	0,22	0,25	0,26	11,84	0,03
28 Day Cube	0,92	0,81	1,02	0,88	0,98	10,34	0,10
S16 Pile Cap	0,70	0,53	0,83	0,54	0,88	26,75	0,19
Suggested ranges for durability classification using index values Research monograph no.2 MG Alexander, JR Mackechnie, Y Ballim							
Durability Class	OPI (Log scale)	Sorptivity (mm/v h)		Conductivity (mS/cm)			
Excellent	>10,0	<6		<0,75			
Good	9,5 - 10,0	6 - 10		0,75 - 1,5			
Poor	9,0 - 9,5	10 - 15		1,5 - 2,5			
Very Poor	<9,0	>15		>2,5			
SANRAL Durability Specifications Extracts from Table 6000/1 Concrete Durability Specification Targets							
Durability Class	OPI (Log scale)	Sorptivity (mm/v h)		Conductivity (mS/cm) 50mm			
Carbination induced Corrosion	> 9,6 min 9,2	<10,0 max 10,0					
Chloride induced Corrosion				<1,10			

## 4.2 Belastungsversuche von zwei unterschiedlichen Brücken

### 4.2.1 Grundlagen

Sowohl für die klassische Hängebrücke, wie auch für die nördliche Vorlandbrücke waren Belastungsversuche erforderlich. Das dreidimensionale linear-elastische FE-Modell der beiden Brücken, auf dem das ursprüngliche Design beruht, wurde im Laufe der Bauausführung kontinuierlich den tatsächlichen Gegebenheiten angepasst. Neben Änderungen in der Ausführung wurden vor allem die theoretisch angenommenen Materialkennwerte des Modells mit tatsächlichen Untersuchungsergebnissen, z. B. von dem Beton für die Vorlandbrücke ersetzt, um möglichst realitätsnahe Ergebnisse zu erhalten. Durch die Belastungsversuche sollte dann bestätigt werden, dass das tatsächliche Verhalten der Brückenkonstruktion dem des Berechnungsmodells entspricht.

Vor den Versuchen erfolgte eine Null-Messung der beiden Brücken. Auf diese wurden dann die Verformungen aus den unterschiedlichen Versuchsreihen bezogen und abgeleitet. Um die Zug- und Druckspannungen in der Konstruktion selbst messen zu können, wurden sowohl bei der Hängebrücke als auch an den Freivorbaubrücken mehrere hundert Dehnmessstreifen installiert, um über die durch zusätzlich aufgebrachte Last verursachten Spannungsveränderungen auf den Bauteiloberflächen Rückschlüsse auf die maximalen Feld- wie auch Stützmomente zu erhalten.

Parallel dazu wurden beide Brücken und besonders bei der Hängebrücke sämtliche Bauteile – wie die Stahlsegmente und vor allem Schweißverbindungen, Lager, Tragkabel, Umlenk- und Aufspießsättel –, Asphaltoberflächen sowie Betonoberflächen visuell inspiziert. Dieses wurde zwischen den statischen und dynamischen Versuchen sowie am Ende der Versuchsreihe wiederholt, um Einflüsse aus der Belastung auf die Tragkonstruktion zeitnah feststellen zu können. Die Versuche an der Hängebrücke erfolgten nachts, die an der Freivorbaubrücke tagsüber.

Entsprechend den chinesischen Spezifikationen JTG/T J21-01 2015 *Load Test Methods for Highway Bridge* [5] wurden im Berechnungsmodell die ungünstigsten Lastfallkombinationen aus einer Gleichlast von 10,5 kN/m sowie einer Einzellast von 360 kN ermittelt. In Abhängigkeit von der jeweiligen Spannweite und der Anzahl der Fahrstreifen konnten diese Lasten über Kombinationsbeiwerte abgemindert

werden. Die so berechneten Maximalwerte der Einflusslinie werden als *Design Load Effect* bezeichnet.

In weiterer Folge wurden diese definierten Lasten durch gezieltes Positionieren von 3-achsigen Lkw mit je 25 t Gesamtgewicht im Modell ersetzt, um möglichst wirklichkeitsgetreue Testbedingungen auch praktisch nachbilden zu können. Die daraus ermittelten Einflüsse auf die Brückenkonstruktion werden als *Test Load Effect* bezeichnet.

Laut der chinesischen Norm [5] wird der *Design Load Effect* zum *Test Load Effect* ins Verhältnis gesetzt und muss dabei einen Wert von 0,85–1,05 erreichen. Dieser Wert wird als Belastungseffizienz bezeichnet.

Die Be- wie auch die Entlastung der Brücke im Rahmen der Versuche wurde in jeweils drei Schritten durchgeführt: Messung ohne Belastung (Nullmessung), dann mit 1/3 der Last, 2/3 der Last, der Gesamtlast (3/3) und danach wieder in dem unbelasteten Zustand. Bei einer Abweichung von >5 % der tatsächlichen zu den theoretisch berechneten Messergebnissen mussten die Belastungsproben bis zur Klärung der Abweichung eingestellt werden.

### 4.2.2 Hängebrücke

Trotz der tagsüber recht kühlen Winterperiode in Maputo können sich die Temperaturunterschiede zwischen Tag und Nacht stark voneinander unterscheiden und besonders bei Stahlbauteilen signifikante Unterschiede in den Messungen verursachen. Daher wurden die Belastungsversuche für die Hängebrücke ausschließlich während der Nachtstunden durchgeführt, s. Bild 14. Damit war ein maximaler Unterschied von 4 °C während der jeweiligen Belastungssituationen sichergestellt.

Aufgrund der geografischen Lage der Brücke am Indischen Ozean sowie der Höhe des Überbaus in 60,00 m sah man sich täglich heftigen Windbewegungen gegenüber, weshalb eine maximale Windgeschwindigkeit von max. 10 m/s während der Messungen für die Versuche zugelassen war. Die Temperatur sowie die Windgeschwindigkeiten wurden in 20-Minuten-Intervallen gemessen bzw. protokolliert, um bei Überschreitungen der Messtoleranzen unvorhergesehene Einflüsse auch noch im Nachgang ableiten und beurteilen zu können.

Bei der Hängebrücke wurden elf Belastungssimulationen mit bis zu 56 3-achsigen Lkw mit einem Gesamtgewicht von jeweils 25 t durch-



Bild 14 Belastungsversuch der Hauptbrücke mit 56 Lkw zu jeweils 25 t in der Nacht

Foto: GAUFF Engineering

geführt. Diese wurden in vier unterschiedlichen Fahrbahnbereichen bei  $L/2$ , 5  $L/8$ , 3  $L/4$  und 7  $L/8$  – mit  $L$  = Spannweite der Hauptbrücke – angeordnet. Aufgrund der nahezu symmetrischen Bauweise der Brücke waren die unterschiedlichen Belastungen nur auf einer Seite in Längsrichtung erforderlich (südlicher Teil).

Es ergaben sich elastische Durchbiegungen der Fahrbahn bis zu 1,15 m (!) sowie eine Verformung der Pylone zur Brückenmitte um 10,85 cm.

#### 4.2.3 Freivorbaubrücke

Die Belastungsversuche der Freivorbaubrücke erfolgten jeweils in den beiden Bereichen N8–N9 und N15–Pylon M1 sowie in drei Hauptfeldern (N9–N10, N12–N13 und N14–N15). Sie konnten ohne negative Beeinflussung durch z. B. Temperaturunterschiede, Sonneneinstrahlung etc. tagsüber mit dem zuvor beschriebenen Ablauf durchgeführt werden. Die Verformungen der Brücke wurden an 28 verschiedenen Längspositionen jeweils auf der Asphaltoberfläche an den äußeren Fahrbahnrändern gemessen. Die elastischen Verformungen betragen bis zu 12,5 mm.

Der Abschlussbericht liegt aus Zeitgründen noch nicht vor und da an zwei weiteren Brü-

cken (stark gekrümmte Rampe im Norden und Fertigteilbrücke Süd mit den 45 m langen Trägern) aufgrund von deren ungewöhnlichen Abmessungen dynamische Versuche nach dem Verfahren BRIMOS [10] vorgesehen sind, wird über die Ergebnisse der drei Versuche an anderer Stelle gesondert berichtet werden.

### 4.3 Entfeuchtungsanlage

Für die Lebensdauer einer Hängebrücke sind die Tragkabel und somit deren Korrosionsschutz von ausschlaggebender Bedeutung [11]. Vor allem begünstigt durch das vorherrschende maritime Klima und bedingt durch die Lage an der Küste und der daraus resultierenden relativen Luftfeuchtigkeit von i. M. ca. 76 % in den Monaten Oktober bis April hat man sich bei der Maputo-Katembe-Brücke für eine permanent arbeitende Entfeuchtungsanlage entschieden. Weltweit sind derzeit nur 27 Brücken mit einer vergleichbaren Anlage in Betrieb.

Um jeglicher Korrosion in den Kabeln entgegenzuwirken, reduziert das Entfeuchtungssystem die relative Luftfeuchtigkeit auf bis zu 40 %, denn damit wird der Korrosionsprozess nahezu verhindert. Nach dem Abwägen von Vor- und Nachteilen hat sich der Bauherr aus



Gründen der Langlebigkeit, des niedrigen Wartungsaufwandes sowie des geringeren Stromverbrauches für das *Start-Stop*-System und gegen das *Non-Stop*-System entschieden. Beim Erreichen einer relativen Luftfeuchtigkeit von  $\geq 50\%$  an den Messstellen läuft das *Start-Stop*-System automatisch an und schaltet sich bei  $40\%$  relativer Luftfeuchtigkeit wieder ab.

Die gesamte Entfeuchtungsanlage der Brücke besteht aus vier einzelnen in sich geschlossenen Systemen, die die Ankerkammern, Sattelräume, Hohlkästen aus Stahl sowie die Tragkabel bilden. Es handelt sich dabei im Wesentlichen um Luftentfeuchter, Gebläse, Steuerschrank sowie Sensoren.

Die Funktion der Entfeuchtungsanlage für das Hauptkabel basiert auf einem einfachen Prinzip: trockene Luft wird über besondere Ventilklemmen in das Kabel eingeblasen. Diese Luft durchströmt das luftdicht verpackte Kabel, nimmt Feuchtigkeit auf und wird dann wieder nach außen abgeführt. In den Ankerkammern Sattelräumen und Stahlhohlkästen der Brücke hingegen zirkuliert die Luft in den jeweilig hermetisch abgeriegelten Räumen und die Feuchtigkeit wird über Luftentfeuchter nach außen abtransportiert. Der Probelauf zum Nachweis der Wirksamkeit und der Reduzierung der Feuchtigkeit im System nimmt ca. sechs Monate mit umfangreichen Messungen an ausgewählten Stellen in Anspruch, bevor der Bauherr dieses System verantwortlich übernimmt.

Zur Überwachung der gesamten Anlage sind zahlreiche Messsensoren eingebaut, die Daten über die Luftfeuchte, Temperatur und den Luftdruck in Echtzeit liefern. Diese werden in einem Kontrollraum gesammelt, wiedergegeben, aufgezeichnet und anschließend beurteilt. Im Falle einer Störung meldet das System einen Alarm und automatische Sicherheitsprogramme werden in Betrieb gesetzt.

## 5 Zusammenfassung

Die Maputo-Katembe Bridge ist nicht nur ein außergewöhnliches Bauwerk in Afrika, das eine Verbindung zwischen Mosambik und Südafrika schafft, sondern es gehört insgesamt zu den bedeutenden Infrastrukturbaumaßnahmen der vergangenen Jahrzehnte in Afrika. Ermöglicht wird sie durch die Finanzierung der EXIM Bank of China. Das Gesamtvorhaben inkl. von ca. 184 km Anschlussstraßen in Richtung Süden kostet ca. 780 Mio. USD (Stand 2018), eine Investition, die sich langfris-

tig positiv auf die lokale Wirtschaft in Mosambik auswirken wird.

Der Erfolg in diesem Vorhaben ruht unter anderem auf zwei Säulen: europäische Genauigkeit gepaart mit chinesischer und afrikanischer Gelassenheit; ein goldener Mittelweg für eine große Brücke!

Auch wenn es sich bei den Beschreibungen und Erläuterungen um für europäische Verhältnisse zum Teil selbstverständliche Themen handelt, zeigt der Beitrag, dass sich chinesische Baufirmen im internationalen Geschäft qualitätsmäßig weiterentwickeln und in absehbarer Zeit beständig an technischer Kompetenz gewinnen werden. Hierbei wachsen in Asien starke Wettbewerbsfirmen für die etablierten europäischen Baukonzerne heran, die auch von der großen Bereitschaft chinesischer Banken profitieren, Infrastrukturprojekte im Ausland zu finanzieren. Um sich weiterhin stetig zu verbessern, ist kontinuierliches Lernen von und mit Anderen im Team angesagt. Ein Beleg dafür ist die erfolgreiche Kooperation bei diesem Projekt in Mosambik zwischen einem international tätigen Consultant – wie im vorliegenden Fall von GAUFF Engineering – mit einem der größten chinesischen Bauunternehmen CRBC.

## Literatur

- [1] Tavares Bollow, S.; Streit, B.; Seitz, J.: Großbrückenbau am Beispiel von Afrikas größter Hängebrücke in Maputo / Mosambik. In: Fischer, O.; Förderverein Massivbau der TU München e.V. (Hrsg.): Tagungsband zum Münchener Massivbau Seminar 2015, München: Technische Universität München, 2015, S. 97-110
- [2] International Federation for Consulting Engineers (FIDIC, Hrsg.): Conditions of Contracts for EPC/Turnkey Projects (Silver Book). 1. Aufl., Genf, 1999
- [3] Svensson, H.: Schrägkabelbrücken: 40 Jahre Erfahrung weltweit. Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 2011
- [4] Seitz, J.; Pohl, M.; Maeiro, J.: Afrikas größte Hängebrücke in Mosambik – Technische Besonderheiten. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), best. 201800078 (zur Veröffentlichung angenommen)
- [5] Technical Specifications for Construction of Highway Bridges and Culverts, JTJ 041-2000, Professional Standard of the Peoples Republic of China. Beijing (Republic of China), 2000

- [6] Swanepoel, D.; Seitz, J.; Bai, P.: Use of fly ash for Africa's largest suspension bridge in Mozambique. In: Beushausen, H. (Hrsg.): Performance-based approaches for concrete structures – Proc. of fib Symp. 2016, 21.–23.11.2016 in Kapstadt (Südafrika), 2016, Paper 148, 10 S.
- [7] Swanepoel, D.; Seitz, J.; Pengyu, B.: Concrete of highest quality for Africa's largest suspension bridge; durability and workability. Cement 69 (2017) 3 (special issue), S. 8-13
- [8] Straßen- und Transportbehörde Südafrika (CSIR, Hrsg.): SATCC, Code of Practice for the Design of Road Bridges and Culverts. Ausgabe 09/1998, Reprint 2001
- [9] Swanepoel, D.; Seitz, J.: Stringent material control of concrete material for Africa's longest suspension bridge. Beitrag zur Veröffentlichung angenommen für: Proc. of 2nd RILEM Spring Convention and International Conference on Sustainable Materials, Systems and Structures (SMSS2019), 18.–22.3.2019 in Rovinj (Kroatien)
- [10] Wenzel, H.; Pichler, D.: Ambient Vibration Monitoring. Chichester: John Wiley & Sons, 2005, hier v. a.: Kap. 4.3.1, S. 89 ff.
- [11] Alampalli, S.; Moreau, W. J. (Hrsg.): Inspection, Evaluation and Maintenance of Suspension Bridges. Boca Raton: CRC Press, Taylor & Francis Group, 2016

## ADVANCE BRIDGE

Effiziente und leicht zu bedienende  
Komplettlösung zur Planung und  
Berechnung von Fuß- und Radweg-,  
Straßen- und Eisenbahnbrücken

- Überbauberechnung
- Gründungen
- Rahmenbauwerke
- Vorspannung
- Stahlverbund
- Fertigteil
- Eisenbahnbrücken
- Erdbeben
- Nachrechnung
- Militär- und Sonderlasten
- Lehrgerüst

GRAITEC

GRAITEC Innovation GmbH  
Tel. +49 (0)511 / 4 10 27-0  
info.germany@graitec.com  
www.graitec.de



# Monitoring und Visualisierung im Infrastrukturbau

Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark<sup>1</sup>, Dr.-Ing. David Sanio<sup>2</sup>, Dr.-Ing. Steffen Schindler<sup>3</sup>

## 1 Einleitung

Monitoring bezeichnet ein kontinuierliches Überwachen oder Beobachten anhand von Messdaten [1]. Es wird bei Bauwerken häufig eingesetzt, um Tragwerkseigenschaften, die durch übliche Rechenmodelle nicht oder nur mit Unsicherheit zu erfassen sind, realitätsnah zu ermitteln. Typische Messziele liegen daher in relevanten Größen für die Tragfähigkeit oder die Gebrauchstauglichkeit.

Monitoring wird häufig bei Bestandsbauwerken eingesetzt. Motivation dazu liefert die sogenannte konzeptionelle Alterung (*conceptual aging*) der Tragwerke, die durch den stetig vorschreitenden Stand der Technik mehr und mehr (rechnerisch) zurückfallen und entsprechende Defizite in Tragfähigkeit und/oder Gebrauchstauglichkeit gegenüber dem heutigen Stand an Anforderungen aufweisen können. Ein Ausnutzen von rechnerisch durch Modelle nicht berücksichtigten Reserven bietet sich an. Beispielhaft sei das Messen von Schwingspielen an Spanngliedern zur Abschätzung ausreichender Ermüdungssicherheit genannt. Modelle liefern hier große rechnerische Ungenauigkeiten, die sich durch direktes Messen am sensitiven Bauteil – dem Spannglied selber – umgehen lassen. Dann fließen realistisch (kleinere) Eingangswerte in die Ermüdungsprognosen ein.

Weitere Motivationen für ein Monitoring können sich aus dem Wunsch nach größenübergreifender Geometrieerfassung ergeben, wie bei geodätischer Erfassung einzelner Abmaße, eines gesamten Tragwerks bis hin zu Gruppen von Tragwerken. Vorausschauend wird Monitoring mehr und mehr eingesetzt, um neuralgische Stellen eines Tragwerks von Anfang an zu überwachen und daraus lebensdauerorientiert die Tragwerkserhaltung und -instandsetzung zu konzeptionieren.

Die folgende Auflistung kategorisiert häufig genutzte Monitorings nach dem Ziel einer Messung:

- ❑ (transientes) Aufmaß von Geometrien, z. B. zur Verfolgung von Verformungen oder zur Bestimmung von Querschnitten,
- ❑ Spannungs- oder Dehnungsmessung an sensitiven Bauelementen, wie an Spanngliedern, hoch belasteten Knoten, Kontaktpunkten o. ä.,
- ❑ Ermittlung realistischer Trageigenschaften von Systemen, wie bei Mauerwerksbrücken, vielfach statisch unbestimmten, gebetteten Tragwerken oder nachträglich ergänzten Querschnitten,
- ❑ Messen von relevanten Einwirkungen, wie Temperaturgradienten im Bauwerk oder realen Verkehrsbelastungen,
- ❑ Bestimmung von aktuellen Materialeigenschaften an Proben,
- ❑ Ermittlung des Schwingungsverhaltens von Tragwerken oder Einzelbauteilen (z. B. Hänger),
- ❑ Verfolgen von Schädigungen wie Rissbewegungen oder Chloridmigrationen.

Durch Monitoring entstehen große Mengen an Daten. Sie sind ohne gezielte Aufarbeitung, Auswertung und Interpretation kaum nutzbar. Dies gilt gerade für raum- und zeitabhängige Daten. Visualisierungen durch graphische Aufbereitung (2D, 3D), zeitveränderliche Videoanalysen oder die Umsetzung in *Virtual-Reality*-Umgebungen (VR-Umgebungen) bieten sich an, insbesondere um Interaktionen zwischen einzelnen Parametern zu verdeutlichen.

Im Beitrag wird die Verknüpfung von Monitoring und Visualisierung an zwei Beispielen dargestellt. Zum einen an einer Bestandsbrücke aus Spannbeton – Ziel ist es hier, durch Messungen der Geometrie, Materialproben, Erfassung der Einwirkungen und Probelastungen das Modell des Tragwerks in seiner Idealisierung zu verbessern und dann Prognosen aus

<sup>1</sup> Lehrstuhl für Massivbau, Ruhr-Universität Bochum

<sup>2</sup> Ingenieurbüro Grassl GmbH, Düsseldorf

<sup>3</sup> Hochtief Engineering GmbH – Consult IKS, Frankfurt am Main

diesem verbesserten Modell Basisrechnungen nach üblichen Vorschriften und direkten Messungen an Spanngliedern gegenüberzustellen. Zum anderen wird das flächendeckende Setzungsmonitoring von Gebäuden oder Brücken aus Satellitenüberflügen vorgestellt. Ziel ist es dabei, großflächige geometrische Veränderungen zu erkennen, wie sie aus Setzungsmulden entstehen können.

## 2 Monitoring an Bestandsbrücken

### 2.1 Verfahren zur Bewertung

Für die Zustandserfassung von Ingenieurbauwerken stehen vielfältige Messverfahren zur Wahl. Sie sind auf die Messaufgabe bzw. die kritische Zielgröße abzustimmen und reichen über singuläre Messungen an einem einzelnen Zeitpunkt, die zur Aktualisierung und Kalibrierung des Berechnungsmodells verwendet werden [2], bis hin zum quasi direkten Monitoring der Zielgröße – wie der Dehnung des Spannstahls unter Ermüdungsbeanspruchung [3]. Zur Kalibrierung des Berechnungsmodells können im Wesentlichen die Geometrie, Materialkennwerte, Vorspannkräfte und Schäden im Tragwerk erfasst werden. Darüber hinaus finden Belastungsversuche unter bekannter Last und die simultane Messung maßgebender Bauwerksreaktionen, wie Verformungen, Verschiebungen und Verdrehungen, vermehrt Anwendung [4].

**Geometrieerfassung.** Mit visuellen Verfahren kann die Geometrie mit hoher Genauigkeit erfasst werden. Ein 3D-Laserscanning erfolgt im Regelfall terrestrisch von festen Standorten aus mit Abweichungen im Submillimeterbereich. Photogrammetrische Verfahren generieren die geometrischen Informationen aus Fotoaufnahmen. Dies ist beispielsweise mit unbemannten Fluggeräten (UAV) oder aus einzelnen Fotoaufnahmen von verschiedenen Standpunkten aus möglich [5]. Geometrieaufmaße sind u. a. bei Nachrechnungen oder dem Rückbau von Brücken sinnvoll, um aus der genaueren Kenntnis der Struktur mit reduzierten Teilsicherheitsbeiwerten für die Eigengewichtslasten zu operieren, vgl. [6].

**Materialparameter und Schädigungen.** Nacherhärtung bei Betonen oder Überfestigkeiten bei Stählen können rechnerisch ungenutzte Tragreserven aktivieren. Derartige Materialkennwerte lassen sich zerstörend anhand von entnommenen Materialproben (Bohrkerne, Stahlproben) oder zerstörungsfrei – etwa mit

dem Rückprallhammer – ermitteln. Zerstörungsfreie Verfahren gehen allerdings mit geringeren Genauigkeiten einher und prüfen nur das elastische Materialverhalten, aus dem Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit gezogen werden. Zudem ist etwa die Rückprallhammermethode nicht uneingeschränkt anwendbar; sie ist nur bei jungem Beton oder geringer Karbonatisierungstiefe zulässig [7].

Im Fokus aktueller Forschungsvorhaben stehen Methoden, die Schädigungen wie Risse oder Änderungen der Materialeigenschaften anhand der Schallemission mittels Impuls-Echo oder Radar detektieren, z. B. [1]. Etabliert sind sie bereits zur Detektion von Lage und Menge der Bewehrung im Beton.

**Verkehrseinwirkungen.** Die genauesten Informationen über die Tragwerksreaktion unter realer Belastung gibt ein direktes Monitoring der Belastungen [8] oder der Bauwerksreaktionen [9]. Dies ist insbesondere bei Straßenbrücken unter transienter Belastung von Vorteil, da Auswertungen u. a. in [3] zeigen, dass reale Beanspruchungen erheblich von den normativen Annahmen abweichen können. Vorrangig in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und der Ermüdung können dadurch deutliche Verbesserungen erzielt werden. In den folgenden Abschnitten sind dazu zwei Verfahren mit Ergebnissen sowie deren Auswertung dargestellt. Die Messungen erfolgten an einem Referenzobjekt, der Hochstraße Pariser Straße in Düsseldorf (vgl. Bild 2 in Abschnitt 2.3), vgl. [9].

### 2.2 Temperaturmonitoring und Verwendung von Klimadaten

Bei statisch unbestimmten Brückentragwerken erzeugen Temperaturänderungen Zwangsspannungen. Der konstante Anteil und zwei lineare Temperaturgradienten um die Querschnittsachsen bilden das nichtlineare Temperaturfeld vereinfachend für die Bemessung ab. Der verbleibende, nichtlineare Anteil wird i. d. R. vernachlässigt. Gemäß den gängigen Regelwerken sind jeweils positive und negative charakteristische Werte anzusetzen. Tatsächlich ist die Temperatureinwirkung jedoch eine transiente Einwirkung, die sich etwa durch eine Häufigkeitsverteilung weitaus realistischer beschreiben lässt.

Durch Messung an mehreren Stellen – gleichmäßig verteilt über den Querschnitt – können das Temperaturfeld bzw. der Gradient mittels Interpolation bestimmt werden. Als Sensoren

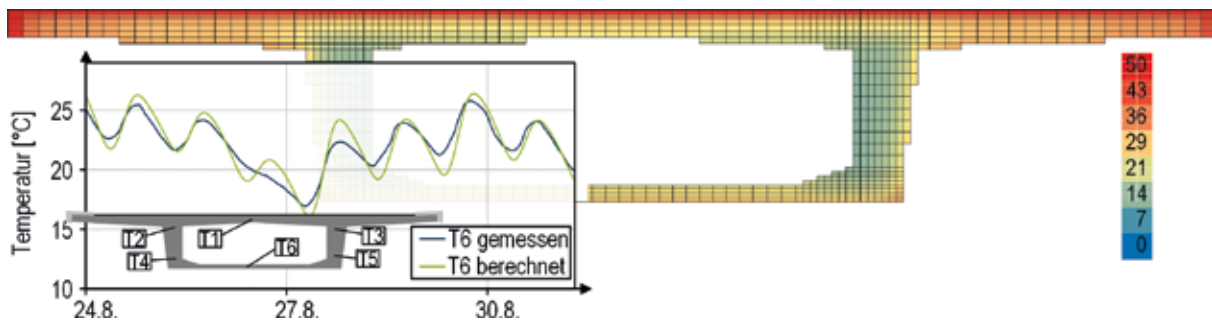


Bild 1 Rechnerische Temperaturverteilung über einen Hohlkastenquerschnitt (oben) und Vergleich errechneter und gemessener Temperaturverläufe an der Bodenplatte (links) Grafik: David Sanio

kommen oft sogenannte Thermolemente zum Einsatz. Diese erfassen eine Temperaturänderung durch eine Kontaktspannung am Thermopaar, zwei miteinander verbundenen, unterschiedlichen Leitern. Typisch sind K-Elemente mit dem Thermopaar Nickel-Chrom/Nickel. Bei Betonbrücken werden sie in Bohrlöcher möglichst mittig in den Querschnittsteil gesetzt und die Bohrlöcher verschlossen. Der Kontakt des Sensors zum Beton ist sicherzustellen. Eine Messrate von einer Messung pro Stunde reicht für den Tagesgang aus. Als Messzeitraum sollte mindestens ein Jahr veranschlagt werden, um saisonale Unterschiede zu erfassen; empfehlenswert sind drei Jahre, um eine statistische Signifikanz zu erzielen.

Für Fälle, in denen der Messzeitraum nicht ausreicht, wurde in [10] ein Verfahren entwickelt, um nichtlineare Temperaturfelder für lange Zeiträume aus frei zugänglichen Klimadaten des Deutschen Wetterdienstes zu errechnen. Die Berechnung berücksichtigt Bewölkungen, Umgebungstemperaturen, Sonnenauf- und -untergang, Querschnittsgeometrie, Materialeigenschaften, Fahrbahnbeläge, Kappen, Abstrahlungen umgebender Bauwerke und weitere Einflüsse, vgl. [10]. Eine zumindest kurzzeitige Messung zum Abgleich von Berechnung und Messung ist dabei zur Kalibrierung sinnvoll. Bild 1 zeigt exemplarisch eine rechnerisch ermittelte, stark nichtlineare Temperaturverteilung über den Querschnitt und einen Vergleich von errechneten zu gemessenen Temperaturverläufen über den Zeitraum einer Woche. Es zeigt sich eine geringe – aber konservative – rechnerische Überschätzung der Temperaturgradienten.

Durch langzeitige Auswertung dieser Temperaturfelder kann die Temperaturhistorie der Brücke ermittelt werden. Zusammengefasst ergibt sich ein Histogramm der Temperaturgradienten, das etwa in den Ermüdungsnachweis integriert werden kann, vgl. [3], [5].

## 2.3 Dehnungsmessung zur Ermüdungsprognose

Tragwerksberechnungen sind mit einer Vielzahl ungenauer Einflüsse behaftet – beginnend bei den Einwirkungen aus Verkehrslasten und den zuvor beschriebenen Temperaturen bis hin zu Materialeigenschaften und Modelleinflüssen. Durch das direkte Monitoring am maßgebenden Tragelement kann die sich fortpflanzende und akkumulierende Unsicherheit in den einzelnen Rechenschritten reduziert werden [11]. Etwa ein direktes Dehnungsmonitoring am Spannstahl umgeht die Einflüsse aus dem Lastmodell, den vereinfachenden Annahmen der Rechenmodelle und des Teilsicherheitskonzepts. Für die genannte Hochstraße konnte die Ermüdungslebensdauer dadurch um mehr als 50 % gegenüber einem umfänglich kalibrierten Rechenmodell verlängert werden – mit signifikant geringerem Aufwand.

Für ein direktes Dehnungsmonitoring kommen i. d. R. widerstandsbasierte Dehnungsmessstreifen (DMS) oder optische Sensoren mit Glasfasern zum Einsatz. Die faseroptischen Sensoren zeichnen sich durch eine geringere Störanfälligkeit aus. Sie sind insbesondere beim Einsatz in urbanen Gebieten mit elektrischen Störquellen oder etwa in der Nähe von Oberleitungen vorteilhaft. Zudem können mehrere Sensoren über eine einzelne Glasfaser erfasst werden. Dies ist dann sinnvoll, wenn die Sensoren in großem Abstand zueinander liegen, weil der Material- und Verkabelungsaufwand reduziert wird; nachteilig ist dann die mangelnde Redundanz bei Beschädigung der Faser.

Zu den optischen Sensoren zählen solche mit punktuellen Messstellen oder kontinuierlicher Messwerterfassung entlang der Faser. Zu den erstgenannten zählen die Faser-Bragg-Gitter (FBG). Die kontinuierliche Dehnungs- und Temperaturmessung ist ein neueres Verfahren im Bauwesen. Sie erfasst die von jeder Stelle der Faser reflektierte Rayleigh-Streuung [12].

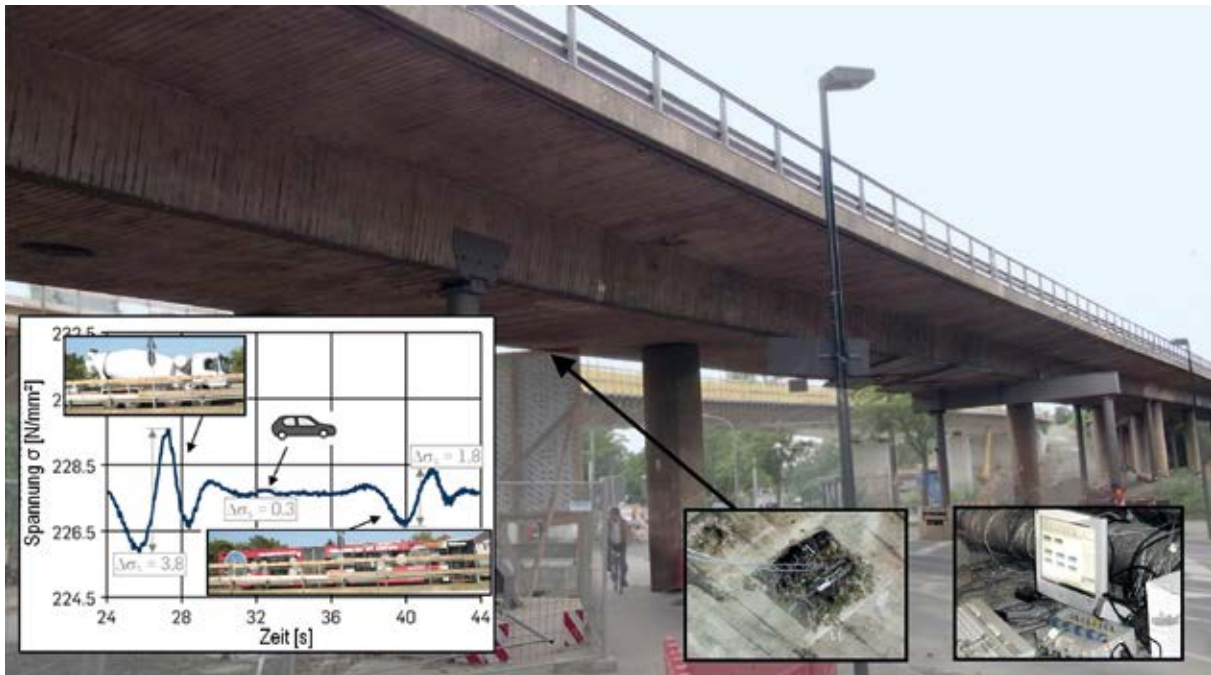


Bild 2 Einrichtung zum Dehnungsmonitoring an einer Hochstraße (rechts) und Änderungen der Spannstahlspannung aus PKW- bzw. LKW-Überfahrt (links) Fotos und Grafik: David Sanio

Durch eine Dehnungsänderung dort verändert sich auch die Rayleigh-Streuung. Auflösung, Abtastfrequenz und Messstrecke bedingen sich. Möglich sind Auflösungen bis in den Millimeterbereich, wodurch das Messen „am Riss“ – also das Auffinden der maßgebenden Stelle mit Spannungsspitze im Spannstahl – deutlich verbessert wird. Das Verfahren befindet sich zurzeit noch in der Entwicklung und ist bislang noch in seiner Abtastrate begrenzt [3].

Ein Auszug des Dehnungsmonitorings mittels DMS an der Hochstraße ist in Bild 2 dargestellt.

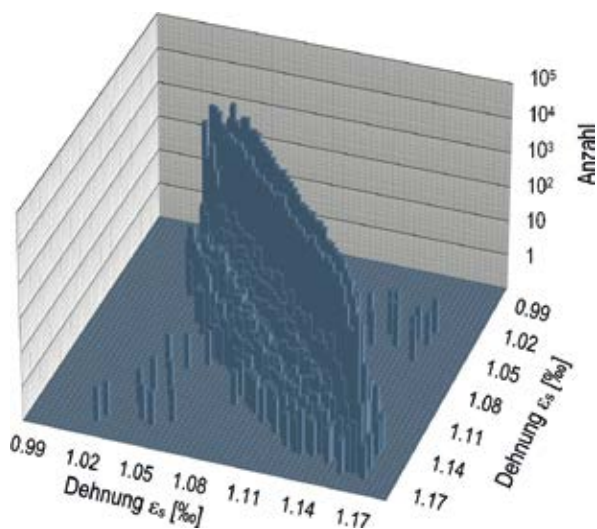


Bild 3 Häufigkeitsverteilung von Dehnungsschwingbreiten im Spannstahl aus einem vierwöchigen Monitoring am Spannstahl unter Verkehr Grafik: David Sanio

Durch den Abgleich mit einer visualisierenden Videoaufnahme kann das Messsignal besser interpretiert werden. Erwartungsgemäß ergeben sich maßgebende Schwingbreiten aus dem Schwerverkehr.

Zur Auswertung mit Klassier- und Zählverfahren sind die Messdaten in eine Folge von Umkehrpunkten zu überführen. Ein kombinierter Algorithmus dazu ist die Rainflow-HCM-Methode [13]. Das Ergebnis der Zählung ist in Bild 3 in Form einer Säulenmatrix dargestellt. Nach oben offene Schwingungstäler sind links der Hauptdiagonale, nach unten offene Schwingungsberge rechts davon aufgeführt. Erwartungsgemäß treten weitgehend kleine Schwingbreiten aus PKW-Verkehr nahe der Diagonalen auf. Die für die Ermüdung maßgebenden Ausschläge mit großem Diagonalenabstand sind weit geringer und entstammen dem LKW-Verkehr.

Der Messzeitraum ist hier auf vier Wochen begrenzt. Daraus wird eine Verteilung der Spannungsschwingbreiten abgeleitet (blaue Säulen August, Bild 4 oben). Die Hochrechnung auf ein Jahr (grüne Säulen) und Jahressumme (graue Säulen) und dann auf die gesamte Nutzungsdauer erfolgte auf Basis von detaillierten Verkehrszählungen. Diese standen für den Messzeitraum und die letzten zwei Jahre von einer automatischen Zählanlage tagesgenau und für die vergangenen 40 Jahre mit hochgerechneten Jahreswerten zur Verfügung. So gelingt die Extrapolation des Belastungsspektrums (Bild 4,

unten). Dargestellt sind die ermittelten Verteilungen von Schwingbreiten über die Bestandsjahre ab 1960 und die Prognose bis ca. 2070.

Einflüsse aus Kriechen und Schwinden verändern dabei die Schwingbreite infolge einer LKW-Überfahrt über die Zeit – trotz gleicher Achslasten. Dieser Einfluss lässt sich über zeitabhängige Skalierungsfaktoren erfassen. Dazu wird die Schwingbreite unter Berücksichtigung jeweils wirksamer zeitabhängiger Verluste ermittelt. Diese veränderliche Schwingbreite wird auf den Referenzwert zum Zeitpunkt des Monitorings skaliert. Mit dem mittleren Verlauf des Skalierungsfaktors kann das gemessene Belastungsspektrum auf die gesamte Bauwerkshistorie und unter Annahme zukünftiger Verkehrsmengen bis zum Erreichen der Lebensdauer prognostiziert werden (Bild 4, unten).

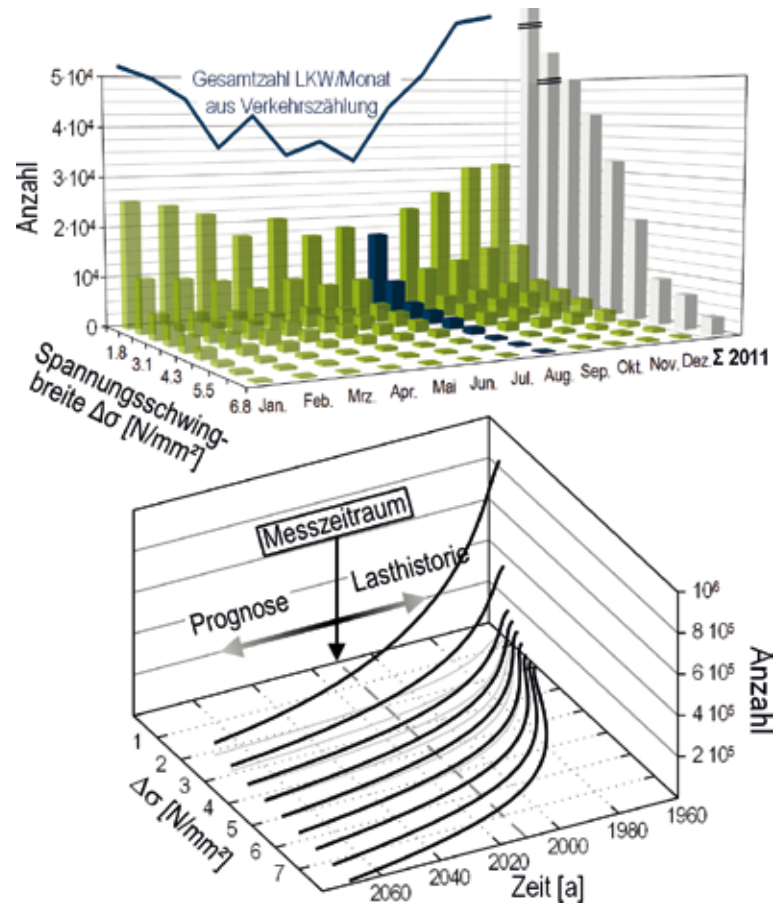


Bild 4 Schwingbreitenhistogramm; oben: gemessen (blaue Säulen), Extrapolation über 12 Monate (grüne Säulen) und Jahressumme (graue Säulen); unten: Extrapolation über die Lebensdauer mit Kriech- und Schwindverlusten

Grafik: aus [3]

Den Nutzen von Messdaten anstelle von Rechenmodellen zeigt exemplarisch Bild 5. Dort ist dem Messverlauf von ca. 7 Minuten (blau) die äquivalente Schwingbreite des Ermüdungslastmodells 3 (ELM 3, grün) nach Eurocode [14] entsprechend ihrer Häufigkeit gegenübergestellt. Der Vergleich zeigt, wie real signifikant weniger Lastereignisse und zudem meist mit geringerer Schwingbreite auftreten. Diesen Unterschied – jenseits der Grenzen gängiger Rechenmodelle – erfasst das Monitoring.

### 3 Satellitengestütztes Setzungsmonitoring

Setzungen aus Bergbau, Tunnelbau oder lokalen Bodenbewegungen können großflächig auftreten und sich durch Zwangswirkungen auf die Bauwerke im Einflussbereich auswirken. Um sie übergreifend zu erfassen, bieten sich Verfahren des Überflugs, insbesondere von Satelliten an. Gegenüber klassischen terrestrischen Verfahren, wie beispielsweise dem Tachymeter, besitzen sie den

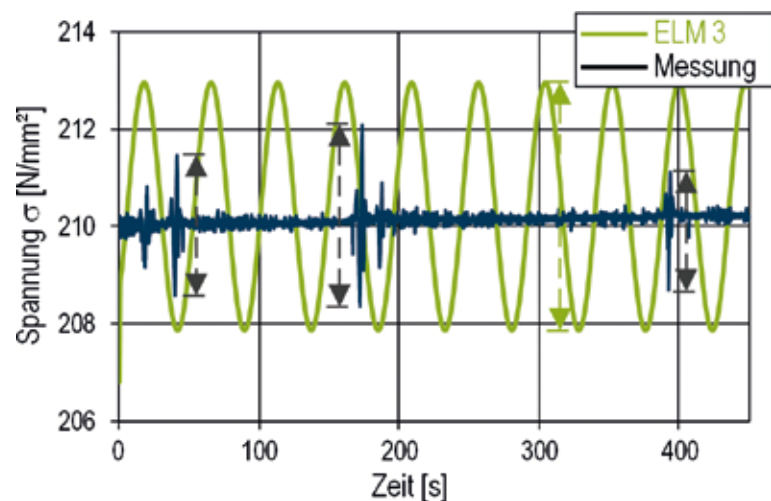


Bild 5 Gemessene Schwingbreiten (blau) vs. aus ELM 3 errechnete Schwingbreiten (grün)

Grafik: aus [5]

Vorteil, dass eine örtliche Präsenz (bis auf Kontrollmessungen) entbehrlich wird und sehr schnell große Flächen aufgemessen werden können. Die Präzision kann bis in den Bereich von Millimetern reichen [15]. Zu beachten ist

die eingeschränkte Wiederholrate, die weit entfernt echtzeitfähiger Überwachungen liegt.

### 3.1 Vereinfachte Kurzeinführung Radarinterferometrie

Spätestens seit Inbetriebnahme des deutschen Radarsatelliten TerraSAR-X sind auch Fernerkundungssysteme zum Setzungsmonitoring in großflächigen urbanen Bereichen durch verbesserte geometrische Auflösung der Radarsysteme konkurrenzfähig geworden. Installationen vor Ort, z. B. an Bauwerken, sind dabei meist nicht erforderlich. Das Verfahren basiert auf der Aufzeichnung komplexer Rohdatensignale (Amplituden- und Phaseninformationen) von auf der Erd- oder Bauwerkoberfläche reflektierten Radarwellen. Natürliche Radarreflektoren sind beispielsweise metallische Strukturen oder Teile von Bauwerken, wie ein Stahlprofil, die ihre Lage auch über längere Zeiträume nicht verändern. Diese sind im Radarbild, der sogenannten *Synthetic-Aperture-Radar*-Aufnahme (kurz SAR-Aufnahme), als helle Bereiche zu erkennen (Bild 6 a). Wasseroberflächen und vegetative Bereiche wie Wald oder Freiflächen

reflektieren die Radarwellen schlecht oder gar nicht und erscheinen im Radarbild dunkel. Daher ist ein radarinterferometrisches Setzungsmonitoring besonders für urbane Bereiche geeignet [16]. Ist die gewünschte Oberfläche nicht geeignet, Radarwellen zu reflektieren, sind Zusatzmaßnahmen vor Ort wie künstliche Reflektoren nötig. Radaraufnahmen unterscheiden sich grundsätzlich von optischen Aufnahmen, wie in Bild 6 illustriert. So werden im Radarbild Objekte in der zeitlichen Reihenfolge der Reflektion der Radarwelle „pixelweise“ gespeichert, wodurch hohe Bauwerke langgestreckt wiedergegeben werden (ortsverzerrt).

Die im Radarsensor aufgezeichneten Signale müssen räumlich und zeitlich stabil sein, um die Überlagerung (Interferenz) von zwei Wellensignalen (kohärente Radarsignale) zu ermöglichen. Durch den Vergleich zweier aus leicht verschiedenen Satellitenpositionen (SAR1 und SAR2) aufgenommenen Phasenlagen  $\varphi_i$  an der identischen Position der Objekt-oberfläche kann die interferometrische Phase  $\varphi$  berechnet werden (Phasenverschiebung), vgl. Bild 7. Die Phasenverschiebung selbst besteht, neben der reinen Verschiebungskompo-

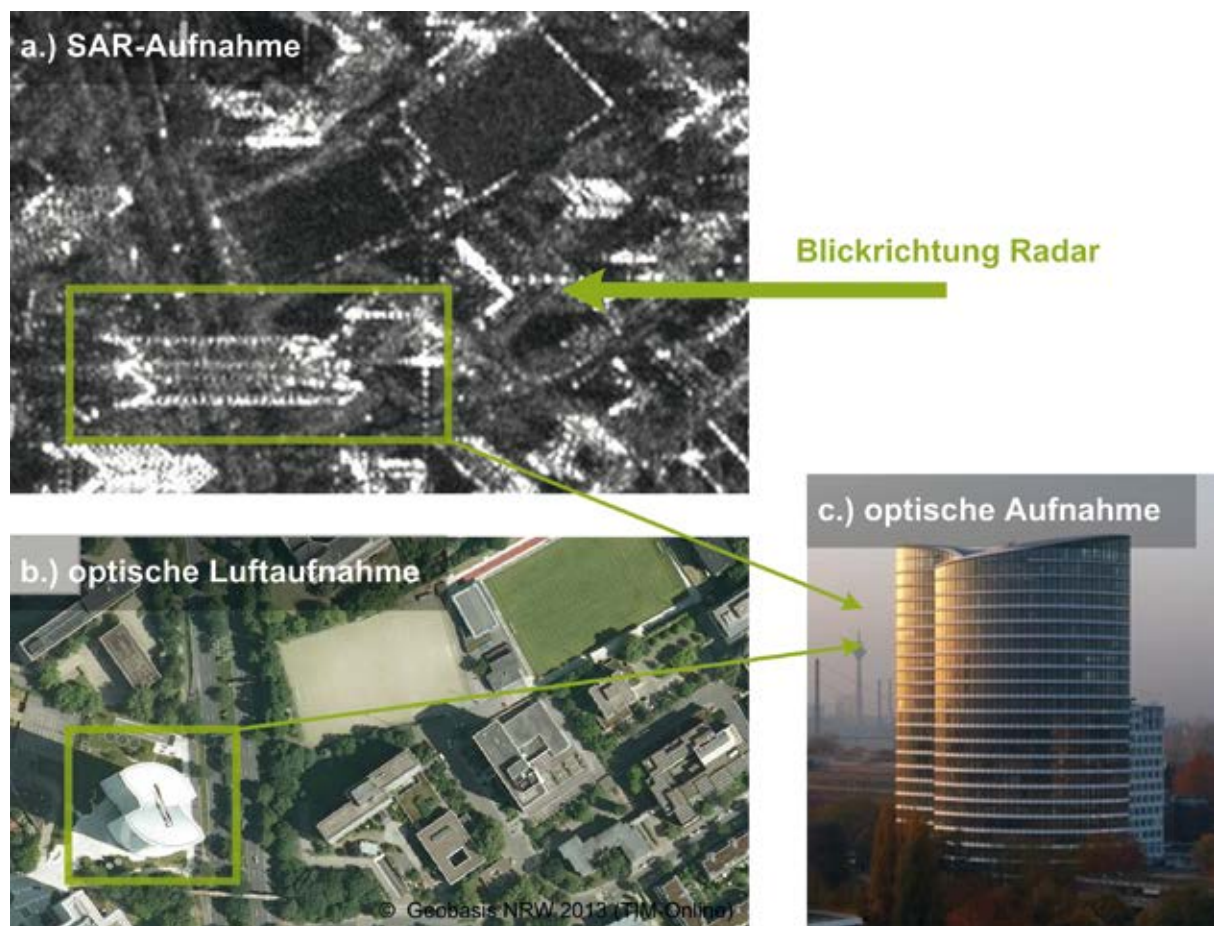


Bild 6 Vergleich von Radarbild (SAR-Aufnahme) und optischen Aufnahmen für einen Hochbau

Grafik: aus [16]



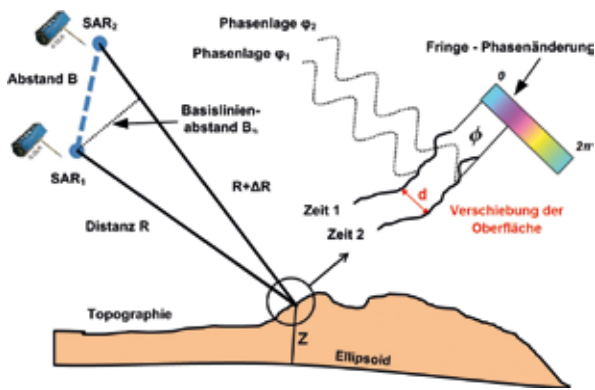


Bild 7 Prinzip der satellitengestützten Radarinterferometrie (vereinfachte Darstellung) aus zwei Positionen mit Phasenverschiebungen Grafik: aus [17]

nente, zunächst aus mehreren Anteilen. Erst in einem nachgelagerten Prozess kann über den zugeordneten Phasenanteil auf die eigentliche Verschiebung eines Radarreflektors geschlossen werden. Die Verschiebung ist aus der geeigneten „Sichtrichtung“ des Satelliten (*line of sight*) in die gesuchten Komponenten der vertikalen bzw. horizontalen Verschiebung umzurechnen. Bei der Auswertung sind spezifische Randbedingungen einzuhalten, wie die Langzeitstabilität des natürlichen oder künstlichen Radarreflektors zur Minimierung von Dekorrelationseffekten. Für die Auswertung von Setzungen ist die eindeutige Identifizierung von

dauerhaften Reflektoren (*persistent scatterer*, PS) in den SAR-Aufnahmen erforderlich, also derjenigen Punkte, die die Radarwellen besonders gut reflektieren.

Weitere Grundlagen zur verwendeten Technik und den Verfahren (D-InSAR, PS-InSAR) zur punktuellen Auswertung der Radaraufnahmen werden z. B. in [15], [18] ausführlich beschrieben.

### 3.2 Praxistauglichkeit, Genauigkeit und Einsatzgebiete im Infrastrukturbau

Die Leistungsfähigkeit des Verfahrens in der Praxis zeigt das Tunnelbauprojekt Wehrhahnlinie in Düsseldorf [15]. Begleitend zum ca. 3,4 km langen maschinellen Schildvortrieb wurden für das radarinterferometrische Setzungsmonitoring insgesamt 24 Datensätze als TerraSAR-X SAR-Aufnahme zur wissenschaftlichen Nutzung ausgewertet. Diese wurden als Rohdaten im Zeitraum von Januar bis Dezember 2011 im *descending mode* aufgenommen. Sie erreichen eine Bodenauflösung bis zu 3 m x 3 m. Nach den vorgestellten Ansätzen wurden aus diesen Datenstapeln der Aufnahmen zunächst die *persistent scatterer* (PS) identifiziert. Im Untersuchungsgebiet sind dies ca. 16.000 (Bild 8). Hochgerechnet entspricht das



Bild 8 Farbliche Visualisierung punktwieser Setzungsmessungen an 16.000 Einzelpunkten Grafik: aus [15]

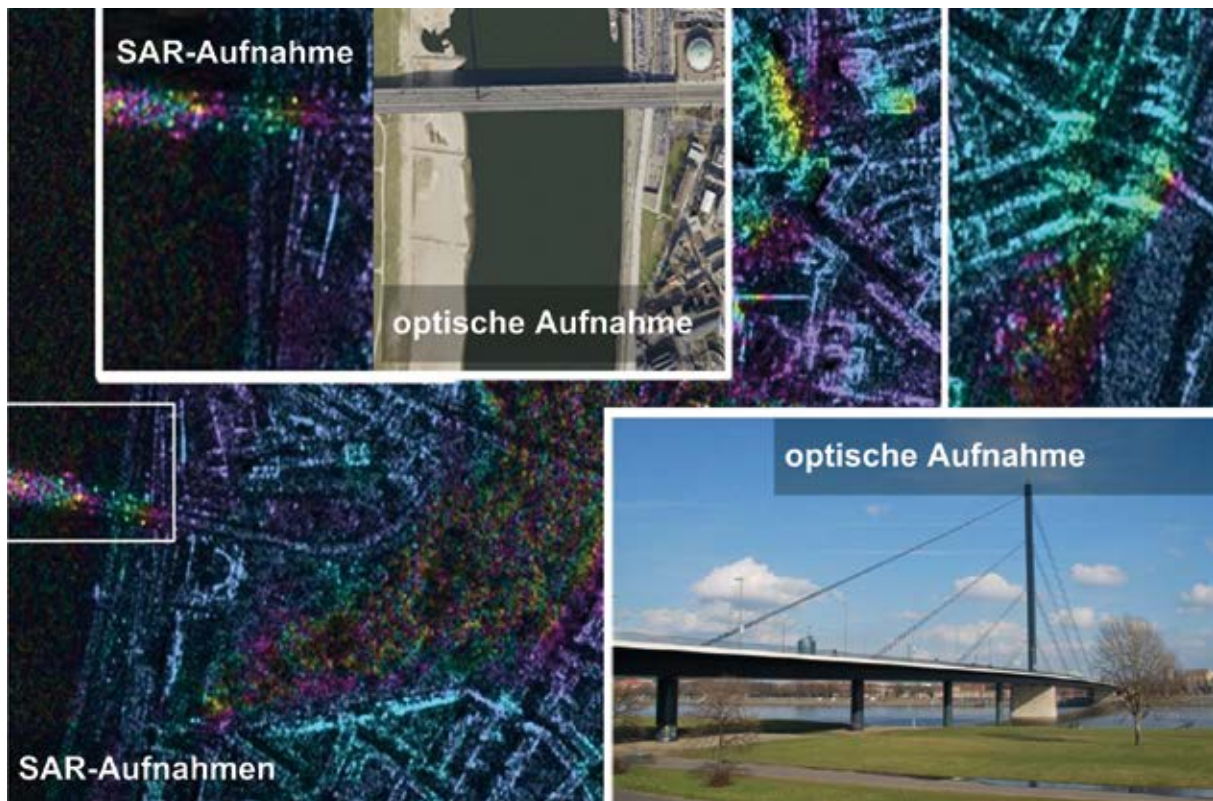


Bild 9 Vergleich von interferometrischen Radarbildern und fotografischen Aufnahmen einer Rheinbrücke; PS erscheinen als farbige Punkte  
Fotos und Grafik: Peter Mark

einer Dichte von ca. 26.000 PS/km<sup>2</sup> bei innerstädtischer Lage mit geringer Vegetation. Detaillierte Ergebnisse dazu sind in [15] zusammengestellt.

Umfangreiche Genauigkeitsanalysen in [19] belegen, dass bei ausreichend großer Stichprobe Genauigkeiten von unter 1,5 mm Standardabweichung möglich sind. Dazu wurden in [19] die Ergebnisse des radarinterferometrischen Setzungsmonitorings mit präzisen terrestrischen Messungen verglichen, die zeitlich und räumlich dicht beieinander lagen.

Bei dem beschriebenen Radarsatelliten TerraSAR-X beträgt die Wiederholungsrate, d. h. der zeitliche Abstand zwischen möglichen Setzungsbestimmungen, elf Tage. Ein Echtzeit-Setzungsmonitoring, wie beispielsweise beim maschinellen Schildvortrieb erforderlich, ist deshalb derzeit noch nicht möglich. Bei zukünftigen Satellitenmissionen ist durch die Kombination mehrerer Satelliten eine Verringerung der Wiederholungsrate auf bis zu vier Tage vorgesehen. Da diese Satelliten, wie auch der Tandem-X, laufend Daten aufzeichnen, ist grundsätzlich auch eine retropektive Auswertung möglich. Dies kann zum Beispiel zur Beweissicherung im Rahmen von Bauprojekten hilfreich sein.

Sollen Bauwerke über längere Zeiträume überwacht werden, spielt die Wiederholrate eine untergeordnete Rolle. Zu solchen Bauwerken gehören auch Brücken. Die Auswertung von SAR-Aufnahmen einer Rheinbrücke zeigt, dass abhängig von der Tragstruktur geeignete natürliche Radarreflektoren vorhanden sind (helle Punkte in SAR-Aufnahme, Bild 9). Langzeitveränderungen im Tragwerksverhalten wie Stützensenkungen sind so ohne teure und aufwendige Installationen vor Ort grundsätzlich detektierbar. So bietet die Radarinterferometrie Potential für ein übergreifendes Monitoring im Rahmen turnusgemäßer Überwachungsmessungen an Bestandsbrücken. Die Auswertung der SAR-Aufnahmen ist jedoch, anders als im innerstädtischen Bereich, komplexer, da u. a. Radarwellen zuerst von der Wasseroberfläche reflektiert und erst dann über die Brückenoberfläche zurück zum Satelliten verlaufen können. Genaue und in ausreichender Zahl abgeleitete Setzungsinformationen sind daher aktuell für einen praxistauglichen Einsatz noch nicht gegeben, was sich mit neuen Satellitenmissionen ändern könnte [1].

### 3.3 Visualisierung von Setzungsinformationen

Bei den großen Datenmengen über Raum und Zeit kommt der Visualisierung eine besondere Bedeutung zu. Im genannten Beispiel der Wehrhahn-Linie mussten ca. 400.000 Setzungswerte verarbeitet und analysiert werden [16], wozu übliche Aufbereitungsarten wie Tabellenformen oder einfache Graphiken ausscheiden. Zusammenhänge und Ursachen von Setzungen, aber auch die Betrachtung von Interaktionen mit anderen Aspekten des Bauwerks oder des Tunnelbaus sind in diesen Formaten nur mühselig zu analysieren bzw. zu interpretieren. Viele Phänomene und Zusammenhänge bleiben aufgrund der zeitlichen Diversität der Messungen unerkannt.

Eine zeit- und raumbezogene Visualisierung mit entsprechender Datenaufbereitung unterstützt die Analyse und Bewertung. Abhängigkeiten zwischen z. B. maschinellem Schildvortrieb, Setzungsereignis und Bebauung können dann leichter erkannt und interpretiert werden. Die Visualisierung unterstützt durch verschiedene Perspektiven das Ein- bzw. Ausblenden von Informationen und/oder Zoomfunktionen zur Detailbetrachtung. Zeitbezogene Daten wie Setzungen können durch Animationen aufbereitet werden, sodass eine große Interoperabilität gegeben ist

[19]. Zusätzlich unterstützt eine dreidimensionale Aufbereitung der Ergebnisse in einer *Virtual-Reality-Umgebung* die genannten Analysemöglichkeiten (Bild 10).

*Virtual reality* (VR) beschreibt die Möglichkeit, ein computergeneriertes dreidimensionales und dynamisches Abbild der Realität zu schaffen. Die Generierung erfolgt in Echtzeit und kann auf den Blickwinkel des Nutzers umgerechnet werden. Zur Wahrnehmung des 3D-Effekts sind Hilfsmittel wie Shutterbrillen erforderlich. Ein sogenannter *flystick* ermöglicht die Navigation in der VR-Umgebung. Beide Komponenten können *getrackt* werden, um so die aktuelle Position und Blickrichtung des Nutzers in der Berechnung des Bildaufbaus zu berücksichtigen. Bild 10 zeigt Aufnahmen aus dem VR-Labor am Lehrstuhl für Bauinformatik der Ruhr-Universität Bochum [16] mit einem 3D-City-Modell (links), einer farblichen Visualisierung der Setzungsmulde (rechts oben) und dem virtuellen Gang durch die Tunnelbohrmaschine (rechts unten).

## 4 Schlussfolgerungen

Monitoring bietet vielfältige Anwendungsmöglichkeiten im Infrastrukturbau. Häufig wird es gerade bei Bestandsbauwerken eingesetzt, um vulnerable Bauteile wie etwa



Bild 10 Aufnahmen aus dem Virtual-Reality-Labor (VR-Lab) an der Ruhr-Universität Bochum, 3D-Citymodell (links), farbliche Hinterlegung von Setzungen (rechts oben) und Positionierung von Tübbings in der Tunnelbohrmaschine (rechts unten) Grafik: aus [16]

Spannglieder oder konzentrierte Lasteinleitungen zu überwachen. Wesentlich ist eine auf die gewünschte Überwachung abgestimmte Messkampagne. Das betrifft zum einen die eigentliche Messung am Bauteil wie etwa eine Dehnungsbestimmung, zum anderen nötige Zusatzinformationen wie einzubeziehende Temperaturdaten und geeignete Zeiträume für abgesicherte Prognosen. Zielgerichtet eingesetzt, lassen sich bei rechnerisch schwer erfassbaren Trageigenschaften wesentliche Genauigkeitsgewinne aus Monitorings erzielen – bei gleichzeitig geringem Eigenaufwand.

Mit der Datenmenge steigt der Bedarf an geeigneter Visualisierung. Dies gilt besonders für räumliche verteilte Messkampagnen mit hoher Abtastrate über die Zeit. Visualisierungen als Grafiken, zeitanimierte Videosequenzen oder eine interaktive VR-Umgebung eröffnen dabei die Möglichkeit, Zusammenhänge zu identifizieren und auch komplexe Interaktionen zu erkennen. Der Bedarf an kombinierten Monitorings mit Visualisierungstechniken wird daher weiter anwachsen.

## Literatur

- [1] Bergmeister, K.; Mark, P.; Österreicher, M.; Sanio, D.; Heek, P.; Krawtschuk, A.; Strauss, A.; Ahrens, M. A.: Innovative Monitoringstrategien für Bestandsbauwerke. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2015, Bd. 1, Berlin: Ernst & Sohn, S. 315–459
- [2] Krawtschuk, A.; Strauß, A.; Haider, K.; Zimmermann, T.; Bergmeister, K.: Ermittlung von Modellunsicherheiten bei Stahlbetonstrukturen. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012) 12, S. 824–835 – DOI: 10.1002/best.201200053
- [3] Sanio, D.: Genauigkeit monitoringbasierter Lebensdauerprognosen von Betonbrücken bei Spannstahlermüdung. Diss., Ruhr-Universität Bochum, 2017
- [4] Marx, S.; Wenner, M.; Käding, M.; Wedel, F.: Vom Rechnen und Wissen – Monitoring an den Talbrücken der Neubaustrecke Erfurt-Leipzig/Halle. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 28. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 12./13.3.2018 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2018, S. 41–58
- [5] Sanio, D.; Löschmann, J.; Mark, P.; Ahrens, M. A.: Bauwerksmessungen versus Rechenkonzepte zur Beurteilung von Spannstahlermüdung in Betonbrücken. Bautechnik 98 (2018) 2, S. 99–110 – DOI: 10.1002/bate.201700092
- [6] Löschmann, J.; Ahrens, M. A.; Dankmeyer, U.; Ziem, E.; Mark, P.: Methoden zur Reduktion des Teilsicherheitsbeiwertes für Eigenlasten bei Bestandsbrücken. Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017) 8, S. 506–516 – DOI: 10.1002/best.201700027
- [7] Merkel, M.; Breit, W.: Zerstörungsfrei zur Bauwerksfestigkeit. Beton- und Stahlbetonbau 113 (2018) 9, S. 640–646 – DOI: 10.1002/best.201800005
- [8] Marx, S.; von der Haar, C.; Liebig, J. P.; Grünberg, J.: Bestimmung der Verkehrseinwirkung auf Brückentragwerke aus Messungen an Fahrbahnübergangskonstruktionen. Bautechnik 90 (2013) 8, S. 466–474 – DOI: 10.1002/bate.201300015
- [9] Sanio, D.; Ahrens, M. A.; Rode, S.; Mark, P.: Untersuchung einer 50 Jahre alten Spannbetonbrücke zur Genauigkeitssteigerung von Lebensdauerprognosen. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014) 2, S. 128–137 – DOI: 10.1002/best.201300079
- [10] Sanio, D.; Mark, P.; Ahrens, M. A.: Temperaturfeldberechnung von Brücken – Umsetzung mit Tabellenkalkulationen. Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017) 2, S. 85–95 – DOI: 10.1002/best.201600068
- [11] Ahrens, M. A.; Mark, P.: Lebensdauersimulation von Betontragwerken. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011) 4, S. 220–230 – DOI: 10.1002/best.201000092
- [12] Samiec, D.: Verteilte faseroptische Temperatur- und Dehnungsmessung mit sehr hoher Ortsauflösung. Photonik 6 (2011), S. 34–37
- [13] Clormann, U. H.; Seeger, T.: Rainflow-HCM. Ein Zählverfahren für Betriebsfestigkeitsnachweise auf werkstoffmechanischer Grundlage. Stahlbau 55 (1986) 3, S. 65–71
- [14] DIN EN 1991-2 (2010) Eurocode 1 – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Berlin: Beuth
- [15] Mark, P.; Niemeier, W.; Schindler, S.; Blome, A.; Heek, P.; Krivenko, A.; Ziem, E.: Radarinterferometrie zum Setzungsmonitoring beim Tunnelbau – Anwendung am Beispiel der Wehrhahn-Linie in Düsseldorf. Bautechnik 89 (2012) 11, S. 764–776
- [16] Schindler, S.: Monitoringbasierte strukturelle Schadensanalyse von Bauwerken beim Tunnelbau. Diss., Ruhr-Universität Bochum, 2014-4

- [17] Neugebauer, P.; Schindler, S.; Pähler, I.; Blome, A.; Mark, P.: Präventives Schädigungsmanagement im Tunnelbau: Schutz der oberirdischen Bebauung. In: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.): Taschenbuch für den Tunnelbau, Berlin: Ernst & Sohn, 2015, S. 318-361
- [18] Ferretti, A.; Prati, C.; Rocca, F.: Permanent Scatterers in SAR Interferometry. IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing 39 (2001) 1, S. 8-20
- [19] Schindler, S.; Hegemann, F.; Koch, C.; König, M.; Mark, P.: Radar interferometry based settlement monitoring in tunneling: Visualization and accuracy analyses. Visualization in Engineering 4 (2016) 7, S. 1-16 - DOI 10.1186/s40327-016-0034-x

**BERD**<sup>®</sup>  
ONE BRIDGE, ONE SOLUTION

**INNOVATIVE  
UND NACHHALTIGE  
LÖSUNGEN FÜR  
DEN BRÜCKENBAU**

**MEHR KONTROLLE,  
SICHERHEIT UND QUALITÄT**

A6 West – Neckarbrücke

SCHLÜSSELFERTIGE ANGEBOTE:  
MASCHINE + FACHARBEITER ... WENIGER RISIKO UND MEHR EFFIZIENZ

Bridge Engineering Research & Design  
info@berd.eu | www.berd.eu

**NORTE 2020** **PORTUGAL 2020**  UNIAO EUROPEIA  
Fundo Europeu  
do Desenvolvimento Regional

# Verkehrsinfrastruktur für Hamburg – Neubau der Waltershofer Brücken im Hamburger Hafen

*Dr.-Ing. Christoph Vater*  
Hamburg Port Authority, AöR

## 1 Einleitung

Der Betrieb des Hamburger Hafens (Bild 1) wird organisiert von der Hamburg Port Authority (HPA), welche 2005 als Zusammenschluss unterschiedlicher Behörden und Institutionen gegründet wurde und gegenwärtig rund 1.800 Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter beschäftigt. Als Anstalt öffentlichen Rechts betreibt die Hamburg Port Authority ein zukunftsorientiertes Hafenmanagement aus einer Hand und ist unter anderem zuständig für den Neubau, die Unterhaltung und den Betrieb der gesamten wasser- und landseitigen Infrastruktur im Hamburger Hafen. Diese setzt sich aus Straßen, Brücken, Gleisen, Wasserstraßen, Kaianlagen und Schiffs Liegeplätzen zusammen, die von der HPA bereitgestellt werden.

Dazu zählen:

- Öffentliche Straßen im Hafen: 142 km,
- Gleisanlagen der Hafenbahn: 288 km,
- Kaimauern für tiefgehende Seeschiffe: 43 km.

Eine der Hauptaufgaben der Hamburg Port Authority ist es, den Standort Hamburger Hafen jederzeit wettbewerbsfähig zu halten.

Mit einem Seegüterjahresumschlag von rd. 136,5 Mio. t ist der Hamburger Hafen der größte Seehafen in Deutschland und nach dem Hafen Rotterdam sowie dem Hafen von Antwerpen der drittgrößte in Europa (Stand 2017 [1]). Rund 270.000 Arbeitsplätze sind bundesweit

direkt oder indirekt vom Funktionieren des Hafens abhängig (Stand 2014 [1]). Vor diesem Hintergrund ist die sichere Aufrechterhaltung aller Umschlagsmöglichkeiten von zentraler Bedeutung.

Bei den Waltershofer Brücken handelt es sich um eine wichtige Brückengruppe innerhalb des Hafengebiets, ursprünglich bestehend aus zwei 2-spurigen Straßenbrücken, zwei 1-gleisigen Bahnbrücken sowie einer Leitungsbrücke. Die Gleistrasse liegt zwischen den beiden Straßenbrücken und trennt die zugehörigen Verkehrswege vollständig, so dass hier keinerlei Redundanz besteht. Die unmittelbar benachbarte Autobahnbrücke der A7 hat ebenfalls keinerlei Verbindung zu den genannten Brücken (Bild 2 und Bild 3).

Mit der Erneuerung und Erweiterung dieses Brückenkonsortiums verfolgt die HPA unter anderem die zukunftsgerichtete Kapazitätsanpassung der landseitigen Verkehrsanbindungen des größten Containerterminals des Hamburger Hafens, dem Containerterminal Burchardkai (CTB). Neben dem damit verbundenen Ausbau des Straßennetzes werden aber auch die Kapazität der zugehörigen Gleisanlagen und damit die Leistungsfähigkeit der angrenzenden Hafenbahnhöfe Mühlenwerder, Waltershof und Alte Süderelbe deutlich erhöht. Dieses wird nicht nur für den CTB, sondern für sämtliche Umschlagsunternehmen in diesem Bereich des Hamburger Hafens, insbesondere auch für den Containerterminal Hamburg (CTH), zu einer spürbaren Verbesserung der Verkehrssituation führen. Die Umsetzung dieses Projekts ist eine zwingende Voraussetzung, um das langfristig prognostizierte Umsatzziel von jeweils 6 Mio. TEUR/Jahr für CTB und CTH erreichen zu können [2].



Bild 1 Übersicht über das Hafengebiet Hamburgs. Es erstreckt sich über 70,83 km<sup>2</sup>.  
Grafik: HPA-Kartographie

## 2 Bestand

Bei den bestehenden Brücken handelt es sich um Stahlfachwerkstrukturen. Zwei der vier Brückenüberbauten

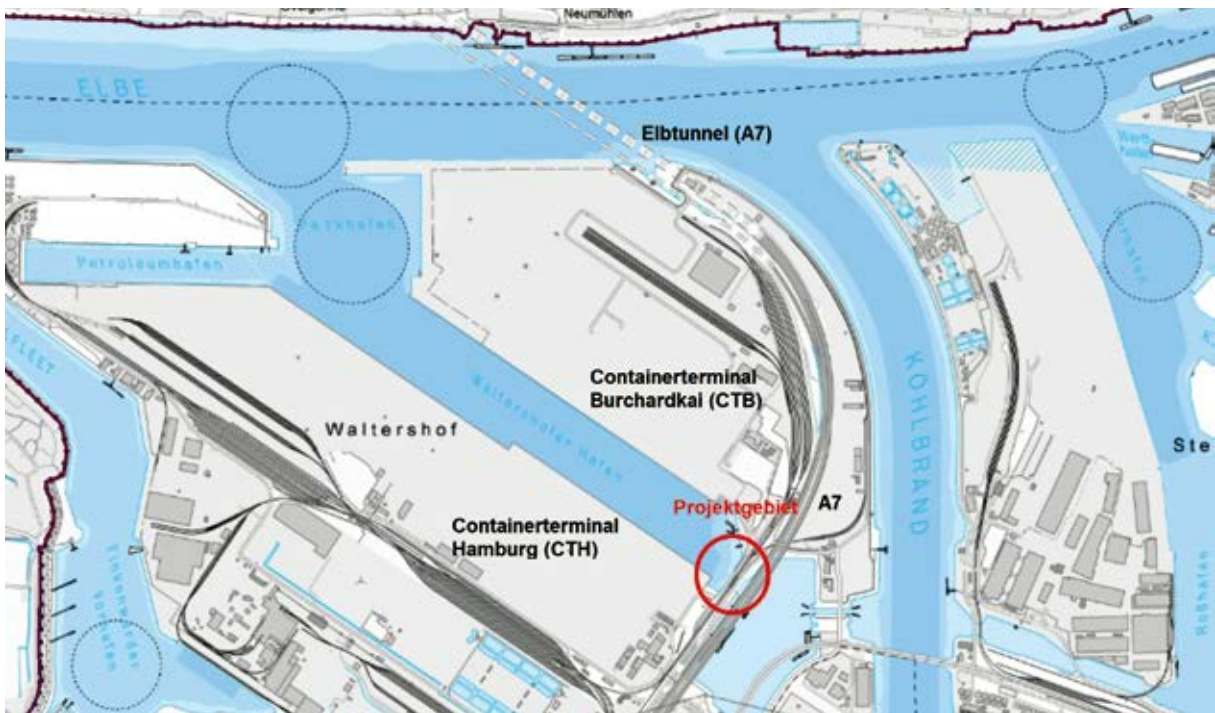


Bild 2 Lage der Walterschofer Brücken

Grafik: HPA-Kartographie

(eine Bahn- und eine Straßenbrücke) wurden in den Jahren 1911/1912 hergestellt; diese haben somit ein Alter von mehr als 100 Jahren. Bei ihnen handelt es sich um genietete Stahlbrücken. Die beiden anderen Überbauten stammen aus dem Jahr 1974, diese wurden

bereits als geschweißte Stahlkonstruktionen hergestellt.

Alle Überbauten sind auf massiven Schwerkraftswiderlagern aufgelagert, die ihre Lasten über Holzpfähle in den Baugrund abtragen.



Bild 3 Ursprünglicher Bestand bis 2015. Außerhalb des Hafenvverkehrs werden die Walterschofer Brücken (im Bild die blauen Fachwerkbrücken) als eher unauffällig wahrgenommen, da sie vom öffentlichen Personen-Kraftfahrzeugverkehr kaum genutzt werden. Dennoch sind sie für das Funktionieren von großen Teilen der Hamburger Hafenwirtschaft von fundamentaler Bedeutung.

Foto: Ulli Müller / Falcon Crest

Die Widerlager stammen ebenfalls aus den Jahren 1911/1912.

Aufgrund des hohen Brückenalters und der hohen Auslastung, insbesondere durch einen überdurchschnittlich hohen Schwerlastanteil, weisen sowohl die Stahlüberbauten als auch die Gründung zahlreiche Schwachstellen auf. Dies führte dazu, dass die Brücken bereits seit einigen Jahren nur noch eingeschränkt befahren werden konnten.

### 3 Bedarf

Infolge der beständig hohen Umschlagszahlen und des weiterhin stetigen Hafenzuwachses haben die teilweise über 100 Jahre alten Brücken das Ende ihrer Lebensdauer erreicht. Auch die jüngeren, geschweißten Stahlüberbauten sind bereits soweit ermüdet, dass für sie ein Ersatz unumgänglich war. Mit dem Brückenneubau soll zugleich eine Erweiterung der Gleistrasse von zwei auf drei Gleise sowie eine Verbreiterung der westlichen Straßenbrücke von zwei auf drei Fahrspuren erfolgen, um die zukünftig zu erwartenden steigenden Umschlagszahlen bewältigen zu können. Um diesem Bedarf gerecht zu werden, wird eine zusätzliche 1-gleisige Bahnbrücke zwischen der östlichen Straßenbrücke (Bild 4, links) und den beiden bestehenden Bahnbrücken hergestellt, um im Endzustand über eine 3-gleisige Verbindung zu verfügen. Die westliche 2-spuri-

ge Straßenbrücke (Bild 4, rechts) wird durch eine 3-spurige Straßenbrücke ersetzt.

Sowohl der Schienen- als auch der Kfz-Verkehr müssen über die gesamte Bauzeit hinweg aufrechterhalten werden. Für die östliche Straßenbrücke stellt das kein Problem dar, da es hierzu eine weiträumige Umfahrung gibt. Für die weitläufigere westliche Straßenbrücke, die die einzige nennenswerte Verbindung des Containerterminals Burchardkai zum öffentlichen Verkehrsraum darstellt, besteht eine solche Umfahrungsmöglichkeit jedoch nicht, was den Bauablauf vor besondere Herausforderungen stellt.

### 4 Aufrechterhaltung des Verkehrs

Die permanente Aufrechterhaltung der Straßenverbindung zum Containerterminal Burchardkai ist unabdingbar. Die Straßenverbindung ist mit bis zu 400 Lkw/h sehr hoch frequentiert. Es sind drei unterschiedliche Optionen untersucht worden:

**Option 1:** Herstellung einer Umfahrung westlich der Brückengruppe, d. h. ein Ausweichen mit der Umfahrung in den Hafenbereich in Richtung CTB. Gegen diese Variante sprechen vor allem die Kosten, da ein komplettes zusätzliches Brückenbauwerk mitsamt Widerlagern und Tiefgründung hätte errichtet werden müssen, wenn auch nur temporär. Zudem wäre der Manövrierraum für die



Bild 4 Die vier Bestandsbrücken (bis 2015) in der Frontalansicht; der westliche Brückenüberbau (rechts) stellt die einzige Straßenverbindung zu Hamburgs größtem Terminal, dem Containerterminal Burchardkai, dar. Diese Verkehrsverbindung soll zum einen im Zuge des Neubaus von zwei auf drei Fahrspuren verbreitert werden, zum anderen muss aber während der gesamten Bauzeit eine 2-spurige Verbindung erhalten bleiben. Die östliche Straßenbrücke (links) kann hierfür nicht genutzt werden.  
Foto: Thomas Witt / HPA





Bild 5 Bauphase 1: Die Überbauten der neuen östlichen Straßenbrücke und der neuen 1-gleisigen Bahnbrücke sind bereits eingehoben.  
Foto: Anja Vogl / HPA

Schlepper im Waltershofer Hafen eingeeht worden.

**Option 2:** Nach Herstellung der zusätzlichen 1-gleisigen Bahnbrücke wird in die bisherige 2-gleisige Bahntrasse eine Umfahrung einschließlich des neuen 3-spurigen Überbaus gebaut. Nach Abbruch der alten Straßenbrücke und Herstellung der neuen Widerlager sowie der zukünftigen Straßenanschlussbereiche wird der neue Überbau in die Endlage verschoben. Gegen diese Variante spricht, dass die Straßenverbindung allerhöchstens für zwei Tage komplett unterbrochen sein kann. Dieser Zeitraum ist für den Verschub des Brückenüberbaus in die Endlage inkl. Herstellung des Lagervergusses und der Fahrbahnübergänge als äußerst unrealistisch eingeschätzt worden. Diese Variante wäre, wenn überhaupt, dann nur mit erheblichen Kompromissen hinsichtlich Qualität und Ausführungsart möglich gewesen.

**Option 3:** Nach Herstellung der zusätzlichen 1-gleisigen Bahnbrücke wird die neue 2-gleisige Bahnbrücke hergestellt, die jedoch zunächst als 2-spurige Behelfsumfahrung für den Straßenverkehr genutzt wird. Erst nach Herstellung der neuen westlichen Straßenbrücke und des zugehörigen endgültigen Straßenabschnitts wird der Straßenverkehr zurück in die endgültige Trasse verschwenkt. Hierzu müssen lediglich die beiden entsprechenden Verschwenkbereiche von der provisorischen zur endgültigen Straßentrasse umgebaut werden, was innerhalb von zwei Tagen ohne weiteres möglich ist. Anschließend wird der pro-

visorische Straßenaufbau von der Bahnbrücke entfernt, der Gleisoberbau wird hergestellt und die Bahnbrücke wird ihrer eigentlichen Bestimmung zugeführt. Diese Variante beinhaltet einige technische Herausforderungen, die sich jedoch als lösbar herausgestellt haben. Ein erheblicher finanzieller Zusatzaufwand wie bei Variante 1 oder ein ausgeprägtes Terminrisiko wie bei Variante 2 bestehen hier nicht.

Daher wurde diese Option 3 auch für die Umsetzung ausgewählt.

## 5 Bauablauf

Grundsätzlich ist der Bauablauf in zwei Phasen zu unterteilen:

**Phase 1:** In der ersten Phase wird zunächst die östliche Straßenbrücke und die daneben befindliche Leitungsbrücke zurückgebaut. Für die Straßenbrücke existiert eine Umfahrungsmöglichkeit, die Leitungen der Leitungsbrücke werden provisorisch auf die östliche Bahnbrücke verlegt. Die Neubauten werden anschließend in etwas weiter östlicher Lage errichtet, so dass in die auch jetzt schon bestehende Lücke (Bild 4) eine zusätzliche 1-gleisige Bahnbrücke eingebaut werden kann (Bild 5). Nach Abschluss dieser Arbeiten bestand somit (kurzzeitig) eine 3-gleisige Querung der Waltershofer Durchfahrt.

**Phase 2:** In dieser Phase werden zunächst die beiden bestehenden Bahnbrücken außer Be-

trieb genommen, so dass nur noch die zuvor neu hergestellte 1-gleisige Brücke als einzige Verbindung verbleibt. Um hier eine noch ausreichende Leistungsfähigkeit zu erreichen, waren zuvor zahlreiche neu herzustellende Weichenverbindungen erforderlich. Im Anschluss an den Rückbau der beiden 1-gleisigen Bahnbrücken wird an gleicher Stelle eine 2-gleisige Bahnbrücke errichtet, die jedoch zunächst als Umfahrungsbrücke für den Kfz-Verkehr genutzt wird. Dieses ist notwendig, um zum Schluss die sehr hochfrequentierte westliche Straßenbrücke ersetzen zu können, für die keine andere Umfahrungsöglichkeit besteht. Erst danach kann der für zwei Gleise konzipierte Überbau, nach Herstellung der beiden Gleistrassen, auch als Bahnbrücke genutzt werden.

Die temporäre Nutzung der Bahnbrücke als Straßenbrücke bringt einige Besonderheiten mit sich, die nachfolgend eingehend erläutert werden. Zunächst soll aber auf die Gründung eingegangen werden, die für die gesamte Brückengruppe nahezu einheitlich ausgeführt wurde.

## 6 Gründung

Die historische Gründung besteht aus einem Schwergewichtswiderlager von rd. 5 m Breite und etwa 6 m Höhe, aufgelagert auf Holzpfählen  $\varnothing$  35–45 cm, die lediglich ca. 4–5 m in den tragfähigen Baugrund einbinden. Zur Zeit ihrer Herstellung war die Holzkonstruktion auch bei Niedrigwasser vollständig von Wasser umgeben, was für die Dauerhaftigkeit der Konstruktion sehr vorteilhaft war (Bild 6). Im Laufe der Jahrzehnte hat sich der mittlere Tidehub im Hamburger Hafen jedoch von ca. 2,10 m im Jahre 1910 auf zurzeit rund 3,80 m erhöht, und zwar auch aufgrund des niedrigeren Tideniedrigwassers. Dieses liegt gegenwärtig im Mittel bei NHN -1,66 m im Vergleich etwa NHN -0,50 m im Jahre 1910. Diese Verschiebung des mittleren Tideniedrigwasserstandes hat dazu geführt, dass der obere Bereich der Holzkonstruktion der Schwergewichtswiderlager jetzt in der ungünstigen Wasserwechselzone liegt und damit einem deutlich höheren Schädigungsprozess ausgesetzt ist.

Eine weitere Schwachstelle der historischen Widerlagerkonstruktion besteht in der rückwärtigen Holzspundwand. Hier ist es in den vergangenen Jahren vermehrt zu Schädigungen gekommen, was dazu geführt hat, dass es vereinzelt zu Bodenaustritten kam und damit zu Versackungen im Fahrbahnbereich.

Eine Erhaltung der bestehenden Widerlagerkonstruktion war u. a. aus den genannten Gründen nicht möglich. Zu erwähnen ist darüber hinaus, dass insbesondere ein Nachweis zum Abtrag der Horizontallasten mit Hilfe der Holzpfahlgründung nicht gelingt. Eine Verstärkung mit Schrägankern oder Ähnlichem ist in der Vergangenheit zwar vorgenommen worden, führt aber zu einer planmäßigen Erhöhung der Vertikallasten was bei der geringen

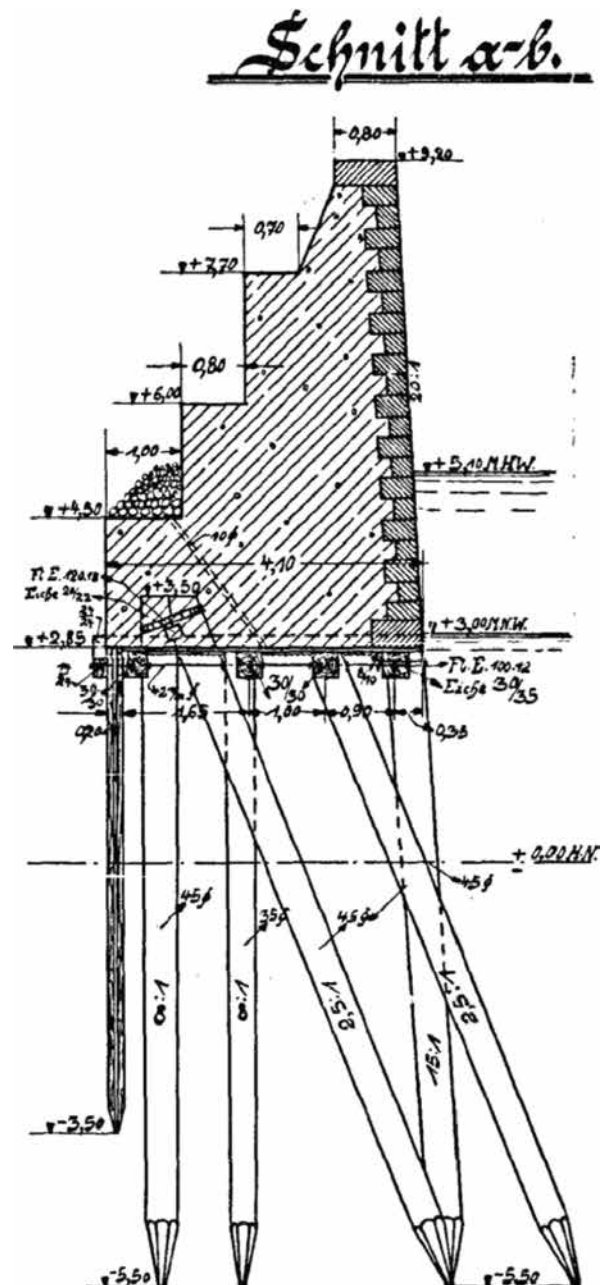


Bild 6 Darstellung des ursprünglichen Schwergewichtswiderlagers (Ausschnitt aus dem Bestandsplan von 1911). Die für das mittlere Tideniedrigwasser angegebene Höhe von 3,00 m entspricht bezogen auf das heutige Nullniveau der Höhe NHN -0,50 m. Zeichnung: Planarchiv HPA

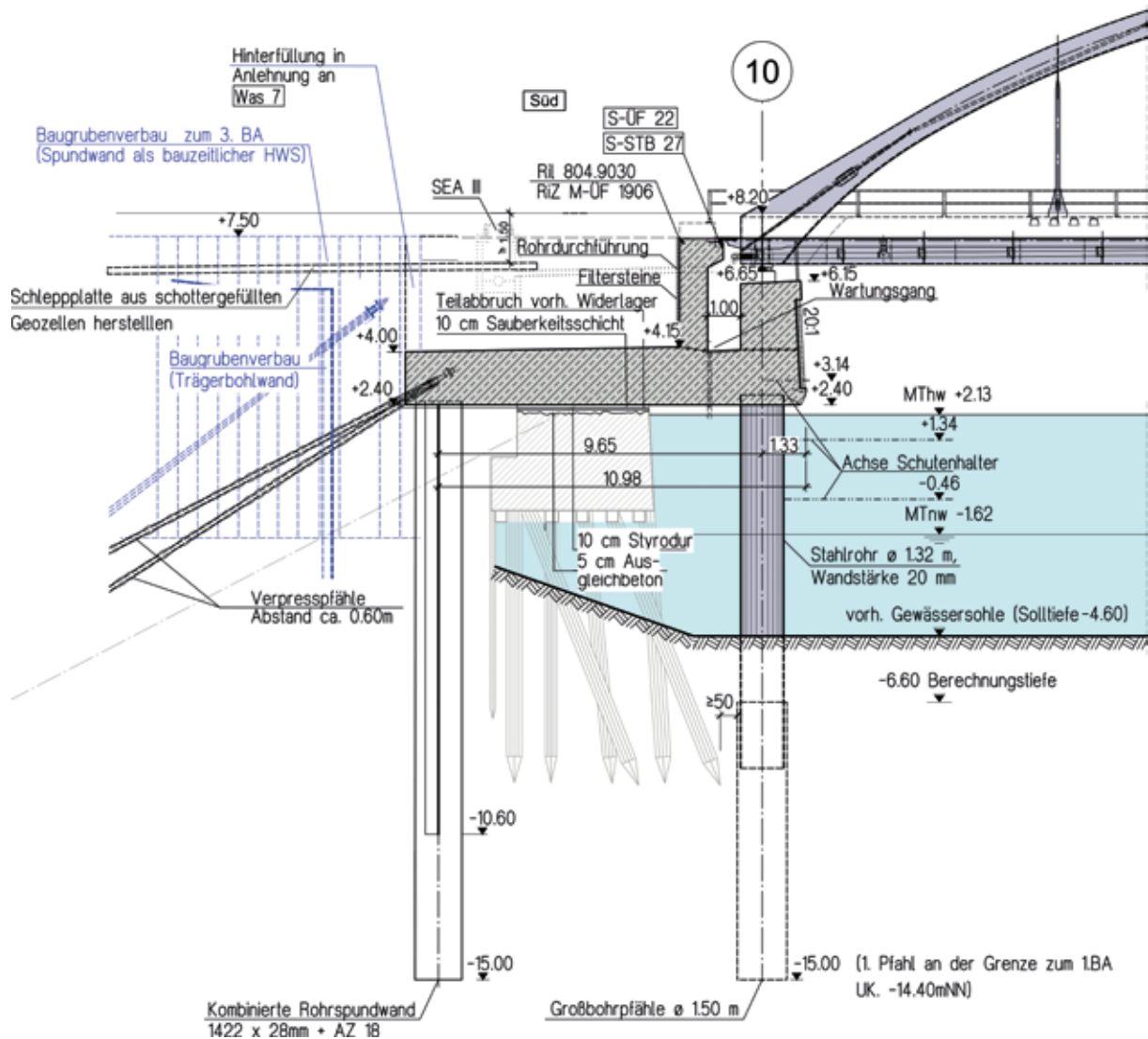


Bild 7 Südliches Widerlager mit Tiefgründung. Das teilabgebrochene Bestandswiderlager wird während der Bauausführung noch als Arbeitsebene genutzt. Nach Fertigstellung des neuen Widerlagers erfüllt es keinerlei tragende Funktion mehr. Zeichnung: WTM Engineers / Meyer + Schubart

Einbindetiefe der Holzpfähle wiederum nicht nachweisbar ist.

Das Gründungskonzept für die neuen Widerlager (Bild 7) sieht vor, die bestehende Konstruktion bis zu einer Höhe von NN +2,30 m abzubauen, so dass die Abbruchebene noch oberhalb des mittleren Tidehochwassers liegt. Die darunter befindliche Konstruktion wird mittels einer ca. 1,60 m dicken Stahlbetonplatte überbaut, die wasserseitig auf einzelnen Großbohrpfählen und landseitig auf einer gemischten Spundwand aufliegt. Die Großbohrpfähle bestehen im unteren Bereich (im Boden) aus einem reinen Stahlbetonabschnitt mit einem Durchmesser von 1,50 m. Oberhalb des Baugrunds ist für die Betonage ein Stahlrohr  $\varnothing$  1,32 m als verlorene Schalung erforderlich. Von wesentlicher Bedeutung ist eine ausrei-

chend tiefe Einbindung des Stahlrohrs in die Gewässersohle, damit der Betonierdruck des Frischbetons an der Unterkante des Rohres nicht größer ist als der umgebende passive Erddruck.

Landseitig trägt eine kombinierte Spundwand die Lasten in den Baugrund ab. Diese besteht aus Rohrprofilen  $\varnothing$  1,42 m als Tragbohlen sowie Spundbohlen des Typs AZ 18 DB als Füllbohlen.

Durch diese Lösung wird der Abbruch der bestehenden Konstruktion auf ein Mindestmaß reduziert, was insbesondere vor dem Hintergrund der notwendigen abschnittsweisen Erneuerung der Brücken erhebliche Standsicherheitsvorteile zur Folge hat. Zudem ist keine tiefe Baugrube erforderlich. Da der Grundwasserstand in Ufernähe nahezu identisch ist mit

dem Tidewasserstand, können die Schalungsarbeiten für die Pfahlkopfplatte oberhalb des Grundwasserstandes ausgeführt werden.

Da die Widerlager Bestandteil der Hochwasserschutzlinie sind, müssen alle Arbeiten, die innerhalb der Sturmflutsaison stattfinden – das heißt zwischen dem 1. September und dem 15. April –, unter ständiger Aufrechterhaltung des Hochwasserschutzes ausgeführt werden [3]. Das führt unter anderem dazu, dass die Baugruben für die Widerlager mit einer Spundwand eingefasst werden müssen, die nur dazu dient, den Hochwasserschutz sicherzustellen. Die in Hamburg geltenden speziellen Anforderungen für Baumaßnahmen im Bereich von Hochwasserschutzwänden und Poldern [4] sind jederzeit einzuhalten.

Aufgrund des sehr schlechten Baugrunds, wie er fast überall im Bereich des Hamburger Hafens anzutreffen ist, sind relativ hohe Horizontalkräfte durch die Anker aufzunehmen. Dieses wird vollständig mit verpressten Mikropfählen (GEWI® Ø 63,5 mm) erreicht, die aus Platzgründen teilweise aufgefächert werden müssen und eine Neigung zwischen 27,5° und 37,5° aufweisen. Der Abstand der Ankerköpfe untereinander beträgt in der Regel 60 cm, teilweise auch weniger. Verpresste Mikropfähle werden beim Einsatz im Zuständigkeitsbereich der HPA grundsätzlich mit einem doppelten Korrosionsschutz versehen, der auch im Bereich der Ankerköpfe auszubilden ist.

## 7 Überbauten

Die neuen Brückenbauwerke werden als Einfeldbrücken mit Stützweiten von ca. 45 m ausgeführt. Die Überbauten werden als Stabbogenbrücken mit außenliegenden Bögen und lotrecht angeordneten Hängern hergestellt. Die Fahrbahn wird als orthotrope Platte ausgebildet. Die Entwurfsplanung wurde architektonisch begleitet.

**Straßenbrücken.** Aufgrund des sehr hohen Schwerlastanteils am Straßenverkehr im gesamten Hafengebiet hat die HPA für ihren Zuständigkeitsbereich für Neubauten von Straßenbrücken einige eigene Spezifikationen festgelegt [5]. Unter anderem ist hier festgelegt, dass auf mehrspurigen Brücken zwei Fahrstreifen mit Lastkraftverkehr mit jeweils 2 Mio. Lkw pro Jahr und dass das durchschnittliche Gesamtgewicht der Lkw mit 400 kN anzunehmen sind. Eine Lebensdauer von 100 Jahren ist den Ermüdungsnachweisen zugrunde zu legen.

Darüber hinaus wird das Lastmodell LM1 dahingehend angepasst, dass abweichend von den Angaben nach DIN EN 1991-2 [6], Tabelle 4.2, die Doppelachslast des Fahrstreifens 2 auf  $Q_{2k} = 300$  kN erhöht wird. Aufgrund der zahlreichen Sondertransporte werden die Lager grundsätzlich für die Lasten aus Bremsen und Anfahren eines 200-t-Schwertransportes bemessen.

**Eisenbahnbrücken.** Für Eisenbahnbrücken ist in [5] u. a. festgelegt, dass die Ermüdungsnachweise für „Schwerverkehr mit 250-kN-Achsen“ zu führen sind und die Jahrestonnage 25 Mio. t je Gleis beträgt. Der Lastklassenbeiwert  $\alpha$  beträgt 1,21 und gilt ausdrücklich auch für die Ermüdungsnachweise.

Als Besonderheit bei Eisenbahnbrücken im Zuständigkeitsbereich der HPA ist anzuführen, dass seit etwa 2007 alle neuen Bahnbrücken, die mit einem Schotterbett hergestellt werden, als Korrosionsschutz eine ProCoat®-Beschichtung mit einer Dicke von 10 mm erhalten. Hierbei handelt es sich um ein patentiertes 2-K-Kautschuk-Polyurethan-Material, das hauptsächlich aus recycelten Autoreifen besteht und welches nach Aussage des Herstellers der weltweit einzige spritzbare Gummibelag ist, der fugenfrei in hohen Schichtdicken auf nahezu allen Substraten vertikal und horizontal verspritzt werden kann. Die ansonsten übliche Auskleidung mit auf der Beschichtung verklebten Unterschottermatten kann dadurch entfallen. Neben einer deutlichen Lärmreduzierung ist diese Bauart nach den bisherigen Erfahrungen wesentlich wartungsfreundlicher als die Ausbildung mittels Unterschottermatten. Darüber hinaus geht die HPA aufgrund des aktuellen Kenntnisstands von einer deutlich verbesserten Dauerhaftigkeit des Korrosionsschutzes aus.

**Bahnbrücke als temporäre Straßenbrücke.** Ein Fahrbahnaufbau für eine Straßenfahrbahn auf einer Bahnbrücke mit Schottertrog ist naturgemäß in keiner Vorschrift und keiner Richtlinie geregelt. Nach intensiven Diskussionen mit den beteiligten Fachplanern entschied sich die HPA in Abstimmung mit der zuständigen statischen Prüfabteilung für den folgenden Aufbau (s. auch Bild 8):

- ❑ 4 cm Asphaltbeton, AC 11 DS,
- ❑ 18 cm Asphalttragschicht AC 22 T Hmb,
- ❑ 30 cm Schottertragschicht,

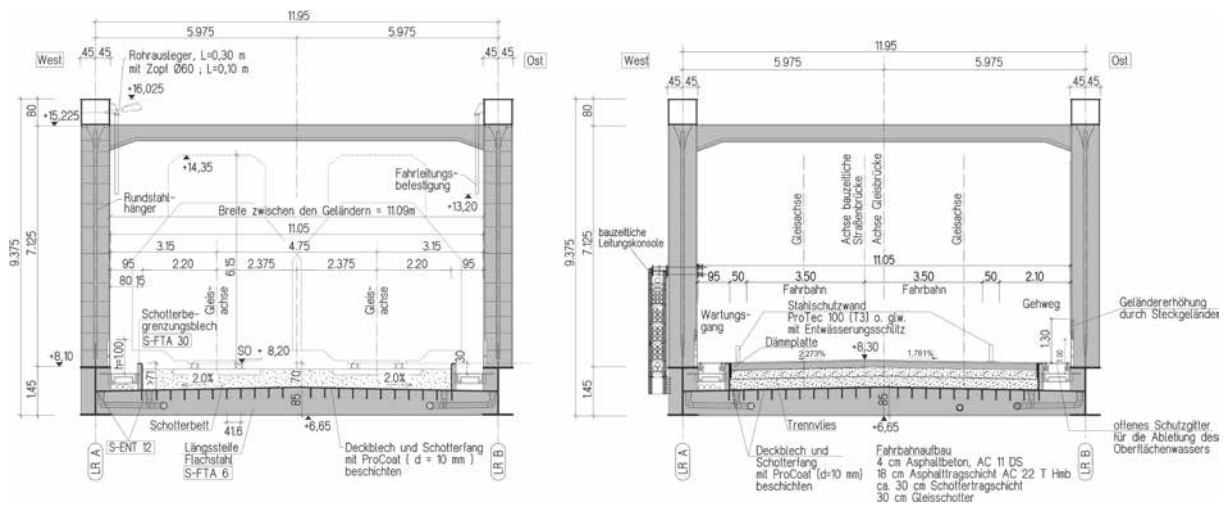


Bild 8 Querschnitt des 2-gleisigen Eisenbahnbrückenüberbaus; links mit endgültiger Gleistrasse, rechts mit temporärer Straßentrasse und Leitungsüberführung.  
Zeichnungen: WTM Engineers / Meyer + Schubart

- Trennvlies,
- 30 cm Gleisschotter.

Dieser Aufbau bietet die im Zusammenhang mit der verwendeten ProCoat®-Beschichtung folgenden wesentlichen Vorteile:

- Nach den bisherigen Erkenntnissen kann davon ausgegangen werden, dass die ProCoat®-Beschichtung sowohl den Einbau wie auch den Ausbau des Straßenaufbaus unbeschadet übersteht. Die Herstellung eines neuen Korrosionsschutzes vor Einbau der Gleistrasse entfällt somit. Auch das Verkleben von Gleisschottermatten entfällt, wie bereits erläutert. Damit können der Rückbau der Straßefahrbahn und der anschließende Einbau der Schienen-

fahrbahn in einem relativ kurzen Zeitraum erfolgen.

- Die Fahrbahntwässerung für die Straßefahrbahn gestaltet sich sehr einfach. Straßenabläufe sind nicht erforderlich. Das Oberflächenwasser wird mittels Dachgefälle durch die begrenzenden Stahlschutzwände hindurch in die seitlichen Kabeltröge geführt und somit so abgeleitet, wie für den Eisenbahnbetrieb vorgesehen. Bei etwaigen Undichtigkeiten im Straßenbelag sickert das Oberflächenwasser bis in die Gleisschotter-schicht hinein und wird dann ebenso abgeführt wie für den Eisenbahnbetrieb vorgesehen.
- Die Lastverteilung für die orthotrope Fahrbahn gestaltet sich durch den Schotterauf-

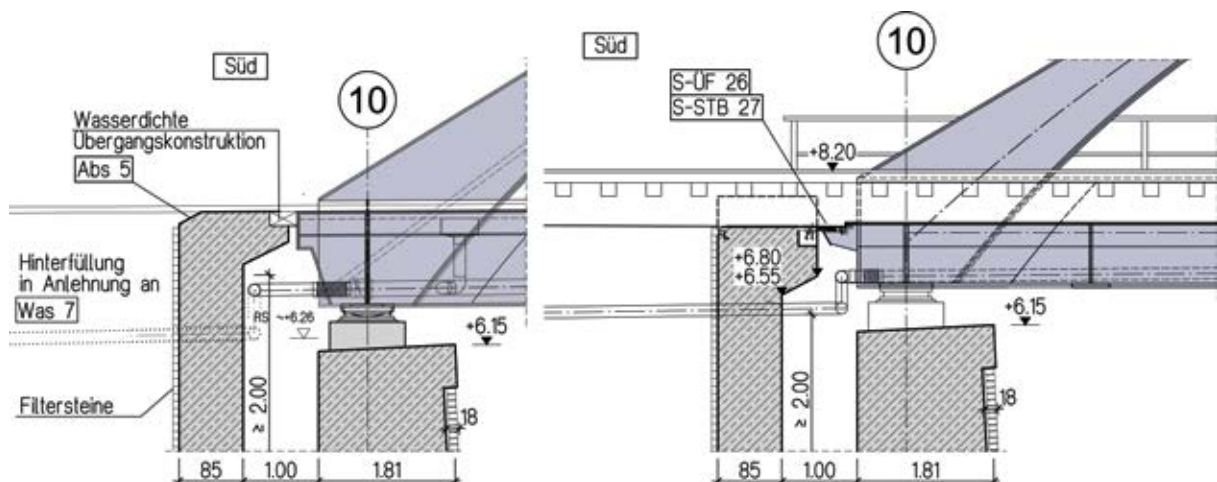


Bild 9 Bei der Eisenbahnbrücke (rechts) befindet sich der Fahrbahnübergang in Höhe des Bodens des Schottertrog und somit ca. 70 cm unterhalb der Schienenoberkante. Bei der Straßenbrücke (links) befindet sich der Fahrbahnübergang in einer Höhe mit der Fahrbahnoberkante.  
Zeichnungen: WTM Engineers / Meyer + Schubart

## Detail "10"

Fahrbahnübergang für bauzeitliche Nutzung als Straßenbrücke  
M 1:10

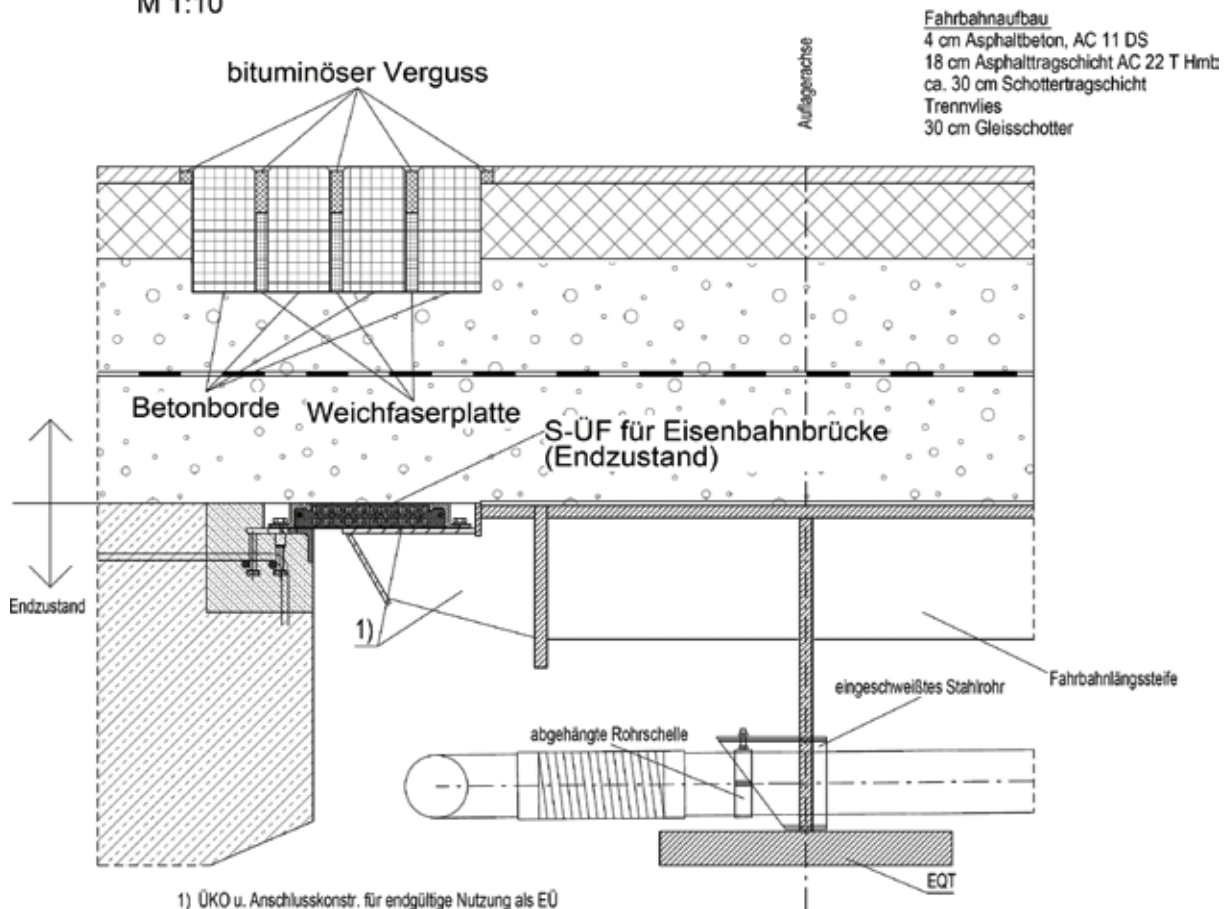


Bild 10 Fahrbahnübergangsdetail Bahnbrücke während der Nutzung als Straßenbrücke

Zeichnung: WTM Engineers / Meyer + Schubart

bau günstig. Es müssen keine besonderen Verstärkungen für die temporäre Nutzung als Straßenbrücke vorgenommen werden.

Ein grundsätzlicher Unterschied zwischen Bahn- und Straßenbrücke besteht auch in der Ausbildung des Fahrbahnübergangs (s. Bild 9). Um den Fahrbahnübergang der Bahnbrücke unverändert nutzen, aber trotzdem auf der Seite mit dem längsbeweglichen Lager eine Verschiebung zulassen zu können, ohne dass der Asphalt an dieser Stelle reißt, wurde eine Lösung mit Betonborden gemäß Bild 10 ausgeschrieben. Ausgeführt wurde dann allerdings eine Lösung, bei der Betonborde durch einen Asphaltübergang ersetzt wurden.

## 8 Stand der Ausführung

Die Ausführung des 1. Bauabschnitts begann im Februar 2015 mit dem Aushub der östlichen Waltershofer Straßenbrücke. Gegenwärtig sind

die Leitungsbrücke im Osten, die östliche Straßenbrücke, die 1-gleisige Bahnbrücke und die 2-gleisige Bahnbrücke fertiggestellt. Die Umfahrung für den Kfz-Verkehr über die 2-gleisige Bahnbrücke ist seit Juli 2018 im Betrieb. Die alte westliche Straßenbrücke ist zurückgebaut und die neuen Widerlager auf der Nord- und Südseite werden gegenwärtig hergestellt (Bild 11). Gleichzeitig wird der neue Überbau für die westliche Straßenbrücke auf einem ca. 300 m entfernten Parkplatz endmontiert.

Während die ersten drei Brückenbauwerke nahezu termingerecht fertiggestellt werden konnten, wird sich die Fertigstellung der westlichen Straßenbrücke, die sich zurzeit in der Ausführung befindet, terminlich spürbar verzögern. Ursächlich hierfür ist der Umstand, dass auf dieser Brücke unter anderem eine Starkstromtrasse, bestehend aus sechs 110-kV-Leitungen, überführt wird. Die Aufrechterhaltung dieser Stromversorgungsleitungen ist für den Containerterminal Burchardkai unverzichtbar.



Bild 11 Bauphase 2, Stand der Bauarbeiten im November 2018. Drei der vier neuen Brückenüberbauten sind fertiggestellt und in Betrieb genommen. Die westliche Bahnbrücke (rechts) dient als Straßenbrücke für die provisorische Umfahrung. Die Widerlager für die westliche Straßenbrücke werden hergestellt. Foto: Thomas Witt / HPA

Aus diesem Grund musste eine komplette zweite Trasse, ebenso wie zahlreiche andere Leitungen, parallel zur provisorischen Kfz-Umfahrung über die neue Eisenbahnbrücke geführt werden (Bild 8). Während die Verlegung der Leitungen der anderen Leitungsträger terminlich kein größeres Problem darstellte, zeigte sich in unbefriedigender Weise erst im Zuge der Bauausführung, dass der Zeitbedarf für eine entsprechende Verlegung der Starkstromtrasse denjenigen der anderen Leitungsträger um ein Vielfaches übertrifft. Darüber hinaus dürfen die Baugruben für die Starkstromtrasse aufgrund ihrer Größe und ihrer Lage nur in der sturmflutfreien Zeit hergestellt werden.

Da mit den Verlegearbeiten erst nach Fertigstellung der neuen Bahnbrücke begonnen werden konnte, die alte Straßenbrücke aber noch solange stehen bleiben musste, bis die Verlegung komplett abgeschlossen war, kam es hier zu einem deutlichen Zeitverzug. Auch die Verlegung der Starkstromleitung in ihre Endlage, also auf die neue westliche Straßenbrücke, wird nochmals deutlich mehr Zeit in Anspruch nehmen als ursprünglich geplant.

## 9 Termine

Vergabe: Oktober 2014

Baubeginn: Januar 2015

Fertigstellung:

1. Bauabschnitt, östliche Brücken: Anfang 2017
2. Bauabschnitt, westliche Brücken: geplant Mitte 2020

## 10 Zusammenfassung

Zur langfristigen Sicherstellung der Leistungsfähigkeit des Hamburger Hafens ist u. a. die Erneuerung der Waltershofer Brücken unumgänglich, da diese teilweise bereits über 100 Jahre alt sind und das Ende ihrer Lebensdauer erreicht haben. Mit der Erneuerung soll gleichzeitig eine Kapazitätserhöhung herbeigeführt werden, indem die bisher 2-gleisige Bahnverbindung auf zukünftig drei Gleise ausgebaut wird, und die bisher 2-spurige westliche Waltershofer Straßenbrücke durch eine 3-spurige Straßenbrücke ersetzt wird. Um den Straßenverkehr während der Bauzeit nahezu ohne

Tabelle 1 Technische Daten

	2-spurige Straßenbrücke (Ost)	1-gleisige Bahnbrücke (Ost)	2-gleisige Bahnbrücke (West)	3-spurige Straßenbrücke (West)
Stützweite	44,90 m	44,90 m	44,90 m	44,90 m
Konstruktionshöhe	9,25 m	9,40 m	9,40 m	9,25 m
Gesamtbreite	12,65 m	7,70 m	12,85 m	17,65 m
Stahlgewicht	ca. 360 t	ca. 340 t	ca. 510 t	ca. 410 t

Unterbrechung aufrecht erhalten zu können, muss eine der neu hergestellten Eisenbahnbrücken zunächst als Straßenbrücke genutzt werden. Die Straße wird hierin im Schotterbett geführt. Der mit einer ProCoat®-Beschichtung realisierte Korrosionsschutz ermöglicht nach Ende des Umfahrungszeitraums einen schnellen Umbau zur Eisenbahnbrücke.

Die wichtigsten technischen Daten der Brückenneubauten sind in der Tabelle 1 zusammengestellt.

## Literatur

- [1] Flyer „Der Hamburger Hafen. Daten und Fakten“ (Stand: 2017). Download: Homepage von Hafen Hamburg Marketing
- [2] Freie und Hansestadt Hamburg – Behörde für Wirtschaft, Verkehr und Innovation (Hrsg.): Hamburg hält Kurs – Der Hafenentwicklungsplan bis 2025. 2012
- [3] Freie und Hansestadt Hamburg (Hrsg.): Verordnung über private Hochwasserschutzanlagen (Polderordnung – PolderO). Verordnung vom 13.12.1977, zuletzt geändert am 3.2.1981
- [4] Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer; Hamburg Port Authority (Hrsg.): Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg. April 2013
- [5] Leistungsbeschreibung Teil C1 – Technische Bearbeitung – Ergänzende allgemeingültige Hinweise zur Leistungsbeschreibung Teil B. Februar 2014 (enthält u. a. Angaben zur Bemessung von Straßen- und Eisenbahnbrücken im Zuständigkeitsbereich der Hamburg Port Authority)
- [6] DIN EN 1991-2: 2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010

## Projektbeteiligte

Bauherr: Hamburg Port Authority, AöR

Entwurf Brücken Ost: Inros Lackner AG, Berlin

Entwurf Brücken West: WTM Engineers GmbH, Hamburg | Meyer + Schubart, Wunstorf

Baugestalterische  
Beratung ab Lph 3: PPL, Hamburg

Bauausführung  
Brücken Ost und West: AUG. PRIEN Bauunternehmung (GmbH & Co. KG), Hamburg

Statische Prüfung: Dr.-Ing. Matthias Behrens,  
Ingenieurgesellschaft Prof. Dr.-Ing. Hansen mbH, Hamburg

Örtliche Bauaufsicht: WKC Hamburg GmbH



# Erfahrungsbericht aus Österreich über die Anwendung von neuen Verfahren im Brückenbau

*o.Univ.Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger<sup>1</sup>, Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Benjamin Kromoser<sup>2</sup>, Dipl.-Ing. Dr.techn. Bernhard Eichwalder<sup>3</sup>*

## 1 Einleitung

Die Entwicklung von neuen Bauverfahren im Brückenbau ist eines der bevorzugten Tätigkeitsfelder am Institut für Tragkonstruktionen an der TU Wien. Mit Hilfe der Infrastrukturbetreiber ASFINAG und ÖBB, der österreichischen Bauunternehmungen, der österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG) sowie des Bundesministeriums für Verkehr, Innovation und Technologie (BMVIT) konnten in den zurückliegenden Jahren die notwendigen finanziellen Mittel aufgestellt werden, die erforderlich sind, um aus Ideen in der Praxis einsetzbare Bauverfahren zu entwickeln. Dieser Erfahrungsbericht konzentriert sich auf drei aktuelle Brückenprojekte mit Erstanwendungen von an der TU Wien entwickelten Bauverfahren aus den Jahren 2016 bis 2019. Über frühere Projekte der TU Wien, wie beispielsweise die Verstärkung der Autobahnüberführung Golling mit externen Spanngliedern aus CFK-Drähten oder die Herstellung der Egg-Graben-Brücke mit einer Fahrbahnplatte ohne Betonstahlbewehrung, wurde bereits an anderer Stelle berichtet [1]–[3].

Den drei in diesem Bericht vorgestellten Praxisanwendungen und auch den früheren Beispielen ist gemeinsam, dass zahlreiche experimentelle Untersuchungen, oft über einen Zeitraum von mehreren Jahren, durchgeführt wurden, um die Anwendungsreife bei den neuen Bauverfahren zu erreichen. Die Experimente erfolgten, wenn es möglich war, an Probekörpern im Originalmaßstab der späteren Bauanwendung oder, falls dies nicht möglich war, in einem möglichst großen Maßstab. Eine weitere Gemeinsamkeit der nachfolgend beschriebenen Beispiele für die Umsetzung von Innovationen in reale Bauwerke ist, dass in allen Fällen internationale Patente für die zugrunde liegenden Technologien erteilt wurden. In einem Fall (Fahrbahnübergangskonstruktion, s. Abschnitt 2) lagen nur vier Jahre zwischen der Patentanmeldung [4] und der Umsetzung.

Bei dem Schalenbauverfahren waren mehrere Entwicklungsschritte [5]–[7] erforderlich und es verstrichen 13 Jahre von der ersten Patentanmeldung im Jahr 2004 [8] bis zum Bau der Wildbrücke AM2 (s. Abschnitt 3). Der erste Einsatz des Brückenklappverfahrens (s. Abschnitt 4), das im Jahr 2006 in Deutschland zum Patent [9] angemeldet wurde, verzögerte sich auf Grund der Schwierigkeiten, die mit der Erteilung des Umweltverträglichkeitsbescheids für die Fürstenfelder Schnellstraße (S7) verbunden waren. Erst im Januar 2019 erfolgte der Baubeginn für die Umsetzung der Entwürfe aus dem Jahr 2009 für die Lafnitzbrücke und die Lahnbachbrücke.

## 2 Einsatz von fugenlosen Fahrbahnübergangskonstruktionen (FÜK) bei der Satzengrabenbrücke

Ein großes Problem bei langen integralen Brücken stellt das Dilatationskonzept dar. Für Brücken bis ca. 70 m können die Längenänderungen der Brücke mit einfachen, abgesenkten Schlepplattenkonstruktionen in den Damm eingeleitet werden, ohne dass Schäden im darüberliegenden Fahrbahnaufbau entstehen. Bei längeren Brücken kommt es jedoch oft zu Belagsrissen und Setzungen hinter den Widerlagern. Daher wurde in den vergangenen Jahren zum Thema der integralen Brücken viel geforscht. Die Motivation vieler Projekte geht stark aus der Initiative der Infrastrukturbetreiber hervor, die einen hohen Nutzen dieser Bauweise durch reduzierte Instandhaltungsarbeiten erkennen. Die Problematik mit dem Übergangsbereich zwischen Brücke und Straßenkörper wird in zahlreichen Forschungsarbeiten beschrieben, beispielsweise in [10]–[12].

Um die bis heute noch unzureichend gelöste Problematik der Übergangskonstruktionen bei langen integralen Brücken in den Griff zu bekommen, wurde an der TU Wien eine neue Fahrbahnübergangskonstruktion

<sup>1</sup> TU Wien, Institut für Tragkonstruktionen

<sup>2</sup> Universität für Bodenkultur Wien, Institut für Konstruktiver Ingenieurbau

<sup>3</sup> Retter & Partner Ziviltechniker Ges.m.b.H, Krems an der Donau

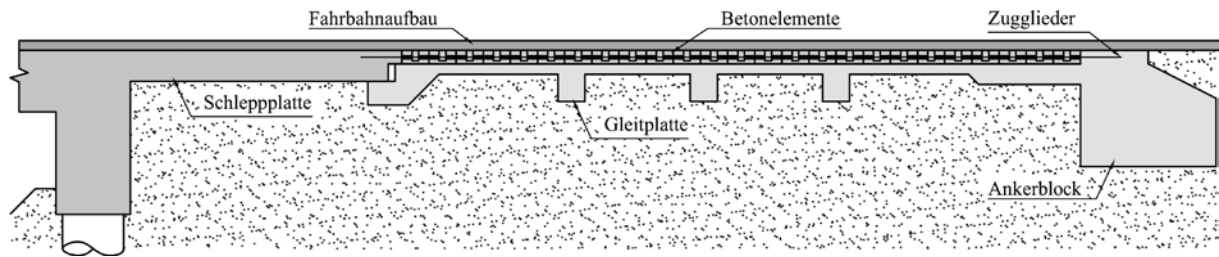


Bild 1 Übersicht der einzelnen Komponenten der neu entwickelten FÜK (Längsschnitt)

Grafik: © Bernhard Eichwalder

(FÜK) für integrale Brücken entwickelt und in mehreren Ländern patentiert [4], [13], [14]. Eine schematische Darstellung der neu entwickelten FÜK und ihrer Komponenten zeigt Bild 1. Das grundlegende Funktionsprinzip der neuen Konstruktion basiert darauf, dass die Verformungen, welche durch Temperaturänderungen, Schwinden, Kriechen und äußere Belastung am Widerlager entstehen, nicht punktuell am Brückende durch eine Dehnfuge in der Fahrbahn aufgenommen, sondern über einen längeren Bereich hinter dem Widerlager verteilt werden. Durch die Verteilung der Verformungen ist es möglich, einen vom Institut für Verkehrswissenschaften – Forschungsbereich Straßenbau der TU Wien entwickelten Fahrbahnaufbau nahtlos von der Brücke bis zum Damm durchzuführen. Dadurch entsteht ein oberflächlich fugenfreier Fahrwegübergang.

Nach Ausarbeitung der Konzeption im Zuge eines Projekts der Verkehrsinfrastrukturforschung [15] wurde mithilfe des österreichischen Autobahnbetreibers ASFINAG das Ziel gesetzt, die neu entwickelte Konstruktion über den Bau eines Prototyps schließlich unter realen Bedingungen in einem Pilotprojekt einzusetzen. Um eine praxisgerechte Anwendung der Konstruktion zu ermöglichen, war der Bau eines Prototyps auf einem Testgelän-

de der Fa. Franz Oberndorfer GmbH & Co KG zweckdienlich. Anhand der erstmaligen Herstellung konnten sehr wichtige Erfahrungswerte gesammelt und Fehlerquellen erkannt werden [16], [17].

Aufgrund der positiven Ergebnisse aus dem Forschungsprojekt wurde seitens der ASFINAG ein Pilotprojekt ins Leben gerufen, bei dem die neu entwickelte FÜK ihre erste Anwendung gefunden hat. Bei dem Pilotprojekt handelt es sich um einen 112 m langen Talübergang, welcher im Zuge der Erweiterung der Nord/Weinviertel Autobahn A5 zwischen Schrick und Poysbrunn im nördlichen Niederösterreich im Bereich der Ortschaft Wilfersdorf im Weinviertel entstanden ist. Die wirtschaftlichen und betriebstechnischen Vorteile der integralen Bauweise bewegten die ASFINAG dazu, diesen Talübergang als vollintegrales Bauwerk zu planen. Um die Probleme der Dilatation bei so einem langen Tragwerk in den Griff zu bekommen, wurde der neu entwickelte Fahrwegübergang als Lösungsvariante gewählt. Da diese Brücke mit der neuen FÜK die erste ihrer Bauweise war, entschied sich die ASFINAG dazu, ein umfangreiches Monitoringprogramm zu installieren, um die Brücke zu überwachen. Das Pilotprojekt soll dazu dienen, die Dauerhaftigkeit der Übergangskonstruktion in der Praxis aufzuzeigen. Dabei sollen wichtige Erfahrungswerte



Bild 2 Einbau der Fahrwegübergangskonstruktionen an den jeweiligen Brückenden

Foto: aus [18], © Asfinag, reproduced with permission



Bild 3 Satzengrabenbrücke kurz vor der Eröffnung im Dezember 2017

Foto: aus [18], © Bernhard Eichwalder, reproduced with permission

über das Verhalten und die Dauerhaftigkeit der neuen FÜK im Zusammenspiel mit der Brücke gesammelt werden.

Die Brücke wurde als vollintegrale Plattenbrücke aus Stahlbeton mit monolithischen Anschlüssen zu den Pfeilern und zur Widerlagerwand und ohne Fuge im Fahrbahnaufbau ausgeführt. Dabei wurde jede Richtungsfahrbahn als eigenes Tragwerk erstellt. Die 112 m lange, fünffeldrige Brücke teilt sich in zwei 20 m lange Randfelder und drei 24 m lange Mittelfelder auf. Die Brückenpfeiler lagern auf einer Tieffundierung bestehend aus jeweils vier Bohrpfeilern. Die Widerlagerwände sind auf jeweils sechs Bohrpfeilern fundiert. Bild 2 zeigt die sich im Bau befindliche Satzengrabenbrücke während des Einbaus der FÜK. Die fertiggestellte Brücke kurz vor der Eröffnung im Dezember 2017 ist im Bild 3 dargestellt.

Die aus der Statik ermittelten Verformungen des Widerlagers betragen ca.  $\pm 30$  mm [19]. Die daraus abgeleitete FÜK besteht aus 25 Betonelementen und weist eine Länge von 10 m auf. Über diese Länge werden die Längenänderungen der Brücke kontinuierlich abgebaut und vom Fahrbahnaufbau aufgenommen. Die obenliegende Schleppplatte (vgl. Bild 1) dient dazu, die lokalen Setzungen hinter der Widerlagerwand zu überbrücken, und leitet die Verformungen zur FÜK weiter. Die Gleitplatte wurde als geschliffene Betonplatte ausgeführt und durch Querrippen mit dem darunterliegenden Damm verbunden. Um die Scherkräfte aus der FÜK in den Damm einleiten zu können, wurde der Damm unter der Gleitplatte zementstabilisiert ausgeführt.

Im Rahmen des Monitoringprogramms werden die Tragwerkstemperaturen an unterschiedlichen Stellen, die Brückenlängenänderung, die Dehnung der FÜK und die Fahrbahntemperaturen gemessen und aufgezeichnet. Anhand dieser Messungen ist es auch möglich, das Verformungsverhalten der FÜK kontinuierlich zu beobachten.

Bisher wurde das beobachtete Tragverhalten des Brückentragwerkes seit Oktober 2017 analysiert. Anhand der Beobachtung der bisherigen Messreihe ist festzuhalten, dass für beide Richtungstragwerke ein durchgehender qualitativer Gleichklang (Proportionalität) zwischen der Einwirkungstemperatur und den sich daraus ergebenden Zustandsgrößen

- Brückenverformung (Distanzmessung des Abstands zwischen den Widerlagern),
- Brückenendverformungen sowie
- Brücken- und FÜK-Dehnungen

besteht.

Die aktuellen Ergebnisse des Monitorings liefern einen ersten Einblick in das Verformungsverhalten des Brückenobjektes und lassen positive Rückschlüsse auf das Verhalten der FÜK zu. Die messtechnische Überwachung der beiden Brückentragwerke bzw. der einzelnen Brückenelemente wird bis Herbst 2020 fortgesetzt.

Mit dem Bau der Satzengrabenbrücke entlang des Neubauabschnitts der Nord/Weinviertel Autobahn A5 konnte eine 112 m lange integrale Brücke mit einer neuartigen FÜK realisiert werden. Neben der innovativen Konstruktion der Brücke wurde mit der Entwicklung der neuen FÜK bis hin zur Praxisfähigkeit ein großer Schritt in Richtung von wartungsfreien Übergängen gemacht. Die theoretischen Überlegungen zur Aufteilung der Verformungen durch die Betonelemente und zur Aufnahme der Dehnungsspitzen durch den mehrschichtigen Fahrbahnaufbau konnten sowohl im Zuge der Entwicklung, als auch durch die ersten Monitoringergebnisse an der Satzengrabenbrücke bestätigt werden. Für zukünftige Anwendungen der neu entwickelten Konstruktion war der erstmalige Einbau in diesem Pilotprojekt von besonderer Bedeutung. Hierdurch konnten sehr wichtige Erfahrungswerte gesammelt,

## Projektdaten

Auftraggeber:	ASFINAG Bau Management GmbH, Wien
Entwicklung/Planung FÜK:	TU Wien – Institut für Tragkonstruktionen in Kooperation mit dem Institut für Verkehrswissenschaften
Brückenplaner:	FCP – Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH, Wien
Prüfingenieur:	KMP ZT – GmbH, Linz
Ausführende Firma:	ARGE A5 BL03-Betonbau – Strabag, Porr, Habau
Unterstützung des Forschungsvorhabens:	ASFINAG, Wien   ÖBB Infrastruktur AG, Wien   Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Wien   Franz Oberndorfer GmbH & Co KG, Gunskirchen

Fehlerquellen erkannt und wichtige Ergebnisse aufgrund des eingesetzten Monitorings gewonnen werden.

### 3 Herstellung der Probeschale „Manta“ und der Wildbrücke AM2 mit dem Schalenbauverfahren „*Pneumatic Forming of Hardened Concrete (PFHC)*“

Optimiert man die Form eines Betontragwerks entsprechend der Lastpfade beispielsweise zu einer Schale, so kann das Material Beton, charakterisiert durch eine hohe Druckfestigkeit und vergleichsweise niedrige Zugfestigkeit, bestmöglich ausgenutzt werden. Betonschalen als Tragwerke weisen insgesamt ein sehr günstiges Tragverhalten auf. Große Spannweiten können mit einem verhältnismäßig geringen Materialaufwand ressourcenschonend realisiert werden. Wird die Form des Tragwerks günstig gewählt, stellt sich im Tragwerk ein Membranspannungszustand ein und es treten im Querschnitt hauptsächlich gut vom Beton aufnehmbare Druckspannungen und nur geringe, für das Tragwerk ungünstige Biege- bzw. Zugspannungen und transversale Schubspannungen auf. Problematisch dabei ist die Herstellung der Schalung von meist komplexen

freigeformten Strukturen. Ein an der TU Wien entwickeltes Bauverfahren mit dem Namen *Pneumatic Forming of Hardened Concrete (PFHC)* stellt dabei eine wirtschaftliche Alternative dar [5]–[8]. Der Ansatz zur Reduktion des Herstellungsaufwandes für die Schalung von Betonschalen ist dabei, eine ursprünglich ebene, bewehrte Betonplatte aushärten zu lassen und diese nachträglich zu einer zweifach gekrümmten Betonschale zu verformen. Die ebene Platte wird dabei wie im Bild 4 dargestellt mit Hilfe eines darunter angeordneten Pneus angehoben. Dieser Prozess wird zusätzlich durch das Anspannen von am Umfang verlegten Spanngliedern unterstützt. Kern des Verfahrens ist der Umformungsprozess, bei dem der ausgehärtete Beton und die Bewehrung in der Lage sein müssen, die großen Verformungen aufzunehmen.

Im Zuge von Voruntersuchungen wurden 4-Punkt-Biegeversuche an unterschiedlich bewehrten rechteckigen Betonplatten mit 50 mm, 100 mm und 120 mm Dicke durchgeführt. Als geeignete Bewehrung konnten Nirosta-Stahlseile und Glasfaserverbundkunststoffstäbe (GFK) bestimmt werden [20]. Diese können einfach eingebaut werden und garantieren gleichmäßige Dehnungen während des Verformungsprozesses und somit gleichmäßige Krümmungen der Betonplatten. Die praktische Anwendbarkeit des Bauverfahrens konnte bereits in Großversuchen an einer Kugelschale mit 13 m Durchmesser und 3,2 m Höhe und einer freigeformten Betonschale mit einem Grundriss von 10,8 m × 17,6 m und einer Höhe von 2,9 m [7], jeweils mit 50 mm Dicke, erfolgreich getestet werden.



Bild 4 Umformungsprozess von der ursprünglich ebenen Platte zur zweifach gekrümmten Schale mit Hilfe des darunter angeordneten Pneus und am Umfang verlaufenden Spannlitzen (orange) Grafik: Thomas Pachner



Bild 5 Fertiggestellte Veranstaltungsüberdachung (links) und fertiggestellte Wildbrücke AM2 (rechts)  
Fotos: © Christoph Panzer (links), © Benjamin Kromoser (rechts)

Als nächsten Entwicklungsschritt wurde das Bauverfahren im Auftrag der ÖBB Infrastruktur AG von der Fa. Kostmann GmbH nach der Planung der TU Wien in Zusammenarbeit mit dem Ingenieurbüro Öhlinger + Partner Ziviltechniker Ges.m.b.H erstmals für die Errichtung von zwei Betonschalen, einer Veranstaltungsüberdachung (Bild 5 links) und einer Wildbrücke über die Koralmbahn (Bild 5 rechts), praktisch angewendet [21]. Die Idee war dabei, das erste Bauwerk (Maßstab 1:2 kleiner als die Wildbrücke AM2), die Veranstaltungsüberdachung, als zusätzlichen Zwischenschritt für eine weitere Optimierung des Bauverfahrens, der Bauausführung und der Planung zu nutzen. Im Dezember 2016 konnte der Umformungsprozess der ersten Betonschale in Kärnten erfolgreich durchgeführt werden. Dabei wurde die 80 t wiegende Betonplatte (Grundrissabmessungen  $28,3 \times 21,4$  m) mit einem Luftdruck von nur 20–22 Millibar angehoben und zur geplanten Betonkuppel verformt. Die besonders glatte Oberflächenform ist einer ausgeklügelten Geometrieoptimierung zu verdanken [22]. Nach Abschluss des Umformungsprozesses wurde noch eine zusätzliche bewehrte Aufbeton-

schicht in den für die endgültige Tragstruktur relevanten Bereichen aufgebracht. Abschließend wurde die Struktur ausgeschnitten. Die Veranstaltungsüberdachung konnte im Sommer 2017 fertiggestellt werden. Die Struktur hat eine Höhe von 4,2 m und weist Grundrissabmessungen von 26,5 m und 19,1 m auf.

Im Frühjahr 2017 wurde direkt im Anschluss nach einer weiteren Optimierung des Bauverfahrens mit der Errichtung der Wildbrücke AM2 begonnen [21]. Zuerst wurden die Baugruben für die beiden Fundamente mit einem Bagger mit GPS-Unterstützung ausgehoben und anschließend die Fundamente inklusive der außerhalb angeordneten Entwässerung hergestellt. Im Anschluss wurden die Fundamente eingeschüttet und die Sauberkeitsschicht sowie die ebene, bewehrte Arbeitsfläche betoniert (s. Bild 6, links). Diese diente im Bauzustand bis zur Fertigstellung der Hinterfüllung als Zugplatte. Im Anschluss wurden der Pneu (Gewicht 1 t) ausgebreitet, die Schalung präzise positioniert (Bild 6, rechts), die Bewehrung und die Einbauteile montiert sowie die Hüllrohre eingebaut. Die Hüllrohre am Umfang der ebe-

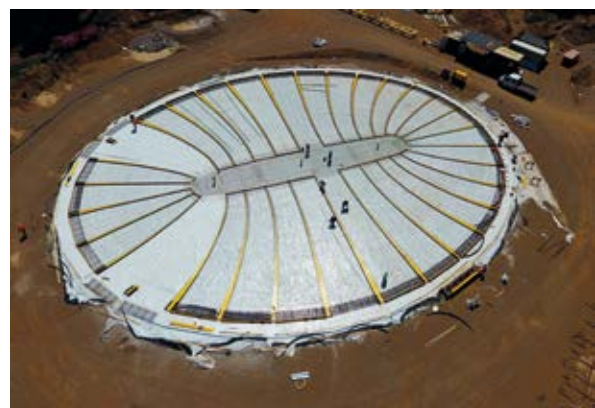


Bild 6 Herstellen der Platte zwischen den Fundamenten der Wildbrücke AM2 (links) und Verlegen der Schalelemente für die keilförmigen Aussparungen (rechts)  
Fotos: © Benjamin Kromoser



Bild 7 Ursprünglich ebene Platte (links) und fertiggestellte, umgeformte Betonschale (rechts) der Wildbrücke AM2  
Fotos: © Benjamin Kromoser

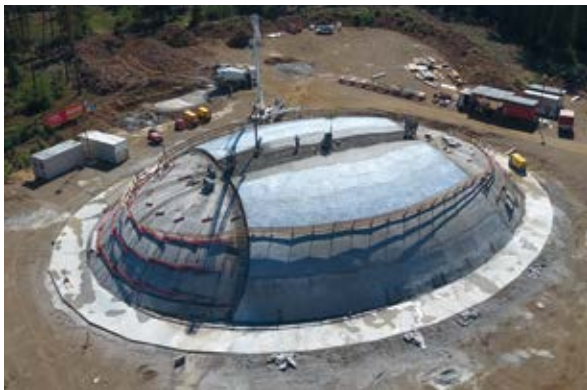


Bild 8 Aufbringen des bewehrten Aufbetons (links) und Hinterfüllen des Brückentragwerkes (rechts)  
Fotos: © Benjamin Kromoser

nen Platte wurden so positioniert, dass diese in der Endlage in konstanter Höhe angeordnet sind und einen stetigen Krümmungsverlauf aufweisen. Im Anschluss wurde die 100 mm

dicke ebene Platte mit der Randverdickung betoniert. Nach dem Ausschalen wurden die Abstandhalter und die Querverschubsicherungen montiert (rote Stahlprofile im Bild 7).

### Projektdaten

Auftraggeber: ÖBB Infrastruktur AG, Wien

Entwurf, Berechnung: TU Wien, Institut für Tragkonstruktionen

Planung: Öhlinger + Partner Ziviltechniker Ges.m.b.H, Wien

Prüfingenieur: Zimmermann, Kuss & Partner ZT GmbH, Nötsch

Ausführende Firma: Kostmann GesmbH, St. Andrä

Unterstützung des Forschungsvorhabens: Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH, Wien | Österreichische Bautechnik Vereinigung, Wien | DOKA GmbH, Amstetten | ÖBB Infrastruktur AG, Wien | ASFINAG, Wien | STRABAG AG, Wien | Porr Bau GmbH, Wien | ALPINE Bau GmbH, Wien | Bilfinger Baugesellschaft mbH, Wien | Holcim (Wien) GmbH | TIWO Wopfing Tiefbau- und Umweltbaustoffe GmbH, Wopfing | Lafarge Zementwerke GmbH, Wien | Sika Österreich GmbH, Wien | Festo Gesellschaft mbH, Wien

Im nächsten Schritt wurde die ebene Platte in rund fünf Stunden mit einem Überdruck von lediglich max. 32 Millibar zu der geplanten Schale verformt (Bild 7, rechts). Zu Beginn wurde der Hebeprozess nur mit Hilfe des Pneus durchgeführt. Im weiteren Verlauf wurde der Umformungsprozess zusätzlich durch das Anspannen der Spannlitzen unterstützt. Anschließend wurde im Bereich des Brückentragwerks der Aufbeton lagenweise durch Spritzen bzw. mit Hilfe einer Betonpumpe aufgebracht (links in Bild 8). Abschließend wurden die Portale abgebrochen, der Randbalken hergestellt, die Abdichtung aufgebracht, die Steinschichtung hergestellt und die Brücke hinterfüllt (Bild 8, rechts). Die Gesamtdicke des fertiggestellten Betonschalentragwerks beträgt 0,45 m.

Das durch den Umformungsprozess hergestellte Betonschalentragwerk AM2 wird nach der Inbetriebnahme der Koralmbahn den Wildwechsel über die Bahnstrecke in der Nähe des Ortes Wiederndorf ermöglichen. Im Vergleich zur ursprünglich geplanten Variante, einem Stahlbetonrahmen, konnte bei der Wildbrücke

AM2 die Umweltbelastung, beurteilt am Treibhauspotential (CO<sub>2</sub>-Äquivalente), um rund 40 % verringert werden.

#### 4 Erstanwendung des Brückenklappverfahrens bei der Errichtung der Lafnitz- und der Lahnbachbrücke auf der S7

Bei der Vorbereitung des Beitrages für das 25. Dresdner Brückenbausymposium [1] war ein unmittelbar bevorstehender Baubeginn für die Fürstenfelder Schnellstraße (S7) im Südosten Österreichs zu erwarten. Durch weitere Einsprüche und nachfolgende Gerichtsverfahren wurde der Baubeginn nochmals um vier Jahre verschoben und erfolgte schließlich im Januar 2019. In dem Beitrag [1] wurde der geplante Einsatz des Brückenklappverfahrens bei der Lafnitz- und der Lahnbachbrücke bereits erläutert und soll deshalb hier nur kurz zusammengefasst werden.

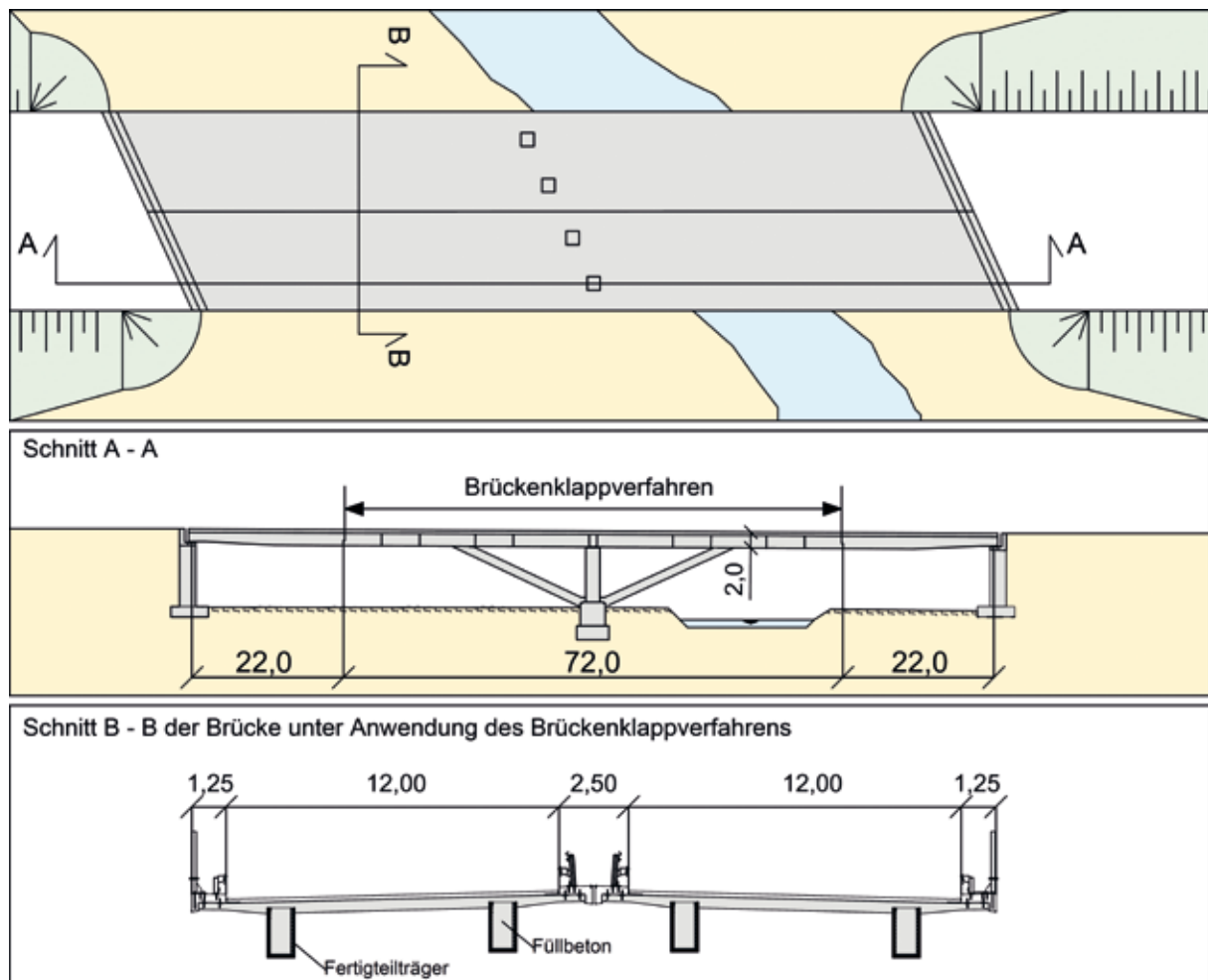


Bild 9 Grundriss und Schnitte der Brücke über die Lafnitz

Grafik: Susanne Gmainer

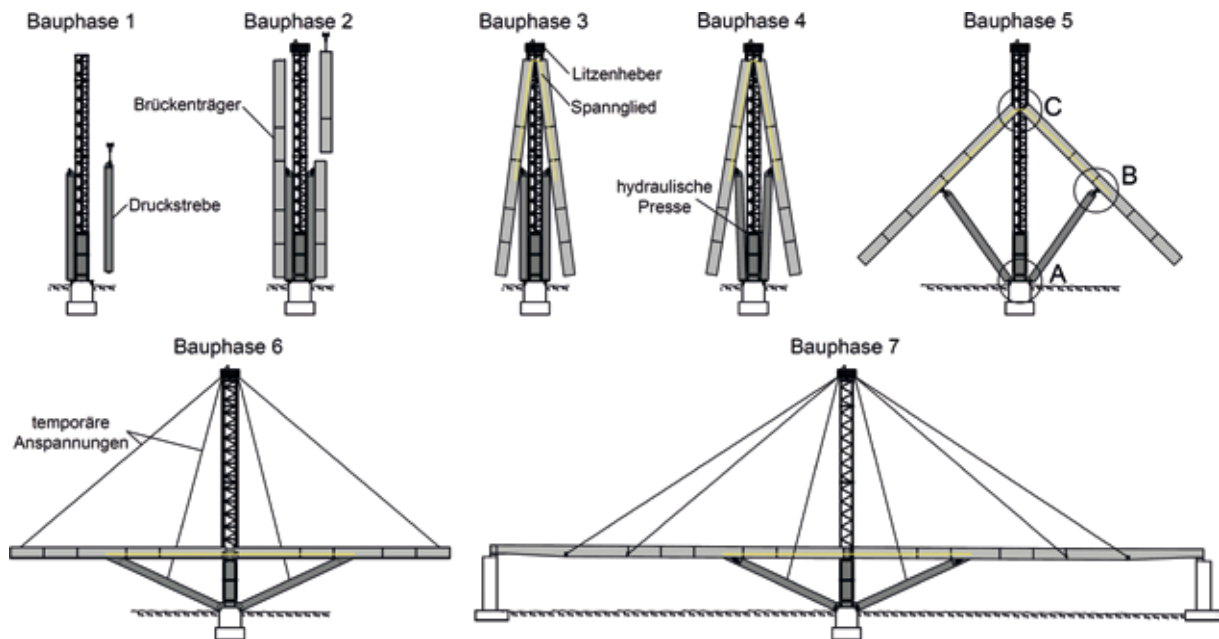


Bild 10 Herstellung eines Steges der Lafnitzbrücke

Grafik: Sara Reichenbach

Im Rahmen des Auftrags der ASFINAG Bau Management GmbH für die Fürstenfelder Schnellstraße (S7) kommt es derzeit zur Erstanwendung des Brückenklappverfahrens bei den Brücken über die Lafnitz und den Lahnbach. Die Längen der Lafnitz- und der Lahnbachbrücke betragen 116 m und 100 m. Die Brücken werden als zweifeldrige Spannbetontragwerke mit getrennten Tragwerken je Fahrbahnrichtung mit einer Breite von jeweils 14,50 m ausgeführt. Der Tragwerksquerschnitt wird durch einen zweistufigen Plattenbalken gebildet, dessen Konstruktionshöhe 2,00 m beträgt, s. Bild 9. Da nur die Stege der Plattenbalken geklappt werden, handelt es sich um vier separate Brückenklappvorgänge, die für den Bau einer Brücke durchgeführt werden müssen. Um das Gewicht der während des Klappvorganges bewegten Elemente so klein wie möglich zu halten, werden die Druckstreben und die Brückenträger aus dünnwandigen Fertigteilelementen hergestellt. Durch die Verwendung von Fertigteilelementen werden einerseits ein schneller Bauablauf gewährleistet, andererseits das Gewicht der Elemente minimiert und, da die Fertigteile als verlorene Schalung wirken, die Baukosten reduziert.

Die Bauphasen zur Herstellung eines Steges sind im Bild 10 dargestellt. Nach der Errichtung des Hilfspfeilers aus Turmdrehkranelementen werden die Druckstreben in vertikaler Lage montiert und vorübergehend am Pfeiler fixiert. Die 36 m langen Brückenträger müssen in zwei Stücken angeliefert werden, weil die Zufahrtswege zur Baustelle die Anlieferung in

einem Stück nicht zulassen. In der Bauphase 3 werden die Brückenträger geneigt und sie werden durch ein im Bild 10 in gelber Farbe dargestelltes Spannglied miteinander verbunden. An der am oberen Ende des Hilfspfeilers positionierten Plattform werden Litzenheber installiert, deren Zugglieder mit den oberen Enden der Brückenträger verbunden werden. Vor dem Beginn des eigentlichen Absenkvorgangs ist eine Schiefstellung der Druckstreben erforderlich, die mit auf der Oberseite des Pfeilers montierten hydraulischen Pressen erfolgt (Bauphase 4).

Anschließend erfolgt der Absenkvorgang (Bauphase 5), mit dem die vertikal montierten Brückenträger in eine horizontale Lage gebracht werden. Die Längsneigung der Brücke von 0,6 % wird nach dem Absenken durch das Anspannen bzw. Nachlassen des in gelber Farbe dargestellten Spannglieds bewerkstelligt. In Bauphase 6 werden temporäre Abspannungen mit jeweils vier Litzen montiert und auf vorgegebene Kräfte angespannt. Anschließend werden von den Widerlagern aus Einhängeträger eingehoben, die mit temporären Abspannungen (7 Litzen) mit der am Hilfspfeiler montierten Plattform verbunden werden. Im nächsten Arbeitsschritt werden in den Knotenpunkten zusätzliche Bewehrung verlegt und eine Schalung montiert. Das Verfüllen der Fertigteile mit Ortbeton beginnt mit dem Einbringen des Betons in die Druckstreben. Anschließend wird Beton in zwei Lagen (0,5 m und 1,18 m) in den trogförmigen Brückenträgern eingebracht. Während des lagenweisen Einbringens des Betons in



den Brückenträgern werden zwei Längsspannglieder und die Abspannungen nachgespannt. Der zweite Steg wird in der gleichen Weise hergestellt. Die Herstellung der Fahrbahnplatte ist mit einem Schalwagen vorgesehen.

Bei geeigneten topographischen Randbedingungen ist das Brückenklappverfahren eine wirtschaftliche Alternative zum Taktschiebeverfahren und zum Freivorbau. Auch für die Herstellung von Ersatzbauwerken bietet das Brückenklappverfahren Vorteile, da der Klappvorgang weniger Zeit beansprucht als das Einschleppen eines Brückenträgers und die vertikale Montage auch unter beengten Platzverhältnissen möglich ist. Die Druckstreben reduzieren die Spannweite der Brückenträger und ermöglichen beträchtliche Masseneinsparungen. Das Brückenklappverfahren ist besonders vorteilhaft bei Brücken mit hohen Pfeilern und bei Spannweiten zwischen 50 m und 250 m einsetzbar. Die Beispiele der Lahnbach- und der Lafnitzbrücke zeigen, dass das Brückenklappverfahren jedoch auch für Brücken mit niedrigen Pfeilern – 8 m bei der Lafnitzbrücke und der Lahnbachbrücke – eine wirtschaftliche Alternative ist.

Zwei weitere Beispiele mit geeigneten Randbedingungen für die Anwendung des Brückenklappverfahrens sind im Bild 11 dargestellt. Bei dem Beispiel der Dreifeldbrücke mit geringer Pfeilerhöhe (Bild 11, oben) werden die Druckstreben und Brückenträger auf den beiden

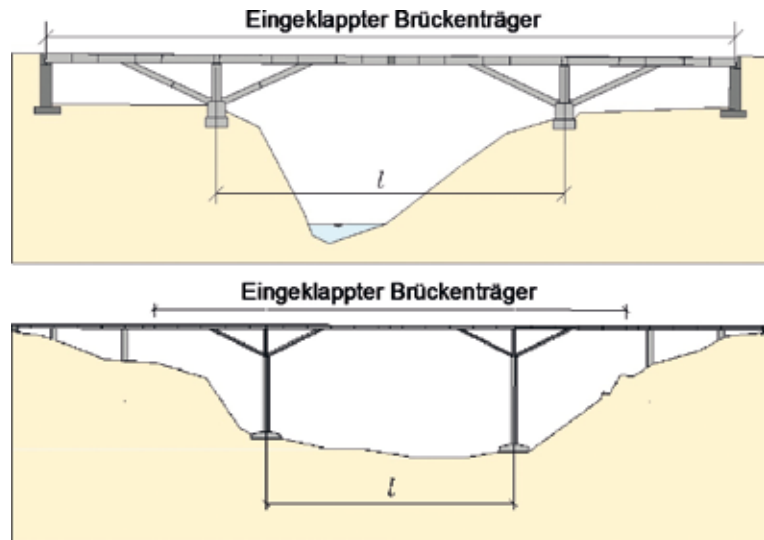


Bild 11 Beispiele mit geeigneten Randbedingungen für den Einsatz des Brückenklappverfahrens

Grafik: Susanne Gmainer

Seiten der zu überspannenden Schlucht in vertikaler Lage montiert. Nach der Durchführung der Klappvorgänge wird die Mittelspannweite durch die eingeklappten Brückenträger überspannt. Der technisch sinnvolle Anwendungsbereich wird bei 50 m bis 100 m für die Hauptspannweite liegen.

Druckstreben werden bei großen mehrfeldrigen Talbrücken eingesetzt, um die Spannweiten des Brückenträgers zu reduzieren. Als Beispiel können die Brücke über die Zahme Gera [23] oder die Haseltalbrücke [24] genannt werden. Beim Brückenklappverfahren sind die Druckstreben ein wesentlicher Bestandteil des während der Herstellung wirksamen Tragsystems. Sie werden hierbei in vertikaler Position montiert, was wesentlich vorteilhafter ist als die Herstellung der geneigten Druckstreben

## Projektdaten

Autraggeber:	ASFINAG Bau Management GmbH, Wien
Entwurf, Berechnung:	TU Wien   Kollegger GmbH, Klosterneuburg
Planung:	Schimetta Consult ZT GmbH, Linz
Prüfingenieur:	Öhlinger + Partner Ziviltechniker GmbH, Wien
Ausführende Firma:	Kostmann GesmbH, St. Andrä im Lavanttal
Unterstützung des Forschungsvorhabens:	Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH, Wien   Verband Österreichischer Beton- und Fertigteilwerke, Wien   ASFINAG, Wien   ÖBB Infrastruktur AG, Wien   Franz Oberndorfer GmbH & Co KG, Gunskirchen   STRABAG AG, Wien

der Brücke über die Zahme Gera mit einer Schreitschalung oder die nachträgliche Montage der Druckstreben der Haseltalbrücke.

Der Einsatz des Brückenklappverfahrens bei mehrfeldrigen Talbrücken mit großen Spannweiten ( $l = 100$  bis  $250$  m) erfordert den Einsatz von Brückenträgern mit kastenförmigen Querschnitten aus dünnwandigen Platten, deren Herstellung und Belastbarkeit am Beispiel von  $3$  m hohen und  $6$  m breiten Brückenquerschnitten bereits experimentell untersucht wurde [25].

## 5 Schlussbemerkung

In diesem Beitrag wurden drei Beispiele für die Umsetzung von Innovationen – fugenlose Fahrbahnübergangskonstruktion, PFHC-Schalenbauverfahren und Brückenklappverfahren – bei österreichischen Brückenbauwerken vorgestellt. Die Erstanwendung eines neuen Verfahrens bedingt im Vergleich zu eingeführten Bauverfahren eine sich oft über mehrere Jahre erstreckende Entwicklungsphase und verursacht einen viel höheren Planungsaufwand. Für zukünftige Anwendungen kann für die gezeigten Beispiele auf die nun vorliegenden statischen Berechnungen, die geprüften Ausführungspläne und die in Veröffentlichungen beschriebenen Erfahrungen im Zuge der Bauausführung zurückgegriffen werden, z. B. [18], [21].

Die Herstellung der Fahrbahnübergangskonstruktionen bei der Satzengrabenbrücke und der Wildbrücke AM2 konnte innerhalb der planmäßigen Budgets abgewickelt werden. Nach den den Autoren vorliegenden Informationen waren sowohl die Infrastrukturbetreiber ASFINAG und ÖBB als auch die beteiligten Bauunternehmungen mit dem Resultat der Erstanwendungen sehr zufrieden. Für den Einsatz des Brückenklappverfahrens wird der Praxistest erst im Sommer 2019 erfolgen. Die gute Zusammenarbeit zwischen dem Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien und der Bauindustrie wird dadurch belegt, dass dieselbe Bauunternehmung, die die Wildbrücke AM2 gebaut hat, das beste Angebot für die Herstellung der Lafnitz- und der Lahnbachbrücke vorgelegt hat und deshalb im Oktober 2018 mit der Bauausführung dieser Brücken beauftragt wurde.

Die österreichischen Infrastrukturbetreiber fördern seit einigen Jahren die Ausarbeitung von innovativen Lösungsvorschlägen durch das Programm „Verkehrsinfrastrukturforschung“

[15]. Es ist ein erklärtes Ziel von ASFINAG und ÖBB, einen möglichst hohen Anteil der Projektergebnisse innerhalb eines kurzen Zeitraums nach Abschluss der Projekte in der Praxis einzusetzen. Dies schafft sehr günstige Voraussetzungen für die Umsetzung von innovativen Lösungen in reale Projekte. Anzumerken ist jedoch, dass es in so großen Unternehmungen wie der ASFINAG und der ÖBB am Schluss immer einzelne Personen gewesen sind, die sich für unsere Neuentwicklungen interessiert und den Mut für die Beauftragung einer Erstanwendung aufgebracht haben. Für das Vertrauen dieser Personen in unsere Entwicklungen, die Bereitschaft zur Übernahme des mit einer Erstanwendung verbundenen Ausführungsrisikos und die Unterstützung während der Bauausführung sind die Autoren dieses Beitrags sehr dankbar.

## Literatur

- [1] Kollegger, J.; Foremniak, S.; Kromoser, B.: Egg-Graben-Brücke, Wildbrücke AM2, Lafnitzbrücke – Anwendung von neuen Bauverfahren in Österreich. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 25. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 9./10.3.2015 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2015, S. 193–214
- [2] Fédération internationale du béton (fib): 2014 fib Awards for Outstanding Concrete Structures. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2014, S. 26–27
- [3] Horvatits, J.; Gaubinger, B.; Dorn, M.; Cserno, T.; Kollegger, J.: Entwicklung einer Vergussverankerung für Zugglieder aus Faserverbundwerkstoff. Bauingenieur 79 (2004) 3, S. 101–110
- [4] Kollegger, J.; Eichwalder, B.: Fahrbahnübergangsvorrichtung. Österreichisches Patent AT 514 036, eingereicht: 2013, erteilt: 2015
- [5] Preisinger, C.: Numerische und experimentelle Untersuchungen zur Umformung ebener in doppelt gekrümmte Flächentragwerke. Diss., TU Wien, 2006
- [6] Dallinger, S.; Kollegger, J.: Herstellungsverfahren für Schalen aus ebenen Betonfertigteilen. BetonWerk International (2011) 1, S. 160–164
- [7] Kromoser, B.: Pneumatisches Verformen von ausgehärtetem Beton – die Errichtung von Betonschalen aus ursprünglich ebenen Platten. Diss., TU Wien, 2015

- [8] Kollegger, J.; Preisinger, C.: Verfahren zur Errichtung von zweifach gekrümmten Schalen. Österreichische Patentanmeldung A40/2004, eingereicht: 2004
- [9] Kollegger, J.: Brückenklappverfahren. Deutsches Patent DE 10 2006 039 551, eingereicht: 2006, erteilt: 2007
- [10] Burke, M. P.: Integral and Semi-Integral Bridges. Chichester: Wiley-Blackwell, 2009
- [11] Kaufmann, W.; Buchheister, J.: Erfahrungen mit langen integralen und semi-integralen Brücken. Zürich: Eidgenössisches Department für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen, 2016
- [12] Muttoni, A.; Dumont, A.-G.; Burdet, O.; Savvilotidou, M.; Einpaul, J.; Nguyen, M. L.: Experimental verification of integral bridge abutments. Rapport OFROU, Schweiz 2013, 86 S.
- [13] Kollegger, J.; Eichwalder, B.: Fahrbahnübergangsvorrichtung. Europäische Patentschrift, EP 2959060, erteilt: 16.11.2016
- [14] Kollegger, J.; Eichwalder, B.: Roadway joint device. US Patent, US 9957676, erteilt: 01.05.2018
- [15] Horvatits, J.; Blust, A.; Eichinger-Vill, E.-M.: Verkehrsinfrastrukturforschung. Vortrag auf der Brückentagung 2017, 17./18.5.2017 in Wien (Österreich) – online: <http://brueckentagung.at/vortragsunterlagen-2017/> (abgerufen am 11.12.2018)
- [16] Eichwalder, B.: Fugenlose Fahrbahnübergangskonstruktion für lange integrale Brücken. Diss., TU Wien, 2017
- [17] Eichwalder, B.; Kollegger, J.: Durable transition structure for long integral abutment bridges. Structural Concrete 19 (2018), S. 1092–1100
- [18] Eichwalder, B.; Kleiser, M.; Fritsch, M.; Veit-Egerer, R.; Kollegger, J.: Der Einsatz einer fugenlosen Fahrbahnübergangskonstruktion bei der Satzgrabenbrücke. Beton- und Stahlbetonbau, first publ. online: <https://doi.org/10.1002/best.201800084>, 8 S.
- [19] FCP Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH: Ausführungsprojekt A5 Nord Autobahn: Objekt A5.24 – Talübergang über Satzengraben. Wien, 2017
- [20] Kromoser, B.; Kollegger, J.: Aktives Verformen von ausgehärteten Betonelementen zur Herstellung von räumlich gekrümmten Betonflächen. Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017), S. 106–115
- [21] Kromoser, B.; Kollegger, J.: Ein innovatives Betonschalenbauverfahren in Anwendung: Herstellung der Wildbrücke AM2 mit PFHC – Das Aufblasen einer 546 t schweren Betonplatte zu einer segmentierten Betonschale. Beton- und Stahlbetonbau 113 (2018), S. 222–232
- [22] Kromoser, B.; Pachner, T.; Tang, C.; Pottmann, H.; Kollegger, J.: Form-finding of shell bridges using the Pneumatic Forming of Hardened Concrete construction principle. Advances in Civil Engineering (2018), 14 S.
- [23] Abel, M.; Eisler, R.; Peuckert, L.; Tiarks, F.: Talbrücke Zahme Gera – Spannbetonrahmenbrücke mit Y-Pfeilern. Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), S. 597–604
- [24] Schmackpfeffer, H.: Bau der Haseltalbrücke im Zuge der A73 bei Suhl. In: Institut für Massivbau der TU Dresden (Hrsg.): Tagungsband zum 14. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung und Erhaltung von Massivbrücken, 9.3.2004 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2004, S. 95–114
- [25] Reichenbach, S.: Anwendungsgebiete für dünnwandige Betonhalbfertigeteile: Von integralen Brücken mit kurzen und mittleren Spannweiten zu Mehrfeldbrücken. Diss., TU Wien, 2019

# Stahlverbund-Großbrücken mit oberliegender Fahrbahn als Querschnitte mit Teilfertigteilen und Schrägstreben bzw. Konsolen

Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler<sup>1</sup>, Dipl.-Ing. Gregor Gebert<sup>2</sup>

## 1 Einführung

Im Bereich der Bundesfernstraßen sind in den nächsten Jahren zahlreiche Großbrücken mit Stützweiten im Bereich von 50 bis 60 m und darüber zu ersetzen. Für diesen Stützweitenbereich haben sich Stahlverbundkonstruktionen für die Überbauten als wirtschaftliche Bauweise etabliert. Insbesondere bei Ersatzneubauten, d. h. beim Bauen in Bestandsstrecken, weist die Stahlverbundbauweise aufgrund des hohen Vorfertigungsgrades, der schnellen Montage ohne Traggerüste und der damit verbundenen kürzeren Bauzeit gegenüber der Spannbetonbauweise Vorteile auf. Im o. g. Stützweitenbereich stellt die Verbundbauweise damit häufig die favorisierte Bauweise dar.

Bei Ersatzneubauten sind in der Regel zukünftige Planungen für den Streckenausbau bzw. auch die Ergänzung von Standstreifen zu berücksichtigen. Damit ergeben sich relativ breite Querschnitte mit in Einzelfällen bis zu vier durchgehenden Fahrstreifen pro Richtung. Die Fahrbahnbreiten auf Autobahnen betragen damit heute zwischen ca. 12 und 18 m, womit sich zusammen mit den Rand- und Mittelkappen Gesamtbreiten der Brücken von ca. 31 bis 42 m ergeben. Bei der heute üblichen Trennung der Richtungsfahrbahnen betragen die typischen Querschnittsbreiten je Überbau zwischen ca. 15,5 und 21 m.

Für diese Verbundbrücken werden heute ausschließlich torsionssteife Querschnitte eingesetzt. Dabei kommen wahlweise einzellige Hohlkastenquerschnitte oder mehrere kleinere Stahlhohlkästen zum Einsatz. Die Konfiguration der Stahlkonstruktion und die Dicke der Betonfahrbahnplatte, die den Obergurt des Querschnitts bildet, sind in der Regel so ausgelegt, dass auf eine Quervorspannung der Fahrbahnplatte verzichtet werden kann, s. Bild 1.

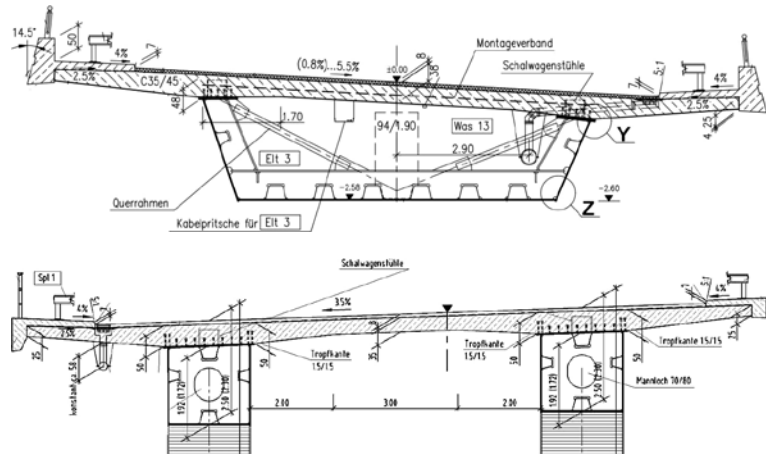


Bild 1 Typische Querschnitte von Stahlverbund-Deckbrücken; oben: einzelliger Hohlkasten (Rügenbrücke, BW 1.2), unten: Querschnitt mit zwei Stahlhohlkästen (Böbertalbrücke, A4) Zeichnungen: DEGES/Schüßler-Plan

In letzter Zeit werden für diese Stahlverbundquerschnitte zunehmend Teilfertigteile für die Herstellung der Betonplatte eingesetzt, die eine kostengünstigere und schnellere Herstellung der Fahrbahnplatte erlauben. Zur Auflagerung der Fertigteile ist dann eine querorientierte Stahlstruktur erforderlich. Eine Möglichkeit besteht in der Anordnung von Schrägstreben, die durch einen außenliegenden Sekundärlängsträger verbunden sind, der zur Auflagerung der Fertigteile dient. Beispiele hierfür sind die ausgeführten Bauwerke Wupper-Talbrücke Oehde (A1) [1] oder die Lennetalbrücke (A45) [2], s. Bild 2. Bei diesen Querschnitten werden zwei bekannte Konstruktionsprinzipien kombiniert: Der Einsatz von Teilfertigteilen und die Abstützung einer weit auskragenden Fahrbahnplatte mittels Schrägstreben.

Der Einsatz von Teilfertigteilen in Kombination mit einer Ortbetonergänzung für die Herstellung der Fahrbahnplatte erfolgte besonders ab den 1990er Jahren bei kleineren Stahlverbundbrücken im Stützweitenbereich von 25 bis 45 m. In der Regel handelte es sich um Zweifeld- oder Rahmenbauwerke mit engliegenden Hauptträgern. Mit der Verbundfertigteilbauweise (VFT) wurde hier eine weitere erfolgrei-

<sup>1</sup> TU Berlin, FG Entwerfen und Konstruieren – Stahlbau

<sup>2</sup> DEGES Berlin, Abteilungsleiter Konstruktiver Ingenieurbau



Bild 2 Typische Stahlverbund-Deckbrücken mit Teilfertigteilen: Ausführung mit Schrägstreben (Lenne-talbrücke, A45) und Ausführung mit Konsolen (Talbrücke Heidingsfeld, A3) Fotos: Gregor Gebert

che Bauweise entwickelt, die jedoch wegen der größeren Bauteilgewichte bei Stahlverbundbrücken im mittleren und großen Stützweitenbereich an ihre Grenzen stößt.

Die Ausbildung von Schrägstreben zur Stützung von weit auskragenden Fahrbahnplatten ist seit langem bei Großbrücken mit einteiligem Überbau üblich. Als Beispiele seien genannt die Kochertalbrücke, die bestehenden Rheinbrücken Leverkusen und Duisburg-Neuenkamp oder die neue Niederrheinbrücke Wesel. In jüngerer Vergangenheit wurde diese Lösung durch die DEGES bei den großen Talbrücken in Stahlverbundbauweise im Thüringer Wald (A71, A73) realisiert [3], s. Bild 3. Hierbei sind Kragplattenspannweiten von ca. 8–9 m ausgeführt, wobei die Fahrbahnplatte monolithisch mittels Schalwagen hergestellt wurde.

Eine andere Entwicklung der vergangenen Jahre ist die Anordnung von stählernen Konsolen zur Auflagerung der Teilfertigteile. Diese Entwürfe wurden z. B. bei der Talbrücke Heidingsfeld (A3) [4] oder der Langenfelder Brücke (A7)

umgesetzt, weitere solche Bauwerke werden aktuell bei der DEGES mit der Gottliebatalbrücke (B 172), der Rader Hochbrücke (A7) und der Hochbrücke im Zuge der Hafentpassage in Hamburg (A26) umgesetzt (s. Abschnitt 4). In den folgenden beiden Abschnitten wird auf die Entwicklung sowie die Bemessungs- und Konstruktionsgrundlagen dieser Bauwerke näher eingegangen.

## 2 Aktuelle Entwicklungen für Großbrücken in Stahlverbundbauweise zur Erhöhung des Vorfertigungsgrades und Verkürzung der Bauzeit

### 2.1 Verbundquerschnitte mit Konsolträgern und Teilfertigteilen

Mit der Anordnung der stählernen Konsolen im Querträger- bzw. Querrahmenabstand besteht die Möglichkeit, die Fahrbahnplatte in Längsrichtung auf diesen Quertragelementen aufzulagern, s. Bild 4. Der lokale Lastabtrag der Fahrbahnplatte erfolgt abhängig von der gewählten Plattengeometrie als dreiseitig gelagerte Platte, d. h. ein wesentlicher Anteil der Lasten wird zunächst in Plattenlängsrichtung übertragen und überlagert sich mit der Beanspruchung aus der Haupttragwirkung. Es ist allerdings ein Vorteil der dreiseitigen Plattenlagerung, dass bei nicht zu großen Kragarm-längen ein nicht unerheblicher Anteil der auf den Kragbereichen befindlichen (ermüdungs-



Bild 3 Einteiliger Stahlverbundquerschnitt: Reichenbachtalbrücke (A71) Foto: Gregor Gebert

wirksamen) Belastung direkt quer zum Hauptträger abgetragen wird.

### Konstruktion des Stahltragwerkes

Der Querträger- sowie Konsolträgerabstand sollte nach derzeitigen Erfahrungen zwischen 4,0 bis 4,5 m betragen. Die Ausbildung der seitlich auskragenden Konsolträger erfolgt vorzugsweise mit offenen Profilen, um den Anschlussbereich an den Hauptträger aus konstruktiver und vor allem schweißtechnischer Sicht nicht unnötig zu komplizieren. Die insbesondere im Bauzustand auftretende Torsionsbeanspruchung der Kragträger wird über den vorhandenen Wölbwiderstand abgetragen. Es besteht die Möglichkeit, bei sehr weit spannenden Konsolträgern an deren Enden Hilfslängsträger zur Aussteifung im Bauzustand anzuordnen. Zur Reduzierung der ermüdungswirksamen Beanspruchungen im Anschlussbereich an den Hauptträger sollte die Konstruktionshöhe der als Stahlverbundquerschnitte wirksamen Konsolträger im Anschnitt mindestens  $h = 0,2 \cdot L_{\text{Krag}}$  (mit  $L_{\text{Krag}}$  als Kragarmlänge) betragen.

Für den Anschluss der Konsolträger an den Hauptträger sind bestimmte konstruktive Festlegungen zu beachten, s. [5]. Dadurch sollen die zahlreich wiederkehrenden Konstruktionsdetails möglichst ermüdungsarm gestaltet werden. Allerdings zeigt sich, dass eine allgemein sinnvolle Forderung von Kerbfall 71 nach [6] oder besser nicht für alle Details vernünftig erreicht werden kann und ggf. auch nicht muss. Man muss bei der Umsetzung dieser Zielforderung auch zwischen direkt ermüdungsbeanspruchten Bauteilen und Bereichen mit untergeordneter Ermüdungsbeanspruchung unterscheiden. Folgende Punkte sind wesentlich:

Der Konsolträger-Obergurt soll nachzeitigem Stand der Diskussion mit einem Radius  $R \geq 150 \text{ mm}$  an den Hauptträger-Obergurt angeschlossen und der Dickenübergang mit einer Neigung von 1:4 ausgeführt werden. Das entspricht den aus dem Eisenbahnbrückenbau für ermüdungsbeanspruchte Bauteile bekannten Details. Es muss jedoch diskutiert werden, ob der dadurch bedingte zusätzliche Fertigungsaufwand wirtschaftlich angemessen ist und ob in definierten Fällen eine Reduzierung dieser recht hohen Anforderung vorgenommen werden kann.



Bild 4 Langenfelder Brücke (A7) in Hamburg mit Konsolträgern und Teilfertigteilen  
Fotos: Gauthier

Bzgl. des Anschlusses des Konsolträger-Untergurtes gibt es derzeit verschiedene Überlegungen:

- Bei den bisher ausgeführten Brücken wird der Konsolträger-Untergurt mit Stumpfnähten an den Hauptträgersteg angeschlossen und setzt sich an der Innenseite mit Steifen gleichen Querschnitts fort. Dabei sind besondere Vorkehrungen zur Vermeidung eines Achsversatzes der gegenüberliegenden Querschnitte (Konsolträger-Untergurt zum Gurt des Querrahmens) zu treffen. Der relativ ungünstige Kerbfall 56 für den Hautträgersteg ergibt sich aufgrund der Länge der Längsnaht, d. h. der Breite des Konsolträger-Untergurtes, wird sich aber hier nicht stark auswirken, da die Längsspannungen in dieser Höhe des Hauptträgersteges normalerweise nicht groß sein dürften.

Der wesentliche Vorteil des Anschlusses des Konsolträger-Untergurtes mit Stumpfnähten ist, dass kein Freischnitt im Hautträgersteg notwendig wird. Die auftretenden Querzugbeanspruchungen der Hauptträgerstege wegen beidseitiger Schweißnahtschrumpfungen sind mit Stählen ausgewiesener Z-Güte beherrschbar. Ein Nachteil ist der mögliche geometrische Versatz gegenüber den im Kasten angeordneten Blechen. Es ist noch durch Forschungsarbeiten zu klären, ob hier notwendigerweise bei der Bemessung beim Ermüdungsfestigkeitsnachweis ein bestimmter Achsversatz (bspw. von 5 mm) zu berücksichtigen ist. Sicherlich muss nicht das volle rechnerische Biegemoment infolge der eventuell geringfügig versetzten Schwereachsen nachgewiesen werden (was sehr ungünstig wäre), denn das Hauptträgerstegblech kann einen Anteil dieses Biegemomentes aufnehmen – es handelt sich um einen teilweise gestützten Anschluss. Allerdings fehlen für dieses Detail mit der mehrachsigen Beanspruchung für die Schweißnähte annähernd realistische Wöhlerlinienkennwerte (s. Abschnitt 3.2).



Für die Gebrauchstauglichkeit der Fahrbahnplatte ist – bis zum (späteren) Aufreißen der Fertigteile – die Sammelrissbildung an den Stirnseiten der Fertigteile in Betracht zu ziehen, s. Bild 7. Die Sammelrisse reduzieren aufgrund des Einzelrisscharakters lokal die Verbundwirkung. Zwar würden diese möglicherweise recht breiten Risse aufgrund der aufgetragenen Ortbetonerfüllung hinsichtlich der Dauerhaftigkeit der Fahrbahnplatte keine Rolle spielen, wenn

sie nicht bis nach oben in dieser Breite durchgehen. Es ist aber zumindest in Betracht zu ziehen, dass dies bei ungünstigen Beanspruchungsverhältnissen aus der Haupttragwirkung gerade in den Innenstützbereichen der Fall sein kann. Diese eventuellen Trennrisse müssen gegen eine maximale Rissbreite nachgewiesen werden. Für die Nachweise der Mindestbewehrung und der Rissbreitenbegrenzung sollte deshalb, bis weitere Erkenntnisse dazu vorliegen, die stark reduzierte Betonzugfestigkeit an den Stirnseiten der Fertigteile sowie die daraus resultierende (Sammel-) Rissbildung und damit örtlich abgeminderte Verbundwirkung näherungsweise durch eine Abminderung des Stabdurchmessers der Fertigteilbewehrung  $d_{s,FT,SR}^*$  berücksichtigt werden:  $d_{s,FT,SR}^* = d_{s,FT}^*/1,75$ .

Der Anpassungsquotient 1,75 ergibt sich durch Abminderung der Verbundwirkung und Betonmitwirkung in der Bestimmungsgleichung für die Erstrissbreite, aus der die Stabdurchmessertabellen, s. [9] bzw. [10], abgeleitet sind, auf jeweils  $\sim 2/3$ . Implizit kann dann die Wirksamkeit einer vorhandenen Fertigteilbewehrung entsprechend reduziert werden. Für den Nachweis der Mindestbewehrung am Ort der Sammelrissbildung gilt dann  $A_s = A_{s,OB} + A_{s,FT}/1,75^2$ . Für den Nachweis der Rissbreitenbegrenzung kann diese Abminderung entsprechend für die Bestimmung der Stahlspannung  $\sigma_s$  angewendet werden.

## 2.2 Verbundquerschnitte mit Schrägstreben und Fertigteilen

Bei Stahlhohlkästen mit äußeren Schrägstreben erfolgt der Lastabtrag der Fahrbahnplatte hauptsächlich in Querrichtung. Die Hauptträ-

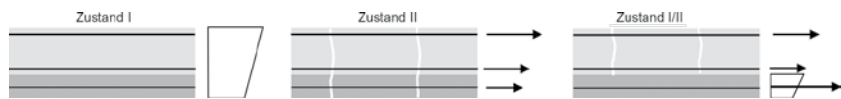


Bild 6 Prinzipielle Beanspruchungen bei der Bauweise mit Fertigteilen in den Zuständen I, II bzw. I/II, dargestellt sind im Zustand I/II nur die Umlagerungsgrößen aus dem gerissenen Ortbeton  
Zeichnung: aus [8]



Bild 7 Längsschnitt Fahrbahn am Querträger mit lokaler Tragwirkung bei möglichen Sammelrissen  
Zeichnung: aus [18]

ger und die außen am Fahrbahnplattenrand angeordneten Hilfslängsträger bilden die Linienauflagerung für die Fahrbahnplatte. Der Vorteil dieser Konstruktion ist, dass keine direkte Überlagerung aus globalem Lastabtrag (Längsrichtung) und aus lokalem Lastabtrag (Querrichtung) in der Fahrbahnplatte stattfindet.

## Konstruktion des Stahltragwerkes

Vor allem unter Beachtung der Ermüdungsfestigkeit sind bestimmte konstruktive Festlegungen für die Verbundquerschnitte mit Schrägstreben zu beachten. So sind die oberliegenden Zugbänder mit einem Radius  $R \geq 150$  mm an den Hauptträger-Obergurt sowie den Hauptträgersteg anzuschließen. Der Dickenübergang ist mit einer Neigung von 1:4 auszuführen. Diese Empfehlungen sind ähnlich denen für den Obergurtanschluss der Konsolträger. Die Anschlüsse der Schrägstreben an die Knotenbleche sind zunächst in Anlehnung an die Ergebnisse eines Gutachtens [11], innerhalb dessen Ermüdungsversuche für die vorgeschlagenen Rohranschlüsse durchgeführt worden sind, auszuführen. Für die z. B. in Bild 8 prinzipiell dargestellte Konstruktion des unteren Schrägstrebenanschlusses sowie auch für den oberen Strebenanschluss bleibt festzuhalten, dass mit dieser Ausführung des direkt lastabtragenden Bauteils derzeit nur Kerbfall 50 bzw. 56 erreicht werden kann – was verglichen mit früheren Lösungen zwar gut, aber noch nicht optimal ist. In den nächsten Jahren wird man deshalb weiter an der Optimierung dieser Details hinsichtlich Ermüdung mit dem Ziel, möglichst KF 71 zu erreichen, arbeiten. Man muss in diesem Zusammenhang gerade auch unter dem Aspekt zukünftig autonomen Verkehrs in Betracht ziehen, dass heutige Standspuren möglicherweise später einmal planmäßig für Schwerverkehr genutzt werden.



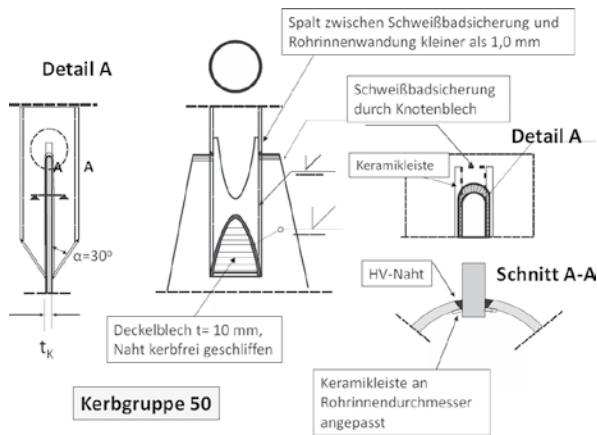


Bild 8 Auszug aus dem Gutachten Hanswille [11] zum unteren Diagonalenanschluss

Der Vorteil der Variante mit Schrägstreben ist, dass die Beanspruchungen aus der Haupttragwirkung senkrecht zur Tragrichtung aus lokalem Lastabtrag sind, d. h. im Innenstützbereich keine (lokalen) ermüdungswirksamen Querkräfte über eine gerissene Fahrbahnplatte abzutragen sind. Allerdings haben die Verfasser die Erwartung, dass sowohl für die Bauweise mit Schrägstreben als auch mit Konsolträgern bei guter konstruktiver Ausbildung (entsprechend vorgenannten Hinweisen) und ordnungsgemäßer Bauausführung ermüdungsseitig keine realen Probleme mit der schlaff bewehrten Betonfahrbahnplatte auftreten, denn auch für deutlich schlankere Fahrbahnplatten älterer Bauwerke sind keine systematischen Ermüdungsschäden bekannt geworden (insofern sie sachgerecht ausgeführt wurden). Entsprechend ist vor allem der Blick auf die ermüdungsgerechte Detailgestaltung und weitere Optimierung der Konsolträger- oder Schrägstreben- und Zugbandanschlüsse sowie auch der Querrahmen zu richten. Man wird sicherlich in den nächsten Jahren sukzessive vor allem an ausführungsseitig weiter optimierten Lösungen arbeiten.

Man muss in diesem Zusammenhang immer im Auge behalten, dass selbst bei noch so durchdachter Begründung einer Kerbfallabstufung neben den damit sicherlich gut erfassten geometrischen Verhältnissen der Details einschließlich der Schweißnähte immer auch die Ausführungsqualität der Schweißnähte stärker streuen kann. Die handwerklichen Fähigkeiten der Schweißer sind unterschiedlich, was sich gerade bei komplizierten Nähten auf der Baustelle deutlich auswirkt. Daher sollen alle schwierigen Schweißarbeiten in der Werkstatt erfolgen können und auf der Baustelle nur die eher einfachen Schweißnähte bzw. Schweißpositionen ausgeführt werden.

## 2.3 Allgemeine konstruktive Regelungen

Die Rahmeneckmomente können bei Hohlkastenbrücken beachtliche Größenordnungen auch infolge ermüdungswirksamer Belastung aufweisen. Entsprechend kommt der konstruktiven Ausführung hinsichtlich deren Ermüdungsfestigkeit große Bedeutung bei. Es ist länger bekannt, dass aufgrund von Ermüdungsaspekten die Gurte der Querstreifen mit Stumpfnähten an die Hauptträger-Obergurte anzuschließen sind. Allerdings müssen die Kräfte auch in den oberen Rahmenriegel, d. h. bei Ortbetonplatten in die Stahlbetonplatte eingeleitet werden. Die bekannt gewordenen Schäden im Bereich der Schalwagenstühlchen sind hauptsächlich in deren unplanmäßiger Mitwirkung an der Querrahmenwirkung mit den erhöhten lokalen Beanspruchungen – und damit weniger in der Beteiligung an der Schubkrafteinleitung des Hauptträgers – zu suchen. Für die Verbundbrücken mit Ortbetonplatten, wo die im Querschnitt vorhandenen Rahmeneckmomente in die als oberer Rahmenriegel wirkende Betonplatte übertragen werden, wird deshalb derzeit an einer allgemeingültigen konstruktiven Empfehlung seitens des BMVI gearbeitet. Für die vorbeschriebenen neueren Entwurfslösungen mit stählernen oberen Riegeln für die Querrahmen entfällt dieses Problem natürlich.

## 2.4 Bauweise für die Fahrbahnplatte mit Ganzfertigteilen

Ganzfertigteile (GFT) für Fahrbahnplatten von Verbundbrücken sind in Deutschland, anders als im Ausland, bisher auf wenige Einzelfälle beschränkt geblieben. Im Ausland werden die GFT auch bei Brücken größerer Länge und Breite zum Einsatz gebracht, denn gerade hier ergeben sich wesentliche Vorteile in Hinblick auf Qualität, Bauzeit und Baukosten durch die fabrikmäßige Herstellung und Trennung der Bauvorgänge. Die einzelnen Varianten unterscheiden sich durch die verschiedenartige An-

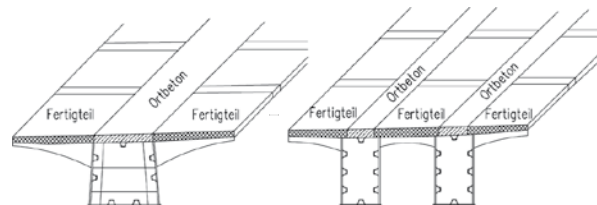


Bild 9 Möglichkeiten zur Anordnung der in Längsrichtung durchlaufenden Ortbetonstreifen und der Ortbetonquerfugen  
Zeichnung: aus [12]



Bild 10 Ansicht der Bahretalbrücke mit Stützweiten von 36 – 52 – 72 – 76 – 64 – 52 m

Foto: aus [12]

ordnung der Ortbetonstreifen, die hinsichtlich der Rissbildung günstig (da verteilend) wirken. Man kann sich mit Bezug auf Bild 9 natürlich auch noch weitere Varianten für die Fertigteilgeometrie, abhängig von handhabbaren Abmessungen und Gewicht, vorstellen. Neue Entwicklungen sind die von der Firma Max Bögl bei kleineren Stützweiten bereits realisierten Segmentbrücken. Hier werden werkseitig produzierte Ganzfertigteile aus Hochleistungs Beton auf den Hauptträgern verlegt, ohne dass eine Ergänzung mit Ortbeton erforderlich ist.

Besonderes Augenmerk ist bei der Bemessung und Konstruktion auf die zuerst entstehenden Querrisse an den Fertigteilstirnseiten zu legen. Diese Sammelrisse begründen sich in den unterschiedlichen Materialeigenschaften und Herstellungszeitpunkten der Fertigteile und Ortbetonergänzungen, vor allem jedoch in der reduzierten Betonzugfestigkeit an den Fugen (eine Abschätzung kann durch  $f_{ct,red} = 0,3 \cdot f_{ctm}$  vorgenommen werden). Die Beanspruchungen der in den Quertugen mit Sammelrissen angeordneten Anschlussbewehrungen der Fertigteile liegen deutlich über den Spannungen der Ortbetonbewehrung und können deshalb nicht einfach am Zustand-II-Querschnitt berechnet werden. Erst wenn auch die Fertigteile (mit oft relativ hoher Festigkeit) bei höheren Beanspruchungen im Innenstützbereich ein abgeschlossenes Rissbild aufweisen, werden die Sammelrisse bei Laststeigerung nicht mehr bzw. nur unterproportional höher belastet. Die zugehörige Theorie unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Betoneigenschaften, der un-

terschiedlichen Schwindvorgänge etc. ist in [8] umfassend dargestellt.

Die Verbundbrücke Bahretal (Bild 10), bei der die GFT zur Anwendung gekommen sind, ist mit ca. 350 m Länge und 30 m Höhe eine größere Brücke und normalerweise hätte man die Fahrbahnplatte mit Schalwagen hergestellt. In Verbindung mit dem Einsatz eines dichten Kastens als Stahltragwerk wurden die GFT der Fahrbahnplatte mit Abmessungen von  $3,5 \times 3,45 \times 0,30$  m und einem Gewicht von knapp 10 t so eingesetzt, dass eine kontinuierliche Verbindung der GFT mit einem längs durchlaufenden Ortbetonstreifen vorhanden ist. Diese Bauweise kann auch bei breiteren Brücken mit mehreren Kästen angewandt werden. Vorteilhaft ist, dass die oben geschlossenen Kästen relativ einfach für Materialtransporte nutzbar sind.

Die Quertugen über den Konsolträgern wurden als Ortbetonstreifen mit Übergreifungsstößen der Längsbewehrung ausgeführt, s. Bild 11. Klebe- oder Injektionsfugen würden eine Längsvorspannung voraussetzen, die grundsätzlich zu vermeiden ist. Die Bewehrung wurde längs/quer/oben/unten mit  $d = 14 \text{ mm/s} = 10 \text{ cm}$  ausgeführt. Die Breite der Quertugen von 54 cm ergibt sich aus der erforderlichen Länge des Übergreifungsstoßes der Schlaufen. Die Auflagerung der Fertigteile erfolgte über in die Fertigteile einbetonierte Trägerstummel und jeweils vier höhenverstellbare Schrauben, die ihre Last auf die Stege der Konsolträger (hier noch mit Kastenquerschnitt) abgeben. Mittels der Schrauben wäre eine nachträgliche

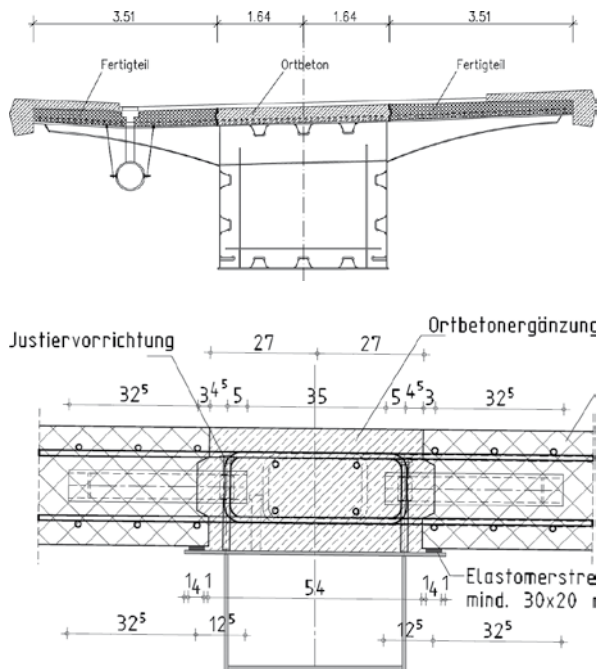


Bild 11 Schnittdarstellungen Bahretalbrücke;  
oben: Prinzipquerschnitt, unten: Längs-  
schnitt der Ortbeton-Querfugen über den  
Konsolen (hier mit Kastenquerschnitt)  
Zeichnungen: aus [12]

Justierung der Fertigteilplatten möglich, was sich aber als nicht nötig erwies. Mit Hilfe des baubegleitenden Messprogramms konnten die Rissbildungen sowie insbesondere die gegenüber der Ortbetonvariante zunächst deutlich höheren Spannungen in den übergreifenden Längsbewehrungen der Fertigteile (vorgenannte Sammelrissproblematik) gut nachvollzogen werden. Zusammenfassend wurde die GFT-Bauweise der Bahretalbrücke gut beurteilt, s. [12]. Grundsätzlich ist es allerdings von Nachteil, dass kein Ausgleich von größeren Abweichungen Soll/Ist der Stahlkonstruktion mehr möglich ist.

### 3 Aktuelles Regelwerk und spezifische Festlegungen zur Bemessung

#### 3.1 Normative Regelungen und spezifische Festlegungen zur Bauweise mit Fertigteilen

Für die Berechnung und Bemessung von Stahlverbundbrücken ist bekanntermaßen Eurocode 4, Teil 2 [10] anzuwenden, der die für den Brückenbau relevanten Bemessungsregeln des Stahlverbundbaus ergänzend zu den allgemeinen Grundregeln des Eurocode 4, Teil 1-1 [9] enthält. Fallweise sind Bezüge zu Eurocode 2-2 [13] für Massivbauteile und Eurocode 3-2

[14] für Stahlbauteile zu beachten. Die spezifischen Fragestellungen insbesondere zu den Ermüdungsanforderungen der Stahlbaudetails werden aktuell in einem Facharbeitskreis beim BMVI erörtert. Vom BMVI wurde dazu Ende 2018 ein Obmann-Schreiben [5] mit wesentlichen Hinweisen zu dieser Bauweise herausgegeben. Weiterhin werden derzeit Richtzeichnungen zu den erforderlichen Regeldetails für die Konstruktionen erstellt [15], die sich in der fachlichen Abstimmung befinden.

Zur besser abgesicherten Einschätzung der Ermüdungssicherheit und Dauerhaftigkeit der Fahrbahnplatten bedarf es noch weitergehender Überlegungen vor allem hinsichtlich Ermüdung mit versuchstechnischer Absicherung für die Betonplatte unter Zug und gleichzeitiger Querkraft. Günstig hinsichtlich eventueller Schubrisse wirkt sich gegenüber einer reinen Ortbetonlösung die dritte Lage der Längsbewehrung auf den Teilfertigteilen aus. Weiterhin günstig wirkt die ohnehin erforderliche Verbundbewehrung zwischen Fertigteil und Ortbetonergänzung, die den Anforderungen an Querkraftbewehrung entsprechend ausgebildet werden muss. Bis zur abschließenden Klärung dieser Sachverhalte und Validierung bzw. Erweiterung der gegenwärtigen Bemessungsansätze sollten aber die Rissbreiten für die Beanspruchungen in Bauwerkslängsrichtung, d. h. auch für Überlagerung der Schnittgrößen aus globaler und lokaler Beanspruchung, auf den Rechenwert  $w = 0,15$  mm begrenzt werden, um eventuelle Auswirkungen aus gegenseitigen Verschiebungen der Rissufer für Querkraftbeanspruchung unter besonderer Beachtung der (hinsichtlich der Maximalwerte allerdings nicht unbedingt zeitgleichen) Ermüdungsbeanspruchung für die Längsbewehrung zu minimieren, s. [5].

Nach Abschluss der vom BMVI vorgesehenen weitergehenden Untersuchungen könnte man sich für die Bemessung der Fahrbahnplatte folgende Regelung vorstellen:

Unter reiner Haupttragwerksbeanspruchung in Längsrichtung sind die Rissbreiten auf der Fahrbahnplattenoberseite auf den Rechenwert  $w = 0,15$  mm zu begrenzen. Unter kombinierter Beanspruchung aus globaler und lokaler Tragwirkung in Längsrichtung gilt der für reine Ortbetonplatten bekannte Rechenwert der maximalen rechnerischen Rissbreite von  $w = 0,2$  mm. Mit dieser Festlegung würde man eine zu hohe Längsbewehrung vermeiden, was zu einer günstigeren Betonierbarkeit der Platte und damit einer besseren Konstruktion führt.

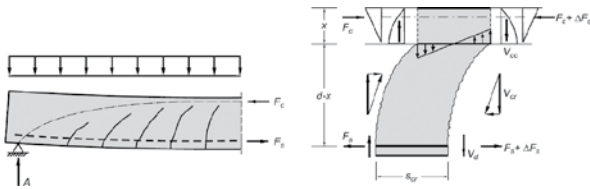


Bild 12 Anteile der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung  
Zeichnung: aus [17]

Hinsichtlich der Bemessung der stählernen Konsolen bzw. Schrägstreben, Zugbänder und deren Anschlüsse auf Ermüdung ist Eurocode 3-1-9 [6] zu beachten. Dabei sind die vorgenannten stählernen Bauteile und deren Anschlüsse zunächst als Haupttragglieder einzustufen, d. h. in der Bemessung mit einem widerstandsseitigen Teilsicherheitsfaktor  $\gamma_{Mf} = 1,25$  zu berücksichtigen.

### 3.2 Weitergehende Untersuchungen

Die Ziele eines aktuellen, weitergehenden Forschungsprojektes des BMVI sind:

1. Endgültige Festlegungen zur Schlankheit, Bewehrungsführung und Rissbreitenbegrenzung einer gezogenen ermüdungsbeanspruchten Betonplatte mit Teilfertigteilen einschließlich Aussagen zum sicheren Querkraftabtrag,
2. Ergänzende Festlegungen zu Ermüdungsfestigkeitskennwerten sowie dem Ermüdungsnachweis und konstruktive Empfehlungen optimierter Anschlussdetails der Konsolträger.

**Zu 1.:** Das Querkraftverhalten von Platten ohne Querkraftbewehrung kann, zwar durch vorwiegend empirisch-experimentelle Analysen, seit längerer Zeit als geklärt angesehen werden. Die Tragwirkung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung setzt sich im Wesentlichen aus dem Anteil der ungerissenen Druckzone (Druckbogen), der Rissverzahnung im Schubriss, der Dübelwirkung der Längsbewehrung und der Zahnbiegung zusammen, s. Bild 12. Für ermüdungsbeanspruchte Platten ohne Querkraftbewehrung gibt es einige wenige experimentelle Ergebnisse. Für das Querkraftverhalten zugbeanspruchter Platten unter statischer Belastung stellt die Dissertation Ehm

[16] mit resultierenden Schlussfolgerungen derzeit den Stand der Technik dar.

Der Einfluss von Ermüdungsbeanspruchungen auf das Querkrafttragverhalten von gerissenen Betonfahrbahnplatten (s. Bild 13) ist bisher nicht ausreichend untersucht worden und entsprechend nicht normativ geregelt. Infolge einer wiederholten Beanspruchung kann es zu einer Zustandsänderung des Betongefüges kommen. Durch den Verlust der Rissuferverzahnung wird gleichzeitig die Dübelwirkung der Bewehrungsstäbe stärker aktiviert und ein örtliches Versagen der Verbundzone zwischen Beton und Bewehrungsstahl ist möglich. Zur Untersuchung dieser Thematik sind Versuche unter Ermüdungsbeanspruchung mit variablem Spannungsverhältnis zur Erstellung einer spezifischen Wöhlerlinie vorgesehen.

Dynamische Messungen an der neuen Langenfelder Brücke in Hamburg (A7) zeigen (Bild 14), dass die Fahrbahnplatte im Innenstützbereich auch nach schwerem Verkehr durchaus sehr lange ungerissen sein kann. Das darf zwar im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht ausgenutzt werden, hat aber Bedeutung für die Untersuchungen zur Ermüdungssicherheit. Dabei muss auch der Effekt beurteilt werden, dass die Ort betonplatte gerissen, aber das Fertigteil noch ungerissen ist (Zustand I/II). Zusätzlich muss der Einfluss von Sammelrissen (s. Abschnitt 2) bedacht werden, die von unten nicht erkennbar wären, da der Obergurt des Konsolträgers die Risse verdeckt. Im Auftrag des BMVI werden deshalb Bauwerksmessungen noch an anderen Bauwerken mit dieser und ähnlicher Zielstellung zur besseren Verallgemeinerbarkeit der Aussagen durchgeführt.

**Zu 2.:** Insbesondere für die Konstruktionen mit ungewolltem geometrischem Versatz der Konsolträger zu den inneren Aussteifungen existieren keine belastbaren Ermüdungsuntersuchungen an Bauteilen. Definitiv ist eine gewisse Stützwirkung des Hauptträgersteiges vorhanden und es ist auf theoretischer sowie experimenteller Basis zu klären, ob und in welcher Höhe das Versatzmoment im Ermüdungsnachweis in Ansatz gebracht werden muss.



Bild 13 Überblick zum Zusammenwirken globaler und lokaler Beanspruchungen  
Grafik: aus [18]

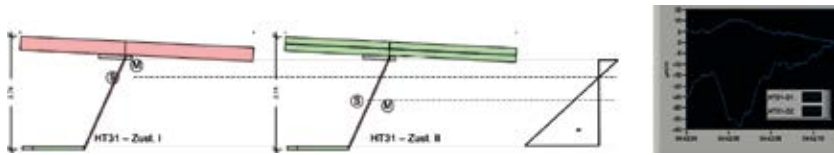


Bild 14 Gemessener Spannungsgradient in einem Innenstützbereich der Langenfelder Brücke im Vergleich zu den rechnerischen Nulllinienlagen im Zustand I (ganz links) bzw. Zustand II (zweites Bild von links) Grafik: aus [18]

Auflagerachsen wurde gegenüber dem Bestandsbauwerk von 8 auf 7 reduziert, so dass eine früher vorhandene Pfeilerstellung zwischen den Fernbahngleisen entfallen konnte. Die Gesamtlänge des Neubaus beträgt 400,9 m (West) bzw. 385,4 m (Ost) bei Stützweiten zwischen

Weiterhin ist zu klären, wie sich der mehraxiale Spannungszustand auf die Ermüdungsfestigkeit des Schweißanschlusses des Konsolträger-Untergurtes bzw. des Konsolträger-Steges auswirkt. Die Ergebnisse sollen zu einer möglichst optimalen Konstruktion der Anschlussdetails hinsichtlich Schweißbarkeit, Wirtschaftlichkeit und Ermüdungsfestigkeit führen.

48,6 m bis maximal 80,6 m. Der Neubau weist eine Gesamtbreite von 51,1 m zwischen den Lärmschutzwänden auf.

Das Konzept für den Neubau war maßgeblich auf eine Minimierung von Verkehrsbeeinträchtigungen für die Bahn und die A7 sowie eine möglichst kurze Bauzeit ausgerichtet. Für den Neubau wurde daher der Ausführung als Stahlverbundkonstruktion mit Verwendung von Teilfertigteilen für die Herstellung der Fahrbahnplatte der Vorzug gegeben. Die Überbauten bestehen jeweils aus zwei begehbaren Trapezkästen aus Stahl und einer Fahrbahnplatte aus Stahlbeton, die sich aus Fertigteilen und einer Ortbetonergänzung zusammensetzt. Die Herstellung des Überbaus erfolgte mittels Taktschieben über die inneren Stege der Hohlkästen. Die Trapezkästen sind oben offen ausgebildet, nur in den Bereichen, wo aus dem Taktschieben hohe Torsionsbeanspruchungen auftreten, erfolgte auf eine Länge von ca. 50 m die Ausführung mit geschlossenem Deckblech. Die Konstruktionshöhen der insgesamt vier Hauptträger variieren zwischen ca. 2,7 m und 4,3 m. Die Hauptträger werden im Abstand von 4,1 m durch radial angeordnete Querträger miteinander verbunden, welche die Hauptträger durchdringen und sich in den Kragarmbereichen als Konsolen fortsetzen. Das dadurch gebildete Quersystem dient zum einen der Auflagerung der Teilfertigteile und beteiligt sich zum anderen an der Querverteilung der Lasten. Die kontinuierliche Anordnung von Querträgern ermöglicht den vollständigen Verzicht auf separate Stützenquerträger.

## 4 Beispiele aktueller Bauwerksentwürfe

### 4.1 Langenfelder Brücke in Hamburg (A7)

Die A7 quert zwischen den Anschlussstellen Hamburg-Stellingen und Volkspark mit der Langenfelder Brücke das Bahngelände des Betriebsbahnhof Langenfelde und zahlreiche Gleise der Fern- und S-Bahn sowie Stadtstraßen und Wege. Das originäre Spannbetonbauwerk war für die im Zuge der Erweiterung der A7 geplanten Verkehrsbreiten nicht breit genug. Zudem waren sowohl die Überbauten als auch die Pfeiler nicht in der Lage, die zusätzlichen Belastungen aus einer erforderlichen Verbreiterung und den ca. 8 m hohen Lärmschutzwänden aufzunehmen. Das vorhandene Bauwerk wurde daher abgebrochen und durch einen Neubau ersetzt. Die Verkehrsfreigabe erfolgte im Oktober 2018.

Das neue Bauwerk ersetzt die vorhandene Brücke bei weitgehender Beibehaltung der vorhandenen Trassierung. Die Anzahl der

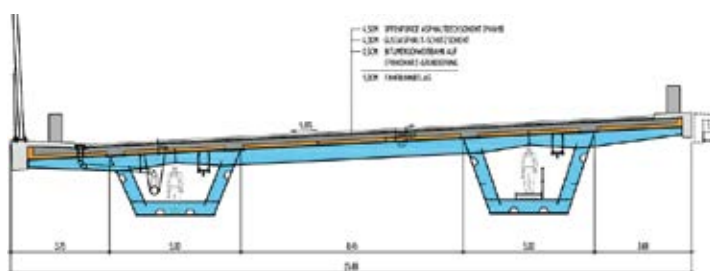


Bild 15 Langenfelder Brücke - Regelquerschnitt und Draufsicht auf den Trägerrost mit teilweise aufgelegten Fertigteilen, s. a. Bild 4 Zeichnung: DEGES/Schüßler-Plan, Foto: DEGES

Das Entwurfskonzept hat sich in der Bauausführung vollständig bewährt, die Eingriffe in den Bahnverkehr konnten auf ein Minimum reduziert werden. Zudem konnte das Bauvorgehen unter den sehr komplexen und schwierigen Randbedingungen für beide Überbauten inkl. Rückbau der Bestandsüberbauten in der relativ kurzen Bauzeit von knapp 5 Jahren realisiert werden.

## 4.2 Gottleubatalbrücke in Sachsen (B 172)

Der Entwurf der Gottleubatalbrücke ist das Ergebnis eines 2006 von der DEGES durchgeführten Realisierungswettbewerbs. Das gerade, 9-feldrige Bauwerk hat eine Gesamtlänge von 916 m bei Einzelstützweiten zwischen 68 und 124 m. Die Breite des Querschnitts beträgt 15,5 m. Die Ausführung erfolgt als Stahlverbundüberbau, der im Bereich der fünf Talpfeiler durch massive Betonvouten verstärkt wird. Die Herstellung des Überbaus erfolgt durch Taktstieben. Die Betonvouten werden nachträglich ergänzt und als Teil des Pfeilers monolithisch mit dem Überbau verbunden.

Der Querschnitt besteht aus einem geschlossenen, trapezförmigen Kastenträger aus Stahl, der durchgängig begebar ist. Die mit dem Kastenträger in Verbund stehende, insgesamt 38 cm dicke Stahlbeton-Fahrbahnplatte setzt sich aus Teilfertigteilen und einer Ortbetonerfüllung zusammen und wird über Konsolen gestützt. Die 5,4 m auskragenden Konsolen werden als offene Querschnitte ausgebildet und schließen stumpf an die Hauptträgerstege an. Der Wettbewerbsentwurf sah noch eine Abstützung mit Schrägstreben vor. Aufgrund der Vorteile hinsichtlich der Bauwerksprüfung erfolgte 2008 im Zuge der Entwurfsplanung die Umstellung auf die Konsollösung (s. Bild 16). An dieser Lösung wurde dann trotz zwischenzeitlicher Diskussionen für die Ausführung festgehalten.

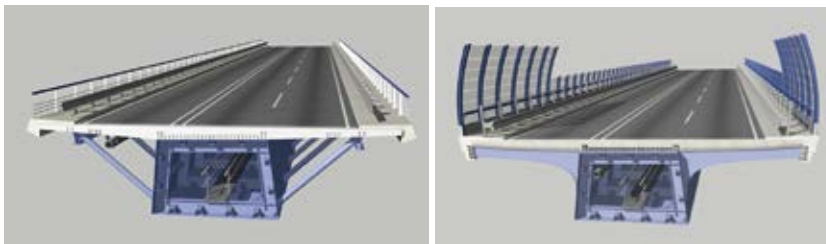


Bild 16 Gottleubatalbrücke – Regelquerschnitt mit Schrägstreben aus dem Wettbewerb (links), Regelquerschnitt mit Konsolen aus der Entwurfsplanung mit ergänzten Wind- und Kollisionsschutzwänden (rechts) Grafiken: DEGES/Schüßler-Plan/A. Keipke

Über den Wettbewerb und den Entwurf wurde bereits auf dem 18. Dresdner Brückenbausymposium 2008 [19] berichtet. Der Baubeginn ist Ende 2018 endlich erfolgt und die Verkehrsfreigabe für die Gesamtstrecke wird für 2022 erwartet.

## 4.3 Rader Hochbrücke über den Nord-Ostsee-Kanal in Schleswig-Holstein (A7)

Das 1.500 m lange Bauwerk aus dem Jahre 1972 überführt die A7 über den Nord-Ostsee-Kanal (NOK), die Rader Insel und den Borgstädter See. Die derzeitige Stützweite über dem NOK beträgt 221,5 m bei einer Durchfahrtshöhe von 42 m. Der einteilige, 29,5 m breite Stahlüberbau ist ein zweistegiger Plattenbalken mit offenen, zwischen 5,0 und 9,5 m hohen Hauptträgern und orthotroper Fahrbahnplatte. Gravierende Schäden an den Pfeilerköpfen führten 2013 zu einer Teilsperre für LKW, die nach einer Instandsetzung wieder aufgehoben wurde. Ein Gutachten von 2016 ergab eine eingeschränkte Restnutzungsdauer des Überbaus bis 2026, so dass umgehend die Planung für einen Ersatzneubau eingeleitet wurde.

Der Ersatzneubau wird im Hinblick auf einen 6-streifigen Ausbau der A7 geplant. Die neue Gesamtbreite beträgt ca. 37 m und damit 18,5 m je Überbau. Das neue Bauwerk wird wie der Bestand als Durchlaufträger ausgebildet. Die Regelstützweiten betragen ca. 80 m. Im Bereich des NOK wird eine Stützweite von 224 m erforderlich. Hier erfolgt die Ausführung wie bei der Gottleubatalbrücke mit Betonvouten, die monolithisch mit der Stahlkonstruktion verbunden sind und somit ein Rahmensystem erzeugen. Der Überbau wird im Taktstieben hergestellt, das Mittelteil über dem NOK wird per Litzenhub montiert. Die Herstellung der Betonvouten erfolgt nach dem Abschluss des Taktstiebens, vor dem Einheben des Mittelteils. Die Bauhöhe des Verbundüberbaus variiert zwischen 4 m in den Regelbereichen und 6 m im Kanalfeld. Die Betonvouten haben eine maximale Höhe von ca. 15 m und erstrecken sich über eine Länge von ca. 45 m beidseitig der Kanalpfeiler.

Das Fahrbahndeck besteht jeweils aus einem trapezförmigen, geschlossenen Verbundhohlkasten mit ei-

ner ca. 5,7 m auskragenden Fahrbahnplatte, die durch Konsolen abgestützt wird. Die stählernen Hauptträger sind oben durchgängig geschlossen, was günstig für die Bauzustände beim Einschieben ist und technologische Vorteile hat, da das geschlossene Deckblech wie auch bei der Talbrücke Heidingsfeld als Fahrweg für das Verlegen der Fertigteile genutzt werden kann.

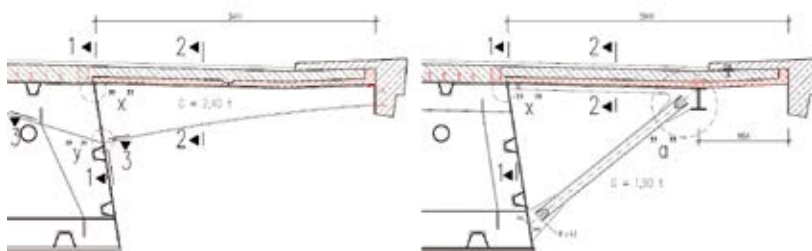


Bild 17 Querschnitte mit Konsolträgern oder mit äußeren Schrägstreben für Stahlverbund-Großbrücken mit Teilfertigteilen  
Zeichnungen: DEGES/SSF/Schüßler-Plan

Es wurden beide Querschnittsvarianten – mit Konsolträgern und mit Schrägstreben – in der Bauweise mit Teilfertigteilen bzgl. Konstruktion, Bauzeit und Wirtschaftlichkeit gegenübergestellt, Bild 17.

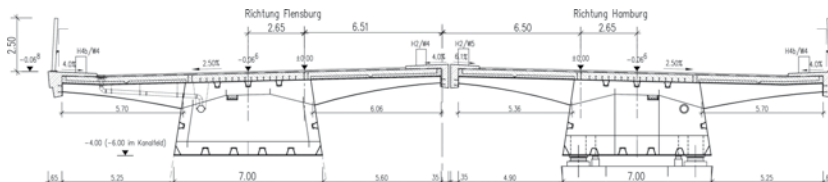


Bild 18 Rader Hochbrücke – Regelquerschnitt der abgeschlossenen Vorplanung  
Zeichnung: DEGES/SSF/Schüßler-Plan

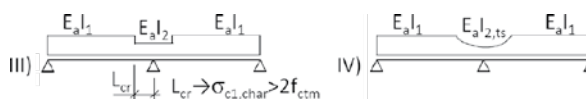


Bild 19 Berücksichtigung der Rissbildung bei der Schnittkraftermittlung, links Näherungsmethode III, rechts Methode IV  
Zeichnung: aus [7]

Nach ausgiebiger Fachdiskussion erfolgt die Ausführung mit Konsolträgern als Vorzugsvariante für die jetzt beginnende Entwurfsplanung. Zurzeit erfolgt eine Optimierung des Querschnitts zum einen bzgl. der Einspannung an den Kanalpfeilern und zum anderen bzgl. der Beanspruchungen der Konsolen inkl. Fahrbahnplatte. Aktuell ist vorgesehen, die Kastenbreite noch etwas zu vergrößern, womit sich die Konsollängen entsprechend noch verringern werden.

Aufgrund der ausgeprägten Voutungen im Bereich der Kanalpfeilerachsen und den sich anschließenden stark unterschiedlichen Stützweiten müssen die Schnittkräfte für die Hauptträger mit dem genauen Verfahren IV mit ausgerundetem Steifigkeitsverlauf, siehe z. B. [7], berechnet werden, s. Bild 19. Es ist auch in verschiedenen Schnitten im Bereich der einzelnen Innenstützen zu überprüfen, ob die Teilfertigteile aufreißen und welchen Einfluss ggf. die Steifigkeiten im Zustand I/II auf die (globalen) Schnittgrößen der Hauptträger haben.

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

In den nächsten Jahren sind zahlreiche Großbrücken im Netz der Bundesfernstraßen durch Neubauten zu ersetzen. Hierbei stellt die Stahlverbundbauweise aufgrund der Vorteile bzgl. der Vorfertigung und schnellen Montage eine

häufig angewendete Bauweise dar. Im Beitrag wurde auf bestimmte aktuelle Entwicklungen eingegangen und es wurden dazu beispielhaft Projekte der DEGES vorgestellt.

Im Hinblick auf den weiter steigenden Schwerverkehr ist es besonders wichtig, die Bauwerke so zu konstruieren, dass eine dauerhafte und ermüdungssichere Ausbildung und Bemessung der Stahlkonstruktionen sowie der Fahrbahnplatten gewährleistet ist. Für die immer wiederkehrenden Konstruktionsdetails werden durch das BMVI Regellösungen entwickelt, die sich aktuell zur Abstimmung in den Fachgremien befinden und noch einer gründlichen Diskussion bedürfen. Man muss nach Auffassung der Autoren sehr gründlich abwägen, welche Details unbedingt vorgegeben werden sollten und was den Planern bzw. Firmen im Projekt überlassen bleiben muss. Auch dürfen bei bauphaseübergreifenden allgemeinen Vorgaben keine Widersprüche zu bestehenden Bemessungs- und Herstellungsnormen auftreten. Eine gute und möglichst einfache Umsetzbarkeit in der Fertigung ist neben guten Konstruktionsregeln entscheidend für die angestrebte qualitativ hochwertige und wirtschaftliche Ausführung. Zu mehreren dieser im Beitrag angeschnitte-

nen Aspekte wurde aktuell ein umfangreiches Forschungsvorhaben vom BMVI initiiert.

## Literatur

- [1] Hamme, M.; Marzahn, G.; Prehn, W.; Swadlo, J.: Die Wupper-Talbrücke Oehde – eine moderne Verbundbrücke. *Stahlbau* 75 (2005) 7, S. 558–564
- [2] Sprinke, P.: Ersatzneubau der Lennetalbrücke. *Bauingenieur* 92 (2017), S. 138–142
- [3] Denzer, G.; Schmackpfeffer, H.: Entwicklungen im Stahlverbundbrückenbau – Autobahnbrücken mit einteiligen Verbundquerschnitten. *Stahlbau* 74 (2005) 9, S. 649–656
- [4] Mansperger, T.; Jung, R.; Köberlin, T.; Hertle, R.: Planung und Prüfung der Talbrücke Heidingsfeld. *Stahlbau* 86 (2017) 2, S. 139–147
- [5] BMVI 2018-22 (Hrsg.): Empfehlungen für die Gestaltung von großen Stahlverbund-Hohlkastenbrücken. Ausgabe 12/2018
- [6] DIN EN 1993-1-9:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung. Deutsche Fassung EN 1993-1-9:2005 + AC:2009.
- [7] Geißler, K.: Handbuch Brückenbau. Berlin: Ernst und Sohn, 2014
- [8] Mager, M.: Zur Erfassung der Rissbreiten an durchlaufenden Stahlverbundträgern mit Teil- und Ganzfertigteilen. Diss., TU Berlin, Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Stahlbau, 2018
- [9] DIN EN 1994-1-1:2010-12: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009.
- [10] DIN EN 1994-2:2010-12: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken; Deutsche Fassung EN 1994-2:2005 + AC:2008.
- [11] Hanswille, G.; Steffen, A.: Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit der Anschlüsse der äußeren Diagonalen an der Talbrücke Rinsdorf. Gutachten vom 6.6.2017
- [12] Geißler, K.; Reintjes, K.-H.; Rodemann, J.: Ganzfertigteile bei der Verbundfahrbahnplatte der Bahretalbrücke – Eine Revision nach Ausführung und baubegleitender messtechnischer Überwachung. *Stahlbau* 78 (2009) 12, S. 897–906
- [13] 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.
- [14] DIN EN 1993-2:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken. Deutsche Fassung EN 1993-2:2006 + AC:2009, Nationaler Anhang.
- [15] BMVI; BAST (Hrsg.): Richtzeichnungen für Deckbrücken mit Stahlverbund-Hohlkästen. Entwurf, 2018 (wird noch im BMVI diskutiert), bearbeitet von Meyer und Schubart
- [16] Ehmann, J.: Querkrafttragfähigkeit gezogener zugbeanspruchter Stahlbetonplatten in Verbundbrücken. Diss., Universität Stuttgart, 2003 – erschienen in: Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf, Nr. 2003-3
- [17] Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau. 2. Aufl., Springer Verlag, 2010
- [18] GMG-Ingenieurgesellschaft im Auftrag der DEGES: Bauwerksmonitoring an Innenstützbereichen der Langenfelder Brücke Hamburg. Unveröffentlichter Bericht, 2017
- [19] Reintjes, K.-H.; Gebert, G.: Die Talbrücke Gottleuba – Realisierungswettbewerb und Siegerentwurf. In: Stritzke, J. (Hrsg.): Tagungsband zum 18. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken am 11.3.2008 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2008, S. 145–159



## Kurt Beyers Beitrag zur Baustatik

Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Karl-Eugen Kurrer  
Berlin

### Vorab

Wie Emil Mörsch (1872–1950) [1, S. 48] und Willy Gehler (1876–1953) [2, S. 62 f.] kann Kurt Beyer (1881–1952) als idealtypischer Vertreter der Triade Industrie–Verwaltung–Wissenschaft als der wesentlichen Vergesellschaftungsform der “technisch-wissenschaftlichen Gemeinschaftsarbeit” in der Bautechnik der technokratischen Hochmoderne Deutschlands gelten (vgl. [3]). Das Modell dieser Dreiheit von Industrie, Verwaltung und Wissenschaft ist in Bild 1 dargestellt.

Im Verlauf seiner Karriere nahm Beyer die drei Handlungsperspektiven der Triade ein, und zwar die der:

□ **Verwaltung:** Februar 1906 bis Juli 1908 Regierungsbauführer bei der Sächsischen Straßen- und Wasserbauverwaltung sowie August 1908 bis Juni 1914 Sektionsingenieur der siamesischen Staatsbahnen, Sektionsingenieur der englischen Royal States Railways in Siam und technischer Berater des siamesischen Innenministeriums; 1914 Ernennung zum Regierungsbaumeister der Sächsischen Straßen- und Wasserbauverwaltung und von 1915 bis 1918 Teilnahme am I. Weltkrieg, zuletzt als Regierungsbaumeister beim Feldeisenbahnchef in der Türkei,

□ **Industrie:** In den Jahren 1920 bis 1925 regelmäßig von August bis Oktober Ingenieur im Brückenbau des MAN-Werks Gustavsburg; 1927 Begründung eines Ingenieurbüros in Dresden, das Bauprojekte für die heimische Wirtschaft mit betreute,

□ **Wissenschaft:** Ab 1. Februar 1919 Professor für Statik und technische Mechanik an der TH Dresden.

Das erfolgreiche Wirken Beyers auf den Gebieten der Baustatik sowie des Eisenbahn-, Brücken- und Industriebaus liegt darin begründet, dass sich die Triade Industrie–Verwaltung–Wissenschaft in seinem beruflichen Handeln als Integration der Perspektive der Industrie (Bild 1a), der Verwaltung (Bild 1b) und der Wissenschaft (Bild 1c) in geradezu reiner Form verwirklichen konnte, mithin die Dreiheit sich nicht nur nach objektiver, sondern auch nach subjektiver Seite vollendete. So repräsentiert Beyer jenen Typus des Technikwissenschaftlers der technokratischen Hochmoderne im Deutschland der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts, der die Vergesellschaftungsprozesse in der technisch-wissenschaftlichen Gemeinschaftsarbeit im Bauingenieurwesen auf der Ebene des triadischen Verhältnisses von Wissenschaft, Industrie und Verwaltung signifikant vorantrieb. In diesem Kontext ist auch Inhalt und Form von Beyers Beitrag zur Baustatik zu sehen, der stets dem Grundsatz verpflichtet war, dass es nichts Praktischeres gibt als eine gute Theorie. Im Besonderen gilt dies für seine Synthese der Baustatik in der zweiten Hälfte ihrer Konsolidierungsperiode (1900–1950), welche im deutschsprachigen Raum ohne Beispiel ist.

Der vor 100 Jahren an die TH Dresden berufene Kurt Beyer (Bild 2) steht im Konstruktiven Ingenieurbau Deutschlands beispielhaft für das Zusammenwirken von Erkennen, Gestalten und Verantworten, welches die Technikwissenschaften in der zweiten Hälfte der technokratischen Hochmoderne nach dem 1. Weltkrieg zu-

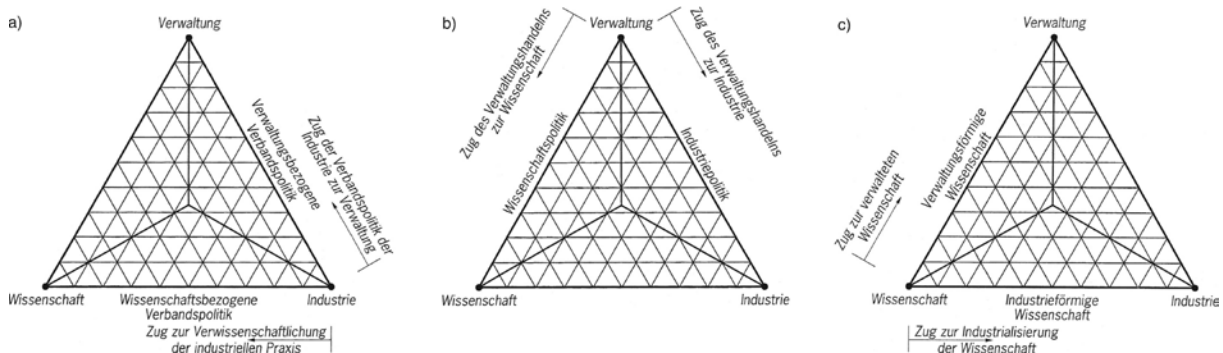


Bild 1 Dreiheit von Industrie, Verwaltung und Wissenschaft in der Handlungsperspektive a) der Industrie, b) der Verwaltung und c) der Wissenschaft aus [1, S. 16 f. u. 46] und [4, S. 679]



Bild 2 Kurt Beyer, 1944

Foto: Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 162

nehmend prägen sollte. Als sich die Weimarer Republik Mitte der 1920er Jahre schon im ruhigen Fahrwasser ihrer gesellschaftlichen Stabilität befand, schickte sich der frisch gebackene Professor für Statik und technische Mechanik Beyer in Dresden an, dem wissenschaftlichen Korpus der Baustatik ein neues Gesicht zu verleihen, das weit über ihre von Heinrich Müller-Breslau (1851–1925) geschaffene klassische Gestalt hinausging. So ist die Inventionsphase der Baustatik (1925–1950) durch mehrere Neuentwicklungen gekennzeichnet: Theorie der

Flächentragwerke, Entwicklung des Deformationsverfahrens zu einem dem Kraftgrößenverfahren dualen Hauptverfahren der Baustatik, Erfassung nichtlinearer Phänomene (Theorie II. Ordnung, Plastizität), Konstruktion numerischer Verfahren. Mit der Algorithmisierung der Theorie der linear-elastischen Theorie der statisch unbestimmten Stabwerke und der Integration der Theorie der Flächentragwerke in die Baustatik hob Beyer diese in einem kühnen Zweischritt ([5]–[7]) auf eine neue Entwicklungsstufe und schuf ein Lehr- und Handbuch

der Baustatik [8], das in der deutschsprachigen Literatur des Konstruktiven Ingenieurbaus in der zweiten Hälfte seiner Konsolidierungsperiode (1925–1950) ohne Beispiel ist.

## 1 Ein hoffnungsvoller junger Mann macht sich auf den Weg

Kaum drei Wochen nach dem Tod des Schöpfers der Fachwerktheorie und der graphischen Statik, Karl Culmann, erblickte Friedrich August Kurt Beyer am 27. Dezember 1881 als Sohn des Kaufmanns Alfred Beyer (1856–1927) und seiner Ehefrau Anna geb. Roßberg (1859–1923) im Gasthof „Stadt Bautzen“ Dresden-Neustadt das Licht der Welt. Gut zwei Dezennien später sollte sich Kurt Beyer mit der Fachwerktheorie während seines Bauingenieurstudiums an der TH Dresden auseinandersetzen und sie in den 1930er Jahren auf räumliche Fachwerke erweitern. Der Vater, geboren als Sohn eines Apothekers in Augustusburg, kam im Alter von 17 Jahren nach Dresden, brachte es später zum Königlich-Sächsischen Kommissionsrat und betrieb eine Reitschule. Kurt Beyer hatte ein gespanntes Verhältnis zu seinem Vater [9, S. 177] und liebte seine Mutter über alles. Diese emotionale Komplementarität liegt möglicherweise darin begründet, dass die 1880 geschlossene Ehe neun Jahre später – unmittelbar nach Einschulung Kurt Beyers – gescheitert wurde und er bei seiner Mutter aufwuchs. Schon 1893 übernahm Anna Beyer den elterlichen Gasthof „Stadt Bautzen“ im Niedergarten 3, verpachtete ihn aber schon 1894 und verkaufte das Anwesen 1917. Die alleinerziehende Mutter bestritt ihren Lebensunterhalt in erster Linie von der Pacht, zog mit ihrem Sohn in eine Stadtwohnung am Martin-Luther-Platz in Dresden um und wechselte dort mit ihrem Sohn mehrmals den Wohnsitz. Ab Ostern 1892 besuchte Beyer die Dreikönigschule, ein Realgymnasium in Dresden-Neustadt, welche ihm im Reifezeugnis vom 23. März 1901 gute Leistungen und ein „völlig befriedigendes“ Verhalten bestätigte.

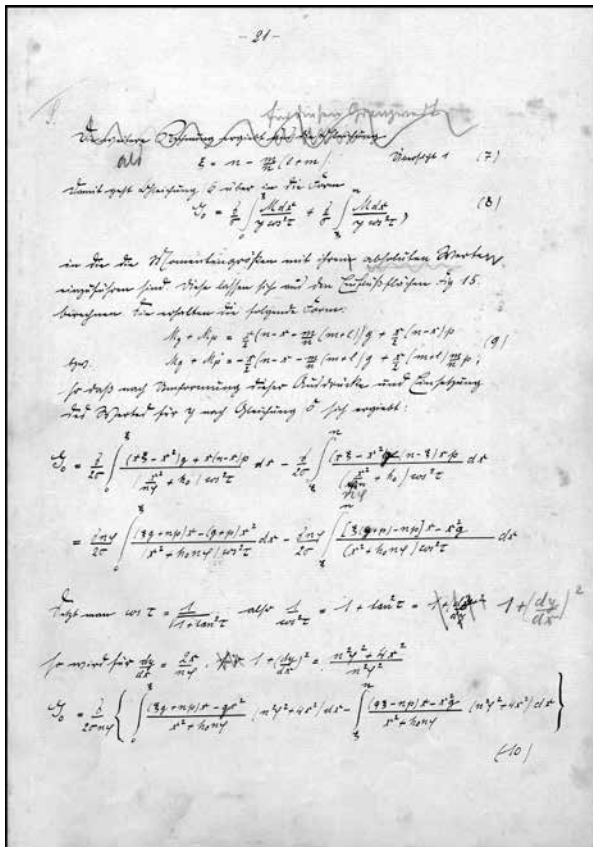
Im Wilhelminischen Kaiserreich zogen um 1900 die Technischen Hochschulen in der Frage der Verleihung der Doktorwürde mit den Universitäten gleich: So erhielt die TH Dresden am 12. Januar 1900 das Recht, die Würde eines Dr.-Ing. zu verleihen und setzte am 23. Mai 1900 die Promotionsordnung in Kraft [10, S. 89]. Dieser Prozess der Emanzipation der Technik hob mit der technokratischen Hochmoderne in den 1890er Jahren an und bescherte – vorerst nur jungen Männern aus der bürgerlichen

Mittelschicht – endlich gesellschaftliche Anerkennung durch die herrschenden Eliten und Aufstiegschancen in Industrie, Verwaltung und Wissenschaft in die Phalanx der Funktionsebenen. Das wusste schon Georg Liebscher, der Mann von Evelyn – ihres Zeichens Schwester von Alfred Beyer – welcher als Sektionsingenieur bei der Eisenbahn in der Lausitz wirkte und dem jungen Mann das Studium der Ingenieurwissenschaften empfahl. So nahm Kurt Beyer im Sommersemester 1901 das Studium des Bauingenieurwesens an der TH Dresden auf und schloss es im Dezember 1905 mit Auszeichnung ab. Dort besuchte er u. a. die Lehrveranstaltungen von Georg Lucas (1853–1931) über Straßen-, Eisenbahn- und Tunnelbau, Hubert Engels (1854–1945) über Wasserbau, Georg Christoph Mehrtens (1845–1917) über Statik, Festigkeitslehre und den Eisenbrückenbau sowie Max Foerster (1867–1930) über Eisenbetonbau, Eisenhochbau und Baustoffkunde. Am 2. Januar 1906 trat Beyer als Regierungsbauführer in die Königlich-Sächsische Straßen- und Wasserbauverwaltung ein. Schon bald wechselte er den Arbeitsplatz.

## 2 Statiker wider Willen

Den 25jährigen Kurt Beyer zog es in die weite Welt, die von den Kolonialmächten bereits aufgeteilt war, aber dennoch für das zu kurz gekommene deutsche Kaiserreich die Erschließung von Exportmärkten ermöglichte. Für das Bauingenieurwesen boten sich Chancen im Infrastrukturbau, insbesondere im Wasser- und Eisenbahnbau. Professor Engels empfahl Beyer dem Reichsmarineamt in Berlin. Damit verband Beyer die Hoffnung, sich dort den See- und Hafengebäude gründlich anzueignen, „um auf diese Weise die Welt kennenzulernen“ [11, S. 9], wie er in seinem Lebenslauf aus dem Jahr 1950 notierte. Kurz nach Rückkehr vom Vorstellungsgespräch bat ihn Professor Mehrtens, die Assistentenstelle für Statik, Festigkeitslehre und Eisenbrückenbau zu übernehmen. Beyer beugte sich der professoralen Autorität und wirkte von Mitte Januar 1906 bis 1. August 1908 als Assistent von Mehrtens. „Auf diese Weise bin ich eigentlich gegen meinen Willen in das Arbeitsgebiet gekommen, das später mein ganzes Leben ausgefüllt hat“ [11, S. 9].

Angeregt durch die Vorlesungen von Mehrtens befasste sich Beyer in seiner Dissertation [12] mit der geschichtlichen Entwicklung und Optimierung von eisernen Auslegerbrücken (Bild 3) und wurde von der TH Dresden 1907 „mit Auszeichnung“ zum Dr.-Ing. promoviert.



**Herrn Geh. Hofrat Prof. Mehrtens**  
in Dresden

in dankbarer Verehrung

zugeeignet.

Bild 3 a) Seite 21 der handschriftlichen Dissertation Beyers, b) Titelblatt und c) Auszug aus dem Widmungsblatt der Dissertation Beyers, 1908  
Quelle: Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 88 (Bild 3a) und [12] (Bilder 3b, c)

Beyer untersuchte eiserne Gerberträger über drei Felder einmal mit zwei Gelenken im Mittelfeld und dann mit jeweils einem Gelenk in den Endfeldern. Für das erstgenannte System beispielsweise führte er die Optimierungsrechnung mit variabler Pylonhöhe und Auslegerlänge sowie weiteren Parametern durch. Beyers Ziel bestand darin, „ein möglichst vollständiges Bild der Materialverteilung bei wechselnder Pfeilerstellung, Gelenklage und Pylonhöhe zu geben“ sowie „genügende Unterlagen für spätere überschlägige Gewichtsermittlungen für Auslegerbrücken zu erhalten“ [12, S. 43].

toriografie des Eisen- und Stahlbrückenbaus überhaupt. Auch Beyer sollte alsbald seine bei Mehrtens erworbene statisch-konstruktive und technologische Schulung im Brückenbau zu Pass kommen.

Mit einem guten Zeugnis seines akademischen Lehrers, den lieben Wünschen seiner Mutter sowie seinem Säckl und Gepäckl verließ Beyer noch vor Mitte August 1908 seine Heimatstadt via Siam, um sich dort einen schönen Traum seiner Jugend zu erfüllen.

Ergebnisse seiner Dissertation flossen in die 814 Druckseiten umfassende Monografie von Mehrtens über Eisenbrückenbau [13] ein, an der Beyer mitarbeitete. Sie ist nicht nur die erste deutschsprachige Darstellung dieser Ingenieurdisziplin, sondern der Auftakt der His-

### 3 Siamesisches Tagebuch

Auf Empfehlung von Professor Lucas nahm Kurt Beyer im März 1908 mit der Dresdener Niederlassung von Dyckerhoff & Widmann Kontakt auf und wurde von ihr zum Bau der



Bild 4 a) Modell und b) Montage der Bandora-Brücke über den Menam, in Ban Dora, Siam (heute: Thailand) 1909  
Fotos: SLUB Dresden/Deutsche Fotothek/Kurt Beyer

Nordlinie der Siamesischen Staatsbahn als Sektionsingenieur gesandt. Etwa einen Monat später trat Kurt Beyer seine Stelle als Sektionsingenieur bei der Siamesischen Staatsbahn an. Am 10. September 1908 schrieb Kurt Beyer in Bangkok die ersten Seiten seines Tagebuchs [9, S. 6], das mit dem Eintrag vom 5. April 1909 über den Bau der Stahlbrücke über den Menam in Ban Dora im Zuge der Eisenbahnlinie von Phitsanulok nach Uttaradit und Sawankhalok endet (Bild 4). Beim Bau der Bandora-Brücke konnte Beyer sein bei Mehrtens erworbenes Wissen über die Kunst des Stahlbrückenbaus im Verein mit organisatorischem Geschick und Durchsetzungskraft zur Geltung bringen: Beyer entwarf eine statisch bestimmte Auslegerbrücke über drei Felder mit insgesamt 262 m Länge und knüpfte unmittelbar an das von ihm zwei Jahre zuvor in seiner Dissertation untersuchte

Brückensystem an. So kann die in knapp acht Monaten errichtete Bandora-Brücke als Meisterstück Beyers begriffen werden.

Über die Umstände beim Bau der im Dezember 1909 fertiggestellten Bandora-Brücke berichtete Beyer seiner Mutter in Briefen – wie überhaupt der überwiegende Teil des Siamesischen Tagebuchs von Kurt Beyer aus zahlreichen Briefen an seine Mutter besteht; hinzu kommen Briefe an seinen väterlichen Freund Max Patzig. Beyers Briefe an seinen Vater bleiben unbeantwortet – darüber beklagt er sich in einem Brief an seine Mutter bitterlich: „Ich werde ihn nicht weiter mit Briefen belästigen. (...) Alles dies ist doch für mich eine recht traurige Tatsache. Dass ich unter derartigen unglücklichen Verhältnissen nicht Not zu leiden brauchte, verdanke ich allein Deiner treuen Liebe und der anderen guten Menschen“ [9, S.27].

Im Rahmen der imperialistischen Konkurrenz zwischen Großbritannien und dem Deutschen Reich gegenüber Siam obsiegten die Briten. So führte ein britisch-siamesischer Vertrag zur Einstellung der Arbeiten an der Nordlinie zugunsten der Südlinie. In einem Brief an Lucas schrieb Beyer darüber Folgendes: „Der Bahnbau des deutschen Departements wurde also eingestellt und musste dem des neu gegründeten Departements unter englischer Leitung weichen“ [9, S. 52]. Nach reiflicher Überlegung biss Beyer in den sauren Apfel und trat Mitte August 1909 seine Arbeit bei der Südbahn in Bangkok an. Aber auch dort ging es nicht weiter, weil der britische Generaldirektor dem König von Siam den Bau eines Schlosses auf der malaiischen Halbinsel empfahl. Dieser Aufgabe sollte sich Beyer annehmen, doch das Projekt wurde nach dem Tod von König Rama V. Ende 1910 eingestellt. Beyer wechselte von der englischen Südlinie und avancierte im November 1910 zum bautechnischen Berater des siamesischen Ministeriums des Innern und zeichnete als solcher für zahlreiche Stahlbetonbrücken auf der malaiischen Halbinsel verantwortlich. Nach mehr als fünfjähriger Dienstzeit in Siam kehrte Beyer krankheitsbedingt Ende



Bild 5 Portrait von Kurt Beyer im Tropenanzug, Dresden 1914 Foto: SLUB Dresden/Deutsche Fotothek/Kurt Beyer

1913 in seine Heimat zurück. An eine Rückkehr war nicht mehr zu denken, da im Sommer 1914 mit dem 1. Weltkrieg das „Zeitalter der Extreme“ (Eric Hobsbawm) anhub.

#### 4 Krieg und Heimgang in den Frieden

Dass Beyer auf seine siamesischen Jahre mit Stolz zurückblickte, zeigt eine Portraitaufnahme im Studio eines Dresdner Fotografen aus dem Jahre 1914 (Bild 5). Aber Beyer blieb nicht untätig. Schon in Siam bereitete er sich mit Erlaubnis des deutschen Gesandten in Bangkok auf seine zweite Hauptprüfung im Ingenieurbaufach vor, die er am 17. April 1914 vor dem Königlich Technischen Prüfungsamt „mit Auszeichnung“ absolvierte (Bild 6). Am 8. Mai 1914 verlieh ihm das Königlich Sächsische Finanzministerium den Titel „Regierungsbaumeister“.



Bild 6 Einband der Akte Beyer des Königl. Techn. Prüfungsamts Dresden Quelle: Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 34

Zunächst versah Beyer in der Wasser- und Straßenverwaltung in Dresden als Regierungsbaumeister seinen Dienst, meldete sich 1915 freiwillig zum Kriegsdienst, nahm an Kämpfen in Galizien und der Bukowina teil, um am 16. Januar 1917 in der von Willy Gehler geleiteten Bauten-Prüfstelle des Kriegsamt in Berlin abkommandiert zu werden. „Eine Hauptaufgabe der Bauten-Prüfstelle bestand in der Überwachung der Bautenliste des Kriegsamt, die seit Februar 1917 vorlag und die ‚wirklich dringenden Kriegsbauten‘ enthielt, welche bevorzugt mit Baustoffen versorgt werden sollten“ [14, S. 80]. Um die Arbeit der Bauten-Prüfstelle noch effektiver zu gestalten, gliederte sie Gehler im Juli 1917 in vier Abteilungen. Die Leitung der Abteilung A übertrug Gehler an Beyer; sie war mit der Geschäftsführung und dem Verkehr mit Behörden betraut. Darüber hinaus, hatte Beyer seinen Chef in besonderen Aufträgen zu vertreten und hielt Kontakt zur Elektrizitäts- und Gaswirtschaft, zum Stahlwerksverband und Eisenbahnzentralamt [14, S. 81]. Schon einen Tag nach Beginn seiner Tätigkeit vertraute Beyer seiner Mutter an, dass Gehler „ganz furchtbar von sich eingenommen (sei)“. Im Brief vom 16. Februar 1917 schrieb er seiner Mutter: „Gehler kommt aus der Industrie, dort werden die Leute ausgenutzt“ (zit. n. [14, S. 78]). Obwohl die Chemie zwischen Gehler und Beyer nicht stimmte, stellte ihm Gehler am 31. Januar 1918 eine hervorragende Beurteilung aus (vgl. Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 142), bedauerte er Beyers Weggang und empfahl ihn „wärmstens“ zur Verwendung bei der deutschen Feldeisenbahn

im Osmanischen Reich [14, S. 81]. Von Istanbul und dem westanatolischen Eskişehir schrieb er zahlreiche Briefe an seine Mutter, die Beyers Tochter, Leonore Zimmermann, in einem maschinenschriftlichen Manuskript dokumentierte [15]. In einer Odyssee kam Beyer – sich von Istanbul am 22. November 1918 einschiffend – am 28. Dezember 1918 in Berlin an. Von Fehring in der Südoststeiermark telegraphierte Beyer am 23. Dezember 1918 an seine Mutter: „erhoffe glatte heimkehr ueber graz frohe weihnachten kurt“.

In Dresden überraschte Anna Beyer ihren heimkehrenden Sohn mit Nachrichten, die seine Zukunft prägen sollten.

## 5 Eine Trennung mit Folgen

Gehler plante Großes mit seinem ehemaligen Mitarbeiter aus der Bauten-Prüfstelle: Der 1913 als Nachfolger Mehrtens auf den Lehrstuhl für Statik der Baukonstruktionen, Eisenbrückenbau und Festigkeitslehre der TH Dresden berufene Gehler betrieb die Abtrennung der Statik der Baukonstruktionen von seinem Lehrstuhl,

weil er ab 1918 noch die Baustofflehre zu vertreten und die Leitung der bautechnischen Abteilung des Dresdener Versuchs- und Materialprüfungsamtes übernommen hatte. Geplant war, dass zur Professur Statik der Baukonstruktionen noch die Technische Mechanik kommen sollte, die bis 1920 für alle Ingenieurabteilungen von Martin Grübler (1851–1935), einem Mitglied der Mathematisch-Naturwissenschaftlichen Abteilung, vertreten wurde und dem Karl Wiegardt (1874–1924) folgen sollte. In diesem Zusammenhang ließ Gehler am 6. November 1918 an Anna Beyer per Boten den folgenden Brief zustellen (Bild 7):

„Sehr geehrte gnädige Frau!

*Darf ich mir die Frage erlauben, ob es Ihnen recht wäre, wenn ich Sie heut nachmittag zwischen 4 und 5 Uhr einmal für einige Minuten aufsuchen würde. Ich möchte gern etwas über den gegenwärtigen Aufenthalt Ihres Herrn Sohnes erfahren. Es handelt sich nämlich darum, daß er auf meinen Vorschlag hin bei einer Berufung an unsere Hochschule eventuell mit in Betracht käme. Für diesen Fall hätte ich gern auch einige Daten über seinen Lebenslauf (Geburtstag etc.) mir notiert.*

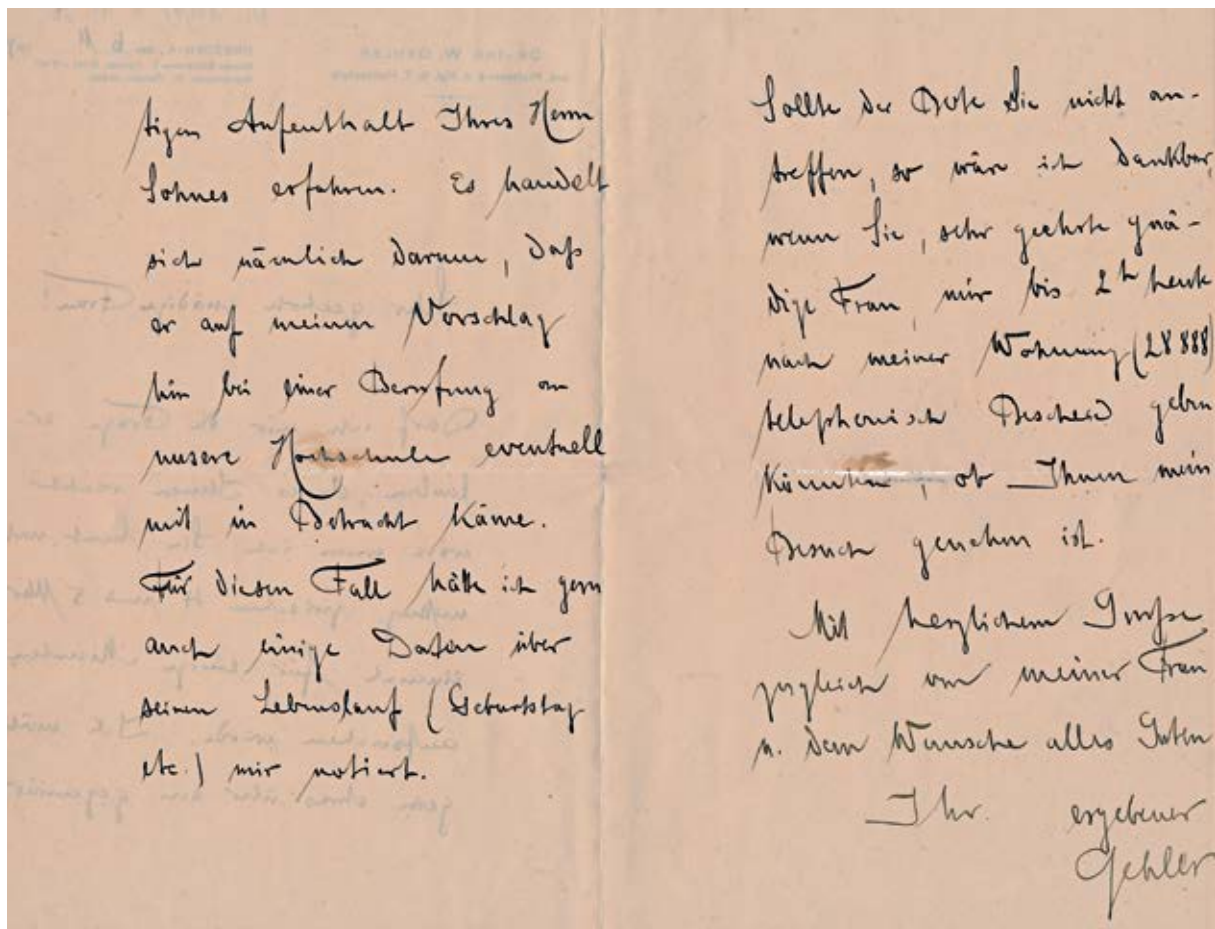


Bild 7 Willy Gehlers Brief vom 6. November 1918 an Anna Beyer

Quelle: Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 96

*Sollte der Bote Sie nicht antreffen, so wäre ich dankbar, wenn Sie, sehr geehrte gnädige Frau, mir bis 2h heute nach meiner Wohnung (28888) telefonisch Bescheid geben könnten, ob Ihnen mein Besuch genehm ist.*

*Mit herzlichem GruÙe zugleich auch von meiner Frau u. dem Wunsche alles Guten*

*Ihr      ergebener  
          Gehler“*

Gehlers Plan ging auf und er wurde so zum Königsmacher der Bauingenieur-Abteilung der TH Dresden. Bei seiner Ankunft in Dresden in der zweiten Januarwoche 1919 fand Beyer einen Brief des Sächsischen Ministeriums des Kultus und öffentlichen Unterrichts vor, in dem er gefragt wurde, ob er am 25. Januar 1919 zu Berufungsverhandlungen im Ministerium erscheinen möchte; dort entschied sich Beyer schweren Herzens für die Hochschule. Am 29. Januar 1919 beschloss das Sächsische Ministerium des Kultus und öffentlichen Unterrichts, Kurt Beyer per 1. Februar 1919 zum Professor für Statik der Baukonstruktionen zu ernennen. Damit avancierte Beyer für kurze Zeit zum ersten Statikprofessor Deutschlands; erst mit dem ein Jahr später erfolgenden Ausscheiden Grüblers wurde Beyers Professur um die Technische Mechanik erweitert, die er aber nur Bauingenieuren anbieten sollte. Es ist ein Glücksfall in der Geschichte der Baustatik in ihrer Konsolidierungsperiode (1900–1950), dass die Statik der Baukonstruktionen vom Stahlbrückenbau getrennt und dieser durch die Technische Mechanik substituiert wurde. Mit dem neugegründeten Lehrstuhl „Statik der Baukonstruktionen und Technische Mechanik“ existierte an der Bauingenieurabteilung der TH Dresden erstmals ein wissenschaftsorganisatorischer Rahmen, der Baustatik – neben dem Stahlbrückenbau – noch andere konstruktive Disziplinen wie dem Stahlbetonbau, Stahlhochbau und Stahlwasserbau zu erschließen. Gerade dies sollte aber der Entwicklung der Baustatik als materialunabhängige technikkwissenschaftliche Grundlagendisziplin einen mächtigen Impetus verleihen und ihre deduktive Seite stärken. Dafür stand Beyer geradezu idealtypisch, wie sein Beitrag zur Baustatik in den ihm verbleibenden 33 Jahren seiner Lebensfrist zeigen sollte. Dennoch sträubte sich Beyer anfangs gegen seine neue Bestimmung. In einem Brief vom 17. Mai 1919 lässt er Baurat Pietsch wissen, dass er „dieser neuen, meiner bisherigen Tätigkeit fernliegenden Aufgabe“ nicht mit großer Begeisterung gefolgt sei. Dass er dennoch die Berufung annahm, begründet

Beyer folgendermaßen: „Das geringe Interesse am staatlichen Baudienst, der Mangel an geeigneter Beschäftigung im Ausland, in der heimischen Industrie und schliesslich auch ein gewisses Pflichtgefühl, als sächsischer Baubeamter den Ruf an die Landeshochschule nicht ausschlagen zu dürfen, haben mich bewogen, zuzusagen“ (Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 98). Gleichwohl hofft Beyer, dass sich seine Hochschultätigkeit als Durchgangsstation erweisen und er jede sich bietende Gelegenheit wahrnehmen würde, „in die mir lieb gewordene Tätigkeit zurückzukehren“. Dresden böte für einen akademischen Lehrer nicht genügend Gelegenheit zu praktischer Betätigung, „sodass man schließlich gezwungen wäre, Bücherwurm und Gelehrter zu werden. Darin kann ich jedoch meine Lebensaufgabe nicht erblicken. Also, verehrter Herr Baurat, ich stehe gegebenenfalls immer zur Verfügung“ (Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 98). Aber Beyer sollte seiner Alma Mater treu bleiben.

Mit der Berufung des Mathematikers Erich Trefftz (1888–1937) auf den Lehrstuhl für Technische Mechanik der Mechanischen Abteilung der TH Dresden 1922 verfügte die Hochschule jetzt über drei Professoren der Technischen Mechanik:

- Wieghardt von der Mathematisch-Naturwissenschaftlichen Abteilung,
- Beyer von der Bauingenieur-Abteilung und
- Trefftz von der Mechanischen Abteilung, der drei Jahre nach dem Tod Wieghardts 1927 in die Mathematisch-Naturwissenschaftliche Abteilung wechselte; die freigewordene Professur an der Mechanischen Abteilung besetzte ab 1928 Constantin Weber (1885–1976).

Beyer und Trefftz sollten sich als Glücksfall für die TH Dresden erweisen. Schon 1923 begründete Beyer das Seminar für Technische Mechanik, zu dem Trefftz stieß; nach dem Tode von Trefftz 1937 trat Weber an dessen Stelle. Von Trefftz als mathematischem Gewissen des Seminars profitierte Beyer viel – insbesondere auf dem Gebiet der Elastizitätstheorie. Der brillante Wissenschaftler Trefftz und der ingeniose Beyer schlossen den Freundschaftsbund; die Angehörigen der Familie Trefftz waren auch nach dem Tod von Erich Trefftz die besten Freunde von Beyer und seiner 1938 gegründeten Familie. Neben dem von seinen Kollegen der Bauingenieurabteilung entgegengebrach-



ten Vertrauen, ihn 1921 zum Vorstand der Abteilung zu künden und ihn in den Hochschulsenat zu entsenden, trug sicherlich auch Trefftz zur Bindung Beyers an die TH Dresden bei.

Doch Beyer konnte nicht von der Praxis lassen. Seine Erfahrungen beim Bau von Stahl- und Stahlbetonbrücken in Siam und dem Osmanischen Reich führten ihn zur MAN, die während seiner Tätigkeit in Siam mehrere große Stahlkonstruktionen lieferte, deren Montage er zu leiten hatte. Von 1920 bis 1925 arbeitete Beyer in den Monaten von August bis Oktober als Ingenieur in der Brückenbauabteilung des MAN-Werks in Gustavsburg, „um mir dabei diejenigen Erfahrungen anzueignen, die mir durch meine Auslandstätigkeiten entgangen sind“ [11, S. 10].

Beyer erweiterte seine Vorlesungen auf die Gebiete der beweglichen Brücken (seit 1924), des Stahlbaus in der Fördertechnik, des Stahlhochbaus (1930), des Stahlwasserbaus und des Stahlbrückenbaus (1945).

Kurz nach dem Tod seiner Mutter am 6. März 1923 schlägt Beyer ein neues Kapitel seines Lebens auf: Er nimmt die Arbeit an seinem Opus Magnum, der „Statik im Eisenbetonbau“,

auf. Dabei fand er in der alten Freundin seiner Mutter, Elisabeth Müller, eine Stütze, die für ihn bis zu seiner Verheiratung im Jahre 1938 „aufs treueste gesorgt hat“ und wesentlich dazu beitrug, dass er sich seinen „beruflichen und wissenschaftlichen Interessen ungestört hingeben konnte“ [11, S. 10].

## 6 Beyers kühner Zweischnitt

Unter den Auspizien des Deutschen Beton-Vereins (DBV) erschien 1926/27 das zweibändige Werk „Eisenbetonbau. Entwurf und Berechnung“ (Bild 8). Dieses Werk wurde geschaffen, um die Anwendung der vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton aufgestellten „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“ vom September 1925 in Deutschland einheitlich zu gestalten. Im Vorwort des von Otto Graf, Emil Mörsch, Georg Rüth und Wilhelm Petry bearbeiteten I. Bandes (Bild 8b) heißt es: „Es soll die Entwurfs- und Berechnungsarbeit vereinfachen und vereinheitlichen“ [16]. Schon ein Jahr später stand der II. Band (Bild 8a) zur Verfügung, in dem Kurt Beyer von der TH Dresden auf 609 Druckseiten den damaligen Stand der Statik im Stahlbetonbau in einem Handbuch zusammenfasste.



Bild 8 a) Titelblatt von Beyers „Die Statik im Eisenbetonbau“, 1927; b) Anzeige des Verlages von Konrad Wittwer im unter a) genannten Buch aus [5]

## 6.1 Querelen

Schon am 15. September 1925 empfahl der Stuttgarter TH-Professor Emil Mörsch (1872–1950) in einem Brief an das geschäftsführende Vorstandsmitglied des DBV, Dr.-Ing. Wilhelm Petry, das Werk „Eisenbetonbau. Entwurf und Berechnung“ bei Konrad Wittwer zu verlegen. Tags darauf antwortete Petry, dass der DBV nicht nur den Verlag Konrad Wittwer, sondern noch die Verlage Wilhelm Ernst & Sohn und Julius Springer zum Angebot aufgefordert hätte. Daraufhin sandte Mörsch am 1. Oktober 1925 einen Brandbrief an den DBV. Dort merkte Mörsch an, dass er im Verlaufe der Bearbeitung seiner Kapitel für das geplante Werk „Eisenbetonbau. Entwurf und Berechnung“ erkennen musste, dass er aus dem ersten Band seines Standardwerks „Der Eisenbetonbau. Seine Theorie und Anwendung“, der 1922 bei

Konrad Wittwer in 6. Auflage erschienen ist, „das beste und am meisten benützte herausnehmen muß“ (Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 46). Mörsch hob damit auf die Bemessungstabellen ab, auf die der DBV reflektieren würde. „Es ist doch klar, daß ein solches Ausrauben nicht möglich ist, wenn es für einen anderen Verlag stattfinden soll“ (Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 46). Da sich beim Beton-Verein um den Verlag von „Eisenbetonbau. Entwurf und Berechnung“ neben Konrad Wittwer noch die Verlage Wilhelm Ernst & Sohn und Julius Springer bewarben, versuchte Mörsch, Dr. W. Petry davon zu überzeugen, dass er mit den beiden letztgenannten Verlagen bei der Erarbeitung des Manuskriptes noch aus ganz anderen Gründen nicht zusammenarbeiten möchte. Sein Ärger speiste sich im Wesentlichen aus seinen schlechten Erfahrungen in der Zusammenarbeit mit Ernst &

Sohn und Springer. Mörsch merkte noch an, dass seine Bemessungstabellen als gesonderte Veröffentlichung schon bei Wittwer erschienen sind und in Kürze an die neuen „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“ vom September 1925 angepasst und im selben Verlag publiziert würden. Damit legte er implizit dem DBV nahe, dass auch „Eisenbetonbau. Entwurf und Berechnung“ bei Wittwer erscheinen müsste. Den Brandbrief von Mörsch gab der DBV – mit Erlaubnis seines Autors – auch den anderen Autoren mit der Bitte um Stellungnahme zur Kenntnis (Bild 9).

Im Ergebnis bekam Wittwer den Zuschlag für „Eisenbetonbau. Entwurf und Berechnung“ – trotz des ungünstigsten Angebots. Während sich der Verlag Julius Springer vornehm zurückhielt, mischte sich der Verlag Wilhelm Ernst & Sohn detailliert ein. So schrieb dessen Inhaber Georg Ernst (1880–1950) am 2. November 1925 an Beyer: „In Rücksicht auf allerlei Dinge hatte ich mein Angebot so günstig wie nur mög-

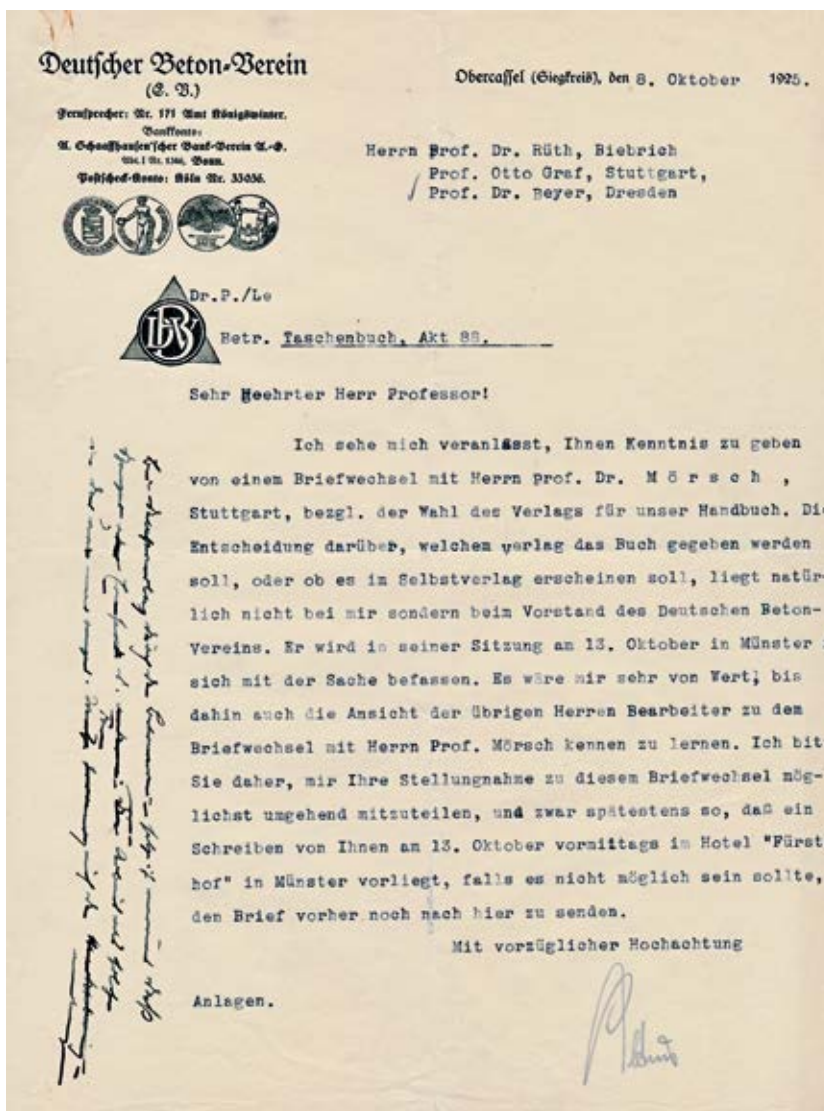


Bild 9 Brief des DBV vom 8.10.1925 an die Professoren Rüdiger, Graf und Beyer

Quelle: Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 46

№ 94, 26. April 1926. Ständig erscheinende Zeitschr. Verleger J. A. Roth, Stuttgart, 4327



Demnächst erscheint:

## Handbuch für Entwurf und Berechnung von Eisenbetonbauten

Herausgegeben vom **Deutschen Betonverein E. V.**, unter Mitwirkung von  
Dr. Ing. **E. Beyer**, Professor in Dresden  
**Otto Graf**, Professor in Stuttgart  
Dr. Ing. E. h. **E. Mörsch**, Prof. in Stuttgart  
Dipl.-Ing. **G. Rüth**, Professor in Darmstadt  
Dr.-Ing. **W. Petry**, Reg.-Baumeister a. D.,  
Vorst.-Mitgl. des Deutschen Beton-Vereins

**I. Band**  
etwa 30 Bogen gr.-8° mit zahlreichen Textabbildungen  
Preis in Ganzleinen geb. ca. M. 25.— ord.

Eine allgemein gültige Quelle für den Entwurf und die Berechnung von Eisenbetonbauten gegenüber Baupolizeibehörden auf Grund amtlichen Materials. Unentbehrliches Hilfsmittel für Baubehörden, Baupolizei und für alle bauausführenden Unternehmungen bei Aufstellung und Prüfung von Entwurfsarbeiten.

### Das Buch des Eisenbetonfachmannes!

Ein ausführlicher Prospekt wird bei Erscheinen des Werkes als Werbemittel kostenlos zur Verfügung gestellt.

**Stuttgart • Konrad Wittwer's Verlag**  
— Postfach 147 —

Verlag von **WILHELM ERNST & SOHN, BERLIN W66**  
Wilhelmstraße 90.

## Handbuch für Eisenbetonbau

**Zweite neubearbeitete Auflage.**

- I. Band: Entwicklungsgeschichte und Theorie des Eisenbetons. 1912. (Mit 975 Abbild.) geh. 25 M., geb. 28 M.
- II. Band: Baustoffe. Betonmischmaschinen. Transportvorrichtungen. Vorrichtungen und Verlegen des Eisens. Betonierungsregeln. Schalung im Hochbau. Schalung bei Balkenbrücken. Schalung bei Bogen. 1911. (Mit 597 Abbild.) geh. 14 M., geb. 16,50 M.
- III. Band: Grundbau. Mauerwerksbau. 1910. (Mit 1008 Abbild.) geh. 20 M., geb. 22,50 M.
- IV. Band: Uferbefestigungen. Schleusen. Leuchttürme u. Leuchtbaken. Hellinge, Schiffsgefäße. Wehre. Staudämme und Talsperren. 1910. (Mit 817 Abbild.) geh. 14 M., geb. 16,50 M.
- V. Band: Flüssigkeitsbehälter. Röhren. Kanäle. Aquadukte und Kanalbrücken. 1910. (Mit 838 Abbild.) geh. 18 M., geb. 20,50 M.
- VI. Band: Balkenbrücken. Bogenbrücken. Die Anwendungen des Eisenbetons im Eisenbrückenbau. 1911. (Mit 1695 Abbild.) geh. 30 M., geb. 33 M.
- VII. Band: Eisenbetonbalkenbrücken. Eisenbahnschwellen. Leittungen. Sonstige Anwendungen des Eisenbetons im Eisenbahnbau wie: Bahnsteighallen, Lokomotivschuppen, Wasserstationen, Wärterhäuschen, Verladebühnen, Tunnelbau, Tunnellüftungsanlagen, Schutzgalerien. Stadt- und Untergrundbahnen. Bergbau. 1912. (Mit 1093 Abbild.) geh. 21 M., geb. 24 M.
- VIII. Band: Feuersicherheit. Bauunfälle. Bestimmungen. 1. Lieferung: Feuersicherheit. 1913. (Mit 15 Abbild.) geh. 2,40 M.
- IX. Band: Hochbau. I. Decken, Säulen, Mauern, Wände, Treppen, Kragbauten. 1913. (Mit 1289 Abbild.) geh. 20,— M., geb. 22,50 M.
- X. Band: Hochbau II. Dachbauten, Kuppelgewölbe. Zweite Auflage erscheint im Jahre 1915.
- XI. Band: Gebäude für besondere Zwecke I. Geschäftshäuser, Saal- u. Versammlungsbauten, Fabrik- u. Lagerhäuser, Schornsteine. Zweite Auflage erscheint im Jahre 1915.
- XII. Band: Gebäude für besondere Zwecke. II. Süos, Landwirtschaftliche Bauten. 1913. (Mit 591 Abbild.) geh. 14 M., geb. 16,50 M.

Erster Ergänzungsband: Die künstlerische Gestaltung der Eisenbetonbauten. 1911. (Mit 148 Abbild.) geh. 9 M., geb. 11 M.

Man verlange ausführlichen Prospekt.

Bild 10 a) Anzeige des Verlages von Konrad Wittwer vom 26.4.1926 im Börsenblatt für den Deutschen Buchhandel; b) Anzeige des Verlages Wilhelm Ernst & Sohn in „Beton und Eisen“ für die 2. Auflage des 14bändigen „Handbuches für Eisenbetonbau“ Quelle: Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 46 (Bild 10a) und Archiv Kurrer (Bild 10b)

lich gestellt – aber ‚da in Stuttgart Bindungen besonderer Art vorlagen‘, so hat man anscheinend den ‚freien‘ Wettbewerb aufgegeben. Für mich ist nur der schwache Trost, dass das Buch nicht bei Springer erscheint“. Im selben Brief bedauerte Ernst, „dass sich somit unsere Pläne bezüglich der besonderen Herausgabe Ihrer Arbeit als selbstständiges Werk sich nicht ausführen lassen“ (Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 46). Zu diesem Zeitpunkt war nicht klar, dass das Werk „Eisenbetonbau. Entwurf und Berechnung“ in zwei Bände aufgeteilt werden musste, da noch nicht absehbar war, dass Art und Umfang des Manuskriptes von Beyer einen selbstständigen Band erforderte. Von der Zerteilung des Werkes erfuhr die Öffentlichkeit erst über eine Anzeige von Wittwer im Börsenblatt für den Deutschen Buchhandel (Bild 10a).

Dieser Anzeige seines Konkurrenten rief den von der TH Danzig am 10. November 1925 zum Ehrendoktor der Ingenieurwissenschaften gekürten Verleger Georg Ernst auf den Plan.

Noch am selben Tag wies Ernst per Einschreiben nicht nur seine lieben Verlegerfreunde Konstantin und Max Wittwer, sondern auch den Vorstand des DBV auf die Verwechslungsgefahr mit dem bei Wilhelm Ernst & Sohn erscheinenden „Handbuch für Eisenbetonbau“ hin (Bild 10b), das seit 1921 bereits in dritter Auflage erschien. Noch am selben Tag sandte Ernst die Durchschläge dieser Briefe an Beyer mit der Bitte, beim DBV für die Änderung des Buchtitels einzutreten. Dr. Petry vom DBV las dem Verlag mit Brief vom 6. Mai 1926 die Leuten und legte endgültig den Titel mit „Eisenbetonbau, Entwurf und Berechnung“ fest. Nach mehreren Auseinandersetzungen Beyers mit dem Verlag Wittwer, die Erstellung der Zeichnungen und der Druckfahnen betreffend, erschien endlich Mitte Mai 1927 der II. Band des Buchwerkes „Eisenbetonbau, Entwurf und Berechnung“ unter dem Titel „Die Statik im Eisenbetonbau“ (Bild 8a). Beyers Monographie sollte ein Erfolg werden, weil sie den Nerv der konstruktiven Ingenieure nach einem modernen Handbuch der Baustatik traf.

## 6.2 Die erste Synthese

Mit Unterstützung seines Assistenten Wilhelm Flügge (1904–1990) gelang Beyer eine Synthese des bis 1925 akkumulierten Wissensbestandes baustatischer Verfahren im Stahlbetonbau: „Die Entwicklung der Statik der Baukonstruktionen ist in den letzten beiden Jahrzehnten zu einem wesentlichen Teile durch Aufgaben gefördert worden, die dem Eisenbetonbau gestellt worden sind. Sie haben zu einer großen Anzahl von Untersuchungen geführt, die in den meisten Fällen ad hoc aufgestellt wurden und in dieser Form in der Literatur Eingang fanden. Sie haben wie alle Anwendungen abstrakter Theorie das Verständnis für ihre Aufgaben gefördert, leider jedoch auch die Voraussetzungen und die allgemeinen einfachen Grundgedanken verschleiert, deren konsequente Durchführung die speziellen Verfahren umfaßt und zur sicheren Lösung jeder Aufgabe führt. Daher entspricht der Umfang der Baustatik, beurteilt nach der vorhandenen Literatur, keineswegs der Wirklichkeit. Aus diesem Grunde ist in der folgenden Arbeit versucht worden, die Grundlagen der Baustatik und ihre gegenseitigen Beziehungen in den Vordergrund zu stellen und ihre Eignung für die Lösung aller der Aufgaben zu prüfen, die für den Eisenbetonbau wichtig sind. In diesem Sinne ist der Titel dieses Buches aufzufassen, denn die Ergebnisse der Baustatik gelten für jeden isotropen, homogenen Baustoff, der im Belastungsbereich dem Hookeschen Gesetze gehorcht“ [5, S. V]. Mit dem letztgenannten Satz weist Beyer auf den Umstand hin, dass seine Ausführungen nicht nur für Stahlbetontragwerke gelten, son-

dern materialunabhängig sind. Dem Buchtitel zum Trotz ist die dort entwickelte Baustatik von den Bauartwissenschaften – wie etwa dem Stahlbeton-, Holz- und Stahlbau – unabhängig: Sie ist eine Grundlagenwissenschaft des Bauingenieurwesens.

Beyer dekliniert die Theorie der elastischen Stabsysteme am damals bekannten Vorrat der Stahlbetontragwerke durch. Beispielsweise gibt er eine kurzgefasste Einführung in die klassische Erddrucktheorie und behandelt das artverwandte Problem der Druckspannungsverteilung von Schüttgut in Silozellen mit rechteckigem Grundriss aus Stahlbeton [5, S. 7–10]. Des Weiteren stellt Beyer die Theorie des elastisch gebetteten Balkens vor, mit der er kreisrunde Stahlbetonbehälter linear veränderlicher Wanddicke untersucht und dabei das Differenzenverfahren einsetzt [5, 1927, S. 78–82].

Zwei Kapitel widmet Beyer der Auflösung von Elastizitätsgleichungen des Kraftgrößenverfahrens [5, S. 211–263] und der Diagonalisierung der Systemmatrix ( $\delta_{ik}$ ) [5, S. 263–311]. Dabei nutzt er systematisch den Begriff der Matrix, den schon vor ihm Viktor Lewe bei der Lösung von drei- und fünfgliedrigen Elastizitätsgleichungen anwandte [17]. So analysiert Beyer einen Unterbau aus Stahlbeton auf dem sich ein stählerner Kühlturm erhebt – einer Standardausführung damaliger Wärmekraftwerke. Den horizontal liegenden 12-eckigen biegesteifen Stabzug, der an den biegesteifen Ecken gelenkig an die 12 vertikalen Stützen angeschlossen ist, berechnet Beyer nach dem

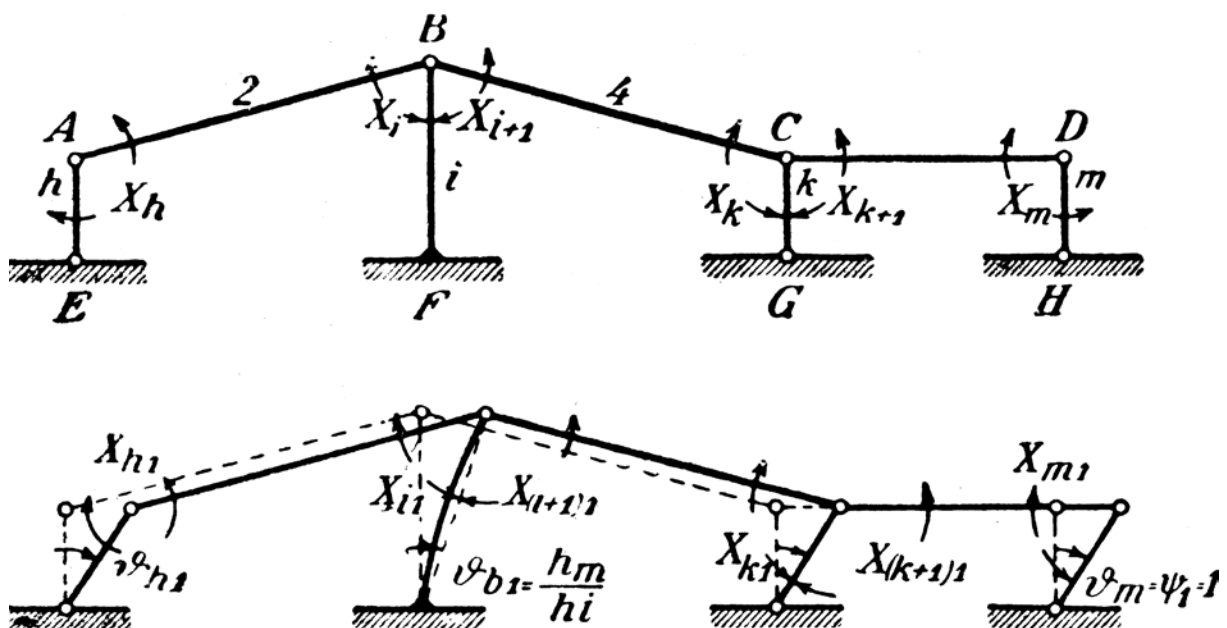


Bild 11 Kombination des Kraft- und Verschiebungsgrößenverfahrens

aus [5, S. 364]

Belastungsumordnungsverfahren (BU-Verfahren) bzw. Verfahren der Gruppenlasten, das auf eine Diagonalisierung der Systemmatrix hinausläuft. Damit gelingt es ihm, das 24-fach statisch unbestimmte System des 12-eckigen biegesteifen Stabzuges auf ein Gleichungssystem mit sechs unbekanntem Kraftgrößen zu reduzieren, welches Beyer mit dem Gaußschen Eliminationsverfahren löst. Auch hier gelingt ihm eine übersichtliche Entwicklung des Rechnungsganges in Matrizendarstellung [5, S. 257–263]. Gleichwohl erreicht Beyer noch nicht die dritte Stufe des operativen Symbolgebrauchs (Kalkülisierung), wie sie später der Matrizenstatik eigen ist, da er nicht matrizenalgebraisch operiert; dies gilt auch für das Kapitel über hochgradig statisch unbestimmte Systeme des Stahlbetonbaus wie durchlaufende Rahmen- und Bogentragwerke, Stockwerkrahmen und Silozellen [5, S. 321–460].

Im vorletzten Kapitel wendet sich Beyer dem Verschiebungsgrößenverfahren (vgl. [4, S. 109–113]) zu und stützt sich u. a. auf die Deformationsmethode Ostenfelds (1926) ab [5, S. 460–550]. Konsequenterweise nutzt er hierzu den Matrizenbegriff – wiederum nur i. S. einer Strukturierung des Rechnungsganges. Neuartig ist Beyers Ansatz, am Beispiel der Berechnung eines durchlaufenden Rahmens das Kraft- und Verschiebungsgrößenverfahren zu kombinieren (Bild 11).

Die Vor- und Nachteile dieser Verfahren wägt er aus der Perspektive der Minimierung der unbekanntem Kraft- und Verschiebungsgrößen sorgfältig ab [5, S. 547–549]. Im letzten Kapitel befasst sich Beyer mit den Grundlagen der Plattenberechnung und ihre Anwendung auf den Stahlbetonbau [5, S. 550–604]: Theoretische Grundlagen, Kreisplatte und Kreisringplatte, Rechteckplatte und Pilzdecken (vgl. [4, S. 700–713]).

Mit seiner Monographie fasste Beyer die für Stahlbetonbau relevanten Verfahren der Akkumulationsphase der Baustatik (1900–1925) gültig zusammen. Wie kein anderer vor ihm strukturierte Beyer die statisch unbestimmte Rechnung durchgängig mittels des Matrizenbegriffs und schälte damit ihren operativen Charakter heraus. Gleichwohl war ihm bewusst, dass mit neuartigen Tragwerken des Stahlbetonbaus eine neue Entwicklungsphase der Baustatik einsetzte: „Der Eisenbetonbau steht heute, wenn nicht alles trägt, vor einer weiteren Stufe der Entwicklung. Mit der Beherrschung des Baustoffes und seiner Verarbeitung gewinnen bei dem Streben nach

wirtschaftlicher Durchbildung des Tragwerks neben dem Stabe die Platte und Schale als Bauteile an Wichtigkeit. Niemand, der mit Ernst die Entwicklung der Eisenbetonbauweise überdenkt, wird die zunehmende Bedeutung theoretischer Erkenntnis zu leugnen vermögen. Ihr werden auch die künftigen Auflagen dieses Handbuches Rechnung zu tragen haben“ [5, S. V–VI]. Beyer sollte Recht behalten.

### 6.3 Die zweite Synthese

Nachdem Beyer mit seinem Freund und Kollegen von der TH München, Heinrich Spangenberg (1879–1936), zur 100-Jahrfeier der TH Dresden im Jahre 1928 Otto Mohrs „Abhandlungen aus dem Gebiete der Technischen Mechanik“ herausgegeben [18] sowie im selben Jahr den Abschnitt „Baustatik“ in Max Foerstlers „Taschenbuch für Bauingenieure“ veröffentlicht hatte [19] und der Lagerbestand seiner „Statik im Eisenbeton“ bei Wittwer sich dem Ende neigte, stand eine Neuauflage auf der Tagesordnung. Die Zurückhaltung des 1923 von der TH Stuttgart zum Dr.-Ing. E.h. ernannten Verlegers, Julius Springer der Jüngere (1880–1968), zahlte sich aus. Schon in seinem Brief vom 3. Februar 1926 (Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 28) sicherte Springer Professor Beyer zu, dass er sich mit dessen Buchprojekt nicht weiter beschäftigen würde, fragte aber Beyer, ob er sich durch sein Buch „Die Statik im Eisenbetonbau“ im neuen Werk „Eisenbetonbau. Entwurf und Berechnung“ dem DBV gegenüber alle Rechte vorbehalten hätte und ob er bei der Verwendung seiner Beiträge in Form von „Sonderdrucken oder Bearbeitung in erweiterter Ausgabe“ dem Verleger Konrad Wittwer gegenüber frei sei. Das war ein strategischer Coup, denn der DBV sollte später den bestehenden Vertrag über den II. Band des Buches „Eisenbetonbau. Entwurf und Berechnung“ mit Wittwer kündigen und letzterer mit Brief vom 3. Januar 1933 auf die 2. Auflage dieses Buch verzichten. Schon im April 1933 schlossen Beyer und die Verlagsbuchhandlung Julius Springer einen Vertrag über eine 2., völlig neubearbeitete Auflage des Buches „Die Statik im Eisenbetonbau“ (Bild 12).

Mit der zweibändigen Auflage der zweiten, vollständig neubearbeiteten Auflage seiner „Statik im Eisenbetonbau“ (Bild 13) vollbrachte Beyer die zweite Synthese der Baustatik. In diesem Werk stellt er auf 804 Druckseiten die Verfahren der Baustatik dar, und handelt sie am Beispiel aller wichtigen Tragwerksformen ab, die mit Stahlbeton bis in die 1930er Jahre realisiert

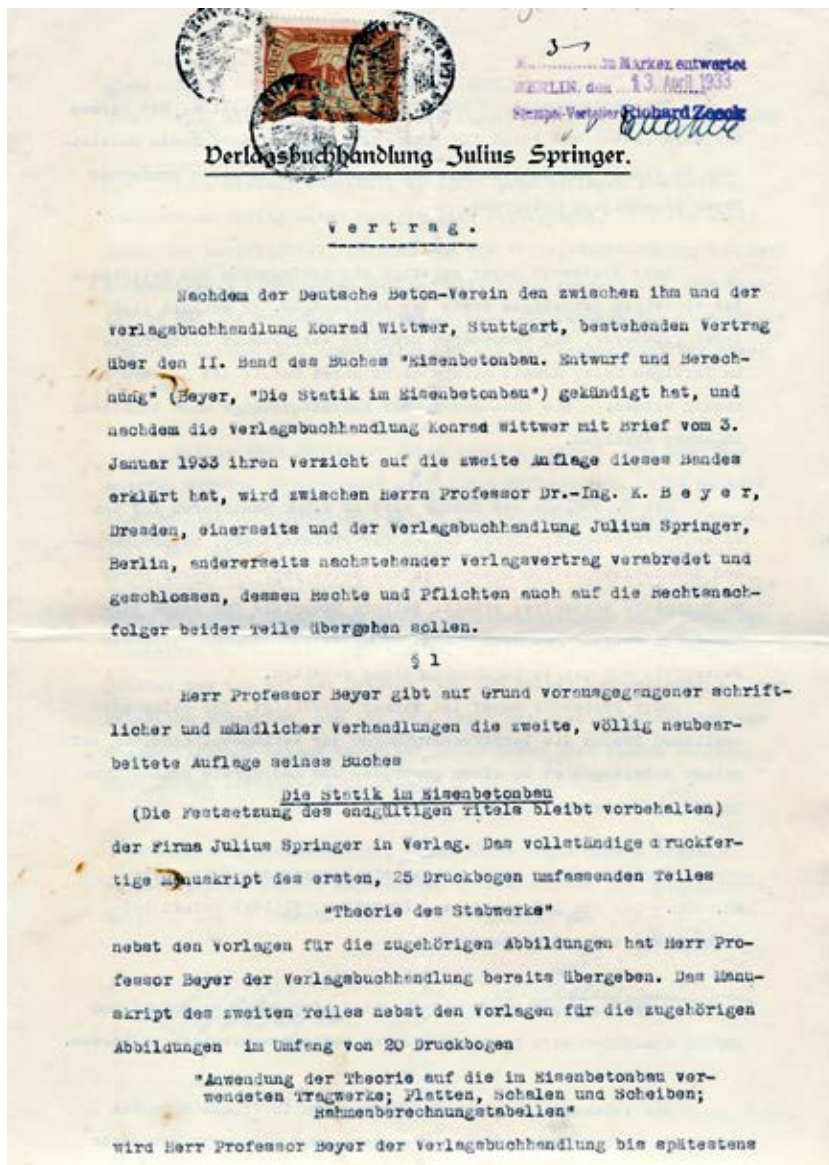


Bild 12 Vertrag zwischen der Verlagsbuchhandlung Julius Springer und Kurt Beyer, April 1933

Quelle: Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 28

werden konnten. Beyers Buchwerk erschien diesmal selbständig und nicht mehr unter dem Reihentitel „Eisenbetonbau. Entwurf und Berechnung“. Stattdessen trug es jetzt den Untertitel „Ein Lehr- und Handbuch der Baustatik“. Beyer begründet diesen erweiterten Anspruch folgendermaßen: „Um die verständnisvolle Anwendung der Theorie und damit den Handgebrauch des Werkes zu erleichtern, sind zahlreiche Beispiele aus dem Bauwesen eingeschaltet und zum Teil als Zahlenrechnung vollständig gelöst worden. Auf diese Weise entstehen brauchbare Rechenvorschriften, welche den Weg zwischen Ansatz und Ergebnis festlegen und abkürzen. (...) Durch diese Ausgestaltung des Werkes zum Handbuch sind zwangsläufig auch die Beziehungen zwischen

der abstrakten Methode und ihrer Anwendung auf die konkreten Aufgaben des Ingenieurs hervorgetreten. Mit dieser Zielsetzung hat das Werk den Rahmen überschritten, der ihm vom DBV als Teil einer Anleitung für Entwurf und die Berechnung von Eisenbetonbauten zugewiesen war“ [6, S. III]. Da Beyer sein Lehr- und Handbuch der Baustatik ausschließlich auf das elastische Materialverhalten gründet, das damals nicht nur dem Stahlbeton, sondern auch dem Stahl und Holz unterstellt wurde, empfiehlt er den Handgebrauch seines Buchwerks auch für die beiden letztgenannten Gebiete. Dennoch behandelt Beyer vor allem diejenigen Tragwerke, die im Stahlbetonbau Bedeutung besitzen. „Aus diesem Grunde“, schrieb Beyer, „hat der DBV, welcher die Anregung zur ersten Auflage dieser Arbeit gegeben hatte, die Patenschaft der zweiten Auflage durch einen Zusatz zum Buchtitel übernommen“ [6, S. IV]. Dieser Zusatz lautet: „Verfaßt im Auftrage des Deutschen Beton-Vereins“.

Die Erweiterungen gegenüber der 1. Auflage sind substantiell. Im ersten Band nimmt Beyer die Theorie des elastisch gebetteten Balkens auf und wendet sie auf einen Brückenrahmen sowie ein Sohlbauwerk für ein Trockendock an; abschließend gibt er kurze Hinweise zur näherungsweise Berechnung von Trägerrosten [6, S. 140–150]. Weit über die Hälfte des ersten Bandes macht die Entfaltung der Theorie und Berechnung statisch unbestimmter Systeme aus. Diesen Abschnitt unterteilt Beyer in „Berechnung durch Elimination der Komponenten des Verschiebungszustandes“ (Kraftgrößenverfahren) [6, S. 154–305] sowie „Berechnung durch Elimination der Schnittkräfte“ (Verschiebungsgrößenverfahren) [6, S. 305–389]. Schon die Überschriften deuten an, dass es Beyer bei der Berechnung in erster Linie um die Auflösung

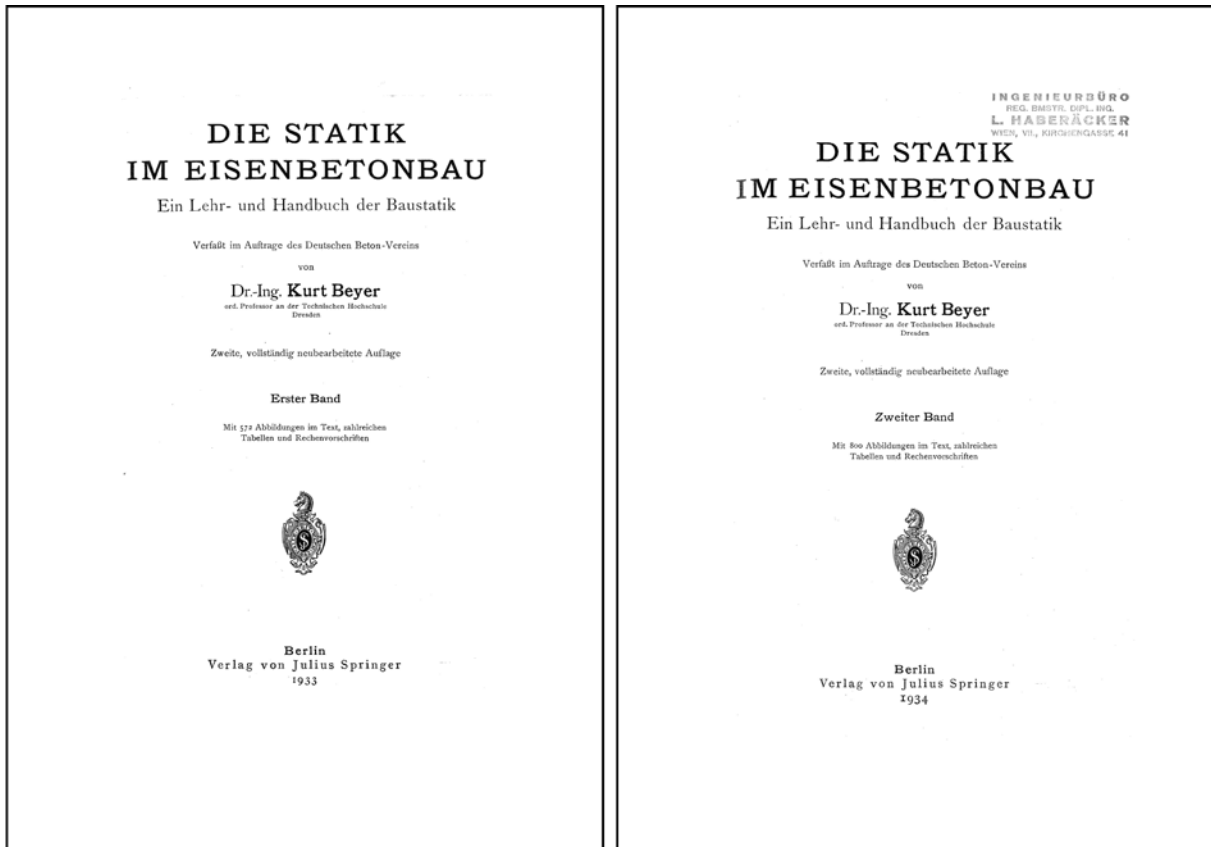


Bild 13 a) Titelblatt des ersten (1933) und b) des zweiten Bandes (1934) von Beyers „Die Statik im Eisenbetonbau“

linearer Gleichungssysteme geht. So treibt er beim Kraftgrößenverfahren die Formalisierung weiter voran, indem er die Matrizendarstellung gegenüber der ersten Auflage weiter ausdifferenziert und dem Gaußschen Algorithmus mehr Platz einräumt. Die Elastizitätsbedingungen des Kraftgrößenverfahrens nennt Beyer „geometrische Verträglichkeitsbedingungen“, die Elastizitätsgleichungen I. Art „geometrische

Bedingungsgleichungen“, die Elastizitätsmatrix bzw. Systemmatrix ( $\delta_{ik}$ ) „Matrix der geometrischen Bedingungen“ und ihre Inverse ( $\beta_{ik}$ ) schließlich „konjugierte Matrix“ (Bild 14).

Dem Kraftgrößenverfahren stellt er das Verschiebungsgrößenverfahren analog zur Seite [6, S. 305–389]. Wird beim Kraftgrößenverfahren vom statisch unbestimmten System,

	$\delta_{10}$	$\delta_{20}$	$\delta_{(k-1)0}$	$\delta_{k0}$	$\delta_{(k+1)0}$	$\delta_{(n-1)0}$	$\delta_{n0}$
$X_1$	$\beta_{11}$	$\beta_{12}$	$\beta_{1(k-1)}$	$\beta_{1k}$	$\beta_{1(k+1)}$	$\beta_{1(n-1)}$	$\beta_{1n}$
$X_2$	$\beta_{21}$	$\beta_{22}$	$\beta_{2(k-1)}$	$\beta_{2k}$	$\beta_{2(k+1)}$	$\beta_{2(n-1)}$	$\beta_{2n}$
$\vdots$							
$\vdots$							
$X_k$	$\beta_{k1}$	$\beta_{k2}$	$\beta_{k(k-1)}$	$\beta_{kk}$	$\beta_{k(k+1)}$	$\beta_{k(n-1)}$	$\beta_{kn}$
$\vdots$							
$\vdots$							
$X_{n-1}$	$\beta_{(n-1)1}$	$\beta_{(n-1)2}$	$\beta_{(n-1)(k-1)}$	$\beta_{(n-1)k}$	$\beta_{(n-1)(k+1)}$	$\beta_{(n-1)(n-1)}$	$\beta_{(n-1)n}$
$X_n$	$\beta_{n1}$	$\beta_{n2}$	$\beta_{n(k-1)}$	$\beta_{nk}$	$\beta_{n(k+1)}$	$\beta_{n(n-1)}$	$\beta_{nn}$

Bild 14 Formaler Zusammenhang zwischen der Elastizitätsmatrix ( $\delta_{ik}$ ) und ihrer Inversen ( $\beta_{ik}$ ) eines n-fach statisch unbestimmten Systems aus [6, S. 166]

statisch bestimmten Hauptsystem und der statisch Unbestimmten gesprochen, so führt Beyer die Begriffe „geometrisch unbestimmtes“ und „geometrisch bestimmtes Hauptsys-

tem“ sowie „geometrisch Unbestimmte“ ein. Analog zum Kraftgrößenverfahren nennt Beyer die Gleichgewichtsbedingungen des Verschiebungsgrößenverfahrens „statische Bedingungen“ und die Elastizitätsgleichungen II. Art „statische Bedingungsgleichungen“. Wäre er konsequent gewesen, dann hätte er auch die Steifigkeitsmatrix ( $Z_{ik}$ ) auf den Namen „Matrix der statischen Bedingungen“ taufen müssen. So ist es Beyer fast vollständig gelungen, die Begrifflichkeit des Verschiebungsgrößenverfahrens analog zum Kraftgrößenverfahren zu formulieren.

Nicht ohne Grund wurde Beyers Buchwerk später als „Beyer-Bibel“ bezeichnet. Bildet der erste Band der Beyer-Bibel [6, S. 1–390] mit dem ersten Kapitel des zweiten Bandes [7, S. 391–642] das Alte Testament der Baustatik in Gestalt der Stabstatik, so könnte das zweite Kapitel des zweiten Bandes [7, S. 642–799] als Neues Testament der Baustatik bezeichnet werden, findet sich doch dort erstmals eine geschlossene Darstellung der Berechnung von Flächentragwerken. Am Ende des Alten Testaments gibt Beyer Einblicke in die Analyse von Trägerrosten, die er mit dem Kraftgrößen- und Verschiebungsgrößenverfahren untersucht [7, S. 624–642]. Der Abschnitt über Trägerroste ist gleichsam das Gelenk zum Kapitel „Die Flächentragwerke“ [7, S. 642–799], ist doch die Theorie der Trägerroste die Vorstufe der Theorie der Flächentragwerke. Im Neuen Testament der Baustatik baut Beyer die Untersuchung von Plattentragwerken aus und setzt hierfür ausgiebig das Differenzenverfahren ein [7, S. 680–694]. Die Vorteile des Differenzenverfahrens demonstriert er bei der Berechnung von Pflanzdecken [7, S. 700–711]. Neu ist auch der Abschnitt über die Theorie und Berechnung der Scheiben [7, S. 712–742]. Beispielsweise untersucht er eine durchlaufende Scheibe über unendlich viele Felder der Länge  $L$  unter konstanter Gleichstreckenlast  $p$  am oberen Rand (Bild 15a). Dieses Lastbild zerlegt er in drei Teillastbilder (Bilder 15b–d)), um aus der Biotenzialgleichung  $\Delta\Delta F = 0$  (mit  $F(x,z)$  als Spannungsfunktion) die Spannungsverteilung über den Stützenquerschnitt und den Querschnitt in Feldmitte zu bestimmen.

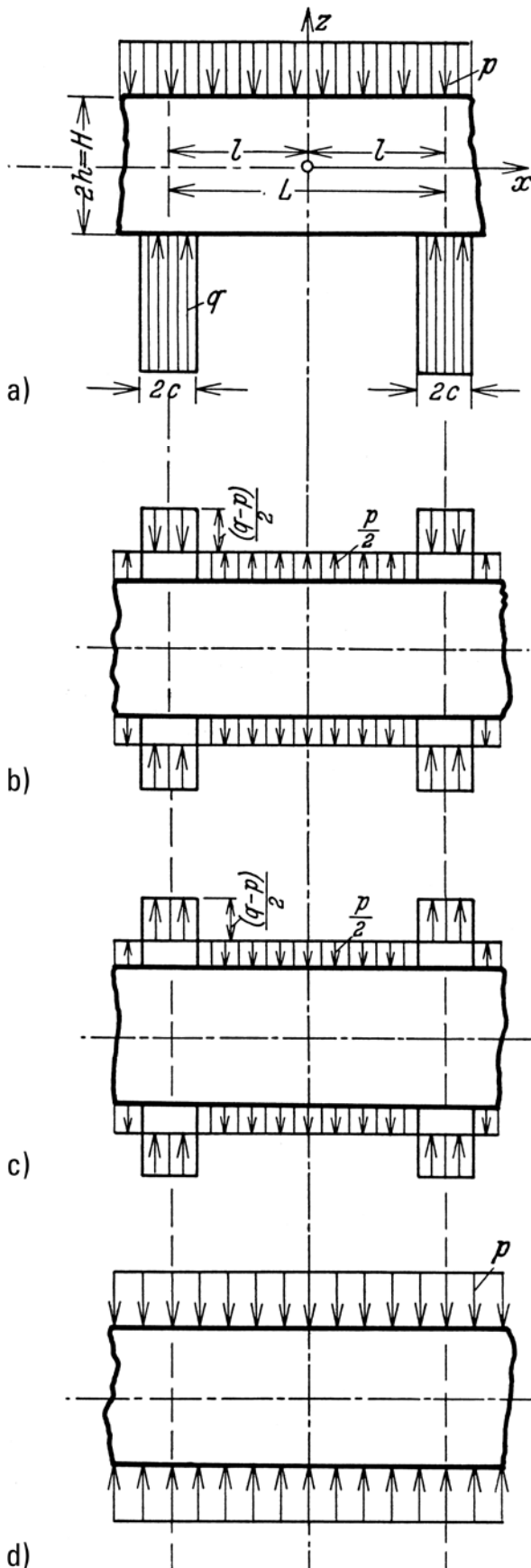


Bild 15 Analyse einer durchlaufenden Scheibe über unendlich viele Felder: a) Gesamtlastbild; b) symmetrisches und c) antisymmetrisches Lastbild sowie d) einachsiger Spannungszustand aus [7, S. 729]



Beyers Darstellung der Flächentragwerke kulminiert im Abschnitt über Schalenträgerwerke [7, S. 743–799]. Dort entfaltet er die Membran- und Biegetheorie rotationssymmetrischer Schalen, geht kurz auf die querversteifte Tonnenschale ein und beschließt den Abschnitt mit einer Skizze des Tragverhaltens von Vieleckkuppeln. So gelang ihm, erstmals die Synthese der verstreuten Untersuchungen über einzelne Typen von Flächentragwerken zu einer baustatischen Theorie der Flächentragwerke. Erst am Ende der Inventionsphase der Baustatik (1925–1950) vermochte Karl Girkmann (1890–1959) die baustatische Theorie der Flächentragwerke in einer Monographie zusammenzufassen [20]. Am 6. Februar 1942 teilte die Verlagsbuchhandlung Julius Springer ihrem Autor Kurt Beyer mit, dass seine zweibändige „Statik im Eisenbetonbau“ vergriffen sei (Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 28).

## 7 Baustatik als Wissenschaft in praktischer Absicht

Der in der Zwischenkriegszeit in Sachsen erfolgende Aufschluss von Braunkohletagebauen, der Aufbau von Großkraftwerken und die Vereinheitlichung der zersplitterten Energieversorgung Elektrizitätswirtschaft führte u. a. zur Gründung der AG Sächsische Werke (ASW) im Jahr 1923. Schon 1920 erfolgte der Aufschluss des Braunkohletagebaus Böhlen und vier Jahre später die Förderung und die Verstromung. Die Autarkiepolitik des Dritten Reiches forcierte die Konzentration und Zentralisation des Kapitals in der sächsischen Braunkohlewirtschaft und führte zum Ausbau der Veredlungsindustrie wie etwa Großgaswerken, Brikettfabriken, Schmelereien und Hydrierwerken zur Erzeugung synthetischen Benzins aus Braunkohleteer nach dem Bergius-Pier-Verfahren. Der Standort Böhlen ist ein klassisches Beispiel für die gesamte Kette der Braunkohlewirtschaft von der Förderung bis zum Benzin. Mit Aufschluss des Braunkohletagebaus in Espenhain folgte 1937 ein weiteres Zentrum der Braunkohleindustrie in Sachsen.

Die Zentralisierung der sächsischen Energiewirtschaft mit ihren die Grundlast bedienenden Braunkohlekraftwerken wie Hirschfelde und Böhlen führte Ende der 1920er Jahre zum Bau von Pumpspeicherwerken, welche die Spitzenlast des Strombedarfs abdeckten. Ein Beispiel ist das 1927 bis 1930 errichtete Pumpspeicherwerk Niederwartha mit einer Nennleistung von 120 MW (Bild 16), für dessen bautechnische Entwurfs- und Ausführungsplanung Beyer verantwortlich zeichnete [21, S. 380].

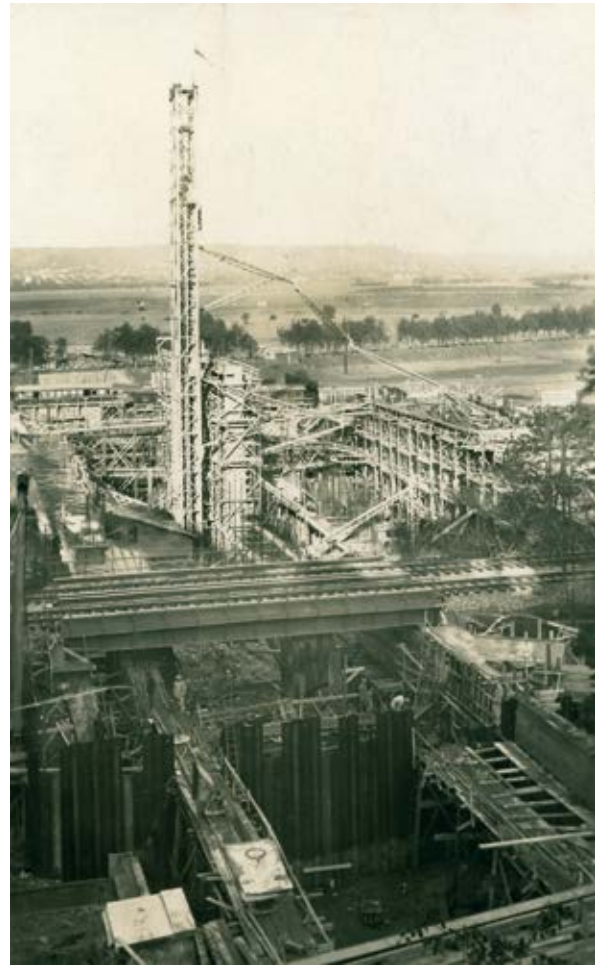


Bild 16 Baustelle am Unterbecken des Pumpspeicherwerks Niederwartha mit dem Gießturm zum Einbringen des Betons  
Foto: Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer

### 7.1 Beyer als Beratender Bauingenieur

Im Jahre 1927 begründete Beyer sein Ingenieurbüro, das 45 Jahre Bestand hatte und zeitweise 12 Diplomingenieure beschäftigte. Das Büro befasste sich mit der statisch-konstruktiven Planung, Prüfung, Begutachtung und Überwachen von

- Brückenbauwerken,
- Bauwerke für die Braunkohleindustrie und
- Wasserkraftanlagen.

Beyer beherrschte die gesamte Klaviatur des Konstruktiven Ingenieurbaus und der Grundlegung durch die Baustatik.

Nach dem Beschluss des Kölner Stadtrats unter Konrad Adenauer, den Rhein in Mühlheim

mit einer Brücke zu queren, wurde Beyer 1927 als Preisrichter in die Jury beim Wettbewerb berufen. Das 1927 bis 1929 errichtete Bauwerk ist eine selbstverankerte Hängebrücke mit einer Stromspannweite von 315 m. In Zusammenarbeit mit dem Werk der MAN in Gustavsburg wirkte Beyer bei der Planung, Berechnung und Ausführung der von 1929 bis 1930 erbauten Straßenbrücke in Dresden-Kaditz (Flügelwegbrücke) mit.

Der sich über die Elbe spannde Vierfeldträger (65–115–65–40 m) ist ein Brückensystem, dessen Hauptträger über lastverteilende Querrahmen zu „einem räumlichen und daher gewichtsreduzierten Tragsystem vereinigt (wurde)“ [21, S. 375]. Dabei stellten die enormen Stegblechhöhen mit 7,4 m über den Mittelpfeilern sowohl statisch-konstruktiv als

auch fertigungstechnisch eine große Herausforderung dar. Aus dem Meißener Brückenwettbewerb gingen die MAN-Gustavsburg, der Stadtbaudirektor Abel und Beyer als Sieger hervor. Die 1933 bis 1934 realisierte Stahlbrücke mit ihren fünf durchlaufenden Feldern (19,32–51–61,20–51–19,65 m) besaß zwei vollwandige Hauptträger aus St52 mit Stegdicken von 20 mm und maximal sieben Gurtlamellen und einer Höhe in Feldmitte von 2,3 m. „Die Nietung führte teils auf Schaftlängen bis zu 16,4 cm“ [21, S. 377].

Seit 1928 arbeitet das Ingenieurbüro Beyers erfolgreich für die sächsische Braunkohleindustrie. Hier sind es insbesondere die fahrbaren Großgeräte des Tagebaus mit Dienstgewichten (in den 1930er Jahren) bis zu 5000 t für die Beyer und seine Mitstreiter im Büro

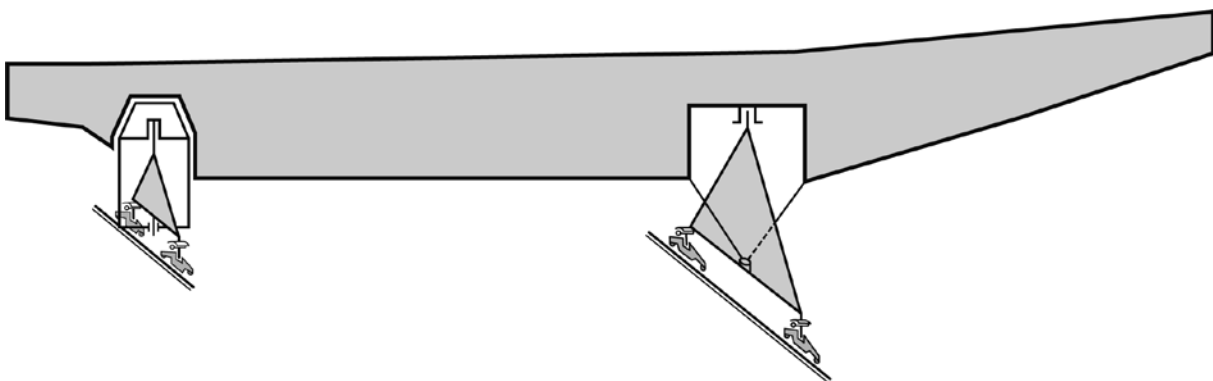


Bild 17 a) Abraumförderbrücke in einem Braunkohletagebau in der Niederlausitz; b) raumbewegliche Gliederung einer Abraumförderbrücke  
Quelle: Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer (Bild 17a) und Neuzeichnung n. [22, S. 548] (Bild 17b)

sowie an der TH Dresden Bahnbrechendes geleistet haben. Zur selben Zeit nahm auch Beyers Kollege von der TH Breslau, Ludwig Mann (1871–1959), seine Beratungstätigkeit für die mitteldeutsche Braunkohleindustrie auf [4, S. 1005]. Die Konkurrenten hatten sich wenig zu sagen und gingen sich aus dem Wege.

Einen Einblick in seine Dresdener Tragwerkstatt gab Beyer in seinem Übersichtsvortrag zum Berliner Kongress der Internationalen Vereinigung für Brücken und Hochbau im Jahr 1936 [22]. Bild 17a zeigt eine sich auf Gleisen mittels Rückmaschinen bewegende Abraumförderbrücke, welche die Aufgabe hat, Bandstraßen abzustützen, den Tagebau zu überbrücken und den Abraum ausgekohlten Teilen auf kürzestem Wege zuzuführen. Das komplexe Tragsystem wird auf zahlreichen raumbeweglichen Punkten derart gelagert, dass stets nur kleine Stützkräfte induziert werden. So entsteht eine vielgliedrige, räumliche Kette elastischer Gebilde mit großen Relativverschiebungen. „Die Glieder der räumlichen Kette sind Flechtwerke oder räumliche Flächentragwerke, die mit 2-, 3-, oder 4-stäbigen Verbindungsmittel in Gestalt von Halslagern, Kugel- und Spurlagern oder in Gestalt von Kreuzgelenken verbunden werden“ [22, S. 547–548]; ein Beispiel hierfür ist die raumbewegliche Gliederung der Überbauten für Abraumförderbrücken (Bild 17b).

Bei der Untersuchung derartiger Tragsysteme muss immer wieder auf die Grundlagen der Technischen Mechanik zurückgegriffen werden, um angepasste Methoden für die jeweiligen Bedürfnisse zu entwickeln, „oder die Brauchbarkeit von Näherungsrechnungen durch strenge Untersuchungen mit Hilfe der Statik der Platten, Schalen und Scheiben zu prüfen“ [22, S. 548].

Es ist diese Feinabstimmung zwischen induktiver und deduktiver Methode in der Baustatik, die Beyers Stil der industrieförmigen Wissenschaft (vgl. Bild 1c) ausmacht und zum Erfolg führt. Die Planungen der Abraumförderbrücke für den Tagebau Espenhain hoben 1938 an und sie wurde im November 1944 in Betrieb genommen; sie war mit einer Länge von über 500 m bis 1972 die größte bewegliche Arbeitsmaschine der Welt. In die Planungen dieses zyklischen Artefakts wurde das Ingenieurbüro Beyer von der Mitteldeutsche Stahlwerke AG einbezogen (Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 129).

## 7.2 Industrieförmige Wissenschaft

„There is nothing as practical as a good theory“ [23, S. 169] bzw. „Es gibt nichts Praktischeres als eine gute Theorie“ – dieser Grundsatz von Kurt Lewin (1890–1947) wurde von allen Doktoranden Kurt Beyers umgesetzt. Die Forschungsgegenstände am Lehrstuhl entwickelten sich aus dem fruchtbaren Spannungsverhältnis zum Ingenieurbüro und nahmen in Gestalt interner und externer Dissertationen Gestalt an. Alle planmäßigen Assistenten bis Anfang des 2. Weltkriegs schlossen ihre Dissertation mit Erfolg ab: Heinrich Riebe (1919–1921) [24], Erich Reisinger (1921–1922) [25], Otto Kirsten (1923–1925) [26], Wilhelm Flügge (1925–1928) [27], Gotthard Franz (1928–1931) [28], Herbert Höhne (1931–1935) [29], Rudolf Arendt (1935–1937) [30] und Rudolf Hemmleb (1937–1939) [31]. Nach Kriegsende unterstützten Siegfried Müller (1946–1951) und Heinrich Baldauf (1951–1952) Beyer als planmäßige Assistenten. Zu den externen Promovenden Beyers zählten u. a. Franz Dischinger [32], Werner Bansen [33], Karl-Heinz Klemmt [34] und Erhard Schlechte [35].

Der Schwerpunkt der Forschungsarbeiten am Lehrstuhl von Beyer lag eindeutig auf dem Gebiet der baustatischen Analyse von Großgeräten des Braunkohletagebaus ([29]–[31] und [33]–[35]); hierzu publizierte Beyer Aufsätze in der Zeitschrift „Braunkohle“ ([36], [37]).

An zweiter Stelle stehen Dissertationen, welche die Theorie der Flächentragwerke vorantrieben ([26], [27] und [32]). Hervorzuheben ist hier die Dissertation von Wilhelm Flügge über die Theorie der Kreisplatte [27], deren Ergebnisse in Beyers Monographie einfließen [5].

Seit Übernahme der Herausgeberschaft der Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik (ZAMM) im Jahr 1937 durch seinen Kollegen Adolf Willers (1883–1959) wird Beyer zusammen mit Georg Hamel, Ludwig Prandtl und Constantin Weber als Mitwirkender benannt. In der ZAMM veröffentlichten Beyers Schüler wie z. B. Wilhelm Flügge. Aber auch Beyer selbst griff zur Feder und veröffentlichte dort zahlreiche Buchrezensionen. Von Bedeutung sind auch seine biographischen Arbeiten ([38], [39]) und die beiden Aufsätze, die im Zusammenhang mit Projekten von Kraftwerksbauten entstanden sind ([40], [41]).

Schließlich verfasste Beyer den Beitrag „Baustatik“ für das von Ferdinand Schleicher (1900–1957) 1943 herausgegebene „Taschenbuch für Bauingenieure“ [42].

Ein Blick in seine dem Universitätsarchiv der TU Dresden von seinen Kindern übergebene umfangreiche Bibliothek zeigt die enorme Bandbreite des wissenschaftlich-technischen Interesses von Beyer, die u. a. Titel über die Atom- und Relativitätstheorie enthält. Als Vorstand der Bauingenieurabteilung von 1920–1922, 1930–1932 und 1941–1945 trug Beyer maßgeblich zur Ausprägung einer „breiten Disponibilität“ der Bauingenieur-Absolventen der TH Dresden bei [21, S. 367]. Rückblickend notiert Beyer 1950, dass es ihm gelungen sei, das berufliche Ideal seines Lebens zu erfüllen: „Wissenschaftliche Erkenntnis und Bauerfahrung zu verknüpfen (...)“ [11, S. 11].

Dass Beyer die Berufungen an die TH Graz (1926), TH Hannover (1933), TH München (1934) und TH Berlin (1936) zugunsten seiner Alma Mater ablehnte liegt nicht nur am Verhandlungsgeschick des sächsischen Unterrichtsministeriums, sondern an Beyers persönlichen Bindungen an seine Heimatstadt.

## 8 Der späte Hochzeiter und seine Familie

1936 bis 1938 ließ sich Beyer in Dresden-Niederpoyritz am Elbhang ein Einfamilienhaus mit 150 m<sup>2</sup> Wohnfläche bauen und heiratete am 3. März 1938 die 22 Jahre jüngere Fürsorgerin Käte Meißner (1903–1983), eine Verwandte seiner Haushaltshilfe und mütterlichen Freundin

Elisabeth Müller, die im Hause der Beyers bis zu ihrem Tod 1941 lebte. Aus der Ehe gingen Leonore (Dez. 1938), Klaus (Jan. 1940) und Barbara (Sept. 1941) hervor.

Als früherer Alt-Junggeselle und hochbegabter Bauingenieur knüpfte Beyer ein dichtes Netz von Kontakten zur Industrie, Wissenschaft und Verwaltung. In diesem Sinne schuf er sich nach dem Tod seiner Mutter eine Ersatzfamilie, die sich nach Heirat und Vaterschaft zu einer erweiterten Großfamilie entwickelte, zu der die Mitarbeiter im Ingenieurbüro und am Lehrstuhl gehörten. In seinem 1950 verfassten Lebenslauf schrieb er: „Der schönste Lohn für meine Lebensarbeit dünkt mir aber die Liebe und Verehrung meiner zahlreichen Schüler, insbesondere die Anhänglichkeit der früheren Assistenten und der Mitarbeiter meines Büros“ [11, S. 12].

## 9 Engagement – Ehrungen – Erbe

Der über 56 Jahre alte, frischgebackene Ehemann und Vater einer Tochter meldete sich 1938 freiwillig und übte bei den Pirnaer Pionieren, um am Überfall Nazideutschlands auf Polen am 1. September 1939 teilzunehmen. Doch schon bald erlangte Beyer auf Betreiben der Industrie die Unabkömmlichkeitsstellung bis Kriegsende, um der kriegswichtigen Braunkohleindustrie mit bautechnischem Rat beizustehen sowie die Lehre an der TH Dresden auf-



Bild 18 Kurt Beyer (links) und Willy Gehler (rechts) auf der Festveranstaltung aus Anlass des 25-jährigen Dienstjubiläums Beyers im Februar 1944 an der TH Dresden

Foto: Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 157

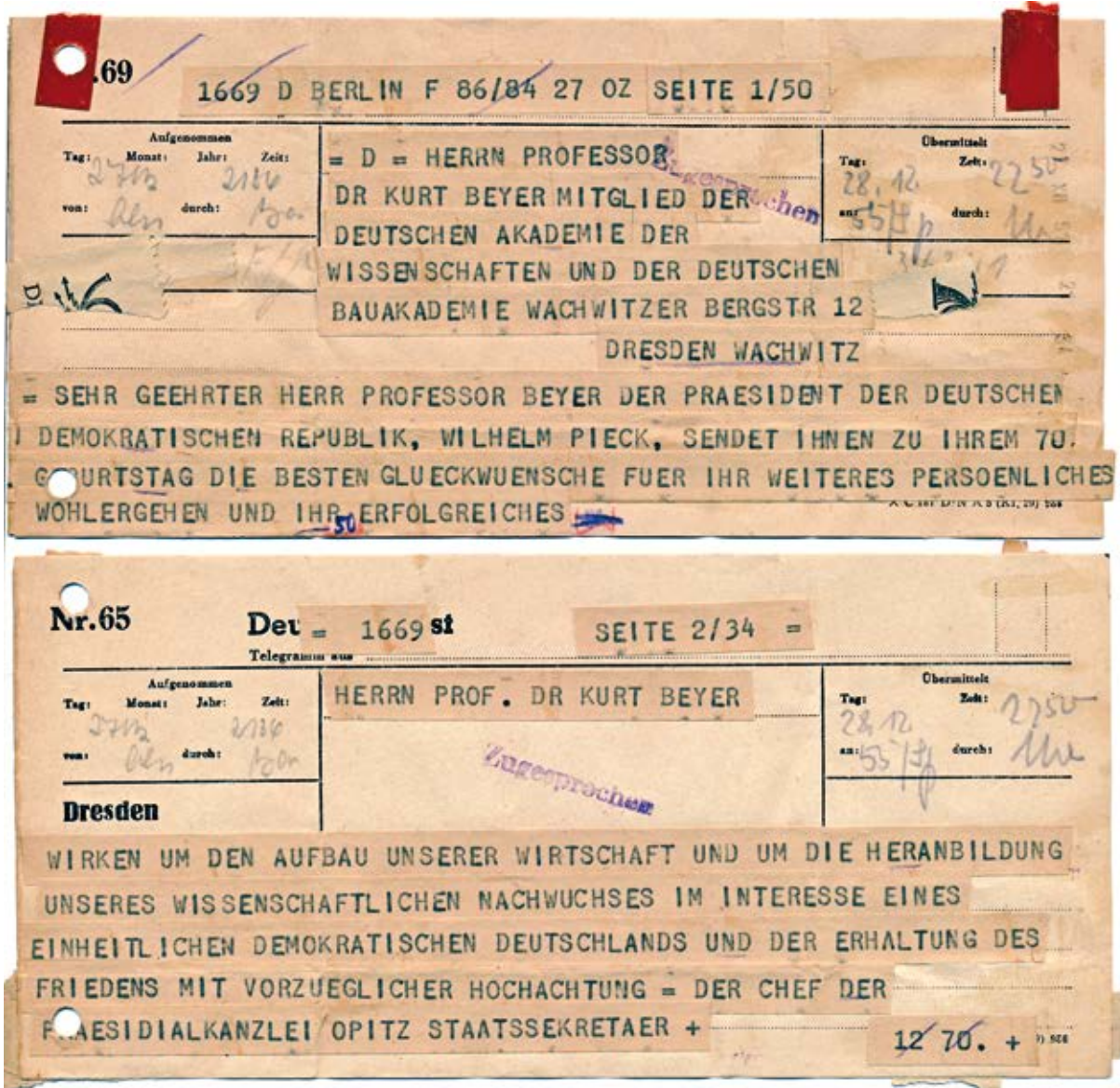


Bild 19 Glückwunschtelegramm des Präsidenten der DDR, Wilhelm Pieck, vom 28.12.1951 zur Vollendung des 70. Lebensjahres von Beyer Quelle: Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 152

rechtzuerhalten. Beyer setzte sich mehrmals couragiert mit NS-Funktionären auseinander. So erhob der sächsische Gaustudentenführer Dipl.-Ing. Werner Starke Einspruch gegen die Berufung von Alfred Willers auf den Lehrstuhl für angewandte Mathematik der TH Dresden. In seinem Brief vom 28. Januar 1942 an Starke schrieb Beyer, dass Willers „der geeignete Mann für die mathematische Ausbildung der Studierenden der Bauingenieur- und Maschinenbau-Abteilung ist“ (Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 30). Mit diplomatischem Geschick legte er Starke nahe, dass er sich für Willers im Interesse der TH Dresden stark zu machen hatte. Zwei Jahre später erlangte Willers die Professur und avancierte zum Direktor des Mathematischen Seminars der TH Dresden. Beyer war unbestechlich, brachte

diese Seite seiner Persönlichkeit kraftvoll zum Ausdruck – insbesondere dann, wenn ideologisch verbrämter Voluntarismus die fachliche Autorität zu ersetzen suchte.

Zur Vollendung seines 60. Lebensjahres erschienen mehrere Laudationes in angesehenen Fachzeitschriften ([43]–[45]). Aus Anlass des 25-jährigen Dienstjubiläums Beyers fand im Februar 1944 an der TH Dresden eine Festveranstaltung ein. Bild 18 zeigt die beiden Antipoden der Bauingenieurabteilung der TH Dresden: Beyer links und Gehler rechts.

Beyer engagierte sich mit der ganzen Kraft seiner Persönlichkeit für den Wiederaufbau Dresdens, um seinen Bewohnern Vertrauen in die Zukunft zu geben. So wurde Beyer beim Bau der

Behelfsbrücke für die zerstörte Augustbrücke sowie für die Instandsetzung der Albert-, Carola-, Marien- und später der Flügelwegbrücke zugezogen. Die Landesregierung bat ihn im Juli 1945 eine Hauptabteilung Bauwesen zu bilden, deren Leitung Beyer bis Oktober 1950 innehatte. In seinem Brief vom 1. August 1945 an den sächsischen Innenminister Kurt Fischer (1900–1950) drückte Beyer seine feste Überzeugung von der Notwendigkeit des systematischen Wiederaufbaus Dresdens aus (vgl. [46, S. 58]). Mit der Wiedereröffnung der TH Dresden im Herbst 1946 fielen ihm auch die Aufgabengebiete des entlassenen Willy Gehler zu: Festigkeits- und Baustofflehre sowie Stahlhoch- und Stahlbrückenbau; hinzu kam noch die Leitung des Versuchs- und Materialprüfungsamtes, wo Gehler nunmehr nur noch als einfacher wissenschaftlicher Mitarbeiter wirken konnte. Deshalb musste der schon Ende 1941 von der Verlagsbuchhandlung Julius Springer und Beyer angedachte Ausbau von Beyers zweibändiger „Statik im Eisenbetonbau“ ([6], [7]) zu einem „Handbuch der Baustatik“ (Universitätsarchiv der TU Dresden, NL Beyer Nr. 28), in dem auch der Stahlbau voll umfänglich zur Geltung gebracht werden konnte, zurückgestellt werden. So erschien 1948 lediglich ein berichtigter Neudruck von [6] und [7] in einer Monografie [8].

Die Ehrungen ließen nicht lange auf sich warten:

- ❑ 1949 ordentliches Mitglied der Sächsischen Akademie der Wissenschaften in Leipzig,
- ❑ 1949 Mitglied des Deutschen Ausschusses für Stahlbau,
- ❑ 1950 Mitglied der Deutschen Akademie der Wissenschaften zu Berlin,
- ❑ 1951/1952 ordentliches Mitglied der Bauakademie der DDR.

Zur Vollendung seines 70. Lebensjahres erreichen Beyer zahlreiche Gratulationsschreiben aus seiner erweiterten Familie sowie aus Wissenschaft, Industrie und Verwaltung, aber auch von allerhöchster politischer Stelle (Bild 19). In mehreren Fachzeitschriften erschienen Würdigungen ([47] bis [49]).

Aber Beyers arbeitsreiches und erfülltes Leben neigte sich dem Ende zu: In der Nacht vom 9. zum 10. Mai 1952 erlag er einem schweren Leiden. Nachrufe publizierten z. B. die neu gegründete „Wissenschaftliche Zeitschrift der TH

Dresden“ [50], „Bauplanung und Bautechnik“ [51] und „Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik“ [52]. Beyers „Die Statik im Stahlbetonbau“ erschien 1956 und 1987 als Neudruck der Ausgabe von 1948 [8] sowie 1957 in spanischer und 1963 in serbokroatischer Sprache. Es ist mehr als ein Opus Magnum Beyers – es ist ein unübertroffenes Handbuch der klassischen Moderne der Baustatik.

## Danksagung

Bei den Recherchen zum Leben und Werk von Kurt Beyer wurde der Autor von folgenden Persönlichkeiten und Institutionen unterstützt:

- ❑ Universitätsarchiv der TU Dresden (Direktor Dr. Matthias Lienert, Jutta Wiese, Mike Heubner und Matthias Teichgräber),
- ❑ Dr. med. Leonore Zimmermann (geb. Beyer), Dresden,
- ❑ Dipl.-Ing. Klaus Beyer, Dresden,
- ❑ Dipl.-Ing. Maria Barbara Schaller (Tochter von Barbara Beyer), Rötha.

Dadurch war es auch möglich, manches neues Material zu berücksichtigen.

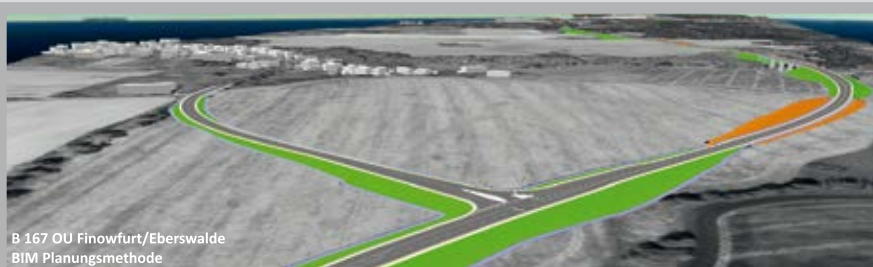
## Literatur

- [1] Kurrer, K.-E.: Stahl + Beton = Stahlbeton? Stahl + Beton = Stahlbeton! Die Entstehung der Triade von Verwaltung, Wissenschaft und Industrie im Stahlbetonbau in Deutschland. Beton- und Stahlbetonbau 92 (1997) 1, S. 13–18 | 2, S. 45–49
- [2] Kurrer, K.-E.: Willy Gehlers Beitrag zur Baustatik. In: Curbach, M.; Hänseroth, T.; Steinbock, O.; (Hrsg.): Willy Gehler – Versuch einer Einordnung, Dresden: Institut für Massivbau und Lehrstuhl für Technik- und Technikwissenschaftsgeschichte der TU Dresden, 2017, S. 62–77
- [3] Fraunholz, U.; Wölfel, S.: Hochmoderne Ingenieure zwischen Altruismus und Eigensinn. In: Fraunholz, U.; Wölfel, S. (Hrsg.): Ingenieure in der technokratischen Hochmoderne, Münster: Waxmann, 2012, S. 17–28
- [4] Kurrer, K.-E.: Geschichte der Baustatik. Auf der Suche nach dem Gleichgewicht. Berlin: Ernst & Sohn, 2016
- [5] Beyer, K.: Die Statik im Eisenbetonbau. Stuttgart: Wittwer, 1927

- [6] Beyer, K.: Die Statik im Eisenbetonbau, I. Bd., 2., vollst. Neubearb. Aufl., Berlin: Springer, 1933
- [7] Beyer, K.: Die Statik im Eisenbetonbau, II. Bd., 2., vollst. Neubearb. Aufl., Berlin: Springer, 1934
- [8] Beyer, K.: Die Statik im Stahlbetonbau, 2., vollst. Neubearb. Aufl. (ber. Neudruck), Berlin: Springer, 1948
- [9] Zimmermann, L.: Tagebuch und Briefe von Kurt Beyer 1908–1913 aus Siam an seine Mutter und Max Patzig. Dresden: Maschinenschriftl. Manusk., 2012
- [10] Sonnemann, R. et al.: Geschichte der Technischen Universität Dresden. Berlin: VEB Deutscher Verlag der Wissenschaften, 1978
- [11] Hemmleb, R.: Erinnerungen an Prof. Dr.-Ing. Kurt Beyer. Bad Homburg: Eigenverlag 1978/79
- [12] Beyer, K.: Eigengewicht, günstige Grundmaße und geschichtliche Entwicklung des Auslegerträgers. Leipzig: Verlag von Wilhelm Engelmann, 1908
- [13] Mehrtens, G. C.: Vorlesungen über Ingenieur-Wissenschaften. Zweiter Teil: Eisenbrückenbau. Erster Band: Gesamtanordnung der festen Eisenbrücken und ihre geschichtliche Entwicklung bis auf die Gegenwart. Leipzig: Verlag von Wilhelm Engelmann, 1908
- [14] Fraunholz, U.; Schönrich, H.: Ein Bauingenieur in militärischen Diensten: Willy Gehler im Ersten und Zweiten Weltkrieg. In: Curbach, M.; Hänseroth, T.; Steinbock, O.; (Hrsg.): Willy Gehler – Versuch einer Einordnung, Dresden: Institut für Massivbau und Lehrstuhl für Technik- und Technikwissenschaftsgeschichte der TU Dresden, 2017, S. 78–92
- [15] Zimmermann, L.: Tagebuch und Briefe von Kurt Beyer 1918 aus der Türkei an seine Mutter. Dresden: Maschinenschriftl. Manusk., o. J.
- [16] Deutscher Beton-Verein (Hrsg.): Eisenbetonbau. Entwurf und Berechnung. I. Band. Bearb. v. O. Graf, E. Mörsch, G. Rüh, W. Petry, Stuttgart: Konrad Wittwer, 1926
- [17] Lewe, V.: Die schematisch-rechnerische Auflösung der allgemeinen sowie der drei- und fünfgliedrigen Elastizitätsgleichungen. Der Eisenbau 7 (1916) 8, S. 175–182
- [18] Mohr, O.: Abhandlungen aus dem Gebiete der Technischen Mechanik. 3., erw. Aufl., hrsgn. v. K. Beyer, H. Spangenberg, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1928
- [19] Beyer, K.: Baustatik. In: Foerster, M. (Hrsg.): Taschenbuch für Bauingenieure, Bd. I, 5., verb. u. erw. Aufl., Berlin: Springer, 1928, S. 270–440
- [20] Girkmann, K.: Flächentragwerke. Wien: Springer, 1946
- [21] Koch, M.; Franz, G.; Steup, H.: Kurt Beyer. In: VDI-Gesellschaft Bautechnik (Hrsg.): VDI Bau, Jahrbuch 1992, Düsseldorf: VDI-Verlag, 1992, S. 354–393
- [22] Beyer, K.: Entwicklung des Stahlbaues und seiner baulichen Einzelheiten durch den Bau fahrbarer Großgeräte des Braunkohlen-Bergbaues. In: Int. Vereinigung für Brückenbau und Hochbau (IVBH, Hrsg.): Schlussbericht des Zweiten Kongresses Berlin-München, 1.–11.10.1936, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1938, S. 545–549
- [23] Cartwright, D. (Hrsg.): Field theory in social science. Selected theoretical papers by Kurt Lewin. New York: Harper & Row, 1951
- [24] Riebe, H.: Über die Abhängigkeit der Durchbiegung eines gegliederten Trägers von seinen Festwerten. Diss., TH Dresden, 1923
- [25] Reisinger, E.: Beitrag zur Berechnung räumlicher Rahmenwerke. Diss., TH Dresden, 1922
- [26] Kirsten, O.: Beitrag zur Berechnung der rechteckigen ebenen Platten mit beliebigen Randbedingungen. Diss., TH Dresden, 1924
- [27] Flügge, W.: Die strenge Berechnung von Kreisplatten unter Einzellasten mit Hilfe von krummlinigen Koordinaten und deren Anwendung auf die Pilzdecke. Diss., TH Dresden, 1928
- [28] Franz, G.: Das Rechnen mit un stetigen Größen in der Baustatik. Diss., TH Dresden, 1933
- [29] Höhne, H.: Beitrag zur Theorie der Fachwerkschwingungen. Diss., TH Dresden, 1933
- [30] Arendt, R.: Die angenäherte Berechnung von Fachwerkschwingungen bei gelenkigen und biegesteifen Stabverbindungen. Diss., TH Dresden, 1939
- [31] Hemmleb, R.: Über die Tragwirkung von Querwänden in Ringträgern mit Kastenquerschnitt. Diss., TH Dresden, 1939
- [32] Dischinger, F.: Die Theorie der Vieleckkuppeln und die Zusammenhänge mit den einbeschriebenen Rotationsschalen. Diss., TH Dresden, 1929
- [33] Bansen, W.: Beitrag zur Statik der mechanischen Balkengleitbremsen. Diss., TH Dresden, 1931
- [34] Klemmt, K.-H.: Beitrag zur statischen Untersuchung zusammengesetzter Flächentragwerke. Diss., TH Dresden, 1937
- [35] Schlechte, E.: Der Verschiebungszustand räumlicher Rahmen mit zyklischer Symmetrie als Grundlage für den Spannungs-

- nachweis. Diss., TH Dresden, 1940
- [36] Beyer, K.: Die Stahlkonstruktionen für Großbagger und Großabsetzer. Braunkohle 39 (1940) 50/51, S. 555-561
- [37] Beyer, K.: Die Sturmschäden an Verlade- und Förderanlagen. Braunkohle 40 (1941) 47/48, S. 625-628
- [38] Beyer, K.: Über die Bedeutung Zimmermanns als Forscher. Der Bauingenieur 6 (1925) 37, S. 1013-1015
- [39] Beyer, K.: Mehrstens, Georg Christoph. In: Verband der Deutschen Akademien (Hrsg.): Deutsches Biographisches Jahrbuch, Überleitungsband II: 1917-1920, Berlin/Leipzig: Deutsche Verlags-Anstalt Stuttgart, 1928, S. 103-106
- [40] Beyer, K.: Elasto-kinetische Untersuchungen über Turbinenfundamente. Berlin: Sonderdruck der Vereinigung Deutsche Elektrizitätswerke, 1928
- [41] Beyer, K.: Die Rückpumpspeicheranlage der Energieversorgung Groß-Dresden A.G. In: Tagesordnung für die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Verein am 7./8.3.1929. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1929
- [42] Beyer, K.: Baustatik. In: Schleicher, F. (Hrsg.): Taschenbuch für Bauingenieure, Berlin: Springer, 1943, S. 215-347
- [43] Willers, A.: Professor Dr. Kurt Beyer 60 Jahre alt. Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik (ZAMM) 21 (1941) 6, S. 383
- [44] Weber, C.: Professor Dr.-Ing. Kurt Beyer 60 Jahre alt. Die Bautechnik 19 (1941) 55/56, S. 589
- [45] Flügge, W.: K. Beyer zum 60. Geburtstag. Der Bauingenieur 23 (1942) 7/8, S. 64
- [46] Thomas, K.: Laudatio für Prof. Dr.-Ing. Kurt Beyer, gehalten vom Direktor der Sektion Bauingenieurwesen, Prof. Dr. sc. techn. Karl Thomas. Wiss. Z. Techn. Univers. Dresden 31 (1982) 6, S. 55-59
- [47] Franz, G.: K. Beyer 70 Jahre alt. Der Bauingenieur 26 (1951) 12, S. 376
- [48] N. N.: Prof. Dr.-Ing. Beyer 70 Jahre. Planen und Bauen 5 (1951) 24, S. 579
- [49] Neuffer, F. W.: Professor Dr.-Ing. Kurt Beyer 70 Jahre. Die Bautechnik 28 (1951) 12, S. 318-319
- [50] Neuffer, F. W.: Prof. Dr.-Ing. Kurt Beyer. Wiss. Z. Techn. Hochs. Dresden 1 (1951/52) 2, S. 130-131
- [51] Hütter, A.: Prof. Dr.-Ing. Kurt Beyer †. Bauplanung und Bautechnik 6 (1952) 10, S. 334-335
- [52] Willers, A.: Kurt Beyer †. Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik (ZAMM) 32 (1952) 10, S. 323

**BERATEN PLANEN ÜBERWACHEN PRÜFEN BEGUTACHTEN BEWERTEN**



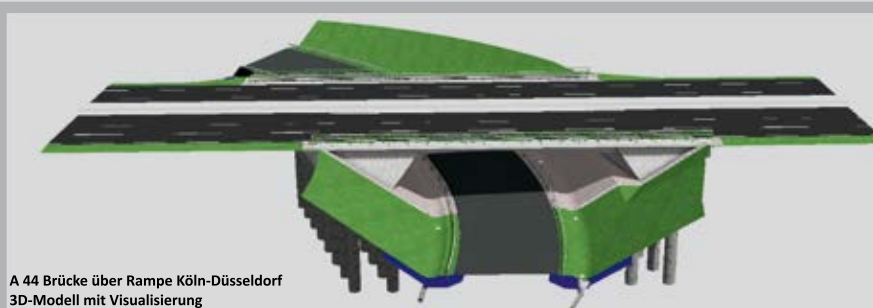
B 167 OU Finowfurt/Eberswalde  
BIM Planungsmethode



www.vic-gmbh.de



A19, Brücke über den Petersdorfer See, BOL/BÜ



A 44 Brücke über Rampe Köln-Düsseldorf  
3D-Modell mit Visualisierung



Rader Hochbrücke über Nord-Ostsee-Kanal  
Vermessung





# Nachrechnungsdefizite bei Massivbrücken – Ein Problem der Tragfähigkeit oder [doch nur] der Modellvorstellung?

*Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer; Sebastian Gehrlein, M.Sc.; Nicholas Schramm, M.Sc.; Marcel Nowak, M.Sc.  
Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau*

## 1 Einleitung

Unsere reale Umwelt – sowohl die natürliche, als auch die vom Menschen geschaffene – ist geprägt von einer schier unbegrenzten Vielzahl unterschiedlicher Prozesse, Mechanismen und Systeme, häufig mit einem hohen Grad an Komplexität und einer Fülle von Attributen. Die Erforschung und Beschreibung dieser realen Umwelt ist die Aufgabe der Natur- und Ingenieurwissenschaften. In vielen Bereichen gelingt es jedoch nicht, die beobachteten Phänomene gemäß den tatsächlich ablaufenden Mechanismen und Prozessen „exakt“ zu beschreiben und so das jeweilige Verhalten der Systeme ohne jegliche Streuung und Fehler wirklichkeitsgetreu zu prognostizieren.

Die Gründe hierfür liegen meist in einem noch unzureichenden Kenntnisstand der jeweiligen Wissenschaften oder in der schieren Komplexität des betrachteten Problems. Häufig aber ist eine exakte, wirklichkeitsgetreue Beschreibung mit Blick auf die Handhabbarkeit in der praktischen Anwendung auch gar nicht wünschenswert. Hier ist es zielführend, Modelle zu verwenden, also ein vereinfachtes Abbild der Wirklichkeit, in dem lediglich die für einen bestimmten Anwendungsfall relevanten Attribute erfasst werden, um somit die Komplexität auf ein akzeptables Maß zu reduzieren. Die Beschreibung der einzelnen Systeme und Vorgänge, sowie auch deren Zusammenspiel, erfolgt nun nicht mehr „exakt“, sondern nur noch „näherungsweise“. Entsprechend ergeben sich Unschärfen in den Prognosen des tatsächlichen Verhaltens oder Zustands. Je nach Anwendungszweck sollte ein Modell daher einerseits so genau wie nötig, andererseits so einfach wie möglich gewählt werden.

Auch die statische Berechnung und der Nachweis einer ausreichenden Tragsicherheit (oder auch Gebrauchstauglichkeit) von Ingenieurbauwerken basiert auf einer Reihe von Abstraktionen, die – sofern allgemein anerkannt – in Empfehlungen, Regelwerken und Normen verankert werden. Wesentlich

ist dabei, dass die verwendeten Modelle möglichst allgemeingültig (nicht bauwerkspezifisch) und damit zur Nachweisführung bei einer Vielzahl von Bauwerken anwendbar sind. Es muss jedoch für alle Bauwerke zwingend ein ausreichendes (und gesellschaftlich akzeptiertes) Mindestsicherheitsniveau erreicht werden. Um dies nachzuweisen, werden die sich aus den Modellen ergebenden ungünstigsten (maximalen) Tragwerksbeanspruchungen mit den prognostizierten ungünstigsten (geringsten) Bauteilwiderständen verglichen. Dies führt dazu, dass allgemeingültige Modelle immer eine Art „Einhüllende“ darstellen müssen, welche durch die ungünstigsten Anwendungskonstellationen bestimmt wird und für die restlichen Anwendungsfälle auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert. Dabei sind die im Regelfall für den Neubau entwickelten Modelle der Regelwerke auch dadurch gekennzeichnet, dass zusätzliche Reserven für zukünftige Entwicklungen häufig bereits in den Nachweisformaten mit integriert sind.

Während ein etwas konservativeres Modell und die Berücksichtigung zusätzlicher Reserven bei der Planung neuer Bauwerke im Regelfall zu nur unwesentlichen Mehrkosten bei der Herstellung führen (z. B. geringfügig vergrößerte Querschnitte und/oder zusätzliche Bewehrung und Vorspannung), ergeben sich damit bei Anwendung in der Beurteilung des Bauwerksbestands, z. B. bei der Nachrechnung bestehender Brücken, entsprechend große rechnerische Defizite. Um diese zu kompensieren, sind entweder verkehrliche Einschränkungen (z. B. Lastbegrenzung, Sperrung von Fahrstreifen) oder strukturelle Verstärkungsmaßnahmen erforderlich, die meist einen großen Aufwand und entsprechende Kosten nach sich ziehen. Um die rechnerischen Defizite zu reduzieren, die Lebens-/Nutzungsdauer der Bauwerke zu verlängern und erforderliche Ertüchtigungen auf das tatsächlich erforderliche Maß zu beschränken, kommt bei der Beurteilung des Bauwerksbestands möglichst wirklichkeitsnahen Modellen eine ganz entscheidende Bedeutung zu.

## 2 Brückennachrechnung, Modelle

In Deutschland existieren insgesamt über 130.000 Brücken, davon etwa 25.000 im Bereich der Eisenbahnen und rund 51.400 Einzelbauwerke im Netz der Bundesfernstraßen, von denen der größte Anteil in Stahlbeton- (ca. 17 %) und mit rund 70 % insbesondere in Spannbetonbauweise im Zeitraum zwischen 1965 und 1985 errichtet wurden [1]. Für die Bemessung von Straßenbrücken kam bis 1985 das Lastmodell SLW 60 nach DIN 1072 [2] für die Brückenklasse 60 zum Einsatz, wodurch sich bezogen auf das damalige Belastungsniveau hohe Reserven der Tragfähigkeit ergaben [3]. Durch stetige Zunahme der Verkehrsmengen und -belastung, insbesondere durch den überproportional ansteigenden Anteil an Schwerlastverkehr und genehmigungspflichtigen Schwertransporten, sowie die kontinuierliche Fortschreibung bzw. Anpassung der normativen Grundlagen zur Berechnung und Bemessung haben sich die gestellten Anforderungen an die Bauwerke stetig verändert und verschärft. Infolgedessen ergeben sich bei der Nachrechnung von bestehenden Brücken in vielen Fällen teilweise erhebliche rechnerische Defizite [4], [5], bei Massivbrücken insbesondere beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit. Dagegen zeigt sich jedoch in der Praxis, dass trotz der zum Teil deutlichen Überschreitung von Nachweisen oftmals keine entsprechenden Schadensbilder an den betroffenen Bauwerken zu erkennen sind. Es steht daher zu vermuten, dass viele der identifizierten Defizite rechnerischer Natur sind und die bestehenden Brücken entweder größere Tragreserven besitzen (die mit den aktuellen Modellen zur Beschreibung der Tragwerkswiderstände nicht hinreichend erfasst werden) oder/und die auf die konkreten Bauwerke wirkenden Verkehrsbelastungen deutlich geringer sind, als die allgemeinen Einwirkungsmodelle der Regelwerke vorhersagen.

Aus diesem Grund befassen sich derzeit viele Forschungsarbeiten zur Beurteilung bestehender Brücken mit der Erweiterung und Verbesserung der Modelle, so dass bei der Nachrechnung konkreter Bauwerke möglichst wirklichkeitsnahe Aussagen zur tatsächlichen Beanspruchung und Tragfähigkeit möglich sind. Die Arbeiten zielen dabei einerseits auf die Formulierung strecken- und objektbezogener Einwirkungen, andererseits auf die genauere Modellbildung zur Beschreibung der Tragwiderstände.

Zum Verständnis der Potentiale *objektspezifischer Verkehrslastansätze* ergibt sich ein wichti-

ger Aspekt aus der Tatsache, dass Verkehrslastmodelle in aktuellen Normen und Regelwerken (vgl. [6] oder [7]) nicht etwa die eigentliche Verkehrseinwirkung (beschrieben durch sich über die Brücke bewegende Achslasten) abbilden, sondern vielmehr die daraus resultierenden Verkehrsbeanspruchungen (d. h. die Tragwerksreaktionen aus der Verkehrseinwirkung). Letztere werden neben der Charakteristik des tatsächlichen Verkehrs auch durch das untersuchte Brückenbauwerk selbst maßgeblich beeinflusst. Verkehrsbeanspruchungen sind somit immer „objektspezifisch“. Im Gegensatz hierzu sind die normativen Lastmodelle, die diese Verkehrsbeanspruchungen abbilden, eher „universell“ konzipiert. Mit einem einzigen Modell sollen möglichst alle praktischen Anwendungsfälle abgedeckt und zudem pauschal auch zukünftige Entwicklungen berücksichtigt werden. Für die einfache Handhabung in der Praxis ist ein solcher universeller Lastansatz zweifelsohne von Vorteil. Jedoch entspricht er immer einer „Einhüllenden“, die selbst die ungünstigsten Anwendungsfälle abdecken muss, für einen Großteil der Fälle jedoch einen mehr oder minder konservativen Ansatz darstellt. Genau aus diesem Gegensatz der tatsächlichen Verkehrsbeanspruchung für einen spezifischen Anwendungsfall (spezifische Verkehrscharakteristik, spezifisches Tragwerk) und dem durch ein universelles Lastmodell abgebildeten Beanspruchungsniveau ergibt sich das grundsätzliche Potential für objektbezogene, realitätsnahe Verkehrslastansätze.

In ähnlicher Weise zielen auch die der Bemessung und dem Nachweis eines ausreichenden *Tragwiderstandes* zugrunde liegenden Modelle darauf ab, ein möglichst breites Spektrum an Parametern abzudecken und in der Handhabung einfach und verständlich zu sein, nicht zuletzt um eine Fehleranfälligkeit durch komplizierte Nachweisführungen zu vermeiden. Dabei sind die auf mechanischer oder semiempirischer Grundlage entwickelten Nachweisformate jeweils so ausgelegt, dass selbst für ungünstigste Parameterkonfigurationen ein ausreichendes Sicherheitsniveau gewährleistet ist. Für Neubauten ergeben sich damit eine robuste Bemessungsgrundlage und gewisse Reserven für zukünftige Entwicklungen. Um jedoch für den Nachweis bestehender Brücken geeignete Grundlagen für eine wirklichkeitsnahe Beurteilung der tatsächlichen Tragfähigkeit zu erhalten, sind verfeinerte Modelle erforderlich, die die sich einstellenden Trag- und Versagensmechanismen – für das jeweils konkret betrachtete Brückenbauwerk – möglichst zutreffend wiedergeben.

### 3 Objektbezogene Einwirkungen

#### 3.1 Möglichkeiten und Potentiale objektspezifischer Verkehrs-lastansätze

Eine Möglichkeit zum Umgang mit theoretisch ermittelten, rechnerischen Defiziten im Rahmen der Beurteilung von Bestandsbauwerken besteht in der Aktivierung wertvoller Reserven in der Nachweisführung auf Seiten der Einwirkungen auf Brückentragwerke. Hier können realitätsnahe, objektspezifische Modelle einen Beitrag zur Reduktion der rechnerischen Defizite leisten. Mit den veränderlichen Beanspruchungen aus dem Straßenverkehr als häufig dominante Einwirkungsart für Straßenbrücken ergeben sich hier die größten Potentiale in Bezug auf objektspezifische Lastansätze für eine Anwendung in der Brückennachrechnung.

Die Potenziale von objektspezifischen Verkehrslastansätzen entspringen hauptsächlich dem Kontrast zwischen der Komplexität des tatsächlichen Belastungsprozesses eines Brückenbauwerks infolge Straßenverkehrs und den demgegenüber stark vereinfachten Modellansätzen aus Normen und Regelwerken zur Abbildung dieser Einwirkungen im Rahmen der Tragwerksberechnung zur Anwendung in der Ingenieurspraxis.

Auf Grundlage der in Abschnitt 2 erläuterten Zusammenhänge zwischen Lastmodellen aus Regelwerken und den tatsächlichen Beanspruchungen infolge Straßenverkehrs ergeben sich vielfältige Möglichkeiten für die Anwendung wirklichkeitsnaher Verkehrslastansätze im Rahmen der Nachrechnung von Bestandsbrücken. Hierfür wird der Begriff des „Objektbezugs“ eingeführt, der beschreibt, wie konkret ein Lastansatz auf die tatsächlichen Verhältnisse eines spezifischen Anwendungsfalls abgestimmt ist. Ein geringer Objektbezug bedeutet hierbei, dass ein Lastansatz eher als Einhüllende vieler verschiedener Anwendungsfälle betrachtet werden kann.

Normenlastmodelle haben geringen bis überhaupt keinen Objektbezug. Mit zunehmendem Objektbezug werden in der konkreten Anwendung immer mehr Informationen zur vorherrschenden Verkehrscharakteristik und dem untersuchten Tragwerk für die Ermittlung des Lastansatzes berücksichtigt, womit eine zunehmende Aktivierung tatsächlich vorhandener Reserven bezüglich der Verkehrseinwirkungen gelingen kann. Realitätsnahe Verkehrslastansätze können je nach zulässigem Aufwand und erhofftem Nutzen mit variablem Objektbezug definiert werden. Dieser Objektbezug kann über verschiedene, sogenannte Objektbezugsstufen (OBS) definiert und gesteuert werden (vgl. Bild 1).

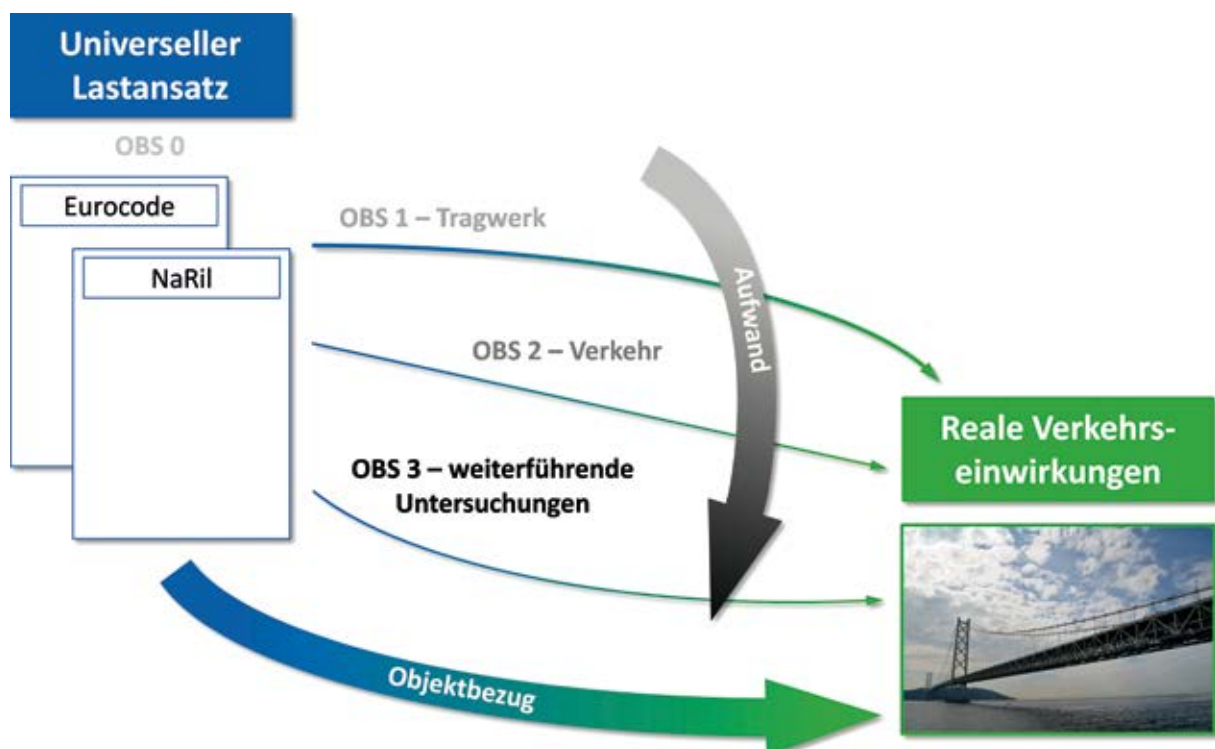


Bild 1 Konzept der Objektbezugsstufen für realitätsnahe Verkehrslastansätze Grafik: Marcel Nowak [8]

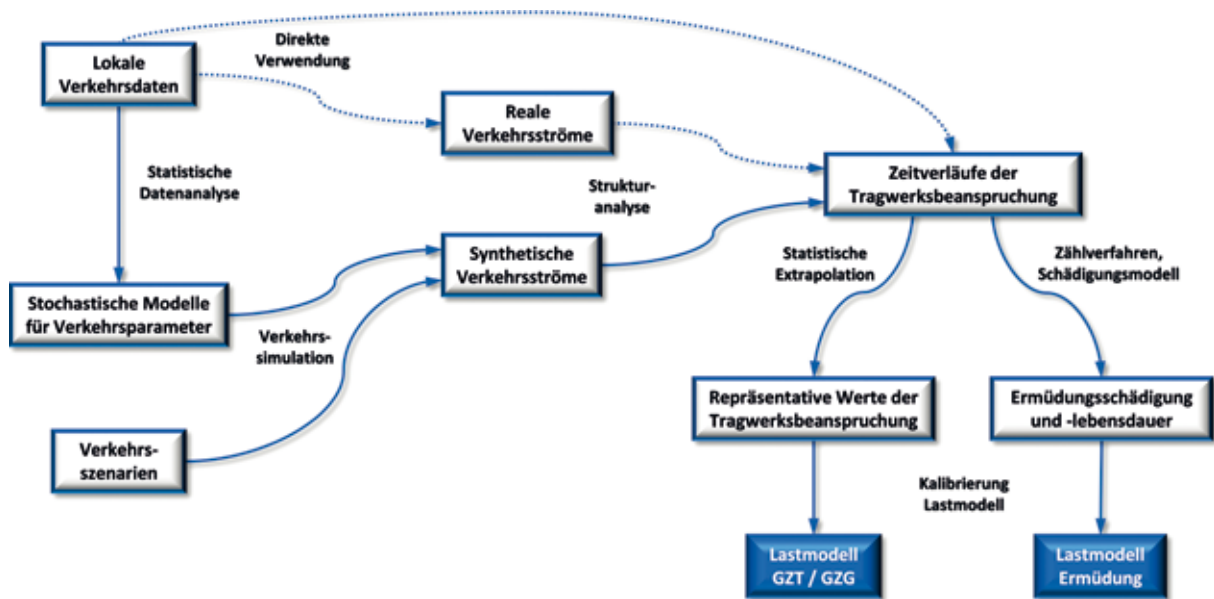


Bild 2 Allgemeine Vorgehensweise zur Ermittlung objektspezifischer Verkehrslastansätze

Grafik: Marcel Nowak [8]

Mit einer solchen differenzierten und flexiblen Vorgehensweise können der Detaillierungsgrad der verschiedenen Einflussgrößen eines Lastmodells hinsichtlich

- ❑ des Tragwerks (Gruppe von Bauwerken gleichen Typs, eines konkreten Bauwerks, der konkreten Nachweisstelle innerhalb des Bauwerks),
- ❑ des Verkehrs (lokale Zusammensetzung des Verkehrs, lokaler Verkehrsfluss, lokale Fahrzeugparameter, streckenbezogenes Staurisiko) und
- ❑ weiterer relevanter Aspekte (Schwingbeiwert, objektbezogene Sicherheitselemente, vollprobabilistische Analysen)

variabel definiert und so das Anwendungsspektrum des ermittelten Lastansatzes gesteuert werden. Es können somit Lastansätze entwickelt werden, die für einen ganzen Streckenzug (ein bestimmter Verkehrstyp, viele verschiedene Bauwerkstypen), für einen bestimmten Bauwerkstyp unabhängig von der Lage im Streckennetz (ein bestimmter Bauwerkstyp, viele unterschiedliche Verkehrstypen) oder für eine ganz konkrete Nachweisstelle in einer bestimmten Brücke gültig sind [8].

Für eine mögliche Praxisanwendung objektbezogener Verkehrslastansätze im Rahmen von Brückennachrechnungen bietet die Nachrechnungsrichtlinie [7] – mit der prinzipiellen Möglichkeit einer vertieften Nachweisführung

in Stufe 3 (Messungen am Bauwerk) und Stufe 4 (Anwendung wissenschaftlicher Methoden) – den grundsätzlichen Rahmen. Bei verbleibenden rechnerischen Defiziten in Stufe 2 (Anwendung der „universellen“ Lastmodelle des Regelwerks bei der Berechnung) kann die Möglichkeit in Betracht gezogen werden, durch den zusätzlichen Objektbezug und eine realitätsnähere Beschreibung das am spezifischen Bauwerk anzusetzende Lastniveau weiter zu reduzieren, ohne dadurch das geforderte Sicherheitsniveau zu unterschreiten.

### 3.2 Vorgehensweise zur Ermittlung objektspezifischer Verkehrslastansätze

Das Vorgehen zur Entwicklung *objektbezogener Verkehrslastansätze* für Straßenbrücken [8] (vgl. Bild 2) orientiert sich an bereits existierenden Methoden, die im Rahmen der Entwicklung und Kalibrierung der normativen Lastmodelle verwendet wurden, siehe z. B. [9], [10].

Auf Grundlage von Messdaten zu der zu untersuchenden Verkehrscharakteristik werden zunächst numerische Verkehrsströme für die weiterführenden Untersuchungen abgebildet. Mit der flexiblen Methode der Verkehrssimulation ist neben der tatsächlich vorhandenen Verkehrsbeanspruchung zusätzlich eine Analyse von verschiedensten Verkehrsszenarien möglich. Dafür können synthetische Verkehrsströme generiert werden, die künftige Ver-

kehrsentwicklungen oder auch verkehrliche Kompensationsmaßnahmen zur Lastreduzierung abbilden können. Dies ermöglicht eine umfassende Untersuchung und Bewertung der Verkehrsbeanspruchung auf Brückenbauwerke.

Aus den resultierenden Tragwerksbeanspruchungen für maßgebende Strukturantwortparameter eines Bauwerks werden mit Methoden der statistischen Extrapolation repräsentative Werte mit definierter Auftretenswahrscheinlichkeit ermittelt. Diese Werte dienen dann zur Kalibrierung der objektspezifischen Verkehrslastmodelle für die maßgebenden Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT) und der Gebrauchstauglichkeit (GZG). Prinzipiell erlaubt die Vorgehensweise auch eine Analyse der Ermüdungsbeanspruchung der Brückenbauwerke, indem aus den Tragwerksreaktionen infolge des Straßenverkehrs die resultierenden Ermüdungsbeanspruchungen ermittelt werden und somit modifizierte Ermüdungslastmodelle abgeleitet werden können [8].

### 3.3 Anwendungsbeispiel – Grundsatzzuntersuchungen BAB 92

Im Rahmen eines gemeinsam mit der Autobahndirektion Südbayern initiierten und am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München (TUM) durchgeführten Forschungsvorhabens zur Nachrechnung und Beurteilung von Brückenbauwerken im Zuge

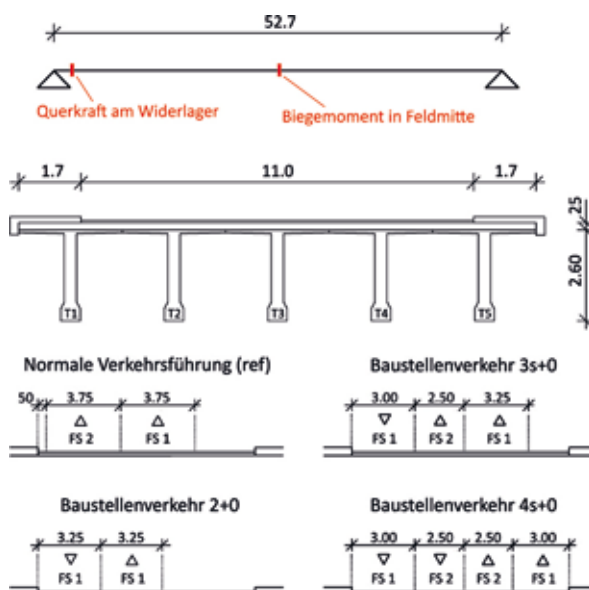


Bild 3 Beispielbauwerk der BAB 92: statisches System, Querschnitt und untersuchte Verkehrsführungen

Grafik: Marcel Nowak [11]

eines gesamten Streckenzugs (hier: der Bundesautobahn 92 zwischen München und Degendorf) wurden die Potentiale objektspezifischer Verkehrslastansätze für eine Gruppe repräsentativer Bauwerke näher untersucht. Nachfolgend werden an einem ausgewählten Beispielbauwerk ein Auszug der Ergebnisse dieser Untersuchungen präsentiert und die Auswirkungen eines zunehmenden Objektbezugs auf die resultierenden Lastansätze bewertet. System, relevante Antwortparameter und untersuchte Verkehrsführungen sind in Bild 3 dargestellt.

Referenz für die ermittelten Lastansätze sind die sich aus dem Grundmodell LM1 des Eurocodes [6] ( $\alpha_{Qi} = \alpha_{qi} = 1,0$ ) als universelles Lastmodell ohne jeglichen Objektbezug bezüglich Tragwerk oder Verkehr ergebenden Beanspruchungen. Ausgehend hiervon wurden für die Kalibrierung der verschiedenen objektbezogenen Lastansätze (hier: charakteristischer Wert mit einer Wiederkehrperiode von 1.000 Jahren) pauschale – für die Belastungskomponenten TS und UDL einheitliche – Anpassungsfaktoren  $\alpha_{mod}$  ( $\alpha_{Qi} = \alpha_{qi} = \alpha_{mod}$ ) ermittelt, die einen anschaulichen und einfachen Vergleich der resultierenden Lastniveaus erlauben.

Zur Untersuchung der Auswirkung eines zunehmenden Objektbezugs bezüglich des Tragwerks wurden die Anpassungsfaktoren für die einzelnen Antwortgrößen – sowohl separat je Träger als auch als ungünstigster Wert einer Einhüllenden – ermittelt. Bezüglich des Verkehrs wurden dabei verschiedene Verkehrsbedingungen simuliert. Neben dem Verkehr A61 mit sehr extremen Verkehrsbedingungen (gemäß [10]) wurde zusätzlich ein Verkehrstyp A92 auf Grundlage von lokalen Verkehrsdaten untersucht. Für weiterführende Informationen wird auf [11] verwiesen. Bild 4 zeigt die Auswertung der Simulationsergebnisse und den Vergleich zur Referenzbeanspruchung infolge LM1.

Tabelle 1 fasst die aus den Untersuchungen resultierenden pauschalen Anpassungsfaktoren  $\alpha_{mod}$  zusammen. Der Einfluss des Objektbezugs „Tragwerk“ (variierende Werte für die Anpassungsfaktoren zwischen den beiden betrachteten Antwortparametern sowie zwischen den einzelnen Brückenträgern) sowie des Objektbezugs „Verkehr“ (variierende Werte für die Anpassungsfaktoren zwischen Verkehrstyp A61 und A92) ist offensichtlich. Die Ergebnisse lassen deutlich das Potential in Bezug auf eine mögliche Reduzierung des zu berücksichtigenden Verkehrslastniveaus durch

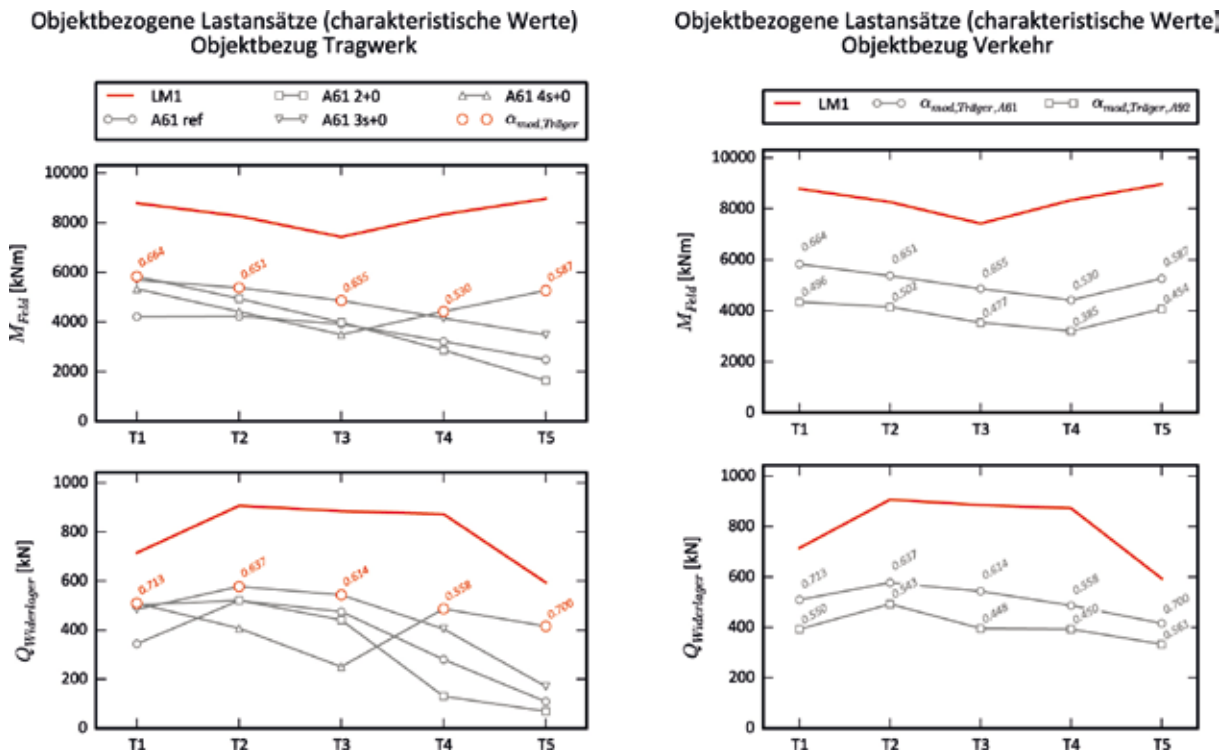


Bild 4 Charakteristische Werte der Tragwerksbeanspruchung – Auswirkung Objektbezug Tragwerk (links) und Verkehr (rechts) Grafik: Marcel Nowak [11]

den zusätzlichen Objektbezug des Lastansatzes erkennen. Es sei jedoch darauf hingewiesen, dass diese Ergebnisse spezifisch für das untersuchte Beispieltragwerk sind und nicht ohne Weiteres auf andere Bauwerke übertragen werden können.

### 3.4 Anwendungsbeispiel – Gänstorbrücke Ulm

Die Gänstorbrücke über die Donau, die die beiden Städte Ulm und Neu-Ulm verbindet, wurde im Jahr 1950 als gelenkloses Rahmentragwerk mit einer Spannweite von 82,4 m errichtet. Die Gesamtbreite des Bauwerks beträgt 18,6 m, der Überbau ist jedoch durch eine mittige Längsfuge in zwei Hälften geteilt. Je Überbauhälfte besteht der Querschnitt aus einem zweistufigen Plattenbalken mit über die Bauwerkslänge bogenförmig veränderlichen Kons-

truktionshöhen von 4,2 m (am Widerlager) bis 1,2 m (Feldmitte) [12].

Im Zuge der Brückennachrechnung und weiterer umfangreicher Zusatzbetrachtungen erfolgte u. a. eine Bewertung des Verkehrslastniveaus für verschiedene Szenarien mit unterschiedlichen Verkehrsführungen. Nachfolgend wird ein Auszug der Ergebnisse für das Szenario einer bauzeitlichen Verkehrsführung auf dem Bauwerk präsentiert. In diesem Szenario erfolgt ein Teilabbruch des Bestandsbauwerks und der Verkehr für beide Fahrrichtungen soll über die verbleibende Überbauhälfte als Begegnungsverkehr mit jeweils einer Fahrspur je Fahrrichtung geführt werden. Das Tragsystem der Gänstorbrücke, relevante Antwortparameter und untersuchte Verkehrsführungen sind in Bild 5 dargestellt. Bild 6 zeigt die Einflusslinien entlang der Längsachsen der Fahrspuren für die untersuchten Antwortparameter.

Tabelle 1 Anpassungsfaktoren  $\alpha_{mod}$  für Beispielbauwerk BAB 92

Antwortparameter	Verkehrstyp	
	A61	A92
$M_{Feld}$ (je Träger)	0,53 ... <b>0,66</b>	0,39 ... <b>0,50</b>
$Q_{Widerlager}$ (je Träger)	0,56 ... <b>0,71</b>	0,45 ... <b>0,56</b>
Einhüllende	<b>0,71</b>	<b>0,56</b>

Die objektbezogenen Verkehrslastansätze wurden als charakteristischer Wert mit einer Wiederkehrperiode von 1.000 Jahren ermittelt. Referenz zur Bewertung des Verkehrslastniveaus sind die Beanspruchungen infolge Lastmodell BK 30/30 gemäß DIN 1072:1985 [2], das als Ziellastniveau für das Szenario

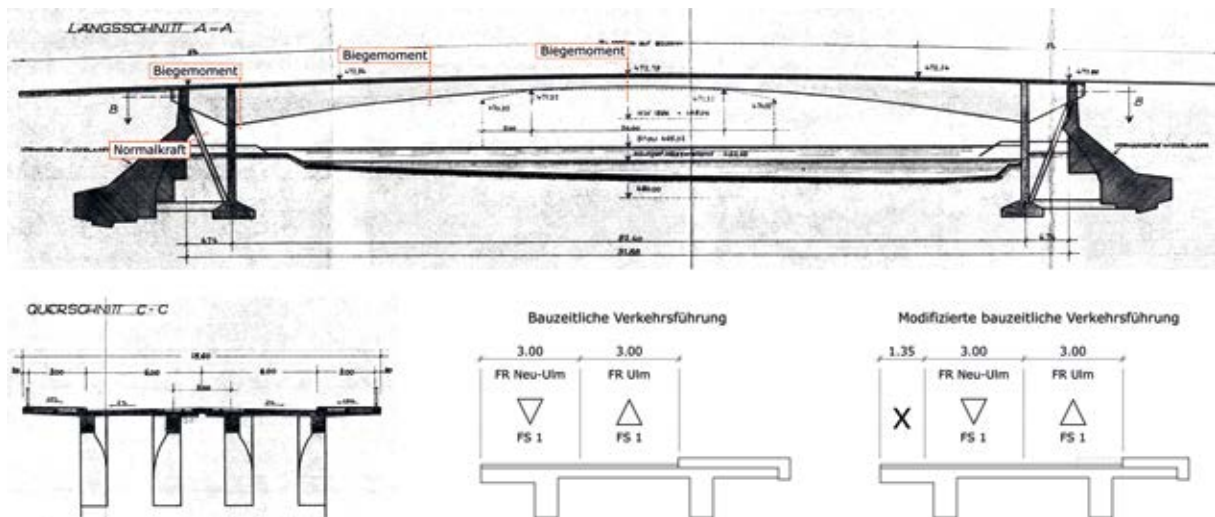


Bild 5 Gänstorbrücke Ulm: statisches System, Querschnitt und untersuchte Verkehrsführungen  
 Grafik: Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München

rio einer bauzeitlichen Verkehrsführung vorgegeben wurde.

Die Abbildung des lokalen Verkehrs an der Gänstorbrücke erfolgt auf Grundlage von Messdaten aus einer Verkehrserfassung am Bauwerk. Hierfür wurde hinter dem Brückende auf Seite der Stadt Neu-Ulm eine Messeinheit bestehend aus Laserscanner und Webcam installiert, welche für knapp zwei Monate den die Brücke in beiden Fahrtrichtungen passierenden Verkehr erfasste. Die Auswertung der umfangreichen Messdaten erlaubte eine realitätsnahe Abbildung der lokalen Verkehrscharakteristik hinsichtlich Verkehrsaufkommen, Verkehrsfluss und Verkehrszusammensetzung für die weiterführenden Untersuchungen.

In einem ersten Schritt erfolgte die Bewertung des Verkehrslastniveaus für die bauzeitliche Verkehrsführung unter Zugrundelegung des

ursprünglichen Fahrbahnverlaufes auf der verbleibenden Überbauhälfte (siehe hierzu Bild 5, „bauzeitliche Verkehrsführung“). Die resultierenden Tragwerksbeanspruchungen sind in Bild 7 dargestellt. Generell kann beobachtet werden, dass das Beanspruchungsniveau zur Feldmitte hin zunimmt. Aufgrund der außermittigen Lage der Fahrbahn zur Bauwerkslängsachse kommt es zudem zu einer stärkeren Beanspruchung des innenliegenden Brückenträgers. Das Biegemoment in Feldmitte überschreitet sogar das Beanspruchungsniveau infolge des Ziellastniveaus BK 30/30.

In einem zweiten Schritt erfolgte daher die Analyse einer angepassten Verkehrsführung für die Bauzeit (Bild 5, „modifizierte bauzeitliche Verkehrsführung“), in welcher der Fahrbahnverlauf so verändert wird, dass die Fahrbahnachse möglichst mittig auf dem Bauwerk liegt. Die in Bild 8 dargestellten resultierenden

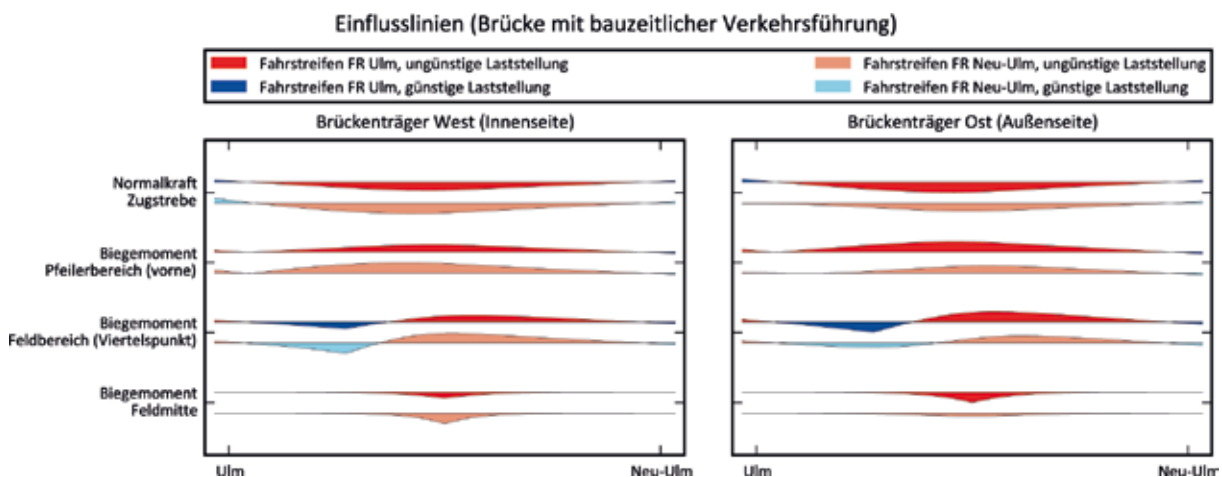


Bild 6 Einflusslinien entlang der Längsachsen der Fahrspuren für die untersuchten Antwortparameter  
 Grafik: Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München

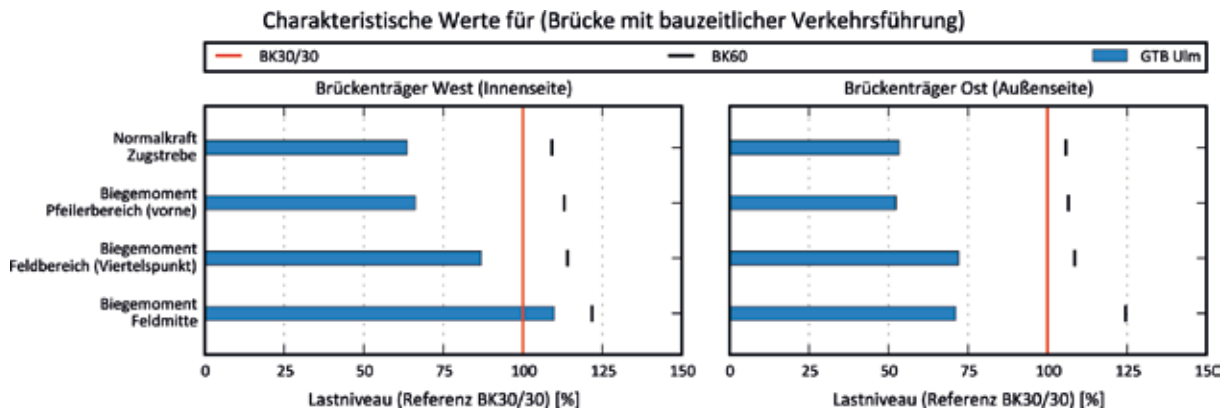


Bild 7 Charakteristische Werte der Tragwerksbeanspruchung für Brücke mit bauzeitlicher Verkehrsführung  
 Grafik: Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München

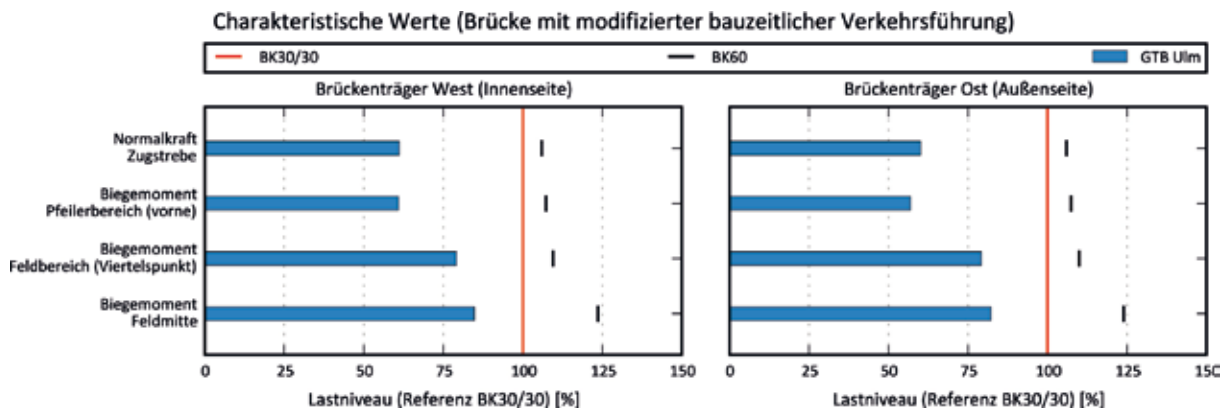


Bild 8 Charakteristische Werte der Tragwerksbeanspruchung für Brücke mit modifizierter bauzeitlicher Verkehrsführung  
 Grafik: Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München

Tragwerksbeanspruchungen zeigen, dass dadurch das Beanspruchungsniveau der beiden Brückenträger angeglichen werden kann. Die Tendenz eines zunehmenden Beanspruchungsniveaus zur Feldmitte hin ist weiterhin vorhanden, es kommt jedoch an keiner Stelle zu einer Überschreitung des Ziellastniveaus. Auf Grundlage der Untersuchungsergebnisse wurde eine entsprechende Empfehlung gegeben, die Fahrbahn für die bauzeitliche Verkehrsführung möglichst mittig auf dem Bauwerk anzuordnen.

## 4 Wirklichkeitsnahe Tragwiderstände

### 4.1 Allgemeines

Die Nachrechnung von Bestandsbrücken erfordert im Vergleich zur Planung neuer Brückenbauwerke ein angepasstes Vorgehen und auch ein verändertes Denken der planenden Ingenieure. Wesentliche Zielsetzung ist eine möglichst wirklichkeitsnahe Erfassung der tatsächlichen Tragwiderstände und damit eine

genauer zutreffende Nachweisführung. Kompliziertere und dadurch grundsätzlich fehleranfälliger bzw. ein vertieftes Verständnis erfordernde Nachweisformate können nicht zuletzt deshalb zugelassen werden, da die Nachrechnungsrichtlinie [7] die Nachrechnung eines Bestandsbauwerks durch einen „... in der Aufstellung von schwierigen Standsicherheitsnachweisen für Brückenbauwerke erfahrenen und kompetenten Ingenieur“ fordert.

Jede Modellvorstellung ist an gewisse Grenzen und Anwendungsbedingungen gebunden, wodurch die Erfassung aller Einflussparameter in einem einheitlichen, konsistenten Modell kaum bzw. nicht möglich ist. Somit ist eine Betrachtung entsprechend der vorhandenen Randbedingungen erforderlich. Für die Nachrechnung von Brücken beinhaltet dies eine detailliertere Berücksichtigung der Materialien und Querschnittsparametern sowie die Fortentwicklung der Bautechnik im Bereich des Brückenbaus. Beispielsweise sollten zu früheren Zeiten gängige (und damals auch in den Regelwerken entsprechend verankerte) Baupraktiken, wie z. B. ein sehr geringer Querkraftbewehrungsgehalt



oder eine abweichende konstruktive Durchbildung von Bewehrungsformen, Berücksichtigung in den entsprechenden Modellen zur Ermittlung von Tragwiderständen finden. So scheint es nicht verwunderlich, dass viele Bestandsbrücken teilweise erhebliche rechnerische Defizite aufweisen, aber in der Praxis keine entsprechenden Schadensbilder zu finden sind, vgl. z. B. [5].

## 4.2 Sonderstellung Querkrafttragfähigkeit

Eine Auswertung der Ergebnisse von nachgerechneten Brückenbauwerken (vgl. [4]) zeigt, dass neben der Ermüdung an Koppelfugen oder Nachweisdefiziten beim Gurtanschluss insbesondere erhebliche rechnerische Defizite bei der Querkrafttragfähigkeit in Brückenlängsrichtung vorliegen. Womöglich lässt sich dieser Umstand auch damit begründen, dass sich die umfassende Beschreibung des Querkraftwiderstands für den gerissenen Zustand II aufgrund von sehr vielen bauwerks- bzw. bauteilspezifischen Einflussfaktoren als äußerst komplex gestaltet. Die vorhandenen Modelle zur Beschreibung des Querkraftwiderstands gründen zudem auf Versuchsdaten, die die Charakteristika von bestehenden Brücken nur unzureichend erfassen. So liegen beispielsweise nur sehr wenige Versuche an Durchlaufträgern oder Versuchsträgern mit baupraktisch relevanten Querschnittsabmessungen vor. Die meisten Querkraftversuche wurden vielmehr an Einfeldträgern mit Punktlast und Querschnittshöhen im Bereich von meist  $\leq 250$  mm durchgeführt (vgl. [13], [14]). Die geringen Abmessungen der bisher hauptsächlich untersuchten Versuchsträger führen jedoch dazu, dass maßstabsabhängige Effekte, wie z. B. die Rissverzahnung, für baupraktische Querschnittshöhen oftmals nicht ausreichend quantifiziert werden können.

Um eine möglichst realitätsnahe Erfassung sämtlicher maßgebender Einflüsse zu erreichen, ist somit eine entsprechende Erweiterung der vorhandenen Versuchsdatenbanken zwingend erforderlich. Zudem sind weitere experimentelle Untersuchungen zu speziellen

Randbedingungen von Bestandsbrücken auf die Querkrafttragfähigkeit erforderlich. In diesem Zusammenhang sei der Einfluss des bei bestehenden Spannbetonbrücken oftmals sehr geringen Querkraftbewehrungsgrades erwähnt. Darüber hinaus stellt sich auch die Frage nach dem Einfluss sowie der Anrechenbarkeit von aktuell nicht mehr zugelassenen Bügelformen. Des Weiteren sind ergänzende Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten im Bereich der Innenstütze von Durchlaufsystemen (sowohl unter Einzel- als auch Gleichlasten) erforderlich.

Um die Prognose des tatsächlichen Verhaltens vorgespannter Bestandsbrücken zu verbessern und wirklichkeitsnähere Modelle zur Beurteilung der Tragfähigkeiten abzuleiten, werden derzeit am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München (TUM) umfangreiche theoretische und vor allem experimentelle Untersuchungen sowohl an einem neu entwickelten Versuchsstand im Labor („Substruktur-Technik“: Prüfung eines repräsentativen Ausschnitts des Gesamtbauwerks) als auch an realen Bestandsbrücken durchgeführt. Die beiden Untersuchungsansätze, ausgewählte Belastungsversuche sowie die erzielten Versuchsergebnisse sollen nachfolgend vorgestellt und diskutiert werden.

## 4.3 Experimentelle Untersuchungen im Labor

Im Rahmen eines größeren Verbundforschungsprojektes (vgl. [15]) wurden an der Technischen Universität München umfangrei-

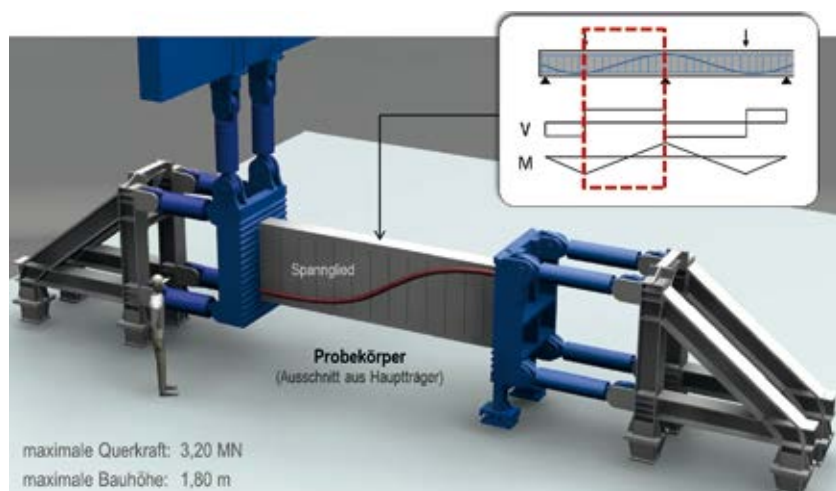


Bild 9 Versuchsaufbau für experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Durchlaufträger-Teilsystemen nach dem Prinzip der Substrukturtechnik (simulierter Bereich der Innenstütze eines Durchlaufsystems)  
Grafik:  
Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München

che experimentelle Untersuchungen zum Einfluss nicht mehr zugelassener Bügelformen sowie generell von einem geringen Querkraftbewehrungsgehalt auf die Querkrafttragfähigkeit durchgeführt (für weiterführende Informationen und Details wird auf [16] verwiesen). Um möglichst viele Einzelversuche mit vergleichsweise geringem Aufwand durchführen und gleichzeitig die Beanspruchungsverhältnisse im Bereich der Innenstütze möglichst realitätsnah abbilden zu können, wurde ein neuartiges Versuchskonzept angewendet. Dabei wurden lediglich ausgewählte Ausschnitte von Spannbetontträgern (sogenannte Substrukturen) geprüft. Bild 9 zeigt eine Animation des Versuchsstands, mögliche maximale Kräfte/Abmessungen und eine Darstellung des Prüfbereichs.

Hauptaugenmerk der Versuche lag auf der Ermittlung des Einflusses von aktuell nicht mehr zugelassenen Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit. So finden sich bei älteren Massivbrücken in der Praxis oftmals Bügelformen, welche die aktuellen Konstruktions- und Bewehrungsregeln für die bauliche Durchbildung nicht einhalten und damit rechnerisch nicht angesetzt werden dürfen. So wurden oftmals entweder einseitig offene Bügel mit geraden Stabenden oder zweiteilige Bügel, deren Schenkel mit geraden Stabenden eine sehr geringe Übergreifung aufweisen, verwendet. Ein weiteres häufiges Detail bei älteren Massivbrücken sind Steckbügel mit geraden Stabenden, die nicht über die gesamte Steghöhe reichen und meist nur im Stützbereich als Zulagen eingebaut wurden.

Zur Beurteilung der Wirksamkeit solcher Bügelformen wurden im dargestellten Versuchsstand insgesamt 11 Versuche durchgeführt. Mithilfe faseroptischer Messungen konnten dabei die Dehnungen entlang der Bügelschenkel quasi-kontinuierlich gemessen und so die Tragmechanismen und der Einfluss der unterschiedlichen Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit systematisch analysiert werden.

Bild 10 zeigt beispielhaft die Ergebnisse der faseroptischen Messungen für einen oben offenen Bügel mit geraden Stabenden beim Erreichen der maximalen Querkraft. Es zeigt sich eine ungleichmäßige Dehnungsverteilung über die Bügelhöhe, die stark vom (zufälligen) Verlauf der die Bügelschenkel kreuzenden Schrägrisse abhängt, wobei sich dort Dehnungsspitzen ausbilden, wo die vertikalen Bügelschenkel von Schubrissen gekreuzt werden. Kreuzt ein schräger Riss ein gerades Stabende innerhalb

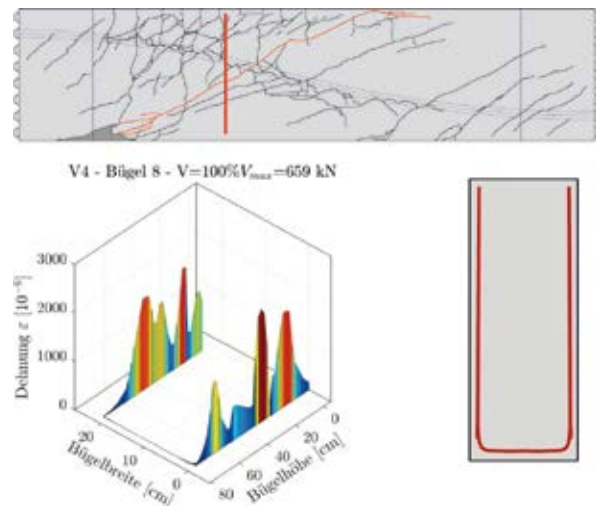


Bild 10 Ergebnisse der faseroptischen Messungen entlang eines oben offenen Bügels mit geraden Stabenden (bei Erreichen der Höchstlast) Grafik: Nicholas Schramm [16]

des Verankerungsbereiches, so kann sich in diesem Bügelabschnitt keine Beanspruchung bis zur Streckgrenze einstellen, da im Vergleich zu geschlossenen Bügeln keine Verankerung in einem horizontalen Schenkel möglich ist. In der Folge reduziert sich die Wirksamkeit dieses Bügels merklich. In den restlichen Bereichen stellt sich hingegen das gleiche Tragverhalten wie bei geschlossenen Bügeln ein. Trotz der reduzierten Wirksamkeit ergibt sich für diese Bügelform jedoch ein deutlicher Beitrag zum Querkraftwiderstand. Ähnliche Beobachtungen ergeben sich auch für die restlichen untersuchten Bügelformen (vgl. auch Abschnitt 4.5).

Neben unterschiedlichen Bügelformen wurde zudem auch der Einfluss des Querkraftbewehrungsgrads untersucht. Bild 11 zeigt einen Vergleich der Bruchquerkräfte für unterschiedliche Bewehrungsgrade sowie den Einfluss der Bügelform auf den Bügeltraganteil bei konstantem Querkraftbewehrungsgrad ( $\varnothing 6/25$  cm). In der Auswertung wurde der Bügeltraganteil jeweils aus der Differenz zwischen den gemittelten Bruchlasten (zu den jeweiligen Bügelformen) und dem Mittelwert der Bruchlasten aus den Referenzversuchen ohne Querkraftbewehrung errechnet.

Aus dem Vergleich der Bruchlasten unterschiedlicher, für ältere Spannbetonbrücken typischer Querkraftbewehrungsgrade (siehe Bild 11, links) wird deutlich, dass die restlichen Traganteile sehr dominant sind. Neben der Mitwirkung der geneigten Spannglieder und sonstiger eher untergeordneter Mechanismen ergibt sich der Hauptanteil für die

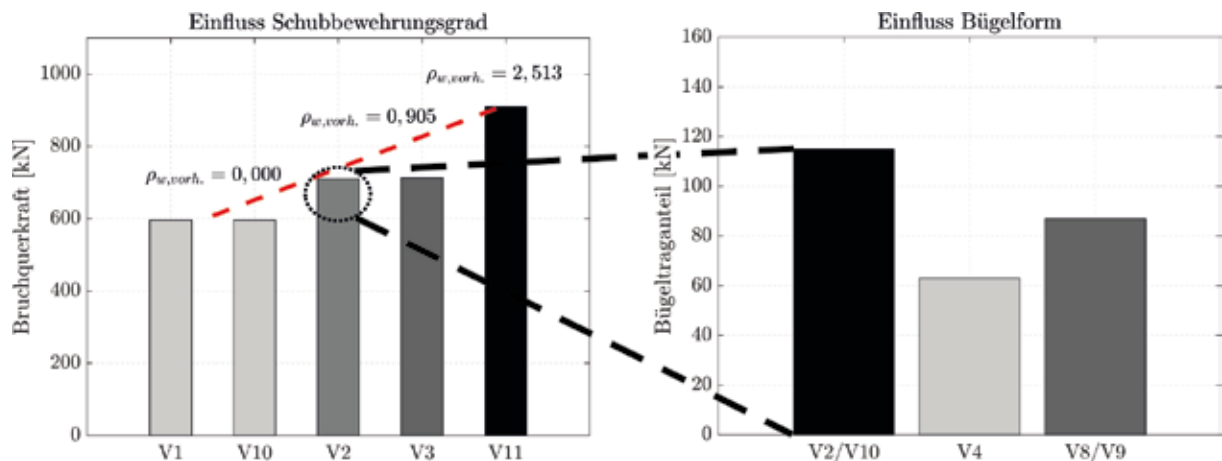


Bild 11: Einfluss des Querkraftbewehrungsgrads auf die Querkrafttragfähigkeit, für konventionelle geschlossene Bügel (linkes Teilbild); Einfluss der Bügelform auf den Traganteil der Bügelbewehrung bei konstantem Querkraftbewehrungsgrad (rechtes Teilbild) Grafik: Nicholas Schramm [16]

Abtragung von Querkräften aus dem Betontraganteil. Ein entsprechender Betontraganteil wird bei der Querkraftbemessung gemäß Fachwerkmodell nach EC 2 [17] aktuell jedoch nicht explizit, sondern lediglich indirekt und in geringerem Maße über einen (für geringe Querkraftbewehrungsgrade fraglichen) Anteil aus Rissreibung berücksichtigt. Dadurch können aktuellere Modellvorstellungen mit expliziter Berücksichtigung eines Betontraganteils die Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken zutreffender beschreiben. Der Betontraganteil wird in diesen Modellen entweder empirisch (vgl. [18]) angesetzt, über das Tragverhalten eines Druckbogens (vgl. [19]) beschrieben oder aber der Druckzone (vgl. z. B. [20]) zugesprochen.

#### 4.4 In-situ-Großversuche (Beispiel Hammelburg)

Ergänzend zu den Laborversuchen und als weiteren Beitrag zur wirklichkeitsnahen Untersuchung und Beurteilung des Querkrafttragverhaltens von Bestandsbrücken konnte

der Lehrstuhl für Massivbau der TUM auf Initiative und mit Förderung des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) im Jahr 2017 umfangreiche In-situ-Versuche an der 1953 erbauten Saalebrücke in der Nähe der fränkischen Stadt Hammelburg durchführen. Im Rahmen dieser Großversuche am Bestandsbauwerk konnten u. a. der Einfluss aus den bereits erwähnten Maßstabeffekten bei kleinformatigen Laborversuchen sowie die Auswirkungen der natürlichen Alterung verwendeter Materialien auf die Querkrafttragfähigkeit überprüft werden. Zudem konnte gezielt und wirklichkeitsnah der bei älteren Bestandsbrücken mit geringem Querkraftbewehrungsgrad meist maßgebende Querkraftwiderstand im Bereich der Innenstützen an einer durchlaufenden Spannbetonbrücke betrachtet werden. Mit Hilfe der in dieser Hinsicht einzigartigen In-situ-Versuche können Laborversuche, wie z. B. die in Abschnitt 4.3 dargestellten Substrukturversuche, validiert und zusätzliche neue Erkenntnisse in Bezug auf das Querkrafttragverhalten und die Duktilität von Bestandsbrücken gewonnen werden.

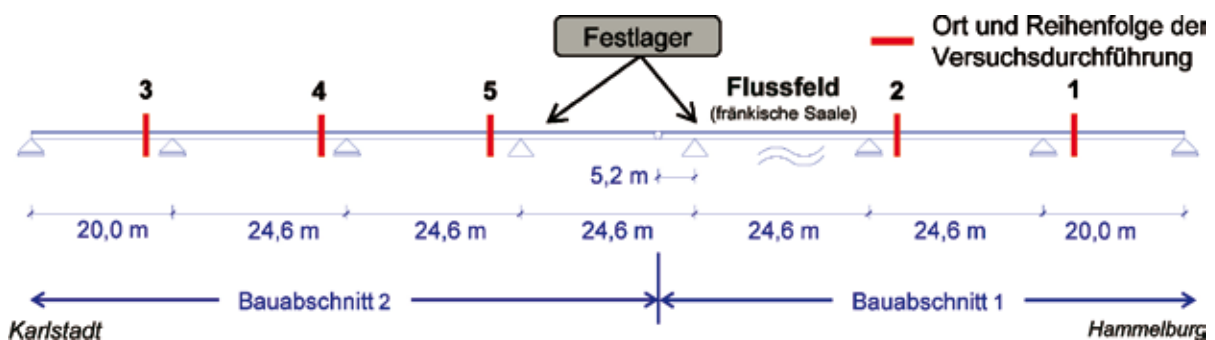


Bild 12 Statisches System der Saalebrücke Hammelburg sowie Ort und Reihenfolge der Versuchsdurchführung (Position der Hauptbelastung) Grafik: Sebastian Gehrlein [21]

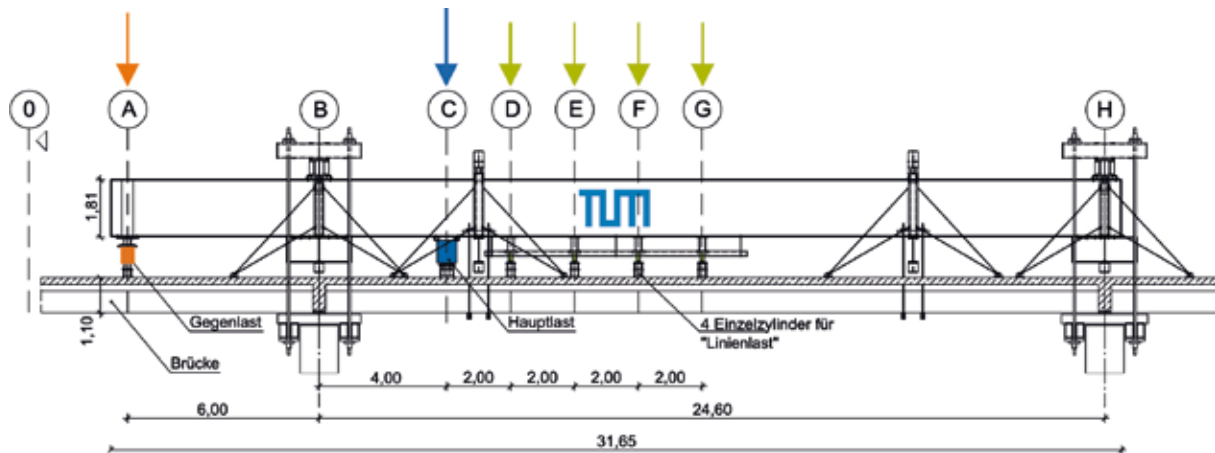


Bild 13 Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus auf dem Brückenüberbau und der Position der einzelnen Belastungszylinder im Prüfzustand sowie der Verankerungs- und Aussteifungskonstruktion  
 Grafik: Sebastian Gehrlein [22]

Zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung war der Verkehr bereits auf den parallel verlaufenden Ersatzneubau verlegt, so dass in fünf der sieben Brückenfelder (vgl. Bild 12) zerstörende Belastungsversuche (bis in den Nachbruchbereich) durchgeführt werden konnten. Darüber hinaus war die bestehende Saalebrücke bei Hammelburg, neben den gleichmäßigen Feldlängen (Randfelder: 20,0 m, Innenfelder: 24,6 m), dem im Grundriss nahezu geraden Überbau und der geringen Höhe über Grund (lichte Höhe zwischen 1,65 m und 2,25 m), vor allem wegen des für die Konstruktionszeit typischen sehr niedrigen Querkraftbewehrungsgrades für die Durchführung der Versuche ideal geeignet. Im relevanten Stützbereich waren als Querkraftbewehrung jeweils glatte, geschlossene Bügel der Betonstahlgruppe IIa mit einem Durchmesser von 8 mm in einem Abstand von 25 cm eingebaut. Das entspricht einem Querkraftbewehrungsgrad von 4,02 cm<sup>2</sup>/m und

damit, bezogen auf die gemessene Betonfestigkeit, etwa 36,5 % der nach Eurocode 2 [17] geforderten Mindestquerkraftbewehrung.

Wie in Bild 13 dargestellt, wurde die Versuchsbelastung über insgesamt sechs hydraulische Zylinder auf den (mittels Trennschnitten) isolierten Mittelsteg des dreistegigen Plattenbalkens aufgebracht und über einen 31,65 m langen stählernen Kastenträger in den jeweiligen Auflagerachsen des Überbaus kurzgeschlossen. Für eine detaillierte Beschreibung der Versuchsdurchführung und der weiteren Parameter der untersuchten Brücke sowie der Hintergründe zur gewählten Versuchskonzeption wird an dieser Stelle auf [21] verwiesen.

Weitere wesentliche Parameter der untersuchten Brückenfelder sowie einzelne Ergebnisse der durchgeführten Großversuche an der Saa-

Tabelle 2 Relevante Querschnittsparameter und Ergebnisse der Querkraftversuche an der Saalebrücke Hammelburg

Versuch und Versuchsort	Stegbreite (Achse C)	Spannweite	Anzahl Spannglieder	zusätzliche Schrägaufbiegen	vertikale Verformung (Achse C)	Versagensform	maximale Querkrafttragfähigkeit $V_{exp,max}$ (Achse C)
	[m]	[m]	[-]	[-]	[mm]	[-]	[kN]
1 Randfeld, BA 1	0,800	20,0	25	ja	37,99	duktil	2.277
2 Innenfeld, BA 1	0,875	24,6	25	ja	45,87	Umlagerung	2.194
3 Randfeld, BA 2	0,800	20,0	28	nein	38,87	duktil	2.012
4 Innenfeld, BA 2	0,875	24,6	24	nein	47,88	spröde	1.968
5 Innenfeld, BA 2	0,875	24,6	24	nein	45,54	spröde	2.082

lebrücke Hammelburg hinsichtlich der maximalen Vertikalverformung, der Versagensart und der Querkrafttragfähigkeit  $V_{\text{exp,max}}$  werden zusammengefasst in Tabelle 2 wiedergegeben. Wie die dargestellten Ergebnisse zeigen, war die Versagensform von den statischen Randbedingungen (Rand- oder Innenfeld, Stützweite) abhängig. Die größeren Stützweiten (24,6 m) in den Innenfeldern führten zu höheren vertikalen Verformungen; in diesen Feldern war auch ein deutlich spröderes Versagen als in den Randfeldern zu beobachten. In den Randfeldern (Stützweite 20,0 m) konnten im Versuch geringere vertikale Verformungen und ein duktileres Querkraftversagen mit ausgeprägtem Verformungsplateau und geringem Lastabfall im Nachbruchbereich festgestellt werden. Versuch 2 kann dabei, aufgrund veränderter Lagerbedingungen und der daraus resultierenden Umlagerungen im Bruchzustand (vgl. hierzu [22]), hinsichtlich der Versagensform nicht zum Vergleich herangezogen werden. Weiterhin hatten die in Bauabschnitt 1 (BA 1) verbauten und im Bereich des auftretenden Schubrisses schräg aufgebogenen Längsbewehrungsstäbe einen signifikanten Einfluss auf die maximale Querkrafttragfähigkeit (höhere Traglasten in BA 1).

Grundsätzlich ist das erzielte Lastniveau, bei einer maximalen Abweichung von etwa 13,6 % (bezogen auf  $V_{\text{exp,max,V1}}$ ) zwischen Versuch 1 und Versuch 4, jedoch für alle fünf weggesteuert gefahrenen Belastungsversuche vergleichbar hoch. Für eine ausführliche Auswertung der Versuchsergebnisse und Messdaten, die Darstellung der Versagensformen (einschließlich Begründung des unterschiedlichen Verhaltens) und die Aufzeichnung der aufgetretenen Risse wird auf [22] verwiesen.

In Bild 14 sind die im Rahmen der fünf durchgeführten In-situ-Versuche ermittelten maximalen Querkrafttragfähigkeiten der jeweils untersuchten Querschnitte den rechnerischen Ergebnissen der bisher hauptsächlich angewandten Verfahren (vgl. [23]) zur Nachrechnung bestehender Spannbetonwerke nach Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie gegenübergestellt. Um einen aussagekräftigen Vergleich zu erhalten, wurden bei der Nachrechnung gemäß den aufgeführten Ansätzen keine Sicherheitsbeiwerte berücksichtigt und die charakteristischen Materialkennwerte, die in begleitenden Materialversuchen im Labor des MPA Bau der TUM ermittelt wurden (vgl. [21]), verwendet. Der Vergleich zeigt deutlich,

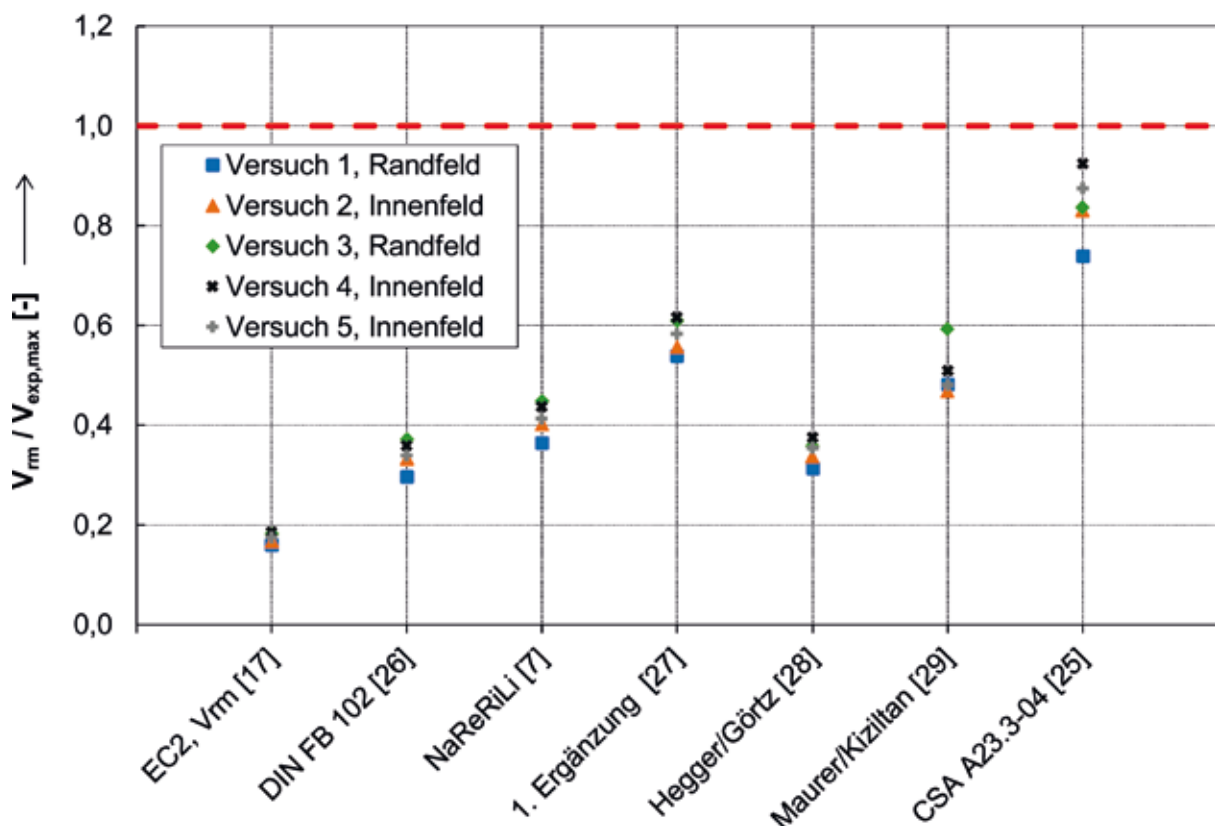


Bild 14 Vergleich der maximalen Versuchslasten  $V_{\text{exp,max}}$  mit den rechnerischen Ergebnissen der bisher hauptsächlich angewandten Verfahren (vgl. [23]) zur Nachrechnung bestehender Brückenbauwerke entsprechend Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie [7]

Grafik: Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München



Bild 15 Vergleich der Rissbilder des ersten Substrukturversuchs (12/2018) zur Abbildung der In-situ-Versuche (oben) und der Rissbilder des Mittelsteiges der Brücke Hammelburg (unten, Versuch 3, Randfeld BA 1, Süd- und Nordansicht)

Foto: Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München

dass vor allem die Bemessung nach Eurocode 2 [17], die vor allem für robuste Neubauten konzipiert ist, die tatsächliche Tragfähigkeit der untersuchten Bestandsbrücke deutlich unterschätzt. Auch die anderen häufig angewandten Verfahren weisen zum Großteil noch deutliche Reserven auf; einzige Ausnahme bildet die auf der *modified compression field theory* [24] basierende Bemessung gemäß der kanadischen Norm [25], die zumindest für die untersuchte Saalebrücke bei Hammelburg eine gute Übereinstimmung mit der tatsächlichen Querkrafttragfähigkeit liefert.

#### 4.5 Erkenntnisse und Empfehlungen

Die experimentellen Untersuchungen zum Einfluss nicht mehr zugelassener Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit zeigen grundsätzlich, dass sowohl offene Bügel mit geraden Stabenden als auch nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichende Steckbügel im Stützbereich merklich zum Abtrag von Querkraften beitragen können. Zudem lassen die Versuche darauf schließen, dass eine Querkraftbewehrung aus zweiteiligen (gestoßenen) Bügeln, bei ausreichender Übergreifungslänge der Stabenden, in gleicher Weise wie eine geschlossene Bügelbewehrung betrachtet werden kann. Selbst bei stark reduzierten Übergreifungslängen leisten die zweiteiligen Bügel einen deutlichen Beitrag zum Querkraftwider-

stand. Anhand der Versuche konnte zudem gezeigt werden, dass dem Betontraganteil für gering querkräftbewehrte Spannbetontträger der dominierende Lastabtrag zuzusprechen ist (vgl. [30], [31]). Ein Vergleich der Längsbewehrungsgehalte aus Laborversuchen und bei Bestandsbauwerken wirft zudem die Frage auf, ob bei Bestandsbrücken ein Biegeversagen im Vergleich zum Querkraftversagen in der Regel nicht ohnehin maßgebend ist. Um in den Laborversuchen sicher ein Querkraftversagen zu erhalten, sind im Vergleich zu typischen Bestandsbrücken zumeist weit höhere Längsbewehrungsgrade erforderlich.

Die im Bereich der Innenstützen der 1953 erbauten Spannbetonbrücke Hammelburg durchgeführten Großversuche zeigen zum einen, dass die experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeiten der untersuchten Brückenquerschnitte zum Teil deutlich über den rechnerisch ermittelten Werten der aktuellen Bemessungsmodelle liegen. Zum anderen trat speziell bei den Versuchen in den Innenfeldern der untersuchten Brücke ein sprödes Querkraftversagen des Mittelsteiges ohne Vorankündigung auf, während in den Randfeldern jeweils ein duktileres Versagen festgestellt wurde. Um ein unangekündigtes sprödes Versagen von bestehenden Brücken mit der notwendigen Sicherheit auszuschließen und die Einflussfaktoren auf die erzielbare Duktilität zutreffend bewerten zu können, muss das Querkrafttragverhalten

insbesondere von gering querkraftbewehrten Bestandsbrücken noch genauer beurteilt werden. Ein Baustein hierzu kann durch die derzeit an der TUM durchgeführten Substrukturversuche geliefert werden, in denen die an der Saalebrücke Hammelburg untersuchten plattenbalkenförmigen Querschnitte unter Laborbedingungen nachgebildet werden. Erste Ergebnisse dieser in den Monaten Dezember 2018 und Januar 2019 durchgeführten Versuche zeigen, dass diese zur Klärung weiterführender Fragestellungen grundsätzlich sehr gut geeignet sind (Bild 15). Bei Vergleich mit den vorangegangenen experimentellen Untersuchungen an Trägern mit rechteckigem Querschnitt zeigt sich beispielsweise eine deutliche Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit von der Querschnittsform. So ergaben sich für die Versuche mit Plattenbalkenquerschnitt weitaus höhere bezogene Bruchlasten, was vermutlich auf eine Vergrößerung des Traganteils der Druckzone durch die Gurte zurückzuführen ist. Zudem lassen die Versuchsergebnisse vermuten, dass dem Spannkraftzuwachs unter bestimmten Randbedingungen ein wesentlicher Querkrafttraganteil zuzusprechen ist.

Eine weitere Erkenntnis aus den In-situ-Versuchen zur Saalebrücke Hammelburg ist, dass die am realen Bauwerk auftretenden, systembedingten Einflussfaktoren wie die Rotation, die auftretenden Verformungen und die tatsächliche Momentenbeanspruchung des betrachteten Längsträgers, aber auch z. B. die Lastgeschichte des konkreten Bauwerks einen deutlichen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit aufweisen. Da diese Effekte bei bisherigen Bauteilversuchen unter Laborbedingungen jedoch nur teilweise abgebildet werden konnten, sind weiterführende Untersuchungen (auch z. B. mit FE-Simulationen) zur Quantifizierung der system- bzw. bauwerksspezifischen Einflussfaktoren auf die Querkrafttragfähigkeit notwendig.

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

Jede statische Berechnung von Ingenieurbauwerken und der Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit, für den Neubau ebenso wie zur Beurteilung der bestehenden Bausubstanz, beruhen auf einer Reihe von Vereinfachungen und Modellvorstellungen. Da die entsprechenden Grundlagen der Regelwerke darauf abzielen, möglichst allgemeingültig und damit für eine Vielzahl von Bauwerken anwendbar zu sein, stellt die zugehörige Nachweisführung immer eine Einhüllende dar, die

sich aus der ungünstigsten Anwendungskonstellation bestimmt, für alle anderen Fälle werden auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse geliefert. Zudem sind in den im Allgemeinen für den Neubau formulierten Nachweisformaten meist zusätzliche Reserven für zukünftige Entwicklungen bereits mit integriert. Während ein solches Vorgehen bei der Planung neuer Bauwerke meist nur mit unwesentlichen Mehrkosten verbunden ist, ergeben sich dadurch bei der Beurteilung des Bauwerksbestands häufig größere rechnerische Defizite, die entweder zu Nutzungsbeschränkungen führen oder entsprechende bauliche Maßnahmen (Verstärkung oder sogar Ersatzneubau) nach sich ziehen. Mit Blick auf die damit verbundenen Kosten – und auch die entstehenden Behinderungen bei baulichen Eingriffen in die bestehende Bausubstanz – kommt daher bei der Beurteilung des Bauwerksbestands möglichst wirklichkeitsnahen Modellen eine ganz entscheidende Bedeutung zu.

Wie im vorliegenden Beitrag dargestellt, bietet sich hierzu sowohl auf der Widerstands- als auch auf der Einwirkungsseite entsprechendes Potential für verbesserte Modelle und damit zur Reduktion von rechnerischen „theoretischen“ Defiziten, zur Verlängerung der Nutzungs-/Lebensdauer der Bauwerke und eine Beschränkung von erforderlichen Ertüchtigungen und baulichen Maßnahmen im Bestand auf das tatsächlich erforderliche Maß.

## 6 Literatur

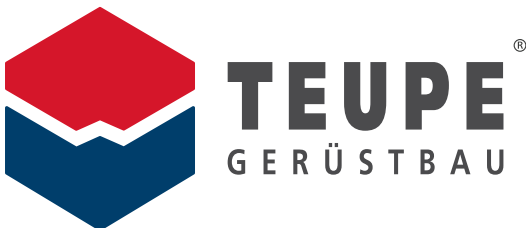
- [1] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Zahlen, Daten, Fakten zu Brücken. [www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Artikel/StB/bruecken-zahlen-daten-fakten.html](http://www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Artikel/StB/bruecken-zahlen-daten-fakten.html) [Zugriff am 18.01.2019]
- [2] DIN 1072:1985-12: Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen.
- [3] Naumann, J.: Brücken und Schwerverkehr – eine Bestandsaufnahme. *Bauingenieur* 85 (2010) 1, S. 1–9
- [4] Fischer, O.; Müller, A.; Lechner, T.; Wild, M.; Kessner, K.: Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland. *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (2014) 2, S. 107–127
- [5] Marzahn, G.; Maurer, R.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.; Kolodziejczyk, A.; Teworte, F.: Kapitel IV: Die Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken aus Beton. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): *Beton Kalender 2013*, Band 102, Berlin: Ernst & Sohn, 2013, S. 272–344

- [6] DIN EN 1991-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010.
- [7] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Berlin, 05/2011.
- [8] Nowak, M.; Fischer, O.: Objektspezifische Verkehrslastansätze für Straßenbrücken – ein wichtiger Baustein für erweiterte Beurteilungskonzepte in der Brückennachrechnung. *Beton- und Stahlbetonbau* 112 (2017) 12, S. 804–814
- [9] Merzenich, G.; Sedlacek, G.: Hintergrundbericht zum Eurocode 1 – Teil 3.2: „Verkehrslasten auf Straßenbrücken“. Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau (Hrsg.): *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 711, 1995
- [10] Freundt, U.; Böning, S.: Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes – Teil 1: DIN-FB 101: „Einwirkungen auf Brücken“. In: Bundesanstalt für Straßenwesen (Hrsg.): *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen*, Heft B 77, 2011
- [11] Nowak, M.; Fischer, O.: Potentiale objektspezifischer Verkehrslastansätze für die Nachrechnung bestehender Straßenbrücken. In: Krieger, J.; Isecke, B. (Hrsg.): *Proc. zum Brückenkolloquium Beurteilung, Ertüchtigung und Instandsetzung von Brücken: 3. Kolloquium, 19.–20.6.2018 / TAE, Ostfildern: Technische Akademie Esslingen*, 2018, S. 541–546
- [12] Müller, A.: Nachrechnung der Gänstorbrücke Ulm – Zusatzbetrachtungen zur Robustheit. In: Fischer, O. (Hrsg.): *Münchener Massivbau Seminar 2017*, München: Förderverein Massivbau der TU München e.V., 2017, S. 23–29
- [13] Reineck, K.-H.; Kuchma, D. A.; Fitik, B.: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonbauteile mit und ohne Bügel. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Schriftenreihe des DAfStb*, Heft 597, Berlin: Beuth, 2012
- [14] Reineck, K.-H.; Dunkelberg, D. (Hrsg.): *ACI-DAfStb databases 2015 with shear tests for evaluating relationships for the shear design of structural concrete members without and with stirrups*. In: *Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb)*, Heft Nr. 617, Berlin: Beuth, 2017
- [15] Hegger, J.; Maurer, R.; Fischer, O.; Zilch, K.; Herbrand, M.; Adam, V.; Gleich, P.; Stupak, E.; Schramm, N.; Scheufler, W.; Tecusan, R.: *Beurteilung der Querkraft und der Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze*. Schlussbericht, BAST-Verbundforschungsprojekt FE 15.0591/2012/FRB, 2019 (im Druck)
- [16] Schramm, N.; Fischer, O.; Scheufler, W.: Experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Durchlaufträger-Teilsystemen zum Einfluss nicht mehr zugelassener Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit. *Bauingenieur* 94 (2019) 1, S. 9–20
- [17] 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.
- [18] Herbrand M.; Kueres D.; Claßen M.; Hegger, J.: Einheitliches Querkraftmodell zur Bemessung von Stahl- und Spannbetonbrücken im Bestand. *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (2016) 2, S. 58–67
- [19] Gleich, P.; Kattenstedt, S.; Maurer, R.: Erweitertes Druckbogenmodell für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken. *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (2016) 5, S. 268–277
- [20] Huber, P.; Kromoser, B.; Huber, T., Kollegger, J.: Berechnungsansatz zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bestehender Spannbetonbrückenträger mit geringem Querkraftbewehrungsgrad. *Bauingenieur* 91 (2016) 6, S. 227–237
- [21] Gehrlein, S.; Landler, J.; Oberndorfer, T.; Fischer, O.: Großversuche zur Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken an der Saalebrücke Hammelburg; Teil 1: Konzeption, Beurteilung des Bestands und Durchführung der Versuche. *Beton- und Stahlbetonbau* 113 (2018) 9, S. 667–675
- [22] Gehrlein, S.; Fischer, O.: Großversuche zur Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken an der Saalebrücke Hammelburg; Teil 2: Messprogramm, Versuchsergebnisse, Vergleich mit verschiedenen Berechnungsansätzen. *Beton- und Stahlbetonbau* 113 (2018) 10, S. 696–704
- [23] Marzahn, G.; Hegger, J.; Maurer, R.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.; Kolodziejczyk, A.; Teworte, F.: Kapitel XIII: Die Nachrechnung von Betonbrücken – Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie. In: *Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton Kalender 2015*, Bd. 104, Berlin: Ernst & Sohn, 2015, S. S. 820–904



- [24] Collins, M.; Vecchio, F.: The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI Journal* 83 (1986) 2, S. 219–231
- [25] CSA Standard A23.3-04: Design of Concrete Structures. Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association, December 2004
- [26] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken. Berlin: Beuth, Ausgabe 03/2003
- [27] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, Hrsg.): 1. Ergänzung zur Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Berlin, Ausgabe 04/2015
- [28] Hegger, J.; Görtz, S.: Querkraftmodell für Bauteile aus Normalbeton und Hochleistungsbeton. *Beton- und Stahlbetonbau* 101 (2006) 9, S. 695–705
- [29] Maurer, R.; Kiziltan, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Querkraftwiderstand von Spannbetonbalken. *Bauingenieur* 88 (2013) 4, S. 165–176
- [30] Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Diss., Universität Leipzig, 2000
- [31] Huber, P.; Kromoser, B.; Huber, T.; Kollegger, J.: Berechnungsansatz zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bestehender Spannbetonbrückenträger mit geringem Querkraftbewehrungsgrad. *Bauingenieur* 91 (2016) 6, S. 227–237

Ihr Partner für Gerüstbau und Hebetchnik



- Arbeits- und Schutzgerüste
- Traggerüste
- Behelfsbrücken
- Stahl-Träger bis HE 1000 B
- Heben/Senken/Verschieben von Bauwerken
- Raum-/Deckengerüste
- Hallen/Zelte/Notüberdachungen
- Gebäudeeinhausungen
- Sonderkonstruktionen
- Treppentürme
- Aluminium-Fahrgerüste
- Baustelleneinrichtungen
- Industrieklettertechnik
- Bauaufzüge
- Personen-Lastaufzüge
- Transportbühnen
- Zahnstangen-Kletterbühnen
- Hubarbeitsbühnen
- Elektrisch betriebene Hängegerüste
- Fassadenbefahranlagen
- Befahranlagen für jede Aufgabenstellung
- Brückenbesichtigungswagen
- Permanentanlagen
- Objektbezogene Sonderanlagen
- Stahlbau bis EXC3
- Maschinenbau

**Teupe & Söhne Gerüstbau GmbH**

David-Roentgen-Straße 22-24 | 48703 Stadtlohn  
Fon: +49 25 63 / 93 03 - 0 | info@geruestbau.com

Lösungen mit Qualität.

Wir sind für Sie da. 24 h täglich – 365 Tage im Jahr



**geruestbau.com**



# Was tun, wenn Annahmen und Realität nicht zusammenpassen?

Dr.-Ing. Hans-Gerd Lindlar<sup>1</sup>, Dr.-Ing. Stefan Franz<sup>2</sup>, Dipl.-Ing. Lars Dietz<sup>1</sup>, Dr.-Ing. Bastian Jung<sup>1</sup>, M. Eng. Tarik Tiyma<sup>1</sup>

## 1 Einleitung

Das nordhessische Nettratal wird im Zuge der A 44 mit einem Brückenbauwerk überspannt. Zwischen den Anschlussstellen Waldkappel und Ringgau wird hierzu eine 8-feldrige Brücke als zweistegiger Plattenbalken in Spannbetonbauweise errichtet. Diese Brücke überquert die Netra, einen Wirtschaftsweg und die vorhandene Bundesstraße 7. Alle drei wurden in der Lage der geplanten Stützenstellung angepasst.

Talbrücken dieser Art haben sich mit dem gewählten Tragwerk und der Bauweise im deutschen Autobahnnetz vielfach bewährt, ohne dass besondere Probleme aufgetreten sind. Die Besonderheit bei der Nettratalbrücke ist, dass in Abweichung aller ursprünglichen Berechnungen und Prognosen unerwartet große Setzungen bereits in der Bauphase aufgetreten sind. Die folgenden Betrachtungen beschreiben das Problem und die ergriffenen Maßnahmen zum Umgang mit den unerwartet großen Setzungen. Auf die speziellen Anforderungen an die Tragwerksplanung und auf die Konse-

quenzen für den Bauablauf wird eingegangen. Nicht zuletzt wird das Miteinander aller Projektbeteiligten bei der Lösung dieser besonderen Aufgabe erläutert.

## 2 Informationen zum Brückenbauwerk

Die Nettratalbrücke ist ein 8-Feld-Bauwerk mit zwei getrennten Überbauten, Einzelstützweiten von 25 bis 35 m und einer Gesamtlänge von 264 m. Die schwimmend gelagerten Überbauten für beide Richtungsfahrbahnen sind als 2-stegige vorgespannte Plattenbalken mit einer konstanten Steghöhe von 1,60 m, einer Spreizung der Stege von 7,70 m und einer Schlankheit von 16 bis 22 zu realisieren, s. Bilder 1 und 2. Für alle Widerlager und Pfeilerachsen sind Flachgründungen vorgesehen.

Der Überbau wird in 4 Bauabschnitten auf einem bodengestützten Traggerüst hergestellt (Bild 3). Im Bereich der B 7, unterhalb der Nettratalbrücke, musste planerisch ein überhöht

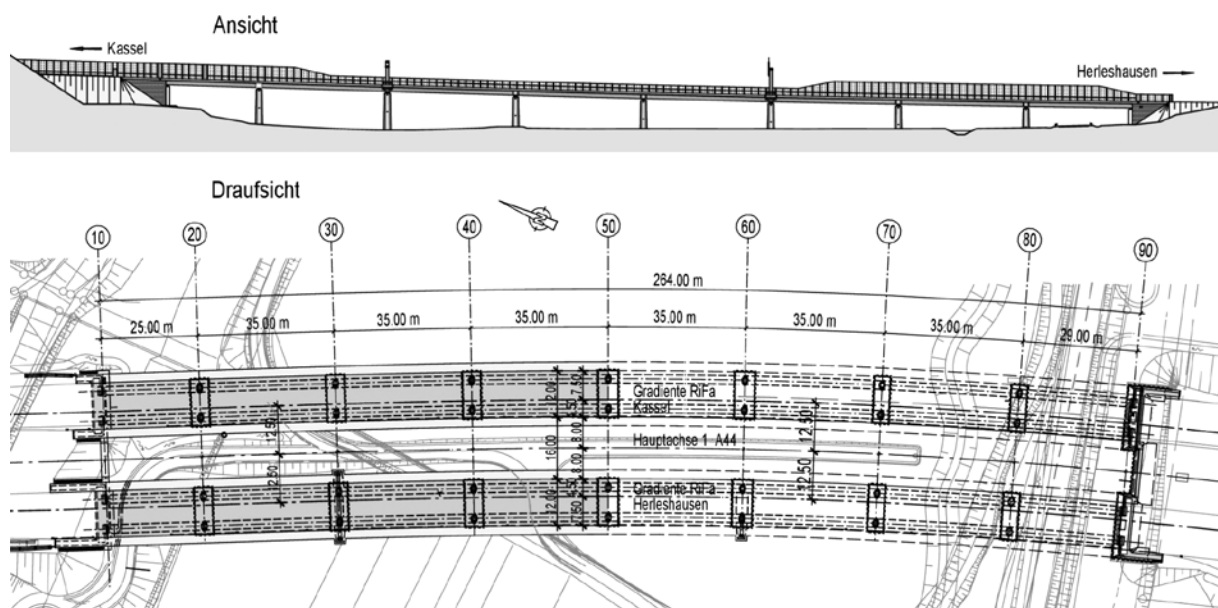


Bild 1 Ansicht und Draufsicht der Nettratalbrücke

Grafik: © KREBS+KIEFER

<sup>1</sup> KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH

<sup>2</sup> DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH

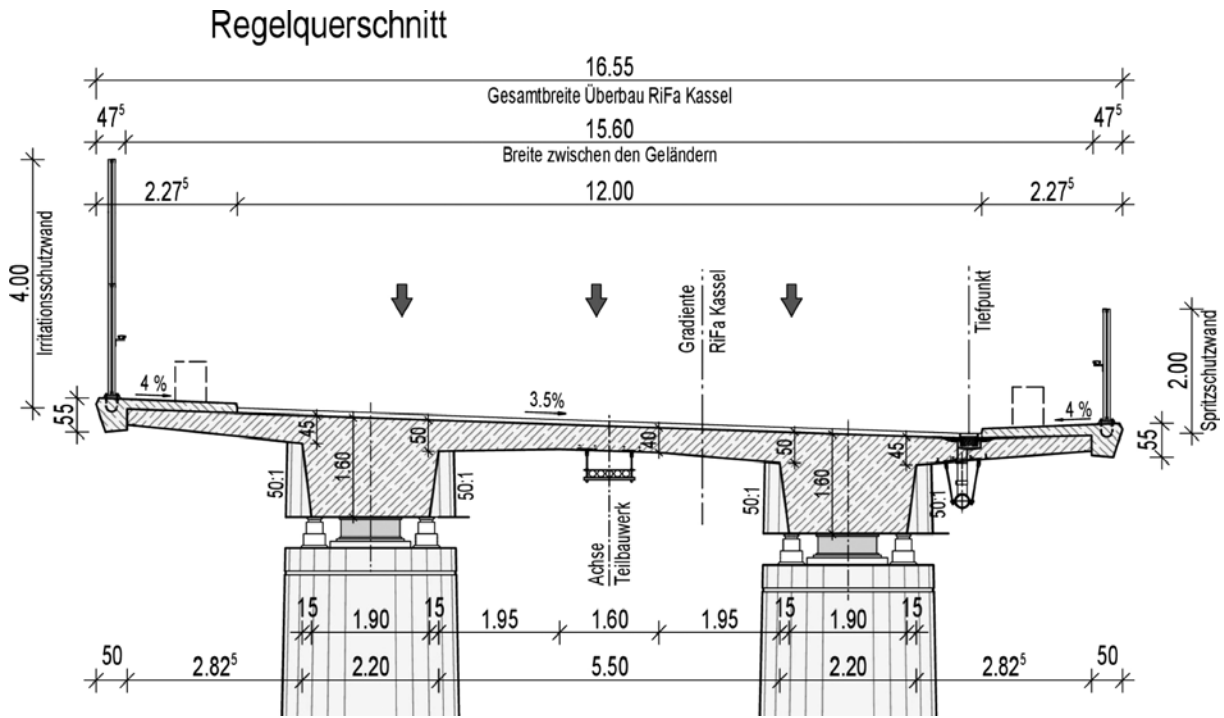


Bild 2 Regelquerschnitt der Netratalbrücke

Grafik: © KREBS+KIEFER

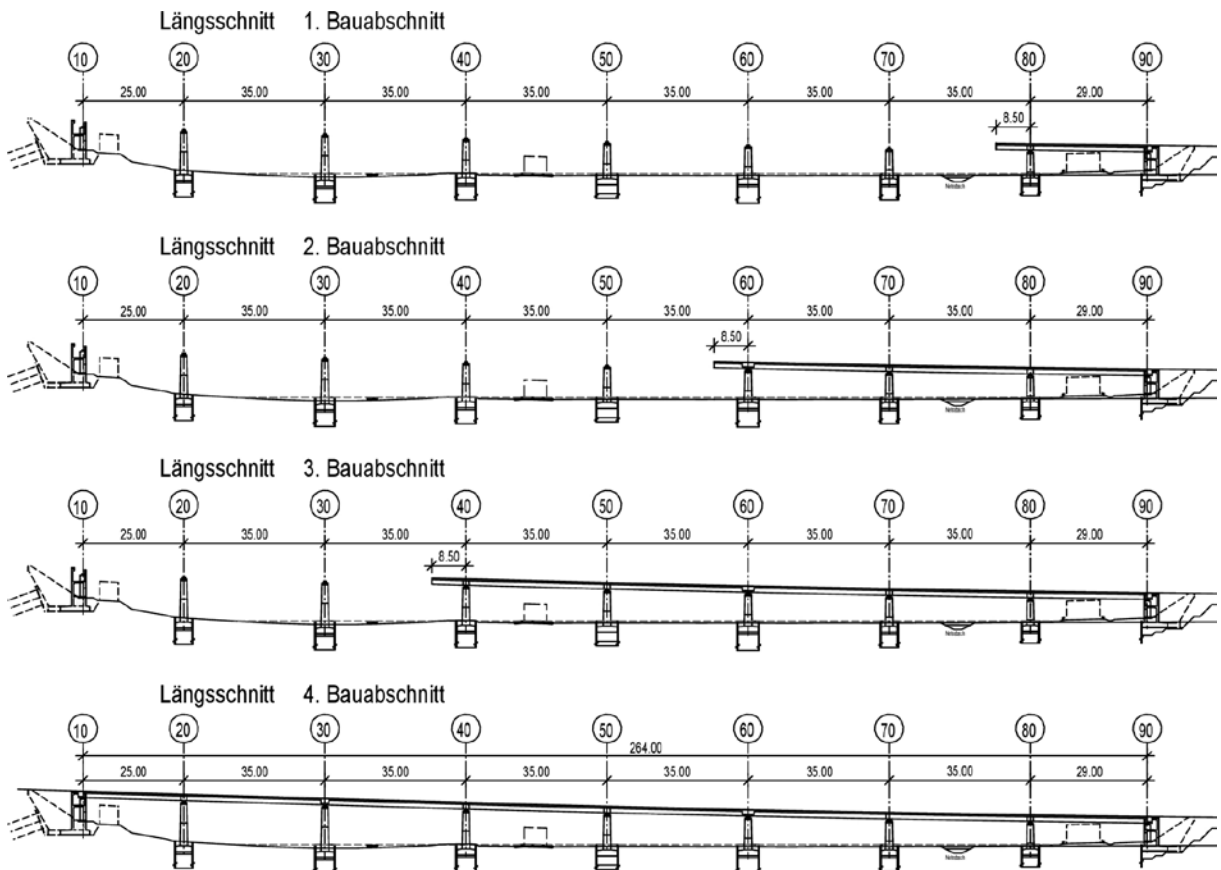


Bild 3 Einzelne Bauabschnitte der Netratalbrücke

Grafik: © KREBS+KIEFER

hergestellter 1. Bauabschnitt über die vorhandene Straße beachtet werden, da das konstruierte Lichtraumprofil für die Tragerrückstruktur nicht ausreichend war.

Sämtliche Pfeiler- und Widerlager sollten gemäß den Vorgaben der Entwurfsplanung flach gegründet werden. Die Absetzhorizonte der tragfähigen Baugrundsichten - Flusskies/

Schwemmsand und eine Verwitterungszone des mittleren/unteren Buntsandsteins – werden teilweise über Bodenaustausch erreicht. Die zu berücksichtigenden Setzungsdifferenzen zwischen den Achsen wurden gemäß der Ausschreibung mit 10 mm im Gebrauchszustand und 15 mm im Tragfähigkeitszustand definiert.

### 3 Planungs- und Projektablauf

Ausgangspunkt für die Erstellung der Ausführungsunterlagen waren die durch den Bauherrn zur Verfügung gestellten Entwurfsunterlagen zur Netratallbrücke. Auf der Grundlage des bestätigten Entwurfs wurde das Bauwerk im Jahr 2016 von der DEGES ausgeschrieben. Den Bauauftrag erhielt das mittelständische Bauunternehmen HTI Greußen. Als Nachunternehmer von HTI wurde KREBS+KIEFFER mit der Ausführungsplanung beauftragt.

Ende 2016/Anfang 2017 wurden die ersten statischen Berechnungen und Konstruktionszeichnungen erstellt. Dabei wurden zunächst die Berechnungsgrundlagen, das Überbaulängensystem, die Vorspannung sowie die Schnitt-, Auflager- und Weggrößen analysiert. Anschließend Gebrauchstauglichkeitsnachweise zeigten u. a. die Einhaltung der Dekompression als maßgebenden Nachweis zur Festlegung des Vorspanngrades auf. Nachdem die Lagertabellen mit den maßgebenden Lagerkennwerten aufgestellt waren, wurden die statischen Berechnungen zu den Unterbauten durchgeführt, so dass im ersten Halbjahr 2018 die vollständige statische Berechnung und sämtliche Ausführungspläne in den Prüflauf gestellt werden konnten.

Im April 2018 wurden nach Fertigstellung des 1. Bauabschnitts erste Setzungen an den Pfeilerachsen an den Fundamenten gemessen. Hierbei kam es in Ab-

weichung zur Entwurfsplanung, der vom Prüfingenieur geprüften Ausführungsplanung, den Setzungsprognosen etc. zu erheblichen Differenzen zwischen Annahmen/Prognosen und den gemessenen Werten. Nach Fertigstellung des 1. Bauabschnitts traten an der Pfeilerachse 80 Setzungen von 30 mm auf, welche mit einer bisherigen Setzungsberechnung mit nur 9 mm prognostiziert worden waren. Die Pfeilerachse 80 liegt im Bereich des alten Flussbettes der Netra, die im Vorfeld verlegt worden war. Alle Projektbeteiligten gingen daher von einem steifigkeitsreduzierten Einfluss der Verlegungsmaßnahme aus. Diese Setzungsdifferenz konnte für den Überbau aufgrund der Pressenlagerung des überhöht hergestellten und statisch bestimmt gelagerten 1. Bauabschnitts unproblematisch im Zuge des Absenkvorgangs ausgeglichen werden. Es gab keine Bedenken, die Bauarbeiten planmäßig fortzusetzen.

Nach Fertigstellung des 2. Bauabschnitts (Bild 4) und dem Ablassen des Traggerüsts wurden die Konstruktionslasten des westlichen Überbaus auf die Pfeilerachsen 60 bis 80 und die Widerlagerachse 90 abgesetzt. Anschließend durchgeführte Setzungsmessungen (Bild 5) ergaben erneut deutlich höhere Setzungswerte



Bild 4 Netratallbrücke im Bauzustand, Zeitpunkt Bewehren des 2. Bauabschnitts, Überbau West Foto: © HTI Greußen

Achsen	10	20	30	40	50	60	70	80	90
Setzungen/ Prognosewerte	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Setzungen nach Betonieren Unterbauten	-5	-4	-6	-4	-5	-5	-4	-5	-5
Betonage Überbau 1.BA								-28	-2
Ausgleich der Setzungen								0 (+33)	0 (+7)
Setzungen nach Betonage 2.BA						-36	-57	-9	-2
Wirksame Setzungen auf Überbau 2.BA						-31	-53	-9	-2
<b>Überarbeitete Prognosewerte Baugrundgutachter</b>	<b>-5</b>	<b>-51</b>	<b>-40</b>	<b>-39</b>	<b>-21</b>	<b>-36</b>	<b>-52</b>	<b>-39</b>	<b>-7</b>
<b>Ursprüngliche Prognosewerte Baugrundgutachter</b>	<b>-10</b>	<b>-10</b>	<b>-10</b>	<b>-10</b>	<b>-10</b>	<b>-10</b>	<b>-10</b>	<b>-10</b>	<b>-10</b>

Bild 5 Gemessene und prognostizierte Setzungen

Grafik: © KREBS+KIEFFER

te im Vergleich zu den Berechnungen. In der Achse 80 erhöhte sich die Setzung auf 42 mm, die Achse 70 erreichte ein Setzungsmaß von 57 mm und die Achse 60 (noch nicht voll belastet) ein Maß von 36 mm.

Diese enormen Setzungswerte waren im Projektablauf ein einschneidendes Ereignis, das nicht vorhersehbar war und alle Beteiligten im weiteren Vorgehen herausforderte und vor nicht alltägliche Fragen stellte.

#### 4 Baugrund und unerwartete Setzungen

Das Brückenbauwerk führt die A 44 über die Niederung des Netratal. Gemäß [1] wird der tiefere Untergrund aus den Schichten des mittleren und unteren Buntsandsteins gebildet. Das Netratal und damit auch der Baubereich der Netratalbrücke ist von tektonischen Störungen durchzogen. Infolge der ehemaligen tektonischen Bewegungen sind diese Schichten in ihrer Lagerung gestört, fallen unterschiedlich steil ein und sind überwiegend tiefgründig verwittert. In den direkten Störungsbereichen muss mit einer tiefgründigen Zersatzzone gerechnet werden.

In der Talniederung der Netra stehen oberhalb der Buntsandsteinschichten die fluviatilen Ablagerungen der Netra in Form von Kiesen und Sanden an, die zur Geländeoberfläche hin von Schwemm- und Auelehm bedeckt werden.

Mächtigkeit und Zusammensetzung dieser Ablagerungen schwanken über den Verlauf der Brückentrasse. Lokal sind die kiesigen Ablagerungen nur gering mächtig und es treten organisch geprägte Schichten auf.

Sämtliche Unterbauten wurden flach gegründet und nach Herstellung vermessungstechnisch überwacht. Die unerwartet großen Setzungen wurden daher schnell erkannt. Somit war es möglich, diese Situation mit allen Projektbeteiligten zeitnah zu analysieren und Lösungsmöglichkeiten zu entwickeln. In Bild 6 sind die untersuchten Lösungsvarianten tabellarisch zusammengestellt: Sie werden im Folgenden näher erläutert.

Der Baugrund erwies sich in der Realität als deutlich weicher, als vorher angenommen werden konnte. Daher wurde im ersten Schritt die Möglichkeit einer Baugrundinjektion untersucht. Durch eine Verfestigung oder Verdichtung des Bodens sollte die Steifigkeit des Baugrundes bei Belastung deutlich erhöht werden. Aufgrund der schweren Zugänglichkeit der bereits hergestellten Pfeilerfundamente, der nicht vollflächigen Injektionsmöglichkeit unterhalb der Fundamente, der komplexen Einflussparameter und des schwer kontrollierbaren Verfestigungs-/Verdichtungserfolges wurde diese Variante aus technischen Gründen nicht weiterverfolgt.

Weiterhin wurde die Möglichkeit der Vorwegnahme der Setzungen über Reaktionspfähle

Varianten	Vorteile	Nachteile
<b>V1:</b> Nachträgliches Einbringen von Injektionen (Baugrundverbesserung)	- Anpassung an Örtlichkeiten möglich - kostengünstig - sofort und zeitgleich ausführbar	- schwere Zugänglichkeit durch Spundwandkästen - komplexe Einflussparameter - Erfolg nicht sicher - schwer kontrollierbarer Verfestigungs-/Verdichtungserfolg
<b>V2:</b> Einleitung der Vorbelastung mittels Pressen und Reaktionspfählen ø 90 (Großbohrpfähle)	- steuerbarer Lasteintrag - optimale Anpassung an Örtlichkeiten	- aufwändige Baustelleneinrichtung - aufwändige Trägerrostkonstruktion aus Stahl - unwirtschaftlich
<b>V3:</b> Einleitung der Vorbelastung mittels Pressen und Reaktionspfählen ø 25 (Verpresspfähle)	- steuerbarer Lasteintrag - optimale Anpassung an Örtlichkeiten - überschaubare Baustelleneinrichtung	- aufwändige Trägerrostkonstruktion aus Stahl - geringe aufnehmbare Kraft je Pfahl → hohe Anzahl von Pfählen
<b>V4:</b> Nachträgliche Tiefgründung (überspannende Pfahlkopfplatte mit seitl. Bohrpfählen)	- sicheres System durch Anpassung an Örtlichkeiten	- Rückhängung durch Klebesystem (fehlende Erfahrungen) - Max. Dauerhaftigkeit Klebesystem von max. 50 Jahren - unverhältnismäßiger wirtschaftlicher Aufwand
<b>V5:</b> Vorbelastung durch Betonsteine	- geringe Baustelleneinrichtung - Einfache Verlegung + Wiederverwendung - Wiederverwendung Trägerrost und Betonsteine nach Nutzung möglich	- relativ lange Herstellungsdauer - aufwendiger Antransport
<b>V6:</b> Rückbau	- neues Bauwerk mit angepasstem Gründungssystem	- unverhältnismäßiger wirtschaftlicher Aufwand - hoher Terminverzug - schlechteste Energiebilanz / Ressourcenverschwendung - kein ingenieurmäßiger Lösungsansatz

Bild 6 Varianten zur Lösung der Setzungsproblematik

Grafik: © KREBS+KIEFER

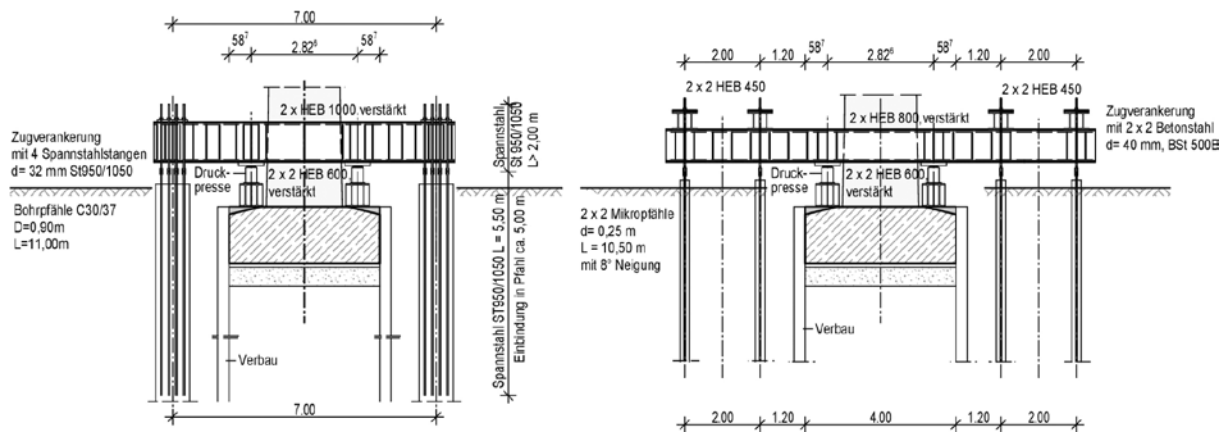


Bild 7 Variante Einleitung der Vorbelastung mittels Pressen und Reaktionspfählen

Grafik: © KREBS+KIEFER

und Pressen untersucht. Dabei wurden sowohl Großbohrpfähle als auch Verpresspfähle betrachtet (Bild 7). Die notwendige Anzahl von Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von 90 cm wurde mit 6 für jedes Pfeilerfundament bei einer Länge von 11 m bestimmt. Bei der Verwendung von schräg hergestellten Mikropfählen  $\varnothing$  25 cm erhöht sich die Anzahl auf 32 mit einer Länge von 10,50 m. Wegen des geänderten Lasteintrages in die Fundamente wurden die Auswirkungen auf die innere Standsicherheit der Fundamente zusätzlich untersucht und konnten nachgewiesen werden. Mit diesem Lösungsansatz ging einher, dass für den für die Beschaffenheit des Baugrunds verantwortlichen Bauherrn erhebliche Risiken bezüglich der Rechenannahme der auf Zug beanspruchten zusätzlichen Gründungselemente bestanden. Die Überschneidung der Lasteinleitungsbereiche der setzungserzeugenden Druckspannungen der Flachgründung und der Verankerung im benachbarten Baugrund führten zu Zweifeln am Erfolg. Auch aufgrund der aufwendigen Baustelleneinrichtung für die Herstellung derartiger Tiefgründungen und den aufwendigen Stahlkonstruktionen zur Lasteinleitung wurde diese Variante aus wirtschaftlichen Gründen nicht weiterverfolgt.

Als weitere Variante wurde eine nachträgliche Pfahlgründung mit einer die Fundamentoberkanten überspannenden Pfahlkopfplatte und seitlichen Großbohrpfählen weiterhin untersucht. Der Verbund (Rückhängung) zwischen dem Bestandsfundament und der neuen Pfahlkopfplatte sollte über ein Klebesystem hergestellt werden. Ein entscheidendes technisches Ausschlusskriterium hierfür war, dass die eingesetzten Klebesysteme eine Dauerhaftigkeit von max. 50 Jahren und damit nur halb so viel wie die geforderten 100 Jahre besitzen.

Neben den oben genannten Varianten wurde als Alternative eine Vorbelastung der Fundamente über Betonbausteine untersucht. Hierfür muss eine Stahl-Trägerrost-Plattform auf den Fundamenten hergestellt werden, auf der anschließend Betonbausteine im Verband als Turm angeordnet werden. Aufgrund der flexiblen Auslegung, der variablen Verlegung und der Wiederverwendbarkeit für jede Pfeilerachse wurde diese Lösung aus technischen und wirtschaftlichen Gründen als Vorzugsvariante festgelegt und seitens der DEGEG als Planungsgrundlage angeordnet.

Von der DEGEG und den Baugrundgutachtern wurden die setzungswirksamen Lasten auf Basis der Sohlbeanspruchungen unter der Leitgröße der Vertikallast festgelegt und als Grundlage für die weitere Planung definiert. Im Ergebnis musste eine Gesamtlast von 13,5 MN über die Systemlösung aus Betonbausteinen und Stahlplattform in jedes Pfeilerfundament eingeleitet werden, damit die Setzungen aus den künftigen Beanspruchungen vorweggenommen werden können (Vorwegnahme der Normalkonsolidation NC). Die bisherigen Messungen am Bauwerk haben gezeigt, dass die Setzungen nach spätestens ca. 3–4 Wochen abklingen (Sofortsetzung als Initialisierungssetzung und Primärsetzung als Konsolidierungssetzung – Sekundärsetzungen als Kriechsetzungen treten dagegen nicht auf). Wird dieser Zustand erreicht, werden die Türme und Stahlplattformen abgebaut und auf die anderen Pfeilerachsen umgesetzt. Die Systemblöcke werden für 2 Pfeilerachsen hergestellt, was zu einer Gesamtanzahl von 1.204 Steinen und einer Gesamthöhe von 10,40 m je Belastungsturm führt (Bild 8).

Aufgrund dieser Vorbelastung des Baugrundes wird es bei der Wiederbelastung durch



Bild 8 Vorbelastung Pfeilerfundamente mittels Systemblöcken aus Beton (links) und ohne Systemblöcke (rechts) Fotos: © HTI Greußen

den später herzustellenden Überbau und alle ggf. möglichen Endzustände zu keiner weiteren setzungswirksamen Belastung kommen. Es werden keine größeren Spannungszustände im Boden hervorgerufen als die aus den bereits eingetragenen Beanspruchungen aus der Vorbelastung. Der Boden wird bei Wiederbelastung unterhalb seines bisherigen Spannungsniveaus beansprucht (Überkonsolidation). Nach der Vorbelastung ist mit ver-

nachlässigbaren Wiederbelastungssetzungen zu rechnen.

Durch die eingetretenen Setzungen im bereits hergestellten Überbau kam es zusätzlich zu Abweichungen von der planmäßigen Gradiente. Somit war hierfür eine zusätzliche Lagekorrektur des Überbaus in diesem Bereich notwendig. Gewählt hierfür wurde eine Starrkörperrotation um die Achse 90 mit zu-

**Technischer Bauablauf: Vorbelastung 13,5 MN (A20-A50) und Ballastierung 3,5 MN (A70-A80)**

Bauwerksachse	Achse 10	Achse 20	Achse 30	Achse 40	Achse 50	Achse 60	Achse 70	Achse 80	Achse 90	
<b>Baufortschritt/Arbeitsschritte</b>										
<b>1: Starrkörperrotation mit Anhebevorgängen</b>										
Bereits hergestellter Überbau							EL	EL	PRESSE	PRESSE
Lösen Lager A60 + A70 mit gleichzeitiger Umlagerung auf Pressen							PRESSE	PRESSE	PRESSE	PRESSE
Starrkörperrotation							+26	+17	+8	
Anhebung + Absenkung								+23	-10	-10
Vorbastierung auf dem Überbau oben								+ 3,5 MN	+ 3,5 MN	
Setzungsmessung									Setzungsmessung	
Entfernung Vorbastierung nachdem Setzungen abklingen								- 3,5 MN	- 3,5 MN	
Anhebung um Setzungsmaß aus Vorbastierung								+ Messung	+ Messung	+ Messung
<b>2: Lager Achse 70-90 vergießen</b>										
Kontrolle Parallelität der Ankerplatten, Kontrolle Längsstellung Überbau, Lagersockel anpassen, Lager einbauen							PRESSE	EL	EGL	EGL
<b>3: Vorbelastung mit 13,5 MN für Pfeilerachsen 20-50</b>										
Herstellen Trägerrost auf Stahlbetonfundamenten										
Liefern + Aufbau Systemblocksteine		+ 13,5 MN	+ 13,5 MN	+ 13,5 MN	+ 13,5 MN					
Setzungsmessung									Setzungsmessung	
Abbau bzw. Umsetzung Systemblocksteine		- 13,5 MN	- 13,5 MN	- 13,5 MN	- 13,5 MN					
Hebungsmessung										
<b>4: TG, Schalung, Spannglieder, Bewehrung 3. BA</b>										
<b>5: Betonage 3. BA</b>										
							EL	EL	PRESSE	EL
										EGL
										EGL
<b>6: Vorspannung 3. BA + Absenkung TG</b>										
Wiederbelastungssetzung messen, Maß der Hebung aus Vorbelastung sollte nicht erreicht werden										
Vorbastierung auf dem Überbau oben								+ 3,5 MN		
Setzungsmessung								Setzungsmessung		
Entfernung Vorbastierung nachdem Setzungen abklingen								- 3,5 MN		
Anhebung um Setzungsmaß aus Vorbastierung								+ Messung		
Setzung aus Vorbastierung messen und mit Presse Achse 60 ausgleichen										
<b>7: Lager Achse 60 vergießen</b>										
Kontrolle Parallelität der Ankerplatten, Kontrolle Längsstellung Überbau, Lagersockel anpassen, Lager einbauen							EL	EL	EL	EGL
										EGL
<b>8: TG, Schalung, Spannglieder, Bewehrung 4. BA</b>										
<b>9: Betonage 4. BA</b>										
		EGL	EGL	EL	EL	EL	EL	EL	EGL	EGL
<b>10: Vorspannung 4. BA + Absenkung TG</b>										
Wiederbelastungssetzung messen, Maß der Hebung aus Vorbelastung sollte nicht erreicht werden										

Bild 9 Technischer Bauablauf

Grafik: © KREBS+KIEFER

sätzlichen Anhebe- und Absenkvorgängen der Achsen 70 bis 90, welche sowohl die Setzungsproblematik als auch die Abweichungen zur Gradienten ausgleicht. Im Zuge einer Starrkörperrotation werden keine neuen Zwangsspannungen in das Bauteil eingetragen, vgl. Abschnitt 5.3. Somit konnte ein großer Teil der Lagekorrektur ohne zusätzliche Beanspruchung des Überbaus realisiert werden. Um eine akzeptable Ist-Gradienten zu erreichen, musste die sehr tief liegende Achse 70 hierbei weiter angehoben werden.

Die erforderlichen Maßnahmen zur Vorbelastung der Unterbauten, Lagerung der Überbauten, Anhebevorgängen und dem angepassten technischen Bauablauf zeigt Bild 9. Zur Durchführung der Lagekorrektur des Überbaus im 2. Bauabschnitt wurde der Überbau in allen Achsen auf Pressen umgelagert. In diesem Zustand konnten die Achsen 70 und 80 um den Betrag der späteren Ausbaulasten über eine Vorbelastung mit den Betonbausteinen auf dem Überbau vorweggenommen werden. Damit konnten die eintretenden Setzungen über die Pressensteuerung unmittelbar und zwangsfrei ausgeglichen werden.

Nachdem die Setzungen abgeklungen waren, konnte der Überbau auf die Elastomerlager umgelagert werden. Die Pfeilerachsen der folgenden Bauabschnitte sind durch die o. g. Vorbelastung bereits überkonsolidiert – auch beim Eintrag der Lasten aus den Überbauabschnitten 3 und 4. Unter der Annahme von sehr kleinen Wiederbelastungssetzungen werden diese Überbauabschnitte auf den Elastomerlagern hergestellt und der Endzustand erreicht. Danach muss das Brückenbauwerk immer noch in der Lage sein, unplanmäßige Setzungsdifferenzen von 10 mm (Grenzzu-

stand der Gebrauchstauglichkeit, GZG) und 15 mm (Grenzzustand der Tragfähigkeit, GZT) gemäß Bauvertrag aufnehmen zu können. Die dafür notwendigen detaillierten statischen Untersuchungen einschließlich erforderlicher Arbeitsanweisungen werden im folgenden Abschnitt erläutert.

## 5 Ergänzende Untersuchungen und Arbeitsanweisungen

### 5.1 Unterbau und Setzungsmessungen

Der Lasteintrag der Systemblöcke über die Stahl-Trägerrost-Plattformen auf die vorhandenen Pfeilerfundamente unterscheidet sich vom Lasteintrag der elliptischen Brückenpfeiler des Endzustandes. Daher musste dieser andere Beanspruchungszustand nachgewiesen werden. Die gewählten Bewehrungen in den Fundamenten waren jedoch ausreichend, sodass keine Änderungen der vorhandenen Fundamente durchgeführt werden mussten.

Zum Zeitpunkt des Erstellens dieses Beitrages wurde die Vorbelastung mit 13,5 MN an dem Fundament der Achse 50 vorgenommen. Für zwei Messpunkte der Setzungsmessung zeigt Bild 10 die Zeit-Setzungskurve. Bei jeder Messung kam es bis zum aufgezeigten Datum zu Laststeigerungen. Daher kommt es bis zu diesem Zeitpunkt zur Vermischung von Initialisierungssetzungen und Konsolidierungssetzungen. Nach dem Ende der Laststeigerung ist die vergleichsweise geringe Konsolidierungssetzung (ca. 10 %) erkennbar. Die hohen Setzungen >40 mm bestätigen die Notwendigkeit der Vorbelastungen zur Vorwegnahme dieser Setzungen.

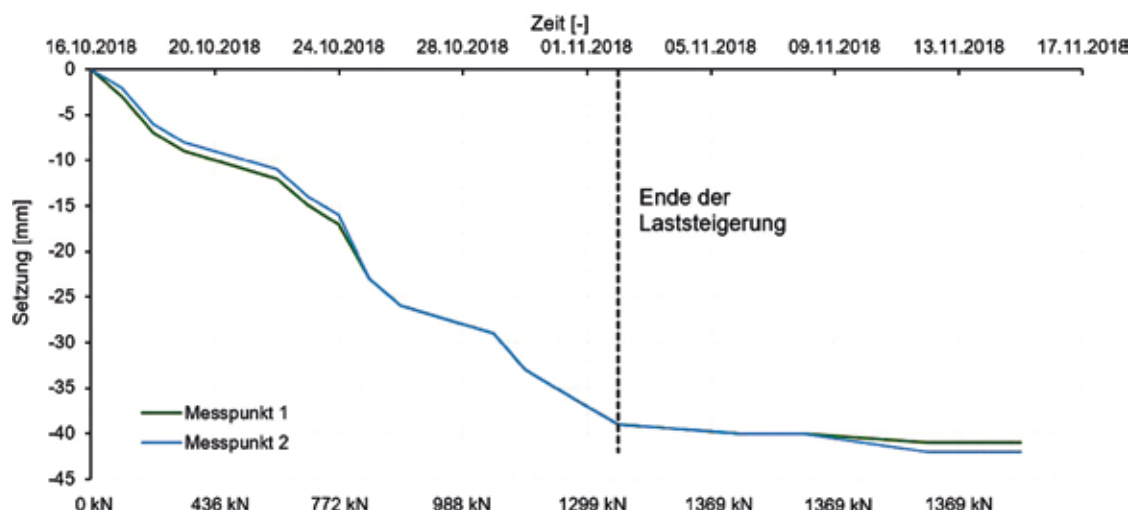


Bild 10 Setzungsverlauf der Fundament-Vorbelastung

Grafik: © KREBS+KIEFER



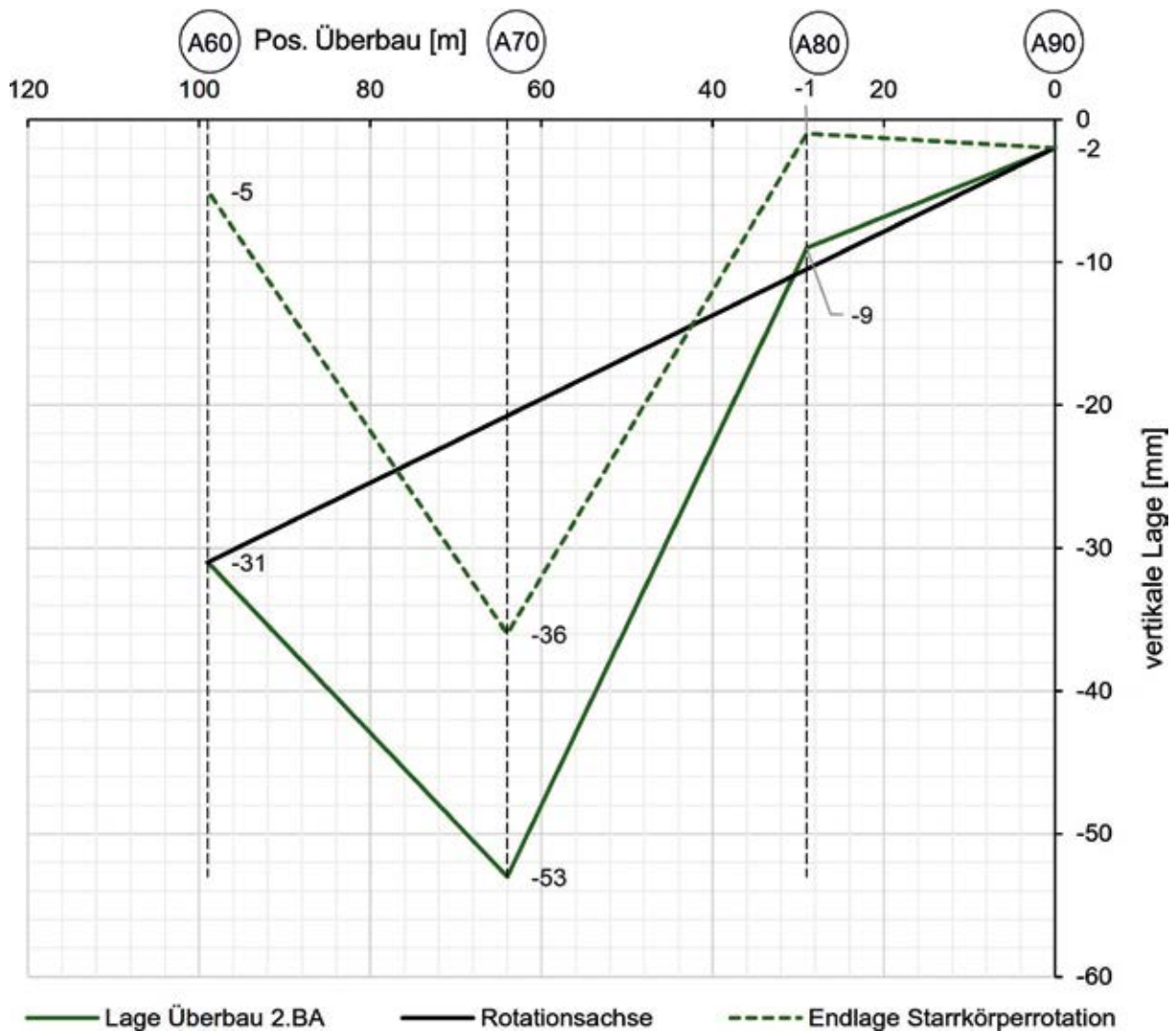


Bild 11 Starrkörperrotation des Überbaues im 2. Bauabschnitt

Grafik: © KREBS+KIEFER

Im gesamten weiteren Bauablauf werden umfangreiche Setzungsmessungen in allen Achsen vorgenommen.

## 5.2 Nachrechnung Überbau Ist-Zustand

Durch die unvorhersehbaren hohen Setzungen und die daraus resultierenden Setzungsdifferenzen sind zusätzliche Zwangsbeanspruchungen im bisher hergestellten Überbau entstanden. Um den Baufortschritt zu gewährleisten, musste untersucht werden, ob der Überbau normenkonform nachgewiesen werden kann oder irreversible Schäden genommen hat.

Der 1. Bauabschnitt ist ein statisch bestimmter Einfeldträger mit Kragarm. In diesem System werden vertikale Auflagerverschiebungen zwangsfrei aufgenommen.

Im 2. Bauabschnitt wirken die eingetretenen Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen auf einen 3-Feldträger mit Kragarm. Hier führen unterschiedliche Setzungen zu zusätzlichen Zwangsbeanspruchungen. Dies erforderte eine Nachrechnung. Die zusätzliche statische Untersuchung wurde wie im Allgemeinen üblich unter Berücksichtigung der voll elastischen Wirkung der tatsächlich entstandenen Setzungsdifferenzen geführt. Im Ergebnis konnte festgestellt werden, dass sich das Tragwerk hinsichtlich der Rissbildung in einem Grenzbereich befindet und sehr empfindlich auf Setzungsdifferenzen reagiert.

Die kritischen Bereiche stellten die Stegunterseiten in den Stützbereichen Achse 70 und 80 dar. Bei Aufbringen der vollen Vorspannung ergaben sich, wegen der noch fehlenden Ausbaulasten und wegen der unplanmäßigen Setzungsdifferenzen im Bauzustand in den Stützenachsen, relativ große positive Momente, die

durch den Betonstahl aufgenommen werden müssen. Die in der Nachweisführung maßgebenden Stellen haben sich am realen Bauwerk widerspiegelt. In diesen Bereichen wurde an der Stegunterseite eine Rissbildung festgestellt ( $w_k < 0,20$  mm). Die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit konnten für alle Lastsituationen nachgewiesen werden.

### 5.3 Lagekorrektur und Gradientenausgleich Überbau

Hinsichtlich der planmäßigen Gradienten erforderten die Setzungen eine Lagekorrektur des Überbaues. Diese wurde durch eine Starrkörperrotation um die Achse 90 (Bild 11) und ein

zusätzliches Anheben der Achse 70 ausgeführt. Aus statischer Sicht kann der Anteil der Starrkörperrotation als zwangsfrei betrachtet werden (Bild 12).

Um den „Knick“ in der Gradiente weitestgehend auszugleichen, war es notwendig, die Achse 70 zusätzlich anzuheben. Diese Hebung bewirkt jedoch weitere Zwangsbeanspruchungen im Überbau mit entgegengesetztem Vorzeichen, die statisch untersucht werden mussten. Eine erste Testrechnung hatte gezeigt, dass unter Berücksichtigung einer voll elastischen Wirkung der Auflagerverschiebungen Nachweisdefizite in der Gebrauchstauglichkeit auftreten. Daraufhin wurde in Abstimmung mit dem Prüfingenieur festgelegt, die visko-elastische Eigenschaft

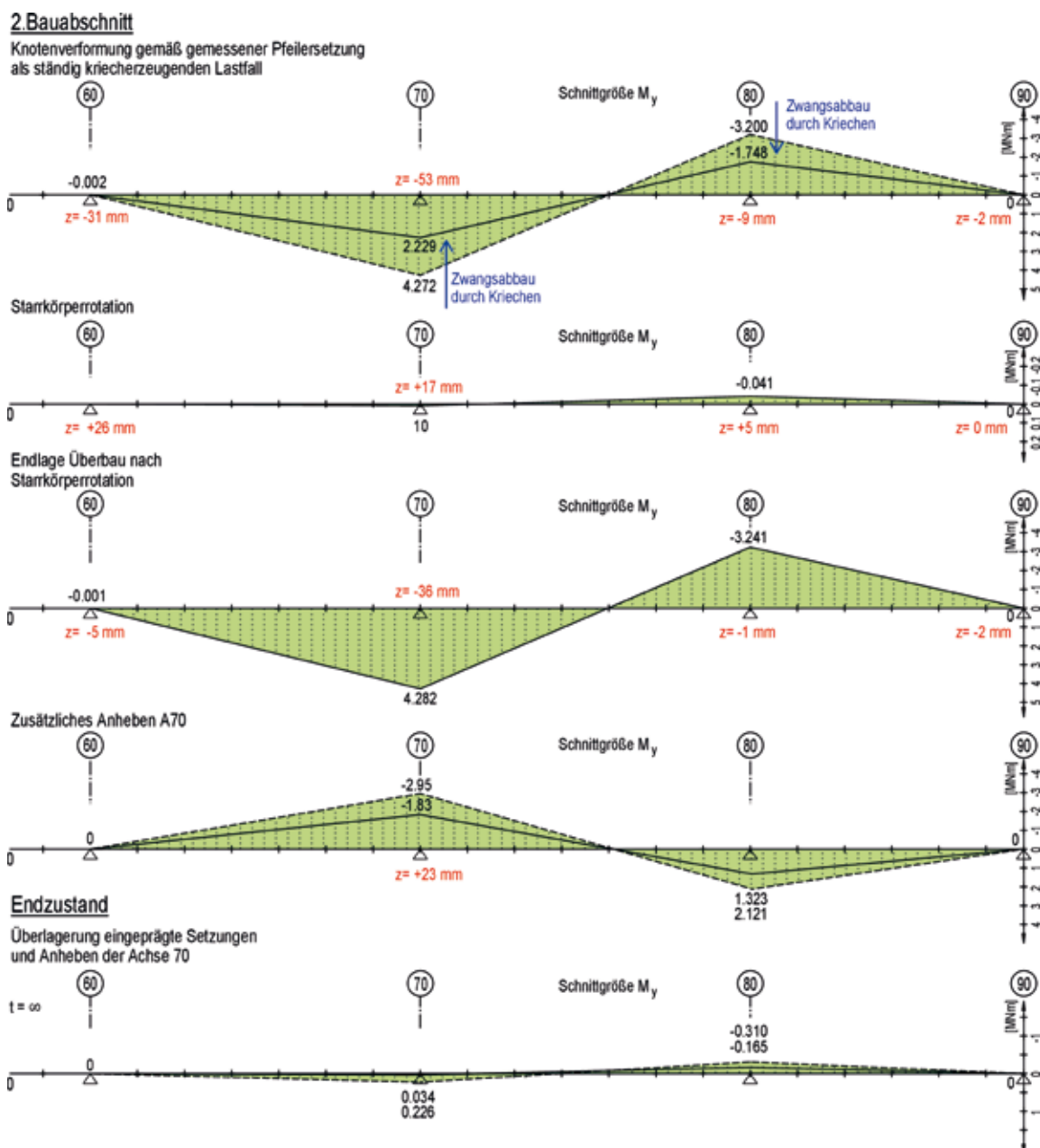


Bild 12 Biegemomente vor und nach der Starrkörperrotation des Überbaues

Grafik: © KREBS+KIEFER

des Betons (Kriechen) zu berücksichtigen. Durch die relativ schnell eingetretenen Setzungen im jungen Betonalter stellte dieser Ansatz die aussichtsreichste Lösung dar. In den weiteren statischen Berechnungen wurde der kriechbedingte Abbau von Zwangsschnittgrößen infolge Setzungen und Hebungen in Abhängigkeit der Zeit berücksichtigt [2] (qualitative Modellauswahl auf Basis von Ingenieurwissen/-erfahrung).

Quantitative Methoden zur Bewertung von zuverlässigen und sicheren Modellprognosen auf Basis von Sensitivitäts- und Unsicherheitsanalysen sind in [3]–[6] zu finden.

Unter Ansatz des Kriecheffektes [7] konnte die erforderliche Lagekorrektur im 2. Bauabschnitt ohne Nachweisdefizite nachgewiesen werden. In den geführten statischen Untersuchungen wird das Kriechmodell nach DIN EN 1992-2 [8] angewandt. Ergänzende Diskussionen zu verschiedenen Kriechmodellen werden in [9], [10] aufgeführt und auf Basis mit und ohne Versuchswerten bewertet. Durch die Vorwegnahme der Setzungen in den folgenden Achsen 50 bis 20 wird mit einer vernachlässigbar kleinen Wiederbelastungssetzung gerechnet. Unter Berücksichtigung der eingepprägten Zwangsspannungen infolge der Anfangssetzungen und der Lagekorrektur (Anheben Achse 70) sowie der zusätzlich entstehenden wahrscheinlichen Setzungsdifferenzen von 10 mm in den Achsen 20 bis 50 konnten auch der 3. und 4. Bauabschnitt ohne Defizite in der Dauerhaftigkeit nachgewiesen werden.

Im Ergebnis zeigt sich, dass sich zum Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe die Zwangsspannungen infolge der Anfangssetzungen (in den Achsen 60 bis 80) und dem Anheben der Achse 70 soweit abgebaut haben (Bild 12), dass die zusätzlich zu berücksichtigenden unvorhersehbaren Setzungsdifferenzen (Achsen 10 bis 90) gemäß Ausschreibung für den Endzustand keine Einschränkungen in der Dauerhaftigkeit aufweisen. Dem Bauherrn kann somit ein mangelfreies Bauwerk übergeben werden.

Die Methode zum kriechbedingten Abbau von Zwangsschnittgrößen aus Stützensenkungen ist auch in der Nachrechnung von Brücken über die Nachrechnungsrichtlinie verankert [11].

#### **5.4 Arbeitsanweisungen für den Bauablauf**

Der in den vorangegangenen Abschnitten beschriebene Bauablauf musste mit allen Vorbe-

lastungen und Hebevorgängen auf der Baustelle streng eingehalten werden. Dem lagen exakte Arbeitsanweisungen zugrunde, die vom Prüflingenieur bestätigt, von der Baufirma eingehalten und von der Bauüberwachung überwacht wurden. Die Arbeitsanweisungen enthalten u. a. folgende wesentlichen Elemente:

- ❑ Messung der Überbaugradiente (Rohbau),
- ❑ auf Basis der Messergebnisse der Überbaugradiente Lagekorrekturen vornehmen,
- ❑ die Lagekorrekturen schrittweise so zwängungsarm wie berechnet durchführen,
- ❑ temporäres Lagerungssystem für Lagekorrekturen beachten,
- ❑ Setzungsmessungen bei Vorbelastung der Fundamente,
- ❑ die Setzungswerte kritisch mit den Prognosewerten abgleichen,
- ❑ nach Wegnahme der Vorbelastung wird sich das Fundament wieder etwas anheben. Diese Hebungen müssen gemessen werden.
- ❑ Aufnahme von etwaigen Rissbildern im Überbau.

#### **6 Schlussfolgerungen und Ausblick**

Wenn heutzutage unerwartete Probleme auf einer Baustelle auftreten, wird häufig gestritten. Bauverträge werden wegen Wegfalls der Geschäftsgrundlage gekündigt. Baufirmen stellen die Arbeiten ein und fordern Zusatzentgelte für Verzögerungen. Entwurfsverfasser und Gutachter werden in Haftung genommen, Schadensersatz wird gefordert.

Vieles davon war bei der Netratlbrücke glücklicherweise nicht der Fall. Der Bauherr DEGES, die Baufirma, Gutachter, Prüflingenieur und Ausführungsplaner haben sich an einen Tisch gesetzt und die Problemlösungen gesucht und gefunden. Durch die frühzeitige und konsequente vermessungstechnische Überwachung der Unterbauten konnten die kritischen Setzungen frühzeitig erkannt und darauf aufbauend gemeinschaftlich sinnvolle Gegenmaßnahmen erarbeitet werden. Mit den gewählten Intervallen und dem Umfang der Messungen war es möglich, die Abweichungen zwischen korrelierten Prognosewerten und tatsächlichen Setzungswerten im Sinne der Beobachtungsmethode in die Gegenmaßnahmen einfließen zu lassen. Somit war eine optimale Anpassung an die tatsächlichen Bedingungen möglich. Um auch ein Verkippen der Fundamente und

damit ggf. mögliche Zusatzbeanspruchungen zu erfassen, sei hierbei auf das Erfordernis zur Einmessung sämtlicher Fundamenteckpunkte hingewiesen – die Erfassung einer mittleren Setzung der Fundamente ist nicht ausreichend.

Der Vergleich zwischen korrelierten Prognosewerten und tatsächlichen Setzungen hat ergeben, dass trotz weiterer konservativer Ansprache des Baugrundes tendenziell etwas größere Setzungen eingetreten sind. Dieser Sachverhalt zeigt deutlich, dass es selbst bei Einhaltung der Richtwerte zur Erkundung des Baugrundes nach DIN 4020 [12] und DIN EN 1997-2 [13] sowie Untersuchungen darüber hinaus möglich ist, Baugrundkennwerte nicht genau genug einstufen zu können. Eine Unterschreitung der Vorgaben nach DIN 4020/DIN EN 1997-2 sollte allerdings grundsätzlich ausgeschlossen werden.

Weiterhin legen die Erkenntnisse aus diesem Bauvorhaben nahe, dass die Vorgabe von Setzungsdifferenzen von den Projektbeteiligten unterschiedlich verstanden wird. Insbesondere, wenn im Bauzustand unerwartet höhere Setzungen eintreten, sind eine differenzierte und vertiefende Betrachtung sowie eine möglichst frühzeitige Abstimmung zwischen Baugrundgutachter und Tragwerksplaner erforderlich.

Die Nachweisführung für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit konnte nur unter Berücksichtigung der tatsächlichen Bauabläufe in ihrer genauen zeitlichen Abfolge sowie einer realitätsnahen Abbildung des Tragwerkes und Materialverhaltens gelingen. Die Zusammenarbeit zwischen Auftraggeber, Prüflingenieur und Ausführungsplaner war dabei von großem Sachverstand und ingenieurmäßigen Entscheidungen geprägt.

Dieses Praxisbeispiel zeigt deutlich, dass es auch außerhalb der gewohnten Projektverläufe Lösungen gibt, wenn alle Beteiligten kooperieren und Baufortschritt statt Baustopp über lösungsorientiertes Denken und Handeln möglich wird. Der angepasste Bauablauf wird wie geplant umgesetzt – das Konzept ließ sich bisher hervorragend umsetzen. Der 2. Bauabschnitt wurde im Mai 2018 betoniert – der 3. Bauabschnitt wird im März 2019 hergestellt sein. Die Fertigstellung des Überbaus ist für August 2019 vorgesehen. Wir sind mit der gewählten Vorgehensweise auf dem richtigen Weg, beobachten weiter und werden berichten.

## Literatur

- [1] DAS BAUGRUND INSTITUT Dipl.-Ing. Knieirim GmbH, Geotechnisches Gutachten 052/10, 16.02.2016, Kassel
- [2] Strauß, P.: Ein Beitrag zur Berechnung des kriechbedingten Abbaus von Zwangsschnittgrößen aus Setzungen. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011) 5, S. 314–325
- [3] Keitel, H.; Karaki, G.; Lahmer, T.; Nikulla, S.; Zabel, V.: Evaluation of coupled partial models in structural engineering using graph theory and sensitivity analysis. Engineering Structures 33 (2011) 12, S. 3726–3736
- [4] Keitel, H.; Jung, B.; Stutz, H.; Motra, H. B.: Prognosequalität eines Gesamtmodells – Einfluss verschiedener Kopplungsszenarien auf die Interaktion Struktur – Boden. Bautechnik 90 (2013) Sonderdruck „Modellqualitäten“, S. 19–25
- [5] Jung, B.; Morgenthal, G.; Xu, D.: Integrative Sensitivity Analysis Applied to Semi-Integral Concrete Bridges. Journal of Bridge Engineering 19 (2014) 6:04014014, S. 1–13
- [6] Keitel, H.; Jung, B.; Motra, H. B.; Stutz, H.: Quality assessment of coupled partial models considering soil-structure coupling. Engineering Structures 59 (2014) 2, S. 565–573
- [7] Leonhardt, F.: Spannbeton für die Praxis. 2. vollst. neu überarb. Aufl., Ernst & Sohn, 1962
- [8] 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.
- [9] Keitel, H.; Dimmig-Osburg, A.: Uncertainty and sensitivity analysis of creep models for uncorrelated and correlated input parameters. Engineering Structures 32 (2010) 11, S. 3758–3767
- [10] Keitel, H.; Dimmig-Osburg, A.; Vandewalle, L.; Schueremans, L.: Selecting creep models using Bayesian methods. Materials and Structures 45 (2012) 10, S. 1513–1533
- [11] BMVI (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) – 1. Ergänzung. Ausgabe 2015
- [12] DIN 4020:2010-12: Geotechnische Untersuchung für bautechnische Zwecke – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2.
- [13] DIN EN 1997-2:2010-10: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds.

# Lebenszykluskostenbetrachtungen für chloridexponierte Bauteile von Brücken- und Tunnelbauwerken

Dr.-Ing. Angelika Schießl-Pecka<sup>1</sup>, Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Anne Rausch<sup>1</sup>,  
Dr.-Ing., MBA und Eng. Marc Zintel<sup>2</sup>, Dipl.-Ing., MBA Luzern Christian Linden<sup>2</sup>

## 1 Einleitung

Der Bestand an Tunnel- und Brückenbauwerken im Bundesfernstraßennetz besteht zu einem großen Anteil aus Stahl- und Spannbetonkonstruktionen. Bei der Planung dieser Konstruktionen stehen die Baukosten im Vordergrund, die Kosten für zukünftige Instandhaltungen und Instandsetzungen fließen bei der Ausschreibung und Vergabe bisher selten als Entscheidungskriterium mit ein.

In der jüngsten Vergangenheit [1] wurde bereits darauf hingewiesen, dass bisher bei der Planung und Errichtung von Tunnel- und Brückenbauwerken der Aspekt der Dauerhaftigkeit, insbesondere in Bezug auf die chloridinduzierte Bewehrungskorrosion, vernachlässigt wurde. Aktuelle Analysen zeigen, dass dies heute Auswirkungen auf die an Verkehrsbauwerken untersuchten Schäden hat – nach [2] beträgt der Anteil von Schäden infolge chloridinduzierter Bewehrungskorrosion am Gesamtschadensvolumen der Brückenbauwerke im deutschen Autobahnnetz rd. 66 %. Die Instandsetzung dieser Schäden verursacht hohe Kosten sowie Verkehrssperrungen während der laufenden Maßnahmen. Aus diesem Grund wurden in letzter Zeit vom BMVI mehrere Pilotprojekte lanciert, bei denen die Dauerhaftigkeit verschiedener Verkehrsbauwerke durch konstruktive und materialtechnische Maßnahmen optimiert werden soll (z. B. Greißelbachbrücke [3], Tunnel Eching/Etterschlag [4], Tunnel Tutting).

Von den Kritikern dieser Herangehensweise werden als Gegenargument häufig die hohen Baukosten der neuen Bauweisen ins Feld geführt. Im Rahmen des vorliegenden Beitrags werden verschiedene Maßnahmen zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit hinsichtlich Lebenszykluskosten untersucht und mit der herkömmlichen Bauweise verglichen.

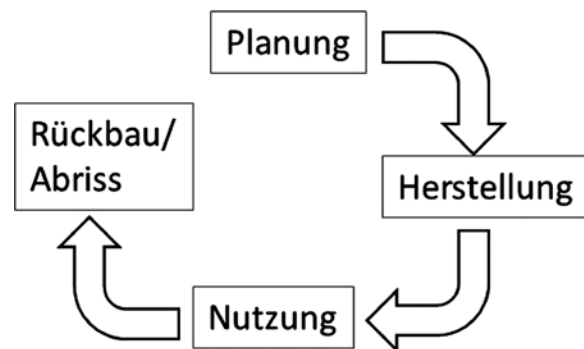


Bild 1 Vereinfachter Lebenszyklus eines Stahlbetonbauwerks<sup>3</sup>

## 2 Lebenszyklus von Stahlbetonbauwerken

Der Lebenszyklus einer Stahl- oder Spannbetonkonstruktion umfasst die Phasen Planung, Herstellung/Ausführung, Nutzung und Rückbau/ Abriss, vgl. Bild 1. Demnach muss eine umfassende, vergleichende Kostenbetrachtung eigentlich diese vier Stationen im Leben eines Bauwerks berücksichtigen. Der hier vorliegende Beitrag beschäftigt sich mit den Kosten, die während der ersten drei Phasen eines Lebenszyklus mit definierter Lebensdauer auftreten. Die Kosten für Abriss und Rückbau am Ende des Lebenszyklus werden nicht betrachtet.

In Bezug auf die Dauerhaftigkeit müssen im Rahmen der Planung zunächst die Einwirkungen und die gewünschte Lebensdauer festgelegt werden. Im Anschluss muss der Planer in Abhängigkeit der Einwirkungen entsprechende Vorgaben zu den dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften des Bauwerks liefern. Die aktuell in Deutschland bauaufsichtlich eingeführten Normen [5] und [6] bieten hier wenige Variationsmöglichkeiten. Sie nutzen die heute existierenden technischen Möglichkeiten und wissenschaftlichen Erkenntnisse nur wenig, z. B. [7]–[9], um das Bauwerk mit einer optima-

<sup>1</sup> Ingenieurbüro Schießl Gehlen Sodeikat GmbH, München

<sup>2</sup> Swiss Steel AG, Emmenbrücke (Schweiz)

<sup>3</sup> Alle Bilder: Ingenieurbüro Schießl Gehlen Sodeikat GmbH

len Dauerhaftigkeit auszustatten. Allerdings greifen aktuell die erst kürzlich eingeführten Richtlinien zum Teil diese neuen performanceorientierten Konzepte auf und setzen diese konsequent um [10].

Während der Herstellung/Ausführung müssen die Planungsvorgaben umgesetzt werden. Bei dieser Phase macht sich zunehmend das öffentliche deutsche Vergabewesen bemerkbar. Da grundsätzlich der kostengünstigste Bieter den Zuschlag erhält, rückt die Qualität der Ausführung in den Hintergrund. Dies hat zahlreiche Schäden oder Mängel zur Folge, die während der Nutzung häufig zu einer Verringerung der Dauerhaftigkeit führen.

Nach der Fertigstellung des Bauwerks beginnt die dritte Phase, die sogenannte „Nutzungsphase“. Die im Rahmen der ersten beiden Phasen erzielte Dauerhaftigkeit des Bauwerks hat einen erheblichen Einfluss auf das Verhalten (Performance) des Bauwerks im Betrieb. Instandhaltungs- und Instandsetzungskosten infolge von z. B. auftretender Bewehrungskorrosion stehen in einem engen Zusammenhang mit den planerischen Vorgaben und der Umsetzung im Zuge der Herstellung. Darüber hinaus kann durch ein systematisches Monitoring der Bauwerke im Hinblick auf kritische Punkte (z. B. Chlorideindringfront) frühzeitig eingegriffen werden und mit verhältnismäßig günstigen Maßnahmen eine kostenintensive Instandsetzungsmaßnahme hinausgezögert oder ganz vermieden werden.

Vor diesem Hintergrund stellt die nachhaltige Planung und Herstellung sowie die systematische Erhaltung von Infrastrukturbauwerken eine zentrale Aufgabe für den Bauwerksbetreiber dar. Aufgrund limitierter Haushaltsmittel spielen hierbei Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen über die gesamte Nutzungsdauer des Bauwerks eine große Rolle. Dabei ist zu beachten, dass eine Baumaßnahme nicht zwingend dann ökonomisch ist, wenn Planungs- und Herstellungskosten gering sind. Vielmehr kann eine Investition aus ökonomischer Sicht erst dann erschöpfend beurteilt werden, wenn über die angestrebte Nutzungsdauer auch alle relevanten Folgekosten von anfallenden Erhaltungsmaßnahmen bis hin zum Abriss bzw. Neubau in die Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen mit einfließen.

### 3 Übersicht zu dauerhaftigkeitsrelevanten Einflussfaktoren bei chloridinduzierter Korrosion

Um bei chloridinduzierter Bewehrungskorrosion die geplante Dauerhaftigkeit von Verkehrsbauwerken zu gewährleisten bzw. zu steuern, müssen relevante Einwirkungen und Bauteilwiderstände identifiziert und gegenübergestellt werden. Die entsprechenden Einflussfaktoren wurden bereits in früheren Veröffentlichungen im Detail beschrieben [1] und werden an dieser Stelle noch einmal kurz aufgezählt:

#### Einwirkungsseite:

- Streusalzaufkommen,
- Verkehrsintensität,
- Entfernung der Chloridquelle vom Bauteil,
- Bauteilausrichtung.

#### Widerstandsseite:

- Betondeckung,
- Materialwiderstand Beton,
- Materialwiderstand Betonstahl (z. B. unlegierter Stahl, nichtrostender Stahl, verzinkter Stahl),
- Oberflächenschutzsystem (OS-System).

### 4 Strategien zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit

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, bei der Planung und Ausführung von Brückenbauwerken nach [11] drei mögliche Lösungsstrategien (vgl. auch Bild 2), um Korrosion zu unterbinden oder die Korrosionsinitiierung so weit zeitlich zu verzögern, dass während der Nutzungsdauer nicht von einer relevanten Schädigung auszugehen ist:

1. Verlangsamen des Chloridtransports zur Bewehrung durch betontechnologische

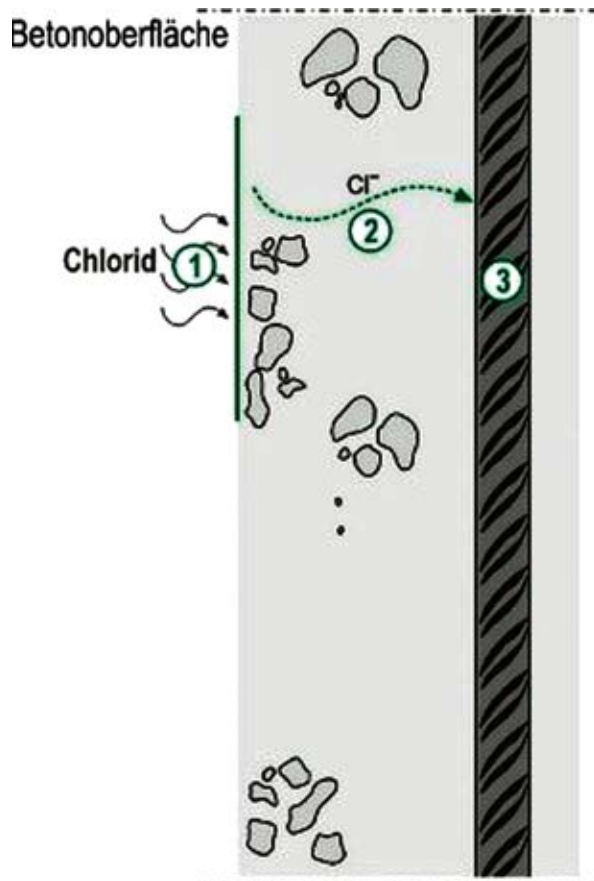


Bild 2 Mögliche Strategien zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit

Maßnahmen (Umsetzung im Rahmen der Ausführung),

2. Erhöhen des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts durch Verwenden von Bewehrungsstahl mit erhöhtem Korrosionswiderstand (Umsetzung im Rahmen der Ausführung),
3. Unterbinden des Chlorideindringens in den Konstruktionsbeton durch Aufbringen eines Oberflächenschutzsystems (Tiefenhydrophobierung oder Beschichtung).

## 5 Lebenszykluskostenbetrachtung für verschiedene Bauteile

### 5.1 Allgemeines

Für die nachfolgend vorgestellte Lebenszykluskostenbetrachtung wurden Bauteile aus Verkehrs-

bauwerken herausgegriffen, an denen in der Praxis häufig Schäden auftreten:

- Brückenmittelpfeiler,
- Brückenkappe,
- Tunnelnotgehweg,
- Tunnelwand.

### 5.2 Definition Lebenszykluskosten

Der Lebenszyklus eines Bauteils wird als Bauteilbiografie über die vorgesehene Nutzungsdauer betrachtet. Auf Basis der in Abschnitt 4 vorgestellten Lösungsstrategien zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit stehen für jedes Bauteil verschiedene Ausführungsvarianten zur Verfügung. Die daraus resultierenden Instandhaltungsstrategien verlaufen je nach Variante unterschiedlich. Bild 5 zeigt exemplarisch die Bauteilbiografie von drei verschiedenen Varianten:

- Variante 1: keine präventive Maßnahmen, d. h. ohne Einsatz von nichtrostender Bewehrung oder von Oberflächenschutzsystemen,
- Variante 2: Oberflächenschutzsystem (Lösungsstrategie 1),
- Variante 3: Nichtrostende Bewehrung (Lösungsstrategie 3).

100 % Abnutzung des Stahlbetons entspricht in Bild 3 dem Erreichen des kritischen korrosionsauslösenden Chloridgehalts auf Bewehrungshöhe.

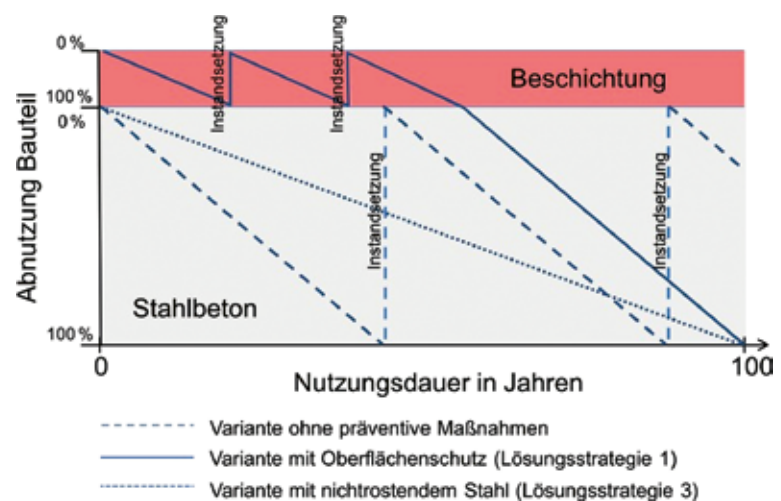


Bild 3 Schematische Darstellung betrachteter Instandhaltungsstrategien

In Abhängigkeit der jeweiligen Bauteilbiografie unterscheiden sich damit zusätzlich zu den Kosten der Erstherstellung auch die im Zuge eines Lebenszyklus anfallenden Kosten der Instandhaltung. Die Summe der Kosten für Erstherstellung und Instandhaltung entspricht hier den Lebenszykluskosten.

Die durchgeführte Lebenszykluskostenbetrachtung umfasst einen Vergleich der Kosten für verschiedene Varianten. Betrachtet werden die jeweiligen Mehrkosten während Herstellung und Nutzung des jeweiligen Bauteils:

- ❑ **Herstellung:** Referenz ist hier die kostengünstigste Variante ohne präventive Maßnahmen (unlegierte Bewehrung ohne Oberflächenschutzmaßnahmen). Darüber hinausgehende Aufwendungen sind Mehrkosten (z. B. Mehraufwendungen für Material und ggf. Ausführung: Oberflächenschutzsystem, nichtrostende Bewehrung, ggf. Installation eines Monitoring-Systems).
- ❑ **Nutzung:** Alle anfallenden Kosten während der Nutzung werden als Mehrkosten berücksichtigt, z. B. Auslesen eines Monitoringsystems, Instandsetzung, Abbruch, Neubau.

Rückbaukosten etc. nach Ende der Nutzungsdauer werden nicht berücksichtigt. Die Kostenermittlung erfolgte anhand von bepreisten Leistungsverzeichnissen diverser vergleichbarer Infrastrukturprojekte. In die Lebenszykluskosten werden keine ökologisch-, sozial- oder volkswirtschaftlich-bedingten Folgekosten eingerechnet.

## 5.3 Randbedingungen und Varianten

### 5.3.1 Betonzusammensetzung

Für alle betrachteten Bauteile wird als Bindemittelkombination ein CEM II/B-S angesetzt. Für die in der Regel massigen Bauteile Brückenpfeiler und Tunnelwand wird die Zugabe von rd. 30 kg/m<sup>3</sup> Flugasche berücksichtigt. Der w/z-Wert wird nach DIN-Fachbericht 100:2010 [12] entsprechend der Expositionsklasse XD3 mit w/z = 0,45 angesetzt und ist damit etwas geringer als nach ZTV-ING [13] für die betrachteten Bauteile üblich (w/z = 0,50).

### 5.3.2 Betrachtete Bewehrungsstähle

Folgende Betonstahlsorten werden im Rahmen der Lebenszykluskostenberechnung eingesetzt:

- ❑ unlegierter Bewehrungsstahl,
- ❑ ferritischer nichtrostender Stahl mit einem Chromgehalt > 12 % und gebeizt, Werkstoffnummer 1.4003 (Top12-Stahl), vgl. a. [14], [15],
- ❑ austenitischer bzw. ferritisch-austenitischer nichtrostender Stahl, z. B. Werkstoffnummern 1.4571 (aust.), 1.4362, 1.4462 (ferr.-aust. bzw. Duplex), im Weiteren Edelstahl mit Korrosionswiderstand (KWK) ≥ III genannt. *(Anmerkung: Die Bezeichnung Edelstahl wird in der Stahlbetonbauweise umgangssprachlich für nichtrostende Stähle und Bewehrungsstähle mit KWK ≥ III mit den Werkstoffnummern 1.4571, 1.4362, 1.4462 verwendet.)*

### 5.3.3 Betrachtete Beschichtungssysteme

Im Rahmen der Lebenszykluskostenbetrachtung werden Oberflächenschutzsysteme betrachtet, die derzeit baupraktisch zur Anwendung kommen. Dies sind für vertikale und horizontale Bauteile OS-A-Systeme sowie für vertikale Bauteile OS-B-Systeme, vgl. auch [13]. Als OS-A-System werden in der vorliegenden Studie ausschließlich Tiefenhydrophobierungen betrachtet, da diese das Eindringen von Chloriden wirksam unterbinden, vgl. [16]. Diese Tiefenhydrophobierungen müssen als Cremes oder Gele auf Silanbasis einen Wirkstoffgehalt von mindestens 80 % aufweisen. Da der Einsatz von Tiefenhydrophobierungen derzeit noch keine Regelanwendung ist (z. B. auch in der Rili-SIB [17] noch nicht als Oberflächenschutzmaßnahme im Spritzwasserbereich aufgeführt) und keine optische Kontrolle der Wirksamkeit möglich ist (transparent), sollte bei Einsatz einer Tiefenhydrophobierung zur Überprüfung der Wirksamkeit ein Monitoring-System installiert werden.

Obwohl OS-B-Systeme keinen wirksamen Schutz vor Chloriden im Spritzwasserbereich darstellen, werden sie in die Lebenszykluskostenbetrachtung mit aufgenommen, da sie derzeit häufig zur Anwendung kommen.

### 5.3.4 Zusammenstellung der Varianten

Eine Zusammenstellung aller untersuchten Varianten ist Bild 4 zu entnehmen.

## 5.4 Lebensdauerberechnung

### 5.4.1 Allgemeines

Die Anzahl der zu durchlaufenden Instandhaltungs- bzw. Lebenszyklen im Verlauf der Nutzungsdauer wird bestimmt durch den



Bauteil (Nutzungsdauer)	Brückenkappe (50 Jahre)	Mittelpfeiler Straßenbrücke (100 Jahre)	Tunnelnotgehweg (50 Jahre)	Tunnelwand (100 Jahre)
Erstherstellung	Stahl		Stahl	
	Unlegierter Stahl $C_{crit} = 0,6 \text{ M.-%/z}$	Top12 (1.4003) $C_{crit} = 1,8 \text{ M.-%/z}$	Edelstahl (z.B. 1.4571)	
Erstherstellung	Bindemittel		Bindemittel	
	CEM II/B-S, ggf. mit 30 kg/m <sup>3</sup> Flugasche	CEM II/B-S, ggf. mit 30 kg/m <sup>3</sup> Flugasche	unabhängig von der Bindemittelart	
Oberflächen-schutz	ohne OS-System	Tiefenhydrophobierung oder ggf. OS-B-System	ohne OS-System	ohne OS-System
	Rissbereich: Zusätzliche Maßnahmen im Rissbereich vorsehen?			
Instandsetzung	Abbruch/Neubau oder Betoninstandsetzung	Erneuerung OS-System	Keine Maßnahmen erforderlich	Keine Maßnahmen erforderlich
	Varianten			
K-US-0-A/N Pf-US-0-I TNG-US-0-A/N TW-US-0-I		K-US-TH-0 Pf-US-TH-0 Pf-US-OSB-0 TNG-US-TH-0 TW-US-TH-0 TW-US-OSB-0	K-T12-0-0 Pf-T12-0-0 TNG-T12-0-0 TW-T12-0-0	K-ES-0-0 Pf-ES-0-0 TNG-ES-0-0 TW-ES-0-0

Bild 4 Darstellung der untersuchten Varianten

Zeitraum, den ein unbeschichtetes Bauteil einem Chloridangriff widerstehen kann. Dieser Zeitraum wurde auf Basis von vollprobabilistischen Lebensdauerberechnungen [18] für das ungerissene Stahlbetonbauteil ermittelt. Als Sicherheitsniveau wurde nach [19] der üblicherweise für Bauteile der Expositionsklasse XD3 zu verwendende Zuverlässigkeitsindex  $\beta = 0,5$  gewählt, welcher mit einer Wahrscheinlichkeit der Depassivierung der Bewehrung  $p_f = 31\%$  korreliert. Eine regelmäßige Inspektion wird vorausgesetzt.

Zur Berücksichtigung des höheren korrosionsauslösender Chloridgehalts von Top12-Stahl wurde im Modell der Parameter „kritischer Chloridgehalt“ im Vergleich zu unlegiertem Stahl verdreifacht [14].

Für Edelstahl mit KWK  $\geq$  III wurden keine Lebensdauerberechnungen durchgeführt, da hier definitionsgemäß keine chloridinduzierte Bewehrungskorrosion auftritt.

Die anvisierte Lebensdauer von Notgehwegen und Kappen beträgt 50 Jahre und die von Pfeilern und Tunnelwänden 100 Jahre.

#### 5.4.2 Ermittlung von Oberflächenkonzentrationen

Gemäß fib-Bulletin 76 [20] sind für die hier betrachtete Expositionsklasse XD3 mittlere Oberflächenchloridkonzentrationen  $C_{s,\Delta x}$  zwischen 2,0 und 4,0 M.-%/z anzusetzen. Genauere Vorgaben für die aktuell betrachteten Bauteile werden dort nicht festgelegt. Rahimi [21] setzt in seiner Dissertation die Obergrenze für die Oberflächenchloridkonzentration von XD3-Bauteilen auf Basis von Erfahrungswerten zu 5,0 M.-%/z.

Um für die im Rahmen der vorliegenden Studie betrachteten Bauteile die tatsächlich in der Praxis vorkommenden Oberflächenchloridkonzentrationen zu bestimmen, wurden Chloridprofile, gemessen an Tunnelwänden, Tunnelnotgehwegen, Brückenpfeilern und Brückenkappen, nach BAW-Merkblatt MDCC [10], ausgewertet. Für Tunnelbauwerke wurden im Vergleich zu den zuvor genannten Vorgaben des fib-Bulletin 76 [20] verhältnismäßig hohe Oberflächenchloridkonzentrationen errechnet. In den hier durchgeführten Berechnungen wird deshalb für Tunnelwände im Mittel  $C_{s,\Delta x} = 4,0 \text{ M.-%/z}$  angesetzt und für Tunnelnotgehwege  $C_{s,\Delta x} = 5,0 \text{ M.-%/z}$ .

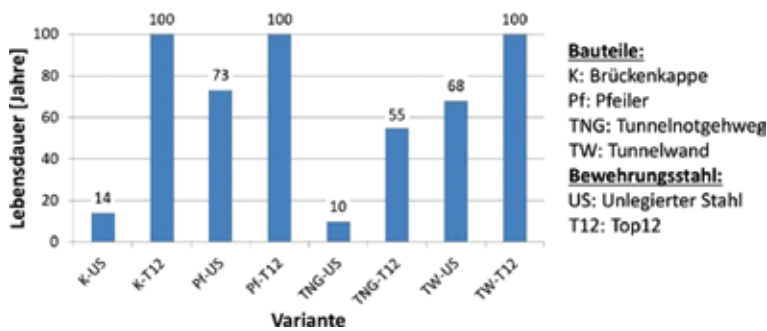


Bild 5 Darstellung der untersuchten Varianten

An Brückenbauwerken wurden insgesamt niedrigere Oberflächenkonzentrationen ermittelt als in Tunnelbauwerken. Für Pfeiler entlang stark befahrener Straßen wird im Mittel rd.  $C_{s,\Delta x} = 3,0 \text{ M.-%/z}$  und für Brückenkappen  $C_{s,\Delta x} = 3,5 \text{ M.-%/z}$  angesetzt.

#### 5.4.3 Ergebnisse der Lebensdauerberechnung

Bei Verwendung von unlegiertem Bewehrungsstahl und Berücksichtigung des Zuverlässigkeitsniveaus von  $\beta = 0,5$  liegt die errechnete Lebensdauer der betrachteten Bauteile mit unlegiertem Bewehrungsstahl unter der angestrebten Nutzungsdauer von 100 Jahren, vgl. Bild 5. Zusätzliche Maßnahmen sind deshalb zur Sicherstellung einer ausreichenden Dauerhaftigkeit erforderlich.

Nach Ablauf der rechnerischen Lebensdauer (Erreichen des Grenzzustandes der Depassivierung der Bewehrung bei Ansatz eines Zuverlässigkeitsindex von  $\beta = 0,5$  bei XD3) muss demnach eine Instandsetzungsmaßnahme eingeleitet werden. Alternativ kann die Lebensdauer durch den präventiven Auftrag und die regelmäßige Erneuerung eines Oberflächenschutzsystems verlängert werden.

Bei Einsatz eines Top12-Stahls oder auch bei einem Edelstahl mit  $KWK \geq III$  wird der Grenzzustand der Depassivierung vor Ablauf der angestrebten Nutzungsdauer rechnerisch nicht erreicht. Zusätzliche Oberflächenschutz- oder Instandsetzungsmaßnahmen sind beim Einsatz von nichtrostendem Bewehrungsstahl somit nicht erforderlich.

#### 5.4.4 Zeitpunkt des Abbruchs bzw. der Instandsetzung des Bauteils

Für die Bauteile Brückenpfeiler und Tunnelwand wurde die Annahme getroffen, dass nach Ablauf der rechnerischen Lebensdauer Instandsetzungsmaßnahmen eingeleitet werden (relevant für die Varianten mit unlegiertem Stahl). Im Gegensatz dazu werden Kappen und

Tunnelnotgehwege häufig nicht instand gesetzt, sondern im Rahmen der Abdichtungserneuerung der Fahrbahn abgebrochen und neu gebaut. Dabei wird in der Praxis bis zum Abbruch ein über den im Rahmen der Lebensdauerbemessung definierten Grenzzustand (Depassivierung der Bewehrung) hinausgehendes Maß an Korrosion in Kauf genommen. Für diese Bauteile wird daher ein Zeitzuschlag von rd. 7 Jahren vom

rechnerischen Ende der Lebensdauer bis zum Abbruch vorgenommen. Der Zeitzuschlag wurde auf Basis von Erfahrungswerten ermittelt.

#### 5.4.5 Lebensdauern Oberflächenschutzsysteme

Für die betrachteten Oberflächenschutzsysteme werden die folgenden Lebensdauern angesetzt:

- Tiefenhydrophobierung mit Monitoringsystem: 15 Jahre,
- OS-B-System: 10 Jahre.

Nach Ablauf dieser Lebensdauern müssen die Oberflächenschutzsysteme überarbeitet bzw. erneuert werden. Das Monitoringsystem, welches im Fall der Tiefenhydrophobierung Berücksichtigung findet, wird bei Bauteilherstellung installiert und dann über die angesetzte Lebensdauer der Tiefenhydrophobierung jährlich ausgelesen und 5-jährlich bewertet.

### 5.5 Kostenermittlung

#### 5.5.1 Allgemeines

Die Preise, welche der Kostenermittlung zugrunde gelegt wurden, sind mittlere Nettopreise und umfassen auch mit der Maßnahme verbundene Nebenarbeiten, wie z. B. Untergrundvorbereitung, Baustelleneinrichtung usw. Da die Preise je nach Objekt und Größe der bearbeiteten Fläche deutlich schwanken können, sollte der Variantenvergleich als orientierend betrachtet werden.

Bezugswert bei der Stahlkostenermittlung ist der unlegierte Bewehrungsstahl mit 1.000 €/t ohne Einbau. Für Edelstahl mit  $KWK \geq III$  wurde ein Kostenfaktor von 7 angesetzt (Mehrkosten von Edelstahl mit  $KWK \geq III$  im Vergleich zu unlegiertem Stahl rd. 6.000 €/t). Für Top12 wurde ein diesbezüglicher Kostenfaktor von 4,5 angesetzt (Mehrkosten Top12-Stahl im Vergleich zu

unlegiertem Stahl von rd. 3.500 €/t). Kosten für den Einbau wurden nicht gesondert berücksichtigt, da für alle Stahlsorten von gleichen Einbaukosten ausgegangen werden kann.

Bei der Kostenermittlung wurden die präventiven Maßnahmen (Top12-Stahl bzw. Edelstahl mit KWK  $\geq$  III, Oberflächenschutzsysteme) bis in eine Höhe von rd. 5 m berücksichtigt. Kosten für die Behandlung von Rissen wurden nicht angesetzt. Die angesetzten Nettopreise können [22] entnommen werden.

### 5.5.2 Zinsen- und Kostensteigerung bei zukünftigen Aufwendungen

Zukünftige Zinsen- und Kostensteigerungen können bei einer Wirtschaftlichkeitsbetrachtung anhand der sogenannten Barwert-Methode berücksichtigt werden. Die „Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken“ vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung [23] wurde als Grundlage für die Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen herangezogen. Nach dieser Methode können zukünftige Ausgaben für die Instandhaltung in der Gegenwart, also zum heutigen Zeitpunkt, bewertet werden. Wenn z. B. in zehn Jahren ein Betrag x ausgegeben werden muss, wird zum jetzigen Zeitpunkt ein geringerer Rücklagenbetrag benötigt, da dieser in den zehn Jahren einen gewissen Zinsertrag (Zins und Zinseszins) erwirtschaftet, der vom Betrag x abgezogen werden kann. Ebenso ist jedoch davon auszugehen, dass zukünftige Instandsetzungskosten infolge Inflation teurer werden. Beide Faktoren werden mit nachfolgender Gleichung berücksichtigt:

$$K_M = K_{M,E} + \sum_{t=1}^n (K_{t,i} + K_V) \cdot q_1^{-t} \cdot q_2^{-t}$$

Mit

$K_M$  Summe Mehrkosten;

$K_{M,E}$  Mehrkosten Erstherstellung;

$K_{t,i}$  ( $i = 1 \dots n$ ) Kosten zum Zeitpunkt t infolge Beschichtungs- bzw. Instandsetzungsarbeiten etc. ( $n$  = Anzahl der Maßnahmen);

$K_V$  Kosten für Verkehrssicherung infolge von Instandsetzungsarbeiten (Beschichtung, Betoninstandsetzung);

$q_1$  Zinsfaktor Kapitalisierung  $q_1 = 1,03$ ;

$q_2$  Zinsfaktor Teuerung  $q_2 = 1,02$ ;

$t_{i(i=1 \dots n)}$  Zeitpunkte der Maßnahmen im Verlauf der vorgesehenen Nutzungsdauer (Beschichtung, Monitoring, Instandsetzung) nach Erstherstellung in Jahren ( $n$  = Anzahl der Maßnahmen).

Die Kosten für die Verkehrssperrung bei nachträglichen Instandsetzungsmaßnahmen liegen erfahrungsgemäß etwa im Bereich der Kosten für die Instandsetzungs- bzw. Beschichtungsmaßnahme selbst und wurden ebenfalls mit eingerechnet. Eine Ausnahme bildet die Erneuerung der Oberflächenschutzsysteme. Hier wird davon ausgegangen, dass die Erneuerung der Tiefenhydrophobierung im Rahmen von einer, die Erneuerung des OS-B-Systems im Rahmen von zwei Tagesbaustellen erfolgen kann. Die Sicherung einer Tagesbaustelle am Pfeiler wurde mit rd. 2.000 € angesetzt.

### 5.5.3 Ergebnisse der Lebenszykluskostenberechnung

In Bild 6 sind die Ergebnisse der Lebenszykluskostenberechnungen für eine geplante Nutzungsdauer von 50 bzw. 100 Jahren zusammengestellt. Da ein Absolutkostenvergleich bei der angewandten Barwert-Methode nicht unbedingt praxisgerecht wäre und es im Wesentlichen auf den relativen Vergleich ankommt, wurden die Lebenszykluskosten auf die in vielen Fällen wirtschaftlichste Variante (hier Top12-Stahl) normiert.

Die Ergebnisse der Lebenszyklusberechnungen lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

- Verzicht auf präventive Maßnahmen (unlegierter Stahl, kein Oberflächenschutz)
  - Diese Variante hat für alle Bauteile die höchsten Lebenszykluskosten zur Folge.
- Vergleich Top12-Stahl mit unlegiertem Stahl ohne Oberflächenschutzmaßnahmen
  - Top12-Stahl hat deutlich geringere Lebenszykluskosten, insbesondere bei niedrigem Bewehrungsgehalt.
- Vergleich Top12-Stahl mit Edelstahl
  - Die Lebenszykluskosten für eine Top12-Stahl-Bewehrung sind um rd. 40 % niedriger.
- Vergleich Top12-Stahl mit unlegiertem Stahl mit Oberflächenschutzmaßnahmen

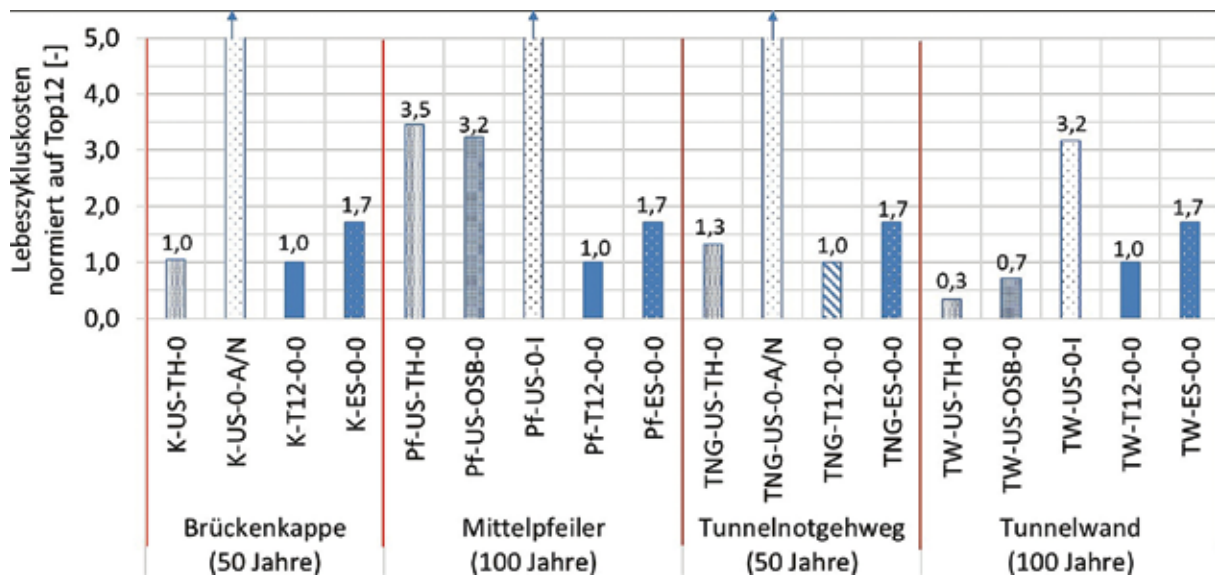


Bild 6 Darstellung der untersuchten Varianten

- Bei Bauteilen mit kleinen Betonflächen (Pfeiler) ist die Variante mit Top12-Stahl günstiger.
- Bei Bauteilen mit niedrigen Bewehrungsgehalten (z. B. Brückenkappen) liegen die Lebenszykluskosten in etwa in der gleichen Größenordnung.
- Bei Bauteilen mit sehr niedrigen Bewehrungsgehalten (z. B. Tunnelnotgehwege) ist die Variante mit Top12-Stahl etwas günstiger.
- Bei hochbewehrten Bauteilen mit großen Betonflächen, wie z. B. Tunnelinnenwänden, ist die Variante mit unlegiertem Bewehrungsstahl und OS-System günstiger.

#### 5.5.4 Baupraktische Gesichtspunkte

Neben der Dauerhaftigkeit und den Mehrkosten sollten für eine abschließende Bewertung auch baupraktische Gesichtspunkte berücksichtigt werden. Hier bieten die nichtrostenden Betonstähle (Top12 oder Edelstahl mit KWK  $\geq$  III) gegenüber den Oberflächenschutzsystemen Vorteile:

- OS-B-Systeme haben in der Praxis nur eine geringe Dauerhaftigkeit bewiesen. Es hat sich gezeigt, dass diese Systeme eine hohe Empfindlichkeit gegenüber klimatischen Bedingungen (Mindesttemperatur, Taupunkttemperatur und Oberflächenfeuchte) haben und sie sich deshalb häufig nach nur kurzer Zeit ablösen. Außerdem ist die Chloridrichtigkeit dieser Systeme als vergleichs-

weise niedrig einzustufen, sodass in der Regel bereits vor Ablauf der angesetzten Lebensdauer des OS-B-Systems Chloride in den Beton eindringen.

- Tiefenhydrophobierungen können ebenfalls nur bei bestimmten klimatischen Bedingungen aufgetragen werden, die Anforderungen sind aber niedriger und somit leichter einzuhalten als für OS-B-Systeme.
- Die dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften bei nichtrostenden Betonstählen werden unabhängig von der Ausführung auf der Baustelle erreicht. Bei Oberflächenschutzsystemen ist eine gute Ausführungsqualität (Untergrundvorbereitung (OS-B-System), Auftragsmenge, Sorgfalt beim Auftrag etc.) für die Funktionalität entscheidend.

- Beim Einsatz nichtrostender Betonstähle sind bei den hier betrachteten Lebenszyklen zudem über die geplanten 50 bzw. 100 Jahre keine Instandsetzungsmaßnahmen erforderlich. Demzufolge ist die Kostenermittlung bei der Planung von Varianten mit nichtrostenden Betonstählen mit deutlich geringeren Unsicherheiten behaftet als die der Planung von Varianten mit nachträglichen Instandsetzungsmaßnahmen (z. B. mit regelmäßigem Neuauftrag des OS-Systems).

Es bleibt zu bemerken, dass der in der Studie verwendete Beton einen um ca. 60 % höheren Chlorideindringwiderstand mitbringt, als der gemäß ZTV-ING [13] geforderte Stan-

Tabelle 1 Gegenüberstellung der Varianten

Kategorie	Dauerhaftigkeit			Lebenszyklus- kosten			Baupraktische Gesichtspunkte			
	Variante*	-US-TH-0	-T12-0-0	-ES-0-0	-US-TH-0	-T12-0-0	-ES-0-0	-US-TH-0	-T12-0-0	-ES-0-0
Bauteil										
Brückenkappe		+	+	++	+	+	-	-	++	++
Singulärer Mittelpfeiler		+	+	++	0	+	-	-	++	++
Tunnelnotgehweg		+	+	++	+	+	-	-	++	++
Tunnelwand		+	+	++	+	0	-	-	++	++

Bewertung: ++ sehr gut | + gut | 0 neutral | - schlecht  
 \* Bewehrungsstahl: US = unlegierter Stahl | T12 = Top12 | ES = Edelstahl  
 Oberflächenschutz: TH = Tiefenhydrophobierung | OSB = OS-B-System  
 Betoninstandsetzung: I = Instandsetzung | A/N = Abbruch/Neubau

dardbeton. Die errechnete Lebensdauer bei der Mindestanforderung würde bei < 20 Jahren liegen.

### 5.5.5 Abschließender Variantenvergleich und Bewertung

In der nachfolgenden Bewertung werden die Varianten mit OS-B-System aufgrund deren hohen Empfindlichkeit in Bezug auf klimatische Bedingungen, Ausführungsqualität und Chloriddichtigkeit nicht berücksichtigt. Auch die Varianten ohne präventive Maßnahmen werden nicht in eine Bewertung mit einbezogen, da die Kosten um ein Vielfaches über denen für die Varianten mit Top12-Stahl oder mit unlegiertem Stahl mit Tiefenhydrophobierung liegen.

In Tabelle 1 wird eine Bewertung der Varianten hinsichtlich der Themenbereiche Dauerhaftigkeit, Lebenszykluskosten und baupraktische Gesichtspunkte vorgenommen. Bezieht man alle betrachteten Themenbereiche in die Bewertung mit ein, so schneidet die Variante mit Top12-Stahl am besten ab.

## 6 Ergebnistransfer und Ausblick

Bisher wird die Dauerhaftigkeit gegenüber chloridinduzierter Bewehrungskorrosion von Brückenbauwerken in der Stahlbeton- und Spannbetonbauweise nach ZTV-ING [13] indirekt über die Zuweisung bestimmter Betondeckungen sowie Expositionsclassen und damit verbundenen Anforderungen an die Betonzusammensetzung berücksichtigt. Zahlreiche Schäden zeigen aber, dass für besonders stark

beanspruchte Bauteile wie z. B. Brückenmittelpfeiler, Brückenkappe, Tunnelnotgehweg und Tunnelwand weitere Maßnahmen ergriffen werden müssen, um die Dauerhaftigkeit über eine derzeit angestrebte Nutzungsdauer von 50 bzw. 100 Jahren sicherzustellen. Die Ergebnisse der Lebenszykluskostenberechnung liefern hilfreiche Hinweise, wie in Bezug auf chloridinduzierte Bewehrungskorrosion dauerhafter und bei Betrachtung der gesamten Nutzungsdauer auch kostengünstiger gebaut werden kann. In der Folge können aus wirtschaftlicher und volkswirtschaftlicher Sicht sehr aufwendige Instandsetzungen an stark frequentierten Verkehrsbauwerken vermieden bzw. minimiert werden.

## Literatur

- [1] Schießl-Pecka, A.; Willberg, U.; Müller, G.; Gehlen, Ch.: 100 Jahre Dauerhaftigkeit für Brücken- und Tunnelbauwerke. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 28. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken am 12./13.3.2018 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2018, S. 157–168
- [2] Schießl, P.; Mayer, T. F.: Lebensdauer-managementsystem – Teilprojekt A2. In: Deutscher 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] Heiß, N.; Fischer, O.; Hierl, M.; Seidl, G.: Straßenbrücke ohne Belag und Abdichtung. In: DBV (Hrsg.): Tagungsband Deutscher Bautechnik-Tag 2015, 23.04.2015 in Stuttgart, 2015, S. 105–106
- [4] Willberg, U.; Schneck, U.; Schießl-Pecka, A.: A 96 Tunnel Eching und Etterschlag Alternative Betoninstandsetzung. In: Schäfer, F. (Hrsg.): Tagungsband zum Kolloquium Straßenbau in der Praxis am 29./30.1.2019 in Esslingen, Technische Akademie Esslingen, 2019, Beitrag angenommen.
- [5] DIN EN 1992-1-1:2011, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010.
- [6] DIN-Fachbericht 100:2010-03: Beton – Zusammenstellung von DIN EN 206-1 Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität und DIN 1045-2 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1.
- [7] v. Greve-Dierfeld, S. ; Gehlen, Ch.: Performance-based durability design, carbonation, Part 1 – Benchmarking of European present design rules. *Structural Concrete* (2016) 3, S. 309–328\*
- [8] v. Greve-Dierfeld, S. ; Gehlen, Ch.: Performance-based durability design, carbonation, Part 2 – Classification of concrete. *Structural Concrete* (2016) 4, S. 523–532\*
- [9] v. Greve-Dierfeld, S. ; Gehlen, Ch.: Performance-based durability design, carbonation, Part 3 – PSF approach and a proposal for the revision of deemed-to-satisfy rules. *Structural Concrete* (2016) 5, S. 718–728\*
- [10] Bundesanstalt für Wasserbau (BAW, Hrsg.): BAW-Merkblatt Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauwerken bei Carbonatisierung und Chlorideinwirkung (MDCC). Ausgabe 2017
- [11] Mayer, T. F.; Schießl-Pecka, A.: Lösungsstrategien zur Chloridbelastung in Straßentunneln. Tagungsunterlagen zur VSVI-Tagung 2017, 25.1.2017 in Garching, 2017
- [12] DIN-Fachbericht 100:2010: Beton - Zusammenstellung von DIN EN 206-1 Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität und DIN 1045-2 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
- [13] ZTV ING:2017: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten
- [14] 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
- [15] Schießl-Pecka, A.; Rausch, A.; Zintel, M.; Linden, Ch.: Brückenmittelpfeiler – Optimierte Lebenszykluskosten für 100 Jahre Dauerhaftigkeit. In: Schäfer, F. (Hrsg.): Tagungsband zum Kolloquium Straßenbau in der Praxis am 29./30.1.2019 in Esslingen, Technische Akademie Esslingen, 2019 (Beitrag angenommen)
- [16] Schießl-Pecka, A.; Buschmeier, S.: Einsatz von Hydrophobierungen nach dem Gelbdruck der Instandhaltungs-Richtlinie – Praxisbeispiele und Vorgehen aus der Perspektive des Planers. Raupach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 6. Kolloquium Erhaltung von Bauwerken am 22./23.01.2019 in Esslingen, Technische Akademie Esslingen, 2019 (Beitrag angenommen)
- [17] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Richtlinie „Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen“ (Rili-SIB 2001). Ausgabe 2001
- [18] Federation internationale du beton (fib, Hrsg.): Bulletin 34 – Model Code for Service Life Design. Lausanne (Schweiz), 2006
- [19] Positionspapier des DAfStb zur Umsetzung des Konzepts von leistungsbezogenen Entwurfsverfahren unter Berücksichtigung von DIN EN 206-1, Anhang J
- [20] Federation internationale du beton (fib, Hrsg.): Bulletin 76 – Benchmarking of deemed-to-satisfy provisions in standards. State-of-the-art report. Lausanne (Schweiz), 2015
- [21] Rahimi, A.: Semiprobabilistisches Nachweiskonzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung. Diss., TU München, 2016
- [22] Schießl-Pecka, A.; Rausch, A.: Top12, Fa. Swiss Steel – Lebenszykluskostenbetrachtung. Gutachterliche Stellungnahme 16-192/1.1.3 vom 26.7.2018, Ingenieurbüro Schießl Gehlen Sodeikat, München
- [23] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): RI-WI-BRÜ – Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken. Berlin, 2004

\* *In der Druckversion versehentlich mit falscher Reihung der Autoren*

# Dauerhafte und wirtschaftliche Straßenbrücken mit Halbfertigteilen aus vorgespanntem Carbonbeton

*Dr.-Ing. Frank Jesse<sup>1</sup>, Dipl.-Ing. Andreas Apitz<sup>2</sup>, Prof. Dr. sc. techn. Mike Schlaich<sup>2</sup>*

## 1 Motivation für Carbon im Brückenbau

Vorgespannter Carbonbeton, also Spannbeton mit Bewehrungen und Spanngliedern aus Carbon, ist eine vielversprechende Alternative für den Brückenbau, da Carbon nicht korrodiert. Über 2/3 der Bauwerksschäden an Betonbrücken sind auf Korrosion zurückzuführen [1]. Zur Lösung dieses volkswirtschaftlich bedeutsamen Problems wurden für herkömmliche Bauweisen Strategien entwickelt [2]. Alternativ kann die Schadensursache der Korrosion auch durch die Verwendung von Carbon eliminiert werden. Geringes Gewicht, hohe Festigkeit und sehr gute Ermüdungseigenschaften machen das Material interessant, besonders in Kombination mit Vorspannung. Die fehlende Duktilität erfordert besondere Überlegungen bei der Bemessung und beim Sicherheitskonzept. Wegen der hohen Querdruckempfindlichkeit sind neue Verankerungslösungen erforderlich. Die hohen Materialkosten müssen beachtet werden.

Die erste mit Carbon vorgespannte Brücke wurde bereits 1988 in Japan errichtet [3]. Die Bauweise der möglicherweise leichtesten vorgespannten Carbonbrücke der Welt für Fußgänger in Winterthur – aus 24–40 mm dünnen, mit dünnen Carbonfäden vorgespannten und miteinander verklebten Platten [4] – ist auf den Straßen- und Eisenbahnbrückenbau nicht übertragbar. Fraglich ist, ob die herkömmliche Art der Konstruktion von Spannbetonbrücken wirklich zu dem besonderen Eigenschaftsprofil von Carbon passt. Bereits 1993 warnte Burgoyne davor, Stahl einfach durch Carbon zu ersetzen [5]. Weltweit wurden seit Anfang der 1990er Jahre ungefähr 30 Betonbrücken mit Spanngliedern aus Carbon gebaut [6], die jedoch nahezu alle die herkömmlichen Konstruktionsarten aus dem Spannbetonbau aufweisen. Die bisher in Deutschland ausgeführten Carbonbetonbrücken sind entweder ohne Vorspannung ausgeführt [7] oder mit Stahlspanngliedern vorgespannt [8], [9].

Seit 2006 steht an der TU Berlin eine Spannbandbrücke mit 13 m Spannweite und nur 1 mm konstruktiver Höhe als Dauerversuch. Weitere Untersuchungen an der TU Berlin zur Verankerung von Carbonseilen sowie Ringseildächern und Seilnetzfassaden mit vorgespannten Carbonzuggliedern bestätigen, dass erst die Vorspannung Carbon wirklich erlaubt, sein Potential richtig auszuspielen [10]–[12]. Es war also nur folgerichtig, im Rahmen des C<sup>3</sup>-Projekts [13] vorgespannten Carbonbeton für ein neuartiges Brückensystem einzusetzen. Das Verbundprojekt C3-V4.2 wurde von folgenden Partnern bearbeitet: den Forschungseinrichtungen Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Massivbau der TU Berlin und Institut für Massivbau der TU Dresden, dem Ingenieurbüro schlaich bergemann partner, dem Spanngliedlieferanten DYWIDAG-Systems International (München), dem Carbonfaser- und Bewehrungshersteller SGL Carbon (Meitingen) und dem Bauunternehmen Hentschke Bau (Bautzen). Als Ergebnis liegt ein neuartiger Entwurf für integrale Brücken im Spannweitenbereich bis 50 m vor, der verbundlose Carbonspannglieder, thermisch umformbare schlaife Carbonbewehrung und Halbfertigteile aus Hochleistungsbeton vereint. Dieser Beitrag gibt einen Überblick über das Tragwerkskonzept und den aktuellen Entwicklungsstand.

## 2 Wirtschaftlichkeit

Carbon droht zwar zuerst mit Mehrkosten, schaltet aber Korrosionsprobleme – den Grund für die meisten Sanierungsmaßnahmen – an der Quelle aus. Spannungsrisskorrosion ist bei Carbon ebenfalls unbekannt.

Carbonbewehrungen sind derzeit tatsächlich noch teuer. Das hat mehrere Ursachen. Ein Faktor auf Seiten der Carbonfasern ist der energieaufwändige Herstellprozess, ein anderer der derzeit kleine Markt. „Vernünftige“ Preise lassen sich erst erwarten, wenn der Markt so groß ist, dass Produktionsanlagen mehre-

<sup>1</sup> Hentschke Bau GmbH, Bautzen

<sup>2</sup> Technische Universität Berlin, Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Massivbau

rer Hersteller ausgelastet werden und echter Wettbewerb und Innovationen die Entwicklung sowohl technisch als auch wirtschaftlich vorantreiben. Klare Signale der öffentlichen Hand oder der Bahn als marktrelevante Bauherren werden als wichtiger Schritt eingeschätzt. Infrastrukturbauwerke sind bei Verwendung von Carbonbewehrungen teurer, haben aber einen hohen volkswirtschaftlichen Nutzen und liefern eine Rendite in Form langfristig zuverlässiger Bauwerke mit geringen Wartungs- und Instandhaltungskosten.

Vergleichsrechnungen zur Wirtschaftlichkeit zeigen, dass die Verwendung von Carbonbewehrung und -spanngliedern langfristig, d. h. auf die übliche Lebensdauer und übliche Instandhaltungsaufwendungen bezogen, wirtschaftlicher ist als die herkömmliche Bauweise mit Betonstahl, Spannstahl oder Baustahl (Stahlbau und Verbundbau), siehe bspw. [14]. Gleichwohl ist es aufgrund des hohen Materialpreises wirtschaftlich erstrebenswert, die hohe Leistungsfähigkeit der Carbonbewehrung durch eine geeignete Konstruktion und Bemessung auch weitgehend auszunutzen, d. h. im Wesentlichen durch die Kombination mit Vorspannung.

### 3 Vorspannung

#### 3.1 Wenn Carbon, dann mit Vorspannung

Ingenieurbauwerke müssen hohe Anforderungen an die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit erfüllen. Das Ziel im Entwurf und in der Bemessung sollte die Erfüllung dieser Anforderungen bei möglichst geringem Materialeinsatz sein. Das heißt, dass die Materialien so effizient wie möglich ausgenutzt werden müssen.

Carbon ist zwar zugfester als Stahl (die charakteristische Zugfestigkeit liegt in dem Bereich von 1500–3000 MPa gegenüber 500...550 MPa für Betonstahl bzw. bis 1860 MPa für Spannstahl), jedoch auch weicher in Zugrichtung (der E-Modul liegt in dem Bereich von 100–160 GPa gegenüber 195...200 GPa bei Beton- und Spannstahl).

Die Anforderungen an die Tragfähigkeit können durch Carbonbewehrung praktisch mühelos erfüllt werden. Aufgrund der geringen Steifigkeit des Carbons werden bei schlaff bewehrten Carbonbetonkonstruktionen jedoch meist Gebrauchstauglichkeitskriterien (Verformungen, Risse) maßgebend für die Menge an

Bewehrung. Die hohe Festigkeit des Carbons wird dann im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht erreicht und das teure Material nicht ausgenutzt.

Eine denkbare, aber aus ästhetischer Sicht sowie wegen des Ressourcenverbrauchs nicht akzeptable Gegenmaßnahme wäre die Erhöhung der Bauteilhöhe bzw. Reduzierung der Bauteilschlankheit.

Abhilfe kann die Vorspannung schaffen. Die Zugglieder werden vorgedehnt und erreichen ein hohes Dehnungs- und Spannungsniveau bereits ohne zusätzliche Lasten. Die Festigkeit wird besser ausgenutzt, was letztendlich zu geringeren Bewehrungsgraden führt. Dadurch ergeben sich Vorteile wie bessere Ausführbarkeit oder geringere Querschnittsabmessungen, was zu Einsparungen bei Material und Gewicht führt.

Die Anwendung der Vorspannung ermöglicht die wirtschaftliche Ausnutzung hochfester Bewehrungen bei gleichzeitiger Erhöhung der Bauteilschlankheit, was seit Einführung des Spannbetons seit langem bewährte Praxis ist. Soll Bewehrung aus Carbon oder einer anderen Hochleistungsfaser verwendet werden, ist die Anwendung der Vorspanntechnik deshalb meist die einzige Möglichkeit, wirtschaftlich und ästhetisch vertretbar zu entwerfen und zu konstruieren.

#### 3.2 Wahl der Vorspannart

Grundsätzlich besteht die Wahl zwischen drei Arten der Vorspannung: Vorspannung im sofortigen Verbund, Vorspannung mit nachträglichem Verbund oder Vorspannung ohne Verbund (intern oder extern).

1. Die *Vorspannung im sofortigen Verbund* ist die wirtschaftlichste Variante, schränkt aber den Gestaltungsspielraum ein und berührt wesentliche Fragen zur Sicherheitsphilosophie, z. B. die nach einem ausreichenden Ankündigungsverhalten. DIN EN 1992 [15] fordert eine ausreichende Versagensankündigung durch Verformungen und Rissbildung. Derzeit ist ungeklärt, welche Zusatzdehnung Spannelemente im Bruchzustand mindestens aufnehmen können müssen, damit vorgespannte Konstruktionen ein ausreichendes Ankündigungsverhalten aufweisen. Bei Spannstählen ist sichergestellt, dass materialeitig mindestens 25 ‰ Zusatzdehnungen im Bruchzustand mög-



lich sind. Bei Carbon mit linear-elastischer Spannungs-Dehnungs-Beziehung ist ausgehend von der Grenzdehnung des Materials nur die Zusatzdehnung möglich, die durch die Vordehnung noch nicht in Anspruch genommen wurde. Einschlägige Regelwerke erlauben für Carbonspannglieder eine Vordehnung von 65 % der Bruchdehnung [16]–[18]. Das heißt von der Bruchdehnung des Carbons, die typisch etwa bei 15–18 ‰ liegt, verbleiben nach Abzug der zulässigen Vordehnung noch 5–6 ‰ im Bruchzustand, also ca. 1/4 der bei Spannstahl möglichen Bruchdehnung. Teilweise sehen die Sicherheitskonzepte vor, dass der Teilsicherheitsbeiwert im Bruchzustand auch auf die Grenzdehnung angewendet wird, z. B. [19]. Das bedeutet, dass einer Vordehnung von 65 % und einem Teilsicherheitsbeiwert von 1,3 auf der Materialseite noch 1/10 der Grenzdehnung im Bruchzustand genutzt werden können. Aktuelle Untersuchungen der Autoren gehen der Frage nach, mit welcher Bemessungsphilosophie Carbonspannelemente bei sofortigem Verbund sinnvoll bemessen werden können.

2. Die *Vorspannung mit nachträglichem Verbund* weist aufgrund der variablen Spanngliedführung wesentlich größere Gestaltungsspielräume auf, bedarf aber aufwändiger Verankerungen. Die bei der Vorspannung im sofortigen Verbund angerissenen Fragen zum Ankündigungsverhalten im Bruchzustand bzw. zu einem geeigneten Bemessungskonzept sind aber prinzipiell ähnlich gelagert.
3. Die *Vorspannung ohne Verbund* hat aufgrund der variablen Spanngliedführung ebenso große Gestaltungsspielräume, zeigt aber aufgrund des fehlenden Verbundes hinsichtlich des Bruchzustandes keinen erhöhten Klärungsbedarf. Typischerweise konzentrieren sich bei der verbundlosen Vorspannung die Verformungen im Bruchzustand auf wenige sich öffnende Risse. Diese kann ein Carbonspannglied ohne Verbund bei praxisüblichen Bauteillängen problemlos aufnehmen, da sich die lokalen Rissöffnungen als Dehnung auf die gesamte Spanngliedlänge verteilen. Die Grenzdehnung der notwendigen schlaffen Zulagebewehrung ist so groß (15–18 ‰), dass die Verformungen im Bruchzustand ohne weitere Überlegungen als ausreichend bewertet werden können.

Solange noch keine Regelungen zu den genannten Themen vorliegen, ist die verbundlo-

se Vorspannung hinsichtlich der Zulassungsfähigkeit die vielversprechendste Alternative. Sie ist die für den entwickelten Entwurf gewählte Vorspannart, auch da durch sie kraftflussorientierte und damit elegante Tragwerke entworfen werden können.

Die wegen des höheren Bedarfs an schlaffer Zulagebewehrung geringere Wirtschaftlichkeit der verbundlosen Vorspannung wird dabei in Deutschland seit Ende der 1990er Jahre aufgrund anderer Vorteile (Auswechselbarkeit der Spannglieder, Prüfbarkeit der Vorspannung) bewusst in Kauf genommen.

## 4 Bemessung

Obwohl Carbonbewehrung grundsätzlich andere mechanische Eigenschaften als Stahl hat (keine Plastizität, linear elastisches Verhalten), können die bekannten grundlegenden Prinzipien der Bemessung für Biegung, Querkraft, Rissbildung, Verformungen und andere angewendet werden. Materialspezifische Kennwerte und empirische Modellfaktoren müssen angepasst bzw. mittels geeigneter Versuche bestimmt werden. Es sind aber grundlegende Überlegungen zur Sicherheits- und Bemessungsphilosophie erforderlich [20], [21].

Für die Bemessung der Carbonbetonfertigteile wurden deshalb die Regeln der DIN EN 1992 [15] zu Grunde gelegt. Notwendige Anpassungen an Carbon wurden auf Basis existierender Regelwerke, bspw. der JSCE [16] und des ACI [22], [17] sowie aktueller Vorschläge vorgenommen, bspw. bezüglich des Sicherheitskonzepts [23]–[26] oder der Querkraftbemessung [24], [27]. Die Biegebemessung ist bei Verfügbarkeit elementarer Materialeigenschaften mit geeigneter Software bereits heute programmgesteuert möglich. Für die Rissbreitenbeschränkung wurde das Modell der DIN EN 1992 [15] verwendet.

Gesonderte Überlegungen bedürfen Bemessungs- und Konstruktionsregeln, die auf pragmatischen Festlegungen beruhen und weder auf belastbare mechanische Grundlagen bauen, noch einer experimentellen Überprüfung zugänglich sind. Dazu gehören beispielsweise die Regeln zur Oberflächenbewehrung.

Nicht alle offenen Fragen konnten im Rahmen des Vorhabens endgültig geklärt werden. In diesen Fällen sind die Bemessungsannahmen konservativ gewählt. Einem Teil der Fragen soll durch Belastungsversuche an ei-

nem 21 m großen Demonstrator nachgegangen werden. Die mit Stahl bewehrten Bereiche wurden ohne Einschränkungen nach den einschlägigen Regelwerken bemessen und durchkonstruiert.

## 5 Brückensystem

### 5.1 Aufgabenstellung, Entwurf und Tragwerkskonzept

Der Entwurf der Brücke wird wesentlich durch die drei folgenden Randbedingungen beeinflusst:

1. Die Verwendung von Halbfertigteilen, um den Einfluss der Bautätigkeit auf den Verkehr unter dem Überbau auf ein Minimum zu reduzieren. Die leichten feldlangen Fertigteile können innerhalb einer nächtlichen Sperrpause eingebaut werden.
2. Überbrückung der Gesamtspannweite ohne Mittelpfeiler, um das Unfallrisiko im Mittelpfeilerbereich zu minimieren, optimale Sichtverhältnisse für die Verkehrsteilnehmer zu gewährleisten und im Instandsetzungsfall teure und als Unfallrisiko bekannte Mittelpfeilerbaustellen zu vermeiden.
3. Integrale Ausführung ohne Fugen und Lager, um eine besonders hohe Robustheit und Dauerhaftigkeit zu gewährleisten.

Das zu überbrückende Lichtraumprofil von 36 m Breite und 4,70 m Höhe entspricht einer

sechsstreifigen Autobahn mit zwei Richtungsfahrbahnen (RQ36 nach RAS-Q 96). Damit das Lichtraumprofil auch während der Bauzeit nicht durch Baubehelfe eingeschränkt werden muss, wurde eine lichte Weite zwischen den Widerlagern von 39,50 m gewählt. Die Bilder 1 und 2 zeigen den Entwurf und die verwendeten Materialien. Der Überbau besteht aus fünf Halbfertigteilen mit 41 m Länge und einer Breite von 2,40 m, so dass mit dem 12 m breiten Überbau eine zweistreifige Landstraße überführt werden kann. Die fünf Halbfertigteile haben ein Gewicht von jeweils 65 t, so dass sie mit üblichen Schwertransportern angeliefert werden können.

Gründungen und Widerlager werden auf der Baustelle in Ortbeton hergestellt. Nach dem Auflegen der Halbfertigteile werden die Rahmeneckbewehrung ergänzt und die Rahmenecke betoniert. Anschließend werden die Bewehrung im Bereich der Fahrbahnplatte ergänzt und eine durchgehende Ortbetonfahrbahnplatte von 20 cm Dicke hergestellt, deren Gewicht bereits auf das Rahmensystem wirkt. Gleiches gilt für die Hinterfüllung, die Fahrbahndecke und die Ausbaulasten, welche nach Aushärten des Ortbetons aufgebracht werden und bereits auf den Verbundquerschnitt wirken. Mit diesem zeitlichen Bauablauf stellen sich die Rahmeneck- und Feldmomente in der gewünschten Verteilung ein.

Die Ausführung der Gründung hängt von den örtlichen Baugrundverhältnissen ab. Die Gründungssteifigkeit muss auf die aufnehmbaren Rahmenmomente abgestimmt werden und

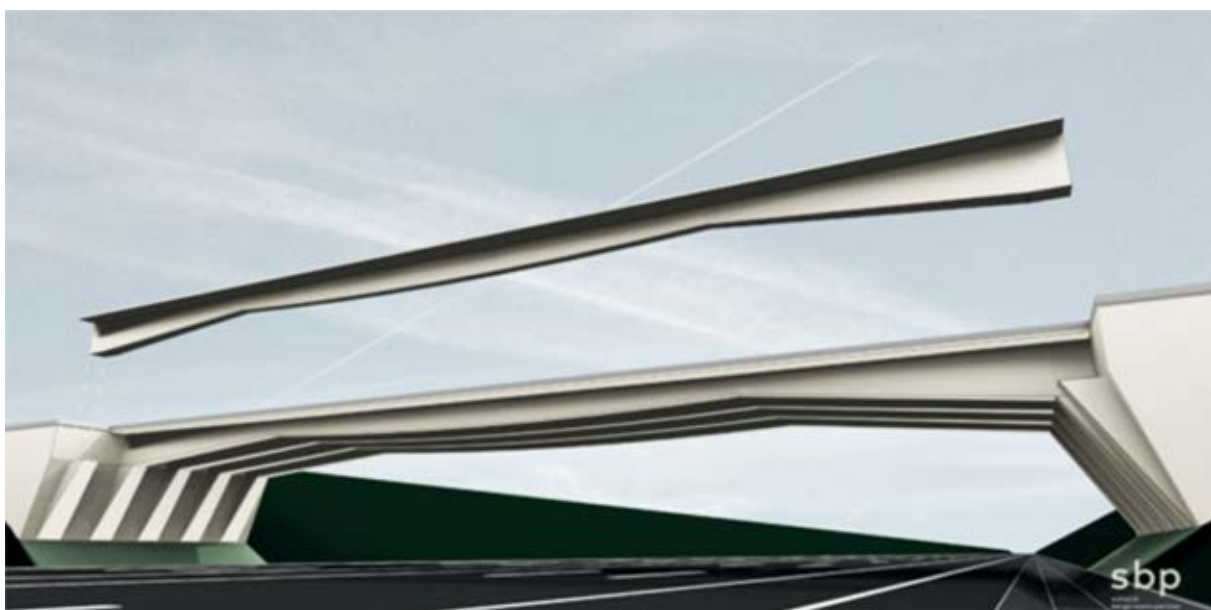


Bild 1 Visualisierung des entwickelten Brückensystems mit vorgespannten Halbfertigteilen aus Carbonbeton  
Grafik: schlaich bergemann partner

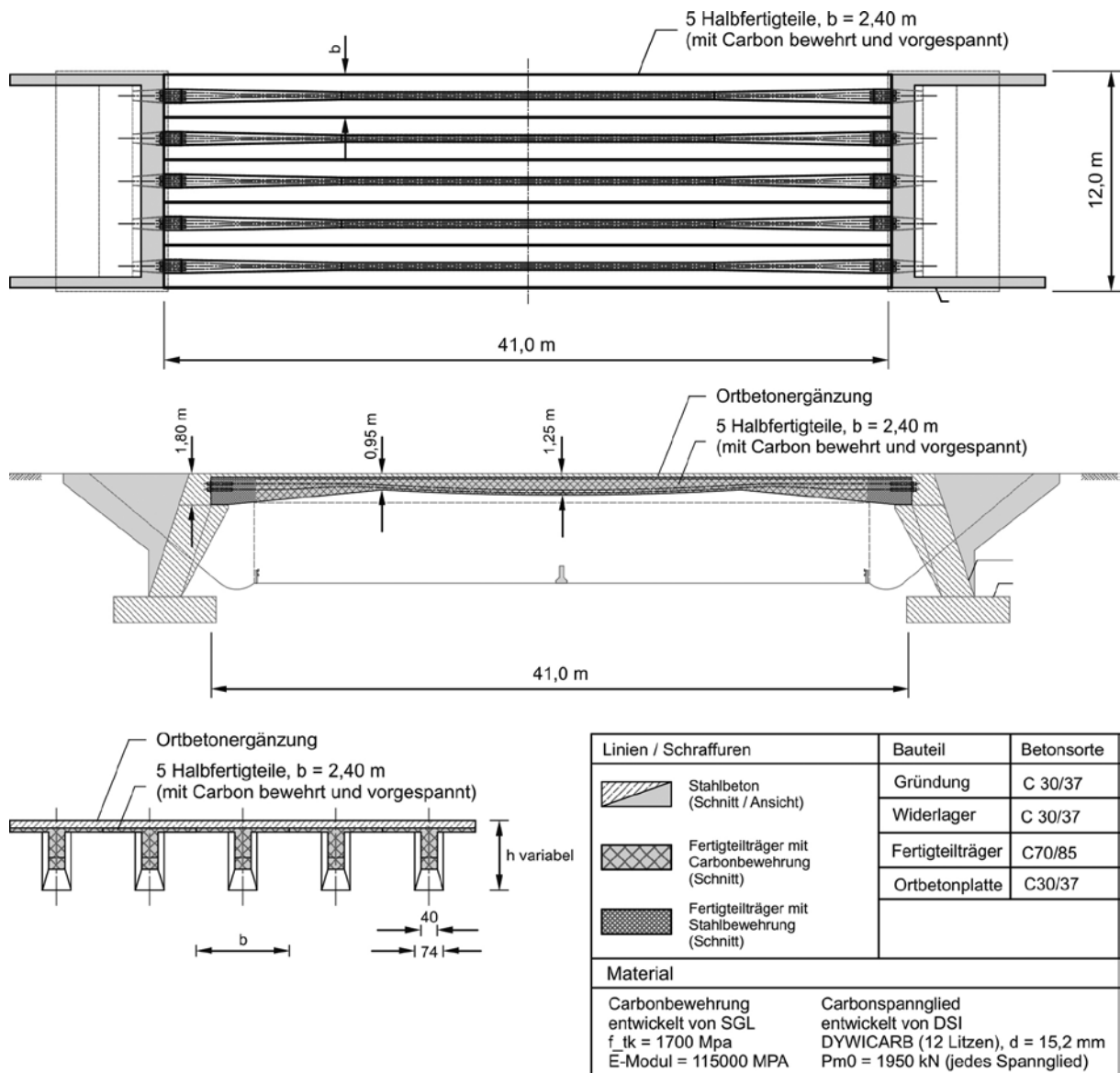


Bild 2 Draufsicht, Längs- und Querschnitt und Zuordnung der Materialien für das entwickelte Brückensystem  
Zeichnungen: schlaich bergermann partner

umgekehrt. Die Nachgiebigkeit der Rahmenstiele ermöglicht die Aufnahme von Längenänderungen aus Temperatur, Schwinden und Kriechen.

Auffällig ist die besondere Form des Tragwerks. Üblicherweise sind Fertigteile parallelgurtig. Voutungen sind meist im Bereich der Rahmenecken zu finden und ermöglichen im Gegenzug eine höhere Schlankheit in Feldmitte. Nach Wissen der Autoren wurde die hier gewählte Form erstmalig 1992 nach einem Entwurf von Jörg Schlaich [28] bei einer Überführung bei Kirchheim realisiert, siehe Bild 3. Bei der abgewandelten Form nach einem Entwurf von Michael Kleiser [29], Bild 3 unten, ist die Masseneinsparung und das Tragwerkskonzept auch deutlich erkennbar.

Bei Betrachtung des Momentenverlaufes am Rahmen ergeben sich drei charakteristische Punkte (Bild 4):

1. Momentenminimum in der Rahmenecke,
2. Momentennullpunkt etwa bei  $L/4$ ,
3. Momentenmaximum in Feldmitte.

Die Anpassung der Querschnittshöhe am Momentenverlauf ermöglicht eine Materialeinsparung beim Beton und der erforderlichen Vorspannung und insgesamt eine sehr gleichmäßige Materialausnutzung. Insgesamt werden die Spannungsverläufe in Feldmitte günstig beeinflusst, so dass die Schlankheit in Feldmitte höher sein kann als bei herkömmlichen



Bild 3 Beispiele materialoptimierter Überbauformen; von oben nach unten: An- und Untersicht der Überführung im Zuge der A3 in Wendlingen-Kirchheim, Überführung A5 Ü20  
Grafiken: schlaich bergemann partner (oben u. mitte), © Dr. Michael Kleiser (unten)

cher Form der Voutung in den Rahmenecken. Für ausführlichere Erläuterungen auch zur Formgebung im Detail siehe [30].

Das entwickelte Tragwerkskonzept orientiert sich maßgeblich an der bewährten Bauweise mit Verbundfertigteilen, die in den vergange-

nen Jahren die Spannbetonfertigteilbauweise zunehmend verdrängt hat. Das Konzept ist durch den modularen Aufbau variabel hinsichtlich Belastung, Überbaubreite und Spannweite und an unterschiedlichste örtliche Gegebenheiten anpassbar.

## 5.2 Materialien

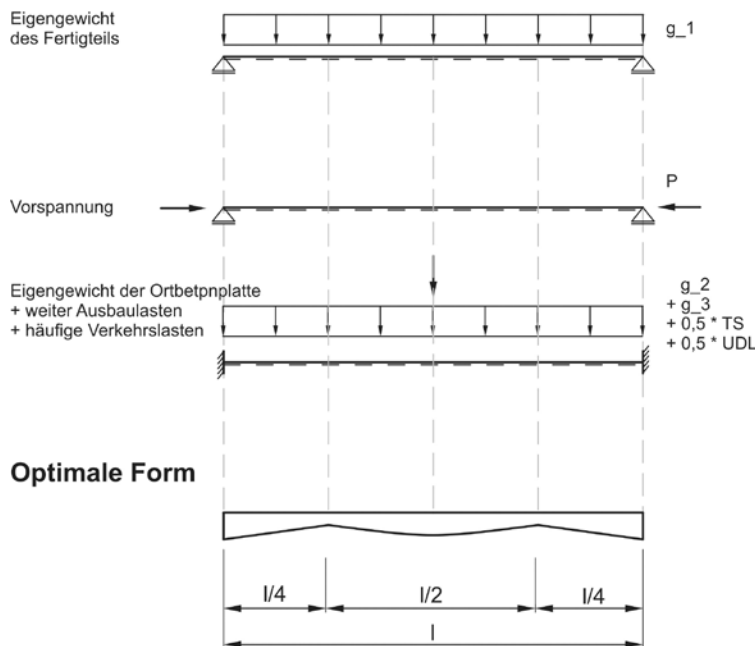
Die Materialauswahl fokussiert auf aktuell herstellbare und lieferbare Materialien und Komponenten und erfolgte auf der Grundlage der Exposition innerhalb des Tragwerks. Vor allem die Unterseite von Überführungsbauwerken zeigt ein hohes Korrosionsrisiko [2]. Die Halffertigteile sind deshalb mit Carbonbewehrung und Carbonspanngliedern geplant, um das Potential dieses Werkstoffs – hohe Schlankheit und Dauerhaftigkeit – optimal auszunutzen. Eine Ausnahme bilden die Verankerungsbereiche der Spannglieder, da derzeit am Markt noch keine geeigneten Bewehrungen zur Aufnahme der hohen Belastungen verfügbar sind. Die Verwendung von herkömmlicher Betonstahlbewehrung in den übrigen Bereichen ohne nennenswertes Korrosionsrisiko (Widerlager, Ortbetoner-gänzungen) trägt dem Aspekt der Wirtschaftlichkeit Rechnung.

Der Einsatz von Carbonbewehrung ist auf Tragwerksbereiche begrenzt, die ein besonders hohes Korrosionsrisiko bergen bzw. deren Instandsetzung zu inakzeptablen Verkehrseinschränkungen in Kombination mit hohen Instandsetzungskosten führen. Die Oberseite des Tragwerks ist durch die klassische Abdichtung hinreichend geschützt.

## 5.3 Carbonspannglied

Das verbundlose Spannglied mit Kunststoffhüllrohr wurde von DSI für eine maximale Vorspannkraft von 2,9 MN entwickelt. Die 12 Litzen mit Nenndurchmesser 15,2 mm von Tokyo Rope ertragen eine garantierte

**Statisches System und Lasten**



**Momente [kNm]**

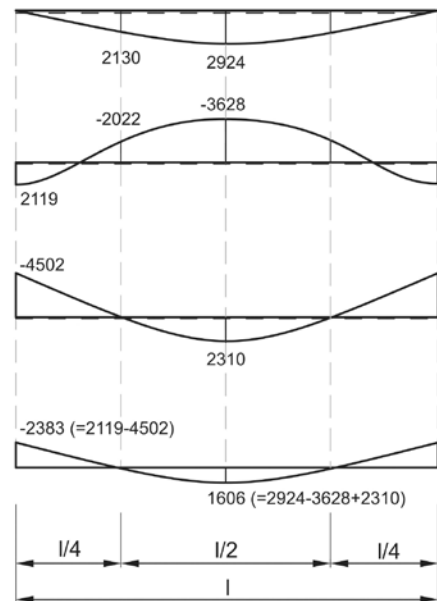


Bild 4 Die Momentenverteilung als Ausgangspunkt für die Entwicklung der optimalen Querschnittsform in Haupttragrichtung Grafik: Andreas Apitz

Bruchkraft von je 270 kN und 2,9 MN für das Spannglied. Die Litzen werden in speziellen Hülsen mit einem expansiven Verguss in den Ankerkörpern verankert (Bild 5). Die Spannkraft wird über eine hydraulische Spann- presse auf den Spannanker aufgebracht und über eine Gewindeplatte auf der Ankerplatte abgesetzt. Wesentliche Eignungsversuche wurden bereits an der TU Berlin, an der MPA Braunschweig und an der TU München mit

positivem Ergebnis durchgeführt. Das Design ist prinzipiell mit variabler Litzenanzahl adaptierbar.

**5.4 Carbonbewehrung**

Für die Biegelängsbewehrung bzw. Robustheitsbewehrung wurden Stäbe  $\varnothing 10/8,5$  mm (Außendurchmesser/Kerndurchmesser) des



Bild 5 Verankerung des neu entwickelten Spanngliedes der DYWIDAG-Systems International (DSI) Fotos: Johannes Berger

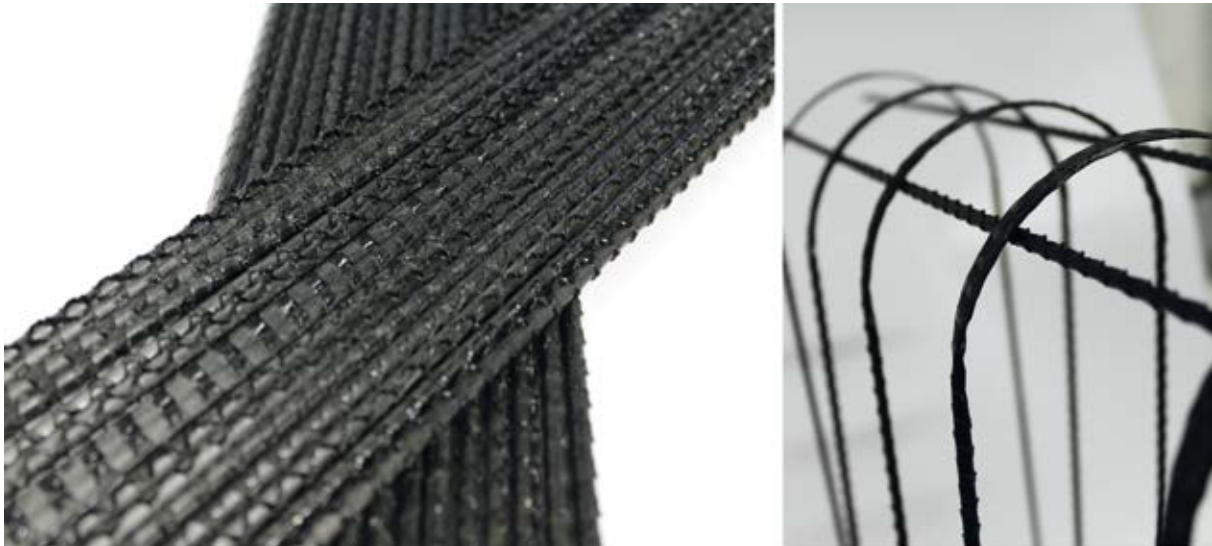


Bild 6 Beispiele für Carbonbewehrung mit thermoplastischer Matrix; links: gerade Stäbe, rechts: umgeformte Bewehrung  
Fotos: SGL Carbon

Herstellers ThyssenKrupp gewählt (Bild 6, links). Die notwendigen Bewehrungsquerschnitte können mit textilen Carbonbewehrungen nicht erreicht werden.

Für die Oberflächenbewehrung könnte eine textile Bewehrung durchaus effizient eingesetzt werden. Da die Oberflächenbewehrung der Rissbreitenbeschränkung dient und filigrane textile Carbonbewehrungen nur eine geringe Betondeckung benötigen, ergeben sich aus der Bemessung Bewehrungsmengen, die teils sogar durch eine einlagige textile Bewehrung praxisgerecht abgedeckt werden könnten. Für die Oberflächenbewehrung und die Bügelbewehrung kommt hier jedoch ein spezieller Carbonbewehrungsstab des Vorhabenspartners SGL Carbon mit Thermoplastmatrix zum Einsatz. Praktisch alle marktüblichen Bewehrungsstäbe aus Faser-Kunststoffverbunden verwenden eine duomere Matrix (meist Epoxidharz). Duomere lassen sich nach dem Aushärten des Harzes nicht mehr umformen – die Formgebung muss vor dem Aushärten des Harzes erfolgen. Bei Verwendung geeigneter Thermoplaste als Matrix eröffnet sich hingegen die Möglichkeit, die Bewehrungselemente nachträglich – ggf. auch auf der Baustelle bzw. im Fertigteilwerk – umzuformen. Da der chemische Aushärtprozess bei Thermoplasten entfällt, ist das Herstellverfahren prinzipiell einfacher und ermöglicht eine höhere Anlagenproduktivität, was sich letztlich positiv auf die Kosten auswirkt.

Bei der nachträglichen Umformung muss das Problem des Längenausgleichs zwischen den Fasern auf der Krümmungsaußen- und der

Krümmungsinnenseite beachtet werden. Bei im Vergleich zum Stabdurchmesser großem Krümmungsradius führen die Längenunterschiede zwischen Krümmungsaußen- und -innenseite durch das frühere Versagen der stärker gedehnten Fasern auf der Krümmungsaußenseite zu einer ggf. akzeptablen Festigkeitsminderung. Bei üblichen Bewehrungsquerschnitten und Krümmungsradien des Ingenieurbaus ist der Festigkeitsabfall bei einer Umformung ohne besondere Maßnahmen nicht akzeptabel.

Als Lösung wurde eine gezielte Abflachung des Querschnitts im Krümmungsradius gewählt (rechts in Bild 6). Der umzuformende Stababschnitt wird über den Erweichungspunkt der Polymermatrix erwärmt und mittels geeignetem Werkzeug verformt. Durch die Verformbarkeit der erwärmten Matrix und die Kombination mit Längszug und Querdruck flacht der Querschnitt im Krümmungsbereich soweit ab, dass die verringerten Längenunterschiede der Krümmungsaußen- und -innenseite zu einer akzeptablen Festigkeitsreduzierung führen. Durch die größere Querschnittsabmessung senkrecht zur Krümmungsebene wird zudem die Umlenkraft auf eine größere Fläche verteilt. Das reduziert die Querdruckbeanspruchung sowohl auf die Fasern als auch den Beton, was sich positiv auf die im Krümmungsbereich übertragbaren Kräfte auswirkt.

Bei der geplanten Brücke, werden die Bügel in der Druckzone über angeformte Endhaken verankert. Damit werden sehr kurze Verankerungslängen erreicht. Haken sind insbesondere dann ein geeignetes Verankerungselement,

wenn die Verankerung über eine Oberflächenprofilierung zu große Verankerungslängen nach sich zieht – wie bei Carbonbewehrung oft der Fall. Durch die thermoplastische Polymermatrix ist die Konfektionierung/Formgebung prinzipiell auch nach dem Ablängen bzw. beim Endverarbeiter möglich. Damit bleiben bewährte Wertschöpfungsketten erhalten (Stabhersteller → Biegebetrieb → Baubetrieb). Möglicher positiver Nebeneffekt dieses Verfahrens ist eine einfachere Durchdringung des Marktes.

## 5.5 Beton

Grundsätzlich können Carbonbewehrungen mit allen üblichen Betonen verwendet werden. Es hat sich jedoch gezeigt, dass höhere Festigkeiten hilfreich sind, die großen Kräfte der hochfesten Bewehrungen aufzunehmen. Wenn die Bewehrung extrem langlebig ist, scheint es geboten, einen Beton zu wählen, der eine ähnliche Lebensdauer ohne wesentliche Instandsetzungsmaßnahmen erreicht. Hochleistungsbetone können eine sinnvolle Wahl sein, da die hohe Festigkeit und Gefügedichtigkeit einen höheren Widerstand gegenüber mechanischen Beanspruchungen, aber auch eindringenden schädlichen Medien (Taumittel, Feuchtigkeit) aufweisen.

Für das carbonbewehrte Halbfertigteil wurde eine Betonfestigkeitsklasse C80/95 gewählt. Diese Qualität ist in einem Fertigteilwerk aus üblichen und verfügbaren Ausgangsstoffen zielsicher herstellbar. Die hohe Druckfestigkeit ermöglicht eine hohe Schlankheit und Filigranität im Vergleich zu normalfestem Beton.

Für Widerlager und Ortbetonergänzungen wurden normalfeste Betone gewählt, da Hochleistungsbetone im Bereich der Widerlager und für die Ortbetonergänzung statisch nicht erforderlich sind, keine wesentlichen Vorteile hinsichtlich Dauerhaftigkeit erwarten lassen und unter den Verhältnissen einer Ortbetonbaustelle zielsicherer verarbeitet werden können.

## 6 Ausführung

Die Herstellung würde analog bisher üblicher Halbfertigteilbauweisen erfolgen:

Nach Herstellung der Gründung wird das Widerlager bis zur Auflagerebene der Halbfertigteile fertiggestellt. Die Auflagerpunkte können im Interesse einer reibungslosen Montage mit

höhenmäßig exakt eingesetzten Montagehilfsauflagern ausgerüstet werden.

Parallel werden die Halbfertigteile unter den guten Bedingungen werkmäßiger Herstellung im Fertigteilwerk hergestellt und nach ausreichender Aushärtung in der Schalung vorgespannt. Optional ist auch eine Teilvorspannung möglich. Der Spanngliedlieferant liefert Fertigspannglieder an das Fertigteilwerk und übernimmt das Aufbringen der vollen Vorspannkraft einschließlich Dehnwegkontrolle. Die Fertigteile liegen dann im Zwischenlager zur Auslieferung bereit.

Zur Montage werden die Fertigteile mit üblichen Schwertransporten angeliefert und per Mobildrehkran auf die vorbereiteten Montagehilfslager auf den Widerlagern aufgesetzt. Wie bei der VFT-Bauweise können notwendige Kappengerüste bzw. -schalungen, Entwässerungsleitungen etc. vormontiert werden. Nach dem Absetzen der Fertigteile erfolgt eine Lage-sicherung durch Koppellaschen und geeignete Verspannungen auf der Widerlagerbank. D. h. die Montage kann erfahrungsgemäß innerhalb einer nächtlichen Sperrpause durchgeführt werden. Außerhalb der Sperrpause bestehen keine Einschränkungen des Verkehrsraumes. Die Fertigteile übernehmen im Bauzustand die Funktion der Schalung für die Ortbetonergänzung und das Traggerüst. Zusätzliche Bauhilfen für die Herstellung des Überbaus sind nicht notwendig.

Anschließend können die Bewehrung der Ortbetonergänzung der Fahrbahnplatte ohne Verkehrseinschränkungen eingebaut und die Ortbetonplatte ergänzt werden. In Abhängigkeit der gewählten statischen Auslegung werden die Rahmenecken vorbetoniert und der Bereich Fahrbahnplatte erst nach Aushärten der Rahmenecken. Durch diese Vorgehensweise lässt sich die Schnittgrößenverteilung innerhalb des Tragwerks steuern.

Nach Fertigstellung der Ortbetonergänzung folgen Versiegelung, Abdichtung, Kappen, Fahrbahnbelag, Markierung sowie weitere Bestandteile der Brückenausrüstung (Geländer, Schutzeinrichtungen, ...) und das Bauwerk ist bereit für die Inbetriebnahme.

## 7 Zusammenfassung und Ausblick

Im Ergebnis einer sehr konstruktiven Zusammenarbeit der Partner ist ein baupraktisch zeitnah umsetzbares Brückensystem auf der

Basis von vorgespannten Halbfertigteilen aus verbundlos vorgespanntem Carbonbeton entstanden. Durch die integrale Bauweise ohne Lager und Fugen und die Materialauswahl ist das Bauwerk überdurchschnittlich schlank und dauerhaft.

Aktuell wird durch die Projektpartner ein 21 m langer Prototyp des Halbfertigteils hergestellt, bei dem alle entwickelten Materialien und Technologien verwendet werden (Spannglied, thermoplastische Carbonbewehrung, spezielles Bemessungskonzept für Carbonbeton). Der Prototyp des Halbfertigteils wird anschließend mit einer Ortbetonergänzung für die Rahmenecken und die Fahrbahnplatte im Labor der TU Berlin zu einer „Brücke“ komplettiert. Geplant ist, das Tragverhalten in verschiedenen Belastungssituationen ca. ein Jahr auf Gebrauchslastniveau zu untersuchen. Unter anderem sollen das Langzeitverhalten des Bauteils sowie des Spanngliedes und dessen Verankerung unter dynamischer Belastung studiert werden. Anschließend sollen Belastungsversuche bis zum Bruch Rückschlüsse auf die Eignung des verwendeten Bemessungskonzepts ermöglichen.

Das erarbeitete Tragwerkskonzept ist modular und in weiten Grenzen anpassbar, d. h. hinsichtlich Spannweite und Breite, aber auch hinsichtlich Belastung (Rad- und Fußwege, Straßenverkehr, Eisenbahnverkehr) und statischem System (integral, gelagert). Bis zur breiten Anwendung in der Praxis ist sicherlich noch eine gewisse Erprobungsphase erforderlich. Die Verfügbarkeit der Materialien und Bemessungsregeln ist gegeben, so dass für eine Umsetzung in der Praxis vor allem eine bauaufsichtliche Regelung herbeigeführt werden muss, anfangs ggf. über Zustimmungen im Einzelfall.

## Danksagung

Die Arbeiten zu den vorgestellten Ergebnissen wurden im Rahmen des BMBF-Programms „Zwanzig 20 – Partnerschaft für Innovation“ als Vorhaben C3-V4.2 des Konsortiums „C<sup>3</sup> – Carbon Concrete Composite“ gefördert, wofür die Autoren herzlich danken. Unser Dank gilt weiterhin den Projektpartnern SGL Carbon (Meitingen), schlaich bergemann partner, DYWIDAG-Systems International (München) und dem Institut für Massivbau der Technischen Universität Dresden für die konstruktive Zusammenarbeit im Rahmen des Forschungsprojektes. Die Autoren danken ThyssenKrupp

Carbon Components (Kesselsdorf) für die Beratung und Unterstützung mit geeigneten Materialien.

## Literatur

- [1] Schießl, P.; Mayer, T. F.: Lebensdauer-managementsystem – Teilprojekt A2. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): Schlussbericht zur ersten Phase des DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhabens „Nachhaltig Bauen mit Beton“, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 572, Berlin: Beuth, 2007, S. 49–100
- [2] Schießl-Pecka, A.; Willberg, U.; Müller, G.; Gehlen, C.: 100 Jahre Dauerhaftigkeit für Brücken- und Tunnelbauwerke. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 28. Dresdner Brückenbausymposium, 12.–13.3.2018 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2018, S. 157–167
- [3] Santoh, N.; Kimura, H., Enomoto, T.; Kiuchi, T.; Kuzuba, Y.: Report on the use of CFCC in prestressed concrete bridge in Japan. In: Nanni, A.; Dolan, C. W. (Hrsg.): Proc. of Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures Int. Symp., 28.–31.3.1993 in Vancouver (Kanada), Michigan: American Concrete Institute, SP-138, 1993, S. 895–911
- [4] Boschung, P.: Eine federleichte Betonbrücke. baublatt (2017) 20, S.14–18
- [5] Burgoyne, C. J.: Should FRP be bonded to Concrete? In: Nanni, A.; Dolan, C. W. (Hrsg.): Proc. of Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures Int. Symp., 28.–31.3.1993 in Vancouver (Kanada), Michigan: American Concrete Institute, SP-138, 1993, S. 367–380
- [6] Apitz, A.: Suitability of CFRPs for Prestressing of Concrete Bridges. In: Int. Association for Bridge and Structural Engineering (Hrsg.): Proc. of 4<sup>th</sup> Young Engineers Colloquium, 31.3.2017 in Bochum, 2017, S. 20–21
- [7] Helbig, T.; Unterer, K.; Kulas, C.; Rempel, S.; Hegger, J.: Fuß- und Radwegbrücke aus Carbonbeton in Albstadt-Ebingen. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016) 10, S. 676–685 – DOI:10.1002/best.201600058
- [8] Michler, H.: Innovativ! Leicht! Formbar! Bewährt! – Textilbetonbrücke Rottachsteg Kempten im Allgäu. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013) 5, S. 325–334 – DOI: 10.1002/best.201300023
- [9] Kulas, C.; Goralski, C.: Die weltweit längste Textilbetonbrücke. Beton- und Stahlbe-



- tonbau 109 (2014) 11, S. 812–817 – DOI: 10.1002/best.201400066
- [10] Schlaich, M.; Bleicher, A.: Spannbandbrücke mit Kohlenstofffaser-Lamellen. Bautechnik 84 (2007) 5, 311–319 – DOI: 10.1002/bate.200710028
- [11] Schlaich, M.; Liu, Y.; Zwingmann, B.: Ringseildächer mit CFK-Zugelementen. Bautechnik 91 (2014) 10, 728–741 – DOI: 10.1002/bate.201400031
- [12] Schlaich, M.; Liu, Y.; Zwingmann, B.: Carbon Fibre Reinforced Polymer for Orthogonally Loaded Cable Net Structures. Structural Engineering International 25 (2015) 1, S. 34–42 – DOI: 10.2749/101686614X14043795570534
- [13] Homepage des Vorhabens C<sup>3</sup> – Carbon Concrete Composite: <https://www.bauen-neu-denken.de/> [geprüft am 20.1.2019]
- [14] Grace, N. F.; Jensen, E. A.; Eamon, C. D.; Shi, X.: Life Cycle Cost Analysis of Carbon-Reinforced Polymer Reinforced Concrete Bridge. ACI Structural Journal 109 (2012) 5, S. 697–704
- [15] DIN-EN-1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010.
- [16] Machida, A. (Hrsg.): Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures using Continuous Fiber Reinforcing Materials. JSCE Concrete Engineering, 1995
- [17] ACI Committee 440 (Hrsg.): Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons. American Concrete Institute, 2004, 35 S.
- [18] CAN/CSA-S6-06: Canadian Highway Bridge Design Code. Mississauga (Ontario, Kanada): Canadian Standards Association, 2011, 930 S.
- [19] Curbach, M.; Schladitz, F.; Weselek, J.; Zobel, R.: Eine Vision wird Realität: Der Betonbau der Zukunft ist nachhaltig, leicht, flexibel und formbar – dank Carbon. Prüfingenieur (2017) 51, S. 20–35
- [20] Pilakoutas, K.; Guadagnini, M.: The fib perspective on FRP reinforcement in RC. In: Oehlers, D. J.; Griffith M. C.; Seracino, R. (Hrsg.): Proc. of the 9<sup>th</sup> Conf. on Fibre Reinforced Polymer Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-9), 13.–15.7.2009 in Sydney (Australien), Adelaide: University of Adelaide, 2009, 4 S. – Book of abstract and DVD
- [21] Pilakoutas, K.; Guadagnini, M.; Neocleous, K.; Matthys, S.: Design guidelines for FRP reinforced concrete structures. Structures and Buildings 164 (2011) SB4, S. 255–263 – DOI: 10.1680/stbu.2011.164.4.255
- [22] ACI Committee 440 (Hrsg.): Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars. American Concrete Institute, 2006, 44 S.
- [23] International Federation for Structural Concrete (fib) (Hrsg.): FRP reinforcement in RC structures. Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib), 2007, 151 S.
- [24] Niewels, J.; Hegger, J.: Betonbauteile mit Bewehrungen aus Faserverbundkunststoff (VFK). In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. (DAfStb., Hrsg.): Schriftenreihe des DAfStb, Heft 582, Berlin: Beuth, 2010, 147 S.
- [25] Just, M.: Sicherheitskonzept für Textilbeton. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) S1, S.42–46 – DOI: 10.1002/best.201400109
- [26] Häußler-Combe, U.; Weselek, J.; Jesse, F.: A Safety Concept for Non-Metallic Reinforcement for Concrete under Bending. ACI Structural Journal 116 (2019) 1, S. 151–160 – DOI: 10.14359/51710873
- [27] Oller, E.; Marí, A.; Bairán, J. M.; Cladera, A.: Shear design of reinforced concrete beams with FRP longitudinal and transverse reinforcement. Composites Part B: Engineering 74 (2015) S.104–122 – DOI: 10.1016/j.compositesb.2014.12.031
- [28] Holgate, A.: The Art of Structural Engineering – The Work of Jörg Schlaich and his Team. Fellbach: Edition Axel Menges, 1997, hier: S. 178–179.
- [29] Kleiser, M.: Formentwicklung einfeldriger Rahmenüberführungen anhand statisch-konstruktiver Überlegungen. Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017) 5, S. 272–281.
- [30] Schlaich, M.; Apitz, A.; Goldack, A.: Form optimized CFRP reinforced and post-tensioned integral concrete bridge using precast girders. In: Int. Association for Bridge and Structural Engineering (Hrsg.): Tomorrow's Megastructures – Proc. of 40<sup>th</sup> IABSE Symp., 19.–21.9.2018 in Nantes (Frankreich), Red Hook, NY: Curran Association, 2018, S. S2-17–S2-24

# Der 30-Jahre-Zyklus der Brückeneinstürze und seine Konsequenzen

Prof. Dr.-Ing. habil. Dirk Proske  
 Berner Fachhochschule, Burgdorf (Schweiz)

## 1 Einleitung und Fragestellung

Der Brückeneinsturz Mitte August 2018 in Genua, der nur das letzte Glied einer Reihe von Brückeneinstürzen in Italien in den vergangenen Jahren ist, aber auch die Brückeneinstürze Anfang Dezember 2017 in Tschechien, Mitte Januar 2018 in Kolumbien und Mitte März 2018 in Florida könnten ein Indiz für eine geringere Sicherheit von Brücken sein. Im Tagungsband des 28. Dresdner Brückenbausymposiums ging der Autor auf diese Frage ein und diskutierte die beobachteten Trends bei der Versagens- bzw. Einsturzhäufigkeit von Brücken [1]. Bereits 2002 verglich der Autor die Risiken von Brücken mit anderen technischen Erzeugnissen [2].

Gemäß [1] war kein steigender Trend der Brückeneinstürze bis 2012 erkennbar, allerdings wurden im Jahre 1998 durch den Unfall von Eschede die Zielwerte für Mortalitäten durch Brücken in Deutschland nicht erfüllt. Dies führte teilweise zu Verstärkungsmaßnahmen an Brücken. Im Allgemeinen aber sind Brücken sehr sicher und sie führen zu einer signifikanten Erhöhung der Lebensqualität. Bild 1 zeigt die vereinfachte Risikofunktion einer Flussquerung für den Zeitraum vor Errichtung der

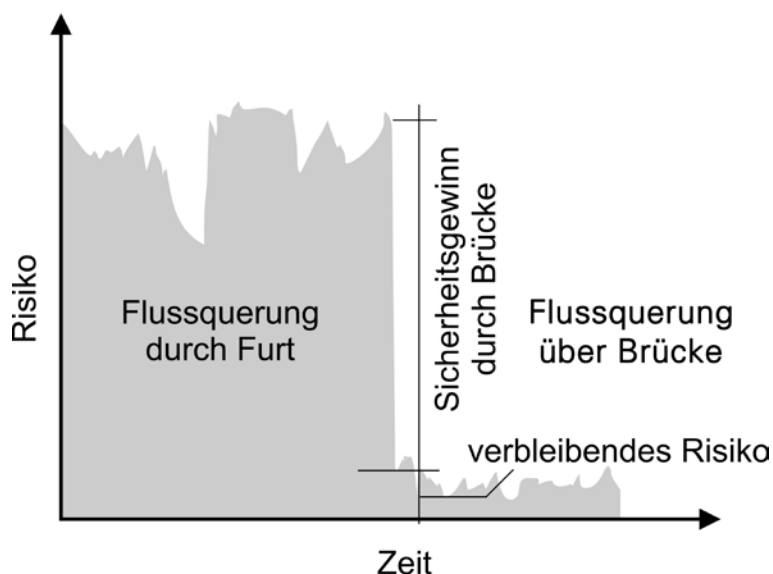


Bild 1 Illustration des Risikoprofils einer Flussquerung über eine Furt und später mit einer Brücke Grafik: Dirk Proske



Bild 2 Barbarossa-Denkmal im Kyffhäuser-Gebirge Foto: Dirk Proske

Brücke, also z. B. Querung durch eine Furt, und nach der Errichtung der Brücke. Das Bild zeigt deutlich den Sicherheitsgewinn durch die Nutzung der Brücke.

Tatsächlich war die Querung von Flüssen und Tälern früher oft mit großen Risiken und erheblichen körperlichen Anstrengungen verbunden. Unzählige Menschen starben bei der Querung von Flüssen in Furten. Dazu einige Beispiele aus der Literatur:

□ Über die Eroberung Englands durch Wilhelm den Eroberer vor knapp 1000 Jahren wird in [3] berichtet: „An der Furt im Fluss war solch ein Gedränge unter den Flüchtenden, dass viele Männer vom Pferd stürzten und, herabgezogen vom Gewicht ihrer Rüstung, ertranken.“

□ Eine These über den Tod Kaiser Barbarossas (Bild 2) vor ca. 800 Jahren besagt, dass der Kaiser die Wartezeit bei der Querung der schmalen Saleph-Brücke vermeiden und deshalb auf seinem Pferd den Fluss neben der Brücke queren wollte. Allerdings sei die Strömung so stark gewesen, dass er weggerissen wurde [4].

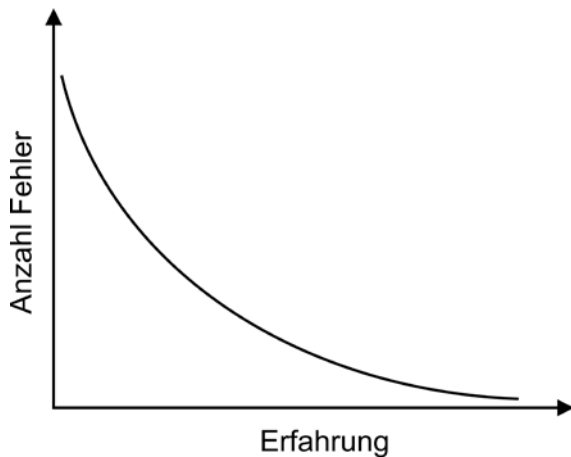


Bild 3 Qualitativer Funktionsverlauf einer Lernkurve  
Grafik: Dirk Proske

- Neben dem Risiko waren diese Querungen mit erheblichen Mühen und Verzögerungen verbunden. So wartete Wilhelm der Eroberer im Herbst 1069 drei Wochen am hochwasserführenden Fluss Aire, um ihn zu queren und nach York zu kommen [5].

Dem Abbau dieser genannten Risiken stehen aber neue Risiken von Brücken gegenüber (Bild 1), wie z. B. ein möglicher Einsturz der Brücke. Dieser Beitrag setzt sich mit dem sogenannten 30-Jahre-Zyklus der Brückeneinstürze und dem Konzept der Lern- und Vergessenskurven auseinander. Das Ziel der Zusammenführung beider Konzepte ist die Darstellung von Brückeneinstürzen in einer anderen Art und Weise und die sich daraus ergebende Möglichkeit weiterer Rückschlüsse. Für diese Zusammenführung werden die beiden Konzepte im Folgenden erläutert.

## 2 Lern- und Vergessenskurven

### 2.1 Einführung

Die Lernkurve beschreibt die sinkende Anzahl von Fehlern menschlicher und organisatorischer Handlungen mit zunehmender Erfahrung [6], [7]. Die übliche Funktionsform für die Häufigkeit der Fehler  $y$  lautet  $y = a \cdot x^b$ , wobei  $a$  und  $b$  Kurvenparameter sind. Bild 3 vermittelt einen qualitativen Eindruck des Kurvenverlaufs. Den Erfahrungswert  $x$  kann man entweder als kalendarische Zeit oder über einen anderen Wert, z. B. Brückenjahre, angeben.

Lernkurven kann man für die Herstellung praktisch aller technischen Erzeugnisse beobachten, seien es Brücken, Kraftfahrzeuge, Flugzeuge, Wasserversorgungseinrichtungen oder medizinische Behandlungen. In [6] finden sich zahlreiche Beispiele. Lernkurven gelten prinzipiell auch für die Anwendung neuer Baustoffe wie z. B. Stahl, Stahlbeton, Spannbeton, aber auch Carbonbeton und für neue Bautechnologien.

### 2.2 Beispiel einer Lernkurve für Brückeneinstürze

In diesem Abschnitt wird beispielhaft die Erstellung der Lernkurve für Brückeneinstürze gezeigt.

Zunächst müssen Daten zur Erfahrung, z. B. dem Brückenbestand (für Deutschland z. B. gemäß [8], für die USA unter anderem gemäß [9]), und über die Anzahl der Fehler, in diesem Fall die Anzahl der Brückeneinstürze (für die USA siehe [10]–[13]), vorliegen. Bild 4 links zeigt die zeitliche Entwicklung des Brückenbestandes in den USA und China in den vergangenen 10 bis

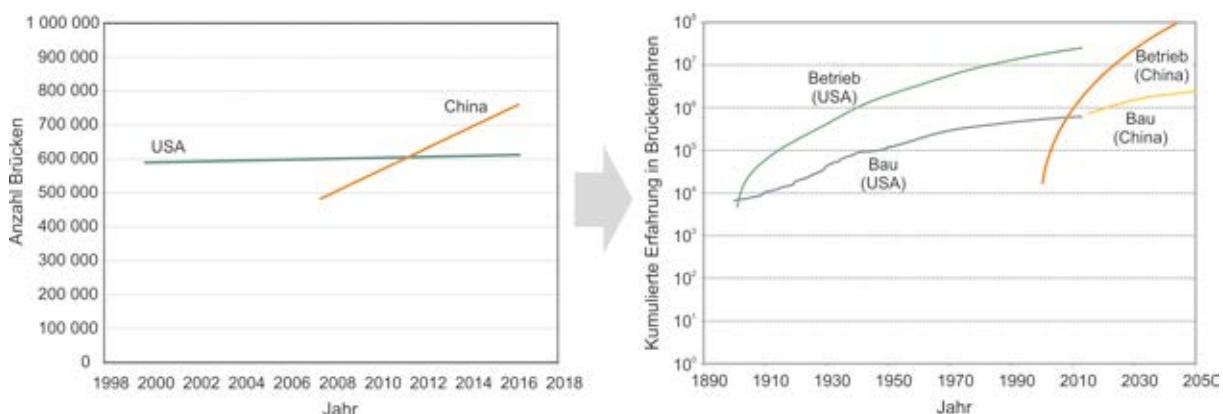


Bild 4 Übliche Darstellung des Brückenbestandes (links) und Darstellung als kumulierte Brückenjahre (rechts)  
Grafik: Dirk Proske

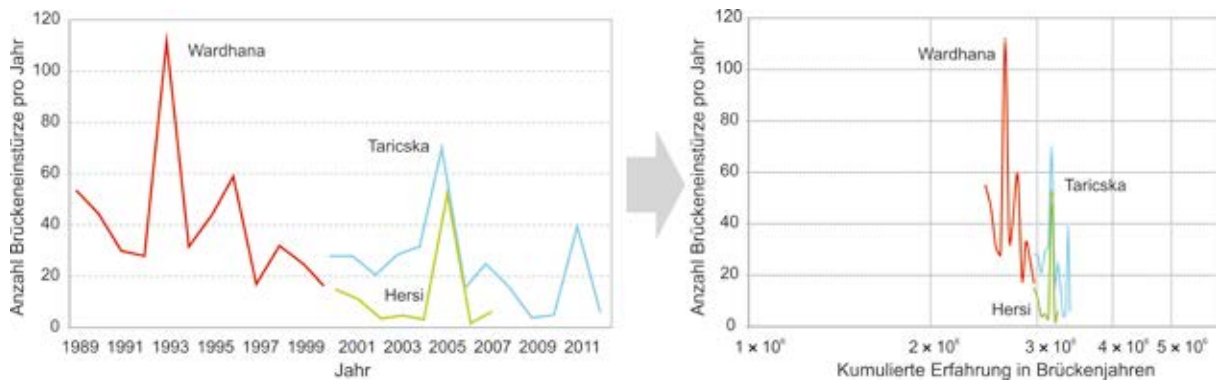


Bild 5 Übliche Darstellung von Brückeneinstürzen pro Jahr (links) und Darstellung der Brückeneinstürze bezogen auf kumulierte Brückenjahre (rechts) Grafik: Dirk Proske, basierend auf [11]–[13]

20 Jahren. Bild 4 rechts zeigt die zeitliche Entwicklung der kumulierten Erfahrung im Bau und Betrieb von Brücken für die USA und China für die vergangenen 100 bis 120 Jahre. Bild 4 rechts entsteht sinngemäß aus Bild 4 links durch die Berechnung von kumulierten Brückenjahren.

in Bild 5 rechts viel stärker heraustreten als in Bild 5 links.

Ein Beispiel für die Anwendung von Lernkurven für den Brückenbau findet sich in [14].

In Bild 4 rechts erkennt man, dass die Erfahrungskurve in China formgleich zur Kurve in den USA ist, nur um ca. 90 bis 100 Jahre zeitlich versetzt und mit einem Faktor 2 bis 3 hochskaliert. Sollte die Bedeutung der bodengebundenen Verkehrsmittel in den nächsten Jahrzehnten bestehen bleiben, so wird China die Erfahrung der USA in Betrieb und Bau von Brücken spätestens ab dem Jahre 2030 übersteigen.

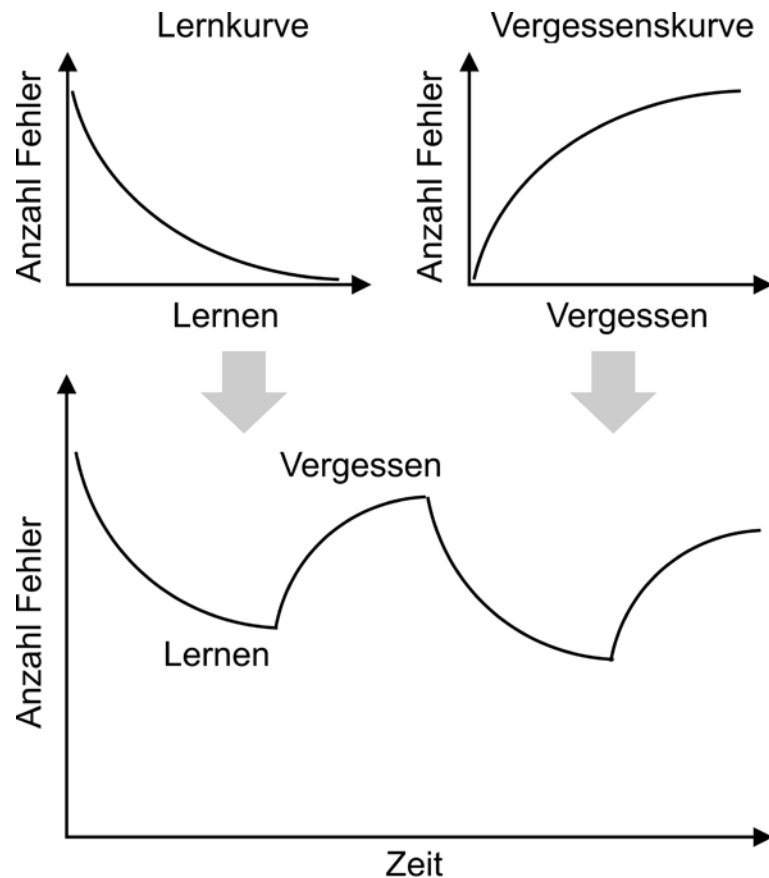


Bild 5 links zeigt die zeitliche Entwicklung der Brückeneinstürze in den USA über einen Zeitraum von ca. 20 Jahren. Die Namen an den Linien geben den/die Erstautor\*in der Veröffentlichungen an [11]–[13], aus denen die Daten entnommen wurden. Bei Ansatz der in Bild 4 rechts ermittelten kumulativen Brückenjahre wird in Bild 5 rechts die Entwicklung der Brückeneinstürze basierend auf diesen Brückenjahren angegeben.

Bild 5 zeigt sowohl links als auch rechts eine Lernkurve im Sinne des Bildes 3 für Brückeneinstürze in den USA. Man sieht deutlich, dass die einzelnen Jahre mit einer großen Anzahl Brückeneinstürze

Bild 6 Kombination aus Lernkurve (oben links) und Vergessenskurve (oben rechts) zu einer zyklischen Kurve Grafik: Dirk Proske

## 2.3 Vergessenskurve und Kombinationen

Neben der Lernkurve gibt es auch eine sogenannte Vergessenskurve menschlicher und organisatorischer Handlungen. Sehr schöne Beispiele für das organisatorische Vergessen sind der Verlust der Kenntnisse über den *opus caementicium* oder über den Steinbogenbrückenbau am Ende des römischen Reiches.

In Verbindung mit kurzfristigen und längerfristigen Wirtschaftszyklen [15] können Lern- und Vergessenskurven zu einer zyklischen Gesamtkurve mit einer Zykluslänge von Jahren oder Jahrzehnten verschmelzen. Dies ist in Bild 6 gezeigt. Der sogenannte 30-Jahre-Zyklus der Brückeneinstürze (Abschnitt 3) könnte ein beobachtbares Ergebnis solcher kombinierten Lern- und Vergessenskurven im Brückenbau sein.

## 3 Der 30-Jahre-Zyklus

### 3.1 Einführung

Die These des 30-Jahre-Zyklus der Brückeneinstürze stammt aus den 1970er Jahren [16] und wurde später weiterentwickelt [17], [18]. Die These sagt aus, dass ca. alle 30 Jahre ein bedeutender Brückeneinsturz, d. h. ein Brückeneinsturz, der den Brückenbau nachhaltig beeinflusst, stattfindet. Tabelle 1 listet die üblicherweise ausgewählten Brückeneinstürze auf. Die These des 30-Jahre-Zyklus für Brückeneinstürze ist heute weit verbreitet und wird in verschiedenen wissenschaftlichen Arbeiten referenziert, z. B. [19]–[22].

## 3.2 Der generalisierte Zyklus

Der generalisierte 30-Jahre-Zyklus sagt aus, dass der 30-Jahre-Zyklus nicht nur für den Brückenbau gilt, sondern auch für andere technische Erzeugnisse. Viele Ingenieure erinnern sich noch an den *Blowout*, also den unkontrollierten Austritt von Erdöl und Erdgas im April 2010 im Golf von Mexiko. Der Verschluss der Erdölquelle gelang im August 2010. Das letzte vergleichbare Ereignis fand 1979 statt, als eine Ölquelle über einen Zeitraum von 10 Monaten nicht verschlossen werden konnte. Der Abstand dieser beiden Ereignisse beträgt 31 Jahre [21]. Das Unglück im Kernkraftwerk Fukushima erfolgte 2011, also ca. 25 Jahre nach dem Unglück von Tschernobyl im Jahre 1986.

## 3.3 Ursachen in der Literatur

Die Ursachen für den 30-Jahre-Zyklus werden allgemein im Lern- und Vergessensprozess von Organisationen gesehen, also dem in Bild 6 dargestellten Vorgang. In [18] heißt es dazu sinngemäß: „Obwohl es jedes Jahr eine neue Kohorte von Hochschulabsolventen gibt, folgt daraus nicht, dass diese Gruppe von jungen Ingenieuren in gleicher Geschwindigkeit in eine bestimmte Industrie eintritt. Wenn eine Industrie sehr schnell wächst, tendiert sie dazu, neue junge Ingenieure im Tempo des schnellen Wachstums einzustellen – bis sich das Geschäft stabilisiert. Wenn dagegen wirtschaftlich schwierige Zeiten auftreten, kann eine ganze Industrie aufhören, für diesen, unter Umständen längeren Zeitraum, junge Ingenieure einzustellen, indem sie sich mit alternden Ingenieuren begnügt und die Rentner nicht durch junge Ingenieure ersetzt. Erst wenn das Geschäft wieder

Tabelle 1 Die in [16]–[18] genannten bedeutenden Brückeneinstürze

Brücke	Einsturz-jahr	Ursache
Dee Bridge (nahe Chester, GB)	1847	Ungeeignetes Material (Gusseisen)
Firth of Tay Bridge (Schottland, GB)	1876	Ermüdungsbruch, Konstruktionsfehler
Quebec Bridge (Kanada)	1907	Knicken, Instabilität
The Tacoma Narrows Bridge (Washington, USA)	1940	Windinstabilität
Milford Haven (Wales, GB), West Gate (Melbourne, Australien)	1970	Beulen
Millennium Bridge (London, GB) <sup>1,2</sup>	2000	Instabilität
???	2030	???

<sup>1</sup> Die Millennium-Brücke stürzte nicht ein, sondern musste auf Grund erheblicher Schwingungen durch Fußgängerverkehr wieder gesperrt werden. Die Brücke wurde mit einem Dämpfersystem nachgerüstet.

<sup>2</sup> H. Petroski nannte später auch den Einsturz der Interstate-35W-Mississippi-River-Brücke in Minneapolis 2007 als einen möglichen Einsturz des 30-Jahre-Zyklus [23].

anzieht, werden wieder junge Ingenieure eingestellt. Dadurch kann eine ganze Generation zwischen den erfahrenen und den unerfahrenen Ingenieuren liegen.“

Tatsächlich hat man in verschiedenen Industrien, z. B. der Ölindustrie, Anfang der 1980er Jahre beobachtet, dass die Mitarbeiter entweder unter 30 oder über 50 Jahre alt waren [18]. Aber wieso kann eine Lücke in den aufeinanderfolgenden Alterskohorten, die im folgenden *Generationenlücke* genannt wird, Auswirkungen auf die Sicherheit der Brücken haben?

Bei jedem der in Tabelle 1 genannten Beispiele von Brückeneinstürzen kann man Faktoren identifizieren, die in früheren Anwendungen der Konstruktionen von untergeordneter Bedeutung waren. Mit der zunehmenden Ausweitung der Spannweiten der Brücken und der Extrapolation der Verfahren wuchs die Bedeutung dieser bisher vernachlässigten Faktoren, bis sie ausschlaggebend für den Brückeneinsturz wurden. Die Einstürze erfolgten nicht, weil die Ingenieure falsche Nachweise im Sinne der Normen durchgeführt hatten oder die anerkannten Regeln der Technik nicht anwendeten, sondern weil bisher vernachlässigte Faktoren eine führende Bedeutung erlangten.

Bei der Entwicklung neuer Bautechnologien und Verfahren waren sich die Ingenieure häufig dieser vernachlässigten Faktoren bewusst; sie kannten die Grenzen ihrer Modelle sehr genau. Ältere Ingenieure waren oft in die Entwicklung der neuen Verfahren involviert, sie besaßen undokumentierte Informationen und begleiteten die zunehmende Anwendung der Verfahren über die Jahrzehnte. Wenn jedoch eine Generationslücke in den Organisationseinheiten entsteht, ist die Chance groß, dass diese undokumentierten Erfahrungen nicht mehr weitergegeben werden. Mit jeder erfolgreichen Anwendung geriet das Wissen über die Annahmen weiter in den Hintergrund und unterlag schließlich der Vergessenheit. Dieses Vergessen der Grenzen kann dann zum Brückeneinsturz führen [24], [20].

Den jungen Ingenieuren bleibt gar nichts anderes übrig, als die Methoden gemäß Normen und anerkannten Regeln der Technik anzuwenden. In [25] wird diese Situation für die Entwicklung

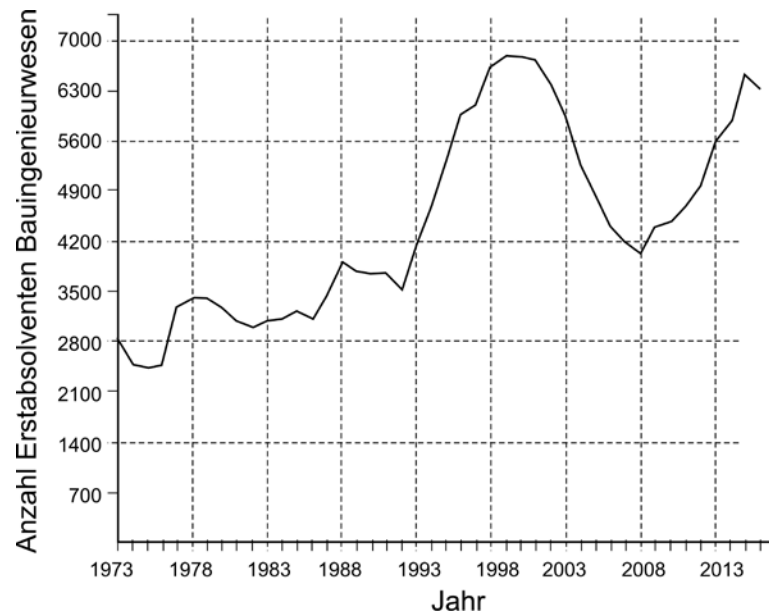


Bild 7 Anzahl der Erstabsolventen im Bauingenieurwesen

Grafik: Dirk Proske, gemäß [31]

der Forschung beschrieben: „Solange die von einem Paradigma gelieferten Hilfsmittel sich als fähig erweisen, die von ihm definierten Probleme zu lösen, schreitet die Wissenschaft (und Industrie, d. V.) dann am schnellsten voran und dringt am tiefsten ein, wenn diese Hilfsmittel voll Überzeugung gebraucht werden. Der Grund ist klar. Wie bei der Fabrikation, so auch in der Wissenschaft – ein Wechsel der Ausrüstung ist eine Extravaganz, die auf die unbedingt notwendigen Fälle beschränkt bleiben soll. Die Bedeutung von Krisen (Katastrophen, Brückeneinstürzen, d. V.) liegt in dem von ihnen gegebenen Hinweis darauf, dass der Zeitpunkt für einen solchen Wechsel gekommen ist.“ An eine solche Katastrophe bzw. einen solchen Brückeneinsturz schließt sich dann wieder eine Lernkurve an: die Aufmerksamkeit verschiebt sich zu bisher vernachlässigten Faktoren und die Verfahren werden weiterentwickelt. Die Überlegungen legen nahe, dass der 30-Jahre-Zyklus das Ergebnis einer kombinierten Lern- und Vergessenskurve in Baufirmen ist. Im Folgenden sollen die Begründungen für den 30-Jahre-Zyklus geprüft werden.

### 3.3 Prüfung der Ursachen

#### 3.3.1 Dienstalster, Absolventenzahlen und Altersverteilungen

In der Fachliteratur wird häufig ein Dienstalster von ca. 30 bis 35 Jahren genannt, z. B. in [26]–[28]. Der Anteil der Arbeits- an der Lebenszeit wird außerdem in [29] und in [30] behandelt, wobei auch dort ein Dienstalster von ca. 30 bis 35 Jahren für die letzten Jahrzehnte belegt

Tabelle 2 Altersverteilung in der Bauwirtschaft, bei Bauingenieuren und Architekten sowie zum Vergleich zur Gesamtwirtschaft, nach [33]

Altersgruppe	Bauwirtschaft <sup>1</sup>	Bauingenieure, Architekten	Gesamtwirtschaft
> 50-jährige	28,9	32,6	31,3
40- bis 50-jährige	26,0	29,1	26,2
30- bis 40-jährige	21,4	27,1	21,3
< 30-jährige	23,7	11,2	21,2

<sup>1</sup> nicht nur Ingenieure

wird. Dies würde zur Theorie des 30-Jahre-Zyklus passen.

Die Absolventenzahlen im Bauingenieurwesen in Deutschland zeigten vor der Wiedervereinigung einen ca. 10-jährigen Zyklus. Dieser Zyklus wurde durch den Wiedervereinigungsboom verändert (siehe Bild 7). Gleichzeitig haben vermutlich die geldpolitischen Maßnahmen der Europäischen Zentralbank seit Ende 2010 Auswirkungen auf den Bauproduktmarkt und damit auf die Absolventenzahlen genau wie die Umsetzung der Bologna-Regelungen. Ein 30-jähriger Zyklus ist bei den Absolventenzahlen in Deutschland nicht erkennbar. Es handelt sich eher um einen 15-jährigen Zyklus.

Die wirtschaftliche Entwicklung der Baubranche ist ein starker Indikator für die Neueinstellung von Personal in Ingenieurbüros und Baufirmen. Die Absolventenzahlen im Bauingenieurwesen folgen über mehrere Jahre verzögert der wirtschaftlichen Entwicklung der Baubranche. Bei einer Hochkonjunktur des Bauwesens kann der Personalbedarf also nur begrenzt über Absolventen abgedeckt werden, andere Ressourcen müssen aktiviert werden, wie der Einsatz von Ingenieuren aus dem Ausland, der Einsatz fachfremder Ingenieure oder der Einsatz von Ingenieuren im Ruhestand. Die Absolventenzahlen sind also nur *eine* Quelle für Personaleinstellungen.

Gesamtwirtschaftlich ist der Anteil der Ingenieure mit einem Alter über 50 Jahre in den vergangenen 20 Jahren in Deutschland deutlich gestiegen: von < 30 % im Jahre 2005 auf 35 % im Jahre 2011. Neben dem Wachstum der Anzahl der Ingenieure mit einem Alter über 50 Jahre stieg auch der Anteil weiblicher und ausländischer Ingenieure signifikant. Der Anteil der 35- bis 49-jährigen Ingenieure ist im selben Zeitraum jedoch um über 7 % gesunken. Diese Ungleichgewichte spiegeln die Tiefstände der Absolventen zu Beginn des 3. Jahrtausends in Deutschland wider [32].

Interessant sind konkrete Zahlen für das Bauingenieurwesen, die sich in [33] finden und in Tabelle 2 zusammengefasst sind. Diese Zahlen zeigen für die Bauingenieure und Architekten nur geringe Unterschiede zwischen den verschiedenen Alterskohorten [33]. Der Tiefstand für alle Ingenieure in der Altersgruppe der 35- bis 49-jährigen lässt sich bei den Bauingenieuren in Deutschland kaum bestätigen.

In den USA ist tatsächlich ein schwacher Zyklus in der Altersverteilung der Bauingenieure mit einer Spannweite von 25 bis 30 Jahren erkennbar [34], Bild 8. Die Fluktuation beträgt maximal 40 %. Dieser Zyklus lässt sich auch bei der Anzahl der errichteten Brücken pro Jahr wiederfinden (Bild 9). Allerdings spiegelt sich in den vergangenen Jahren auch hier eine insgesamt abnehmende Brückenbautätigkeit wider.

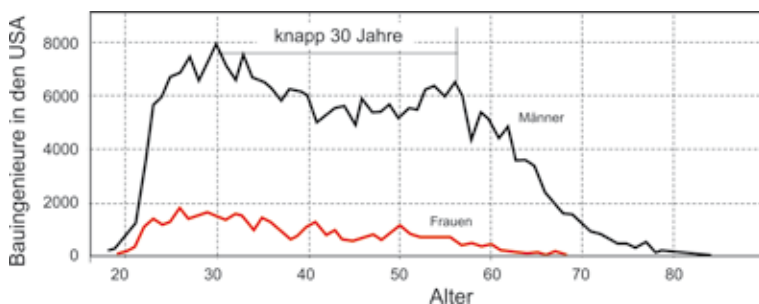


Bild 8 Altersverteilung der Bauingenieure in den USA  
Grafik: Dirk Proske, nach [34]

Insofern lässt sich tatsächlich eine Verbindung zwischen der Länge einer Generation (das ist die zeitliche Länge einer Alterskohorte mit ähnlicher gesellschaftlicher Prägung), der Altersverteilung der Bauingenieure für die USA und der Brückenbautätigkeit in den USA erkennen. Es kann sich allerdings auch nur um eine Scheinkorrelation handeln, siehe z. B.

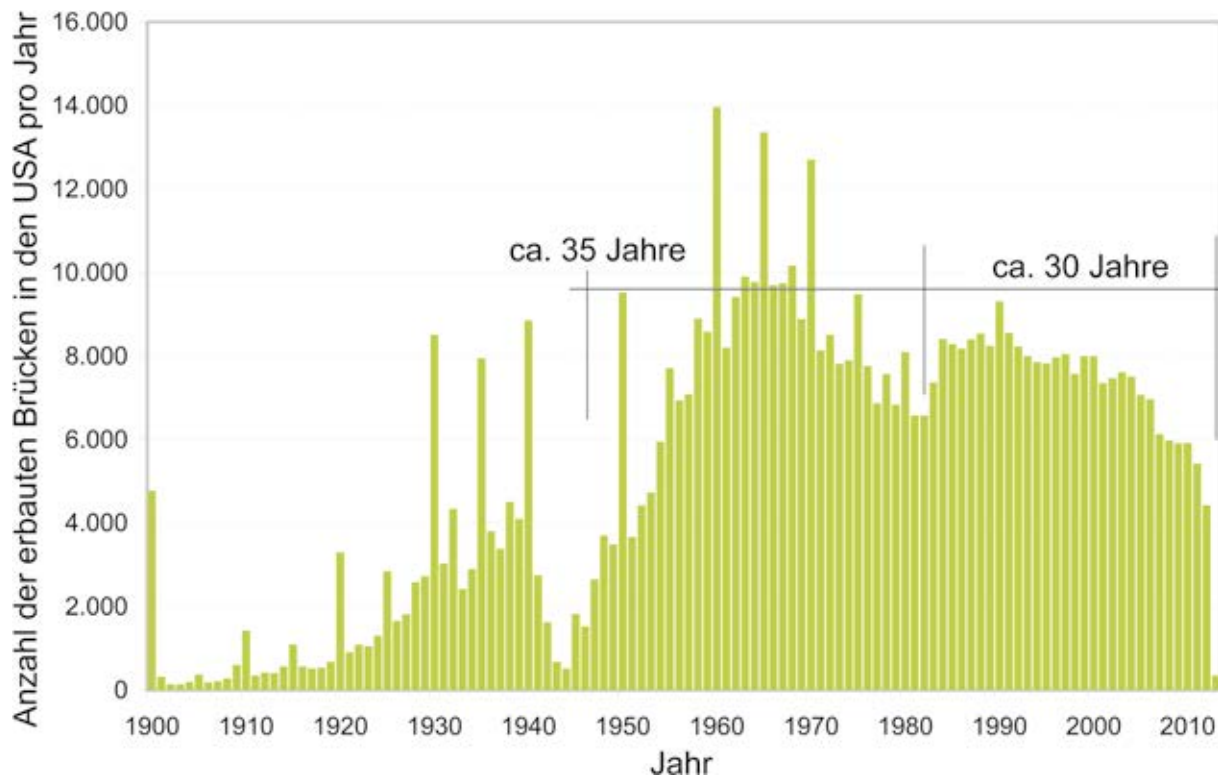


Bild 9 Anzahl der erbauten Brücken pro Jahr in den USA

Grafik: Dirk Prose, nach [9]

[35]. Auf der anderen Seite sind Korrelationen zwischen Wirtschaftszyklen und einer Fluktuation der Verkehrstoten durchaus bekannt [30].

Neben den Altersverteilungen kann der 30-Jahre-Zyklus noch auf Plausibilität geprüft werden. Für die unbeteiligte Öffentlichkeit kennt man im Bereich der Risikowahrnehmung eine Vergessens-Wiederkehrperiode von sieben Jahren, das heißt, sieben Jahre nach einer Katastrophe ist das Bewusstsein über eine Gefahr wieder so gering wie zum Zeitpunkt kurz vor der Katastrophe [30]. Auf Grund von wissenschaftlichen Untersuchungen weiß man, dass man diese Zeit z. B. durch Weiterbildungen verlängern kann. Der 30-Jahre-Zyklus würde dann einer Verlängerung gemäß des Verhältnisses von 30 Jahren zu 7 Jahren, also ca. dem Faktor 4, entsprechen.

Die Vergessensrate in der technischen Fachgemeinschaft wäre also deutlich langsamer als in der unbeteiligten Gesellschaft. Dies ist zum einen der täglichen Auseinandersetzung mit technischen Fragestellungen, die das Bewusstsein an Gefährdungen wach hält, und zum anderen Weiterbildungen zu verdanken, die immer wieder neue Akzente setzen. Der Faktor 4 erscheint also durchaus realistisch.

Es lässt sich zusammenfassen, dass

- Zyklen in den Absolventenzahlen der Bauingenieure in Deutschland,
- Zyklen in den Alterskohorten aller Ingenieursbranchen in Deutschland,
- Zyklen bei der Altersverteilung der Bauingenieure (in den USA) in Firmen und
- Zyklen in der Anzahl der errichteten Brücken pro Jahr (in den USA)

vorhanden sind.

Viel deutlicher als in der Brückenbaubranche lassen sich solche Zyklen aber in anderen Bereichen finden wie z. B. der Kerntechnik in Europa und den USA mit den Boomzeiten in den 1970er Jahren. Vergleichbare Entwicklungen sehen wir beim Bau von Windkraft- und Solaranlagen.

### 3.3.2 Einsturzursachen

Der 30-Jahre-Zyklus basiert auf einer Auswahl von wenigen Brückeneinstürzen aus der Grundgesamtheit aller Brückeneinstürze. Zahlreiche Beispiele von Brückeneinstürzen finden sich in [36], eine Zusammenfassung von Brückeneinsturzursachen findet sich in [37]. Unzureichendes Wissen bzw. vernach-



lässigte Faktoren spielen als Ursache von Brücken- bzw. Bauwerkseinstürzen in den meisten Veröffentlichungen nur eine untergeordnete Rolle [37], [38]. Die Auswahl der Brückeneinstürze für den 30-Jahre-Zyklus muss also auf anderen Kriterien beruhen, z. B. auf der Anzahl der Veröffentlichungen zur wissenschaftlichen Fragestellung des Einsturzes oder auf der Änderung der Baunormen. Dazu sind dem Verfasser aber keine wissenschaftlichen Untersuchungen bekannt, so dass die Auswahl der relevanten Brückeneinstürze gemäß Tabelle 1 so verbleibt.

### 3.3.3 Mathematische Modelle und ihre Grenzen

Beim 28. Dresdner Brückenbausymposium wurde zum wiederholten Male ausdrücklich auf die Unterschiede zwischen dem gemessenen und dem berechneten Bauwerksverhalten hingewiesen [39]. In diesem Abschnitt werden im Gegensatz zu [39] allgemeine Hinweise zu den Grundlagen mathematischer Modelle und ihrer Grenzen gegeben.

Die Entwicklung der Technik ist überhaupt nur durch die Anwendung von Modellen möglich. Ein (mathematisches) Modell ist die Abbildung eines Ausschnittes aus der beobachteten Welt. Ein Modell zeichnet sich aus durch:

- die Einführung von Systemgrenzen,
- die Auswahl repräsentativer Parameter,
- die Beschreibung in Form einer festgelegten Notation (z. B. der Mathematik),
- die Vereinfachungen und
- die Anwendbarkeit des Modells für spezifische Fragestellungen.

Grundlagen der Nutzung und des Missbrauchs mathematischer Modelle werden seit ihren ersten Anwendungen diskutiert. In [40] werden verschiedene Kriterien für die Nutzung zusammengestellt:

- Glaube nicht an Konsequenzen höherer Ordnung bei einem Modell erster Ordnung.
- Extrapoliere nicht außerhalb der Region der Anpassung.
- Verwende kein Modell, dessen Vereinfachungen du nicht verstanden hast und dessen Anwendung du nicht getestet hast.

- Setze Modell und Realität nicht gleich.
- Versuche nicht, die Realität an das Modell anzupassen.
- Begrenze dich nicht auf ein Modell; verschiedene Modelle können nützlich sein, um verschiedene Phänomene zu beschreiben (in der Physik z. B. Wellen- und Teilchentheorie für Licht).
- Verwende kein Modell, welches nachgewiesenermaßen nicht funktioniert (z. B. Astrologie).
- Verliebe dich nicht in dein Modell.
- Weise Daten nicht zurück, die in Konflikt zu deinem Modell stehen; entwickle stattdessen dein Modell weiter.
- Führe keine neuen Bezeichnungen für bestehende Phänomene ein; die pure Benennung eines Problems ist keine Lösung des Problems.
- Verwende keine neuen Begriffe, um Eindruck zu hinterlassen, sondern nur, um Probleme zu lösen.
- Kein Modell beschreibt die Realität perfekt; Ergebnisse des Modells müssen immer mit geeigneter Skepsis betrachtet werden.

Allerdings werden heute viele Modellgrenzen durch die Bausoftware abgefangen. Außerdem ist die normative Dichte heute deutlich höher als noch vor wenigen Jahrzehnten, so dass eine fehlerhafte Anwendung der Modelle erschwert wird.

## 4 Wertung und Konsequenzen

Es gibt Indizien für die Existenz des 30-Jahre-Zyklus, aber keinen klaren Beweis. Unabhängig von der Existenz dieses Zyklus ergeben sich aber Konsequenzen für das Vorgehen von Ingenieurbüros und Baufirmen bei der Personalplanung und für die Anwendung von Berechnungsmodellen im Brückenbau. Prinzipiell sollte man beachten:

- erhöhte Vorsicht bei der Extrapolation von Spannweiten, z. B. bei Schrägkabelbrücken,
- erhöhte Vorsicht bei der Vermischung neuer Baustoffe mit bestehenden Berechnungs- und Bauverfahren,

- ❑ erhöhte Vorsicht bei neuen Technologien, wie z. B. beim digitalen Bauen,
- ❑ Weiterbildung von jungen Ingenieuren durch erfahrene Ingenieure (Schilderung von persönlichen Erfahrungen bei der Entstehung von Normen; aus dem „Nähkästchen“ plaudern etc.),
- ❑ regelmäßiger Besuch von Weiterbildungsveranstaltungen (wie z. B. des Dresdner Brückenbausymposiums); in anderen Fachbereichen (Medizin, Kerntechnik) sind Mindestzeiten für die Weiterbildung pro Jahr in Richtlinien und Gesetzen festgeschrieben,
- ❑ Organisation der Kompetenzerhaltung innerhalb von Firmen, z. B. durch ausreichende Übergabezeiten und Einarbeitung bei Personalwechsel (z. B. Pension),
- ❑ Einführung einer Sicherheitskultur (kritisches Hinterfragen von Annahmen und Prozessen, Bedeutung technischer Fragestellungen gegenüber Managementfragestellungen).

Eine antizyklische Personalpolitik ist im Brückenbau sicherlich aus wirtschaftlichen Gründen nicht realisierbar. Die Sensibilisierung der Unternehmensführung beim Thema „Wissensmanagement“ ist aber auf jeden Fall wünschenswert. Tatsächlich sind sich die Ingenieure oft eines erhöhten Risikos im Vergleich zur Unternehmensführung bewusst. Beim *Space Shuttle* unterschied sich die Risikobewertung zwischen Ingenieuren und Managern um den Faktor 100 [18]. Auf Grund der geringen Risikowahrnehmung durch die Unternehmensführung hatte für diese die Termintreue eine größere Bedeutung als die Sicherheit [18].

## Literatur

- [1] Proske, D.: Versagenshäufigkeit und Versagenswahrscheinlichkeit von Brücken. In: Curbach, M.: (Hrsg.): Tagungsband zum 28. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken am 12./13.3.2018 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2018, S. 189–199
- [2] Curbach, M.; Nitzsche, W.-M.; Proske, D.: Die Sicherheit von Brücken im Vergleich zu anderen Risiken. In: Lehrstuhl für Massivbau der TU Dresden (Hrsg.): Tagungsband

- zum 12. Dresdner Brückenbausymposium– Planung, Bauausführung und Ertüchtigung von Brücken am 14.3.2002 in Dresden, Dresden: Lehrstuhl für Massivbau der TU Dresden, 2002, S. 197–218
- [3] Der Bastard. Die Zeit, Nr. 52/1990, 21.12.1990, online unter: <http://www.zeit.de/1990/52/der-bastard/komplettansicht>
- [4] Görich, K.: Friedrich Barbarossa: Eine Biographie. München: C. H. Beck, 2011
- [5] Harrison, D.: The Bridges in Medieval England – Transport and Society 400–800. Oxford: Clarendon Press, 2004
- [6] Duffey, R. B.: Know the Risk: Learning from errors and accidents: safety and risk in today’s technology. Butterworth-Heinemann, 2012
- [7] Argote, L.: Organizational Learning. Norwell: Klever, 1999
- [8] Nagel, L.-M.; Pauly, M.; Mucha, V.; Setzer, J.; Wilhelm, F.: Wettlauf gegen den Verfall, Die Welt, 2016 – online unter: <http://www.welt.de/politik/interaktiv/bruecken/deutschlandsbruecken-wettlauf-gegen-den-verfall.html> | [https://docs.google.com/spreadsheets/d/1h\\_NKP3lvTno-QBFjCRa9gJLLOi2rxtlMeNucvAUsPwtl/edit?pref=2&pli=1#gid=0](https://docs.google.com/spreadsheets/d/1h_NKP3lvTno-QBFjCRa9gJLLOi2rxtlMeNucvAUsPwtl/edit?pref=2&pli=1#gid=0)
- [9] Federal Highway Administration (Hrsg.): National Bridge Inventory (NBI). Online unter: <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/nbi.cfm>
- [10] Cook, W.: Bridge Failure Rates, Consequences, and Predictive Trends. Diss., Utah State University Logan, 2014
- [11] 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
- [12] Taricska, M. R.: An Analysis of Recent Bridge failures in the United States (2000–2012). M.Sc. Thesis, The Ohio State University, 2014
- [13] Hersi, M.: Analysis of Bridge Failure in United States (2000–2008). M.Sc. Thesis, The Ohio State University, 2009
- [14] Brockmann C.; Brezinski, H.: Experience curve effects in bridge construction. Procedia Economics and Finance 21 (2015), S. 563–570 – Proc. of 8<sup>th</sup> Nordic Conference on Construction Economics and Organization, 28./29.3.2015 in Tampere (Finnland)
- [15] Kondratjew, N. D.: Die langen Wellen der Konjunktur. Archiv für Sozialwissenschaft und Sozialpolitik (1926) 56, S. 573–609
- [16] Sibly, P. G.; Walker, A. C.: Structural accidents and their causes. Proc. of the Institution of Civil Engineers 62 (1977) Part 1, S. 191–208

- [17] Petroski, H.: Engineering: Predicting Failure. *American Scientist* 81 (1993) 2, S. 110–113
- [18] Petroski, H.: *Success through Failure: The Paradox of Design*. Princeton: Princeton University Press, 2006
- [19] Brady, S.: The 30 year failure cycle. *The Structural Engineer* (2013) May, S. 14–15
- [20] Boutellie, R.; Heinzen, M.: *Growth Through Innovation: Managing the Technology-Driven Enterprise*. Cham: Springer, 2014
- [21] Steedman, S.: The Long Learningcurve. *Ingenia* 44 (2010) September, S. 3
- [22] Akesson, B.: *Understanding Bridge Collapses*. London: CRC Press, Taylor and Francis, 2008
- [23] Grayson, B.: The Man Who Predicted the Bridge Collapse. *Kind of. Discover*, 2.8.2007, online unter: <http://discovermagazine.com/2007/aug/man-who-predicted-the-bridge-collapse>
- [24] Petroski, H.: Past and Future Bridge Failures. In: Insker, I. (Hrsg.): *History of Technology*, Vol. 2005, publ. 2006, New York, S. 185–200
- [25] Kuhn, T. S.: *The structure of scientific revolutions*. University of Chicago Press, 1962 – 50<sup>th</sup> Anniversary Ed., 2012
- [26] Lundgreen, P.: *Datenhandbuch zur deutschen Bildungsgeschichte, Band XI: Die Lehrer an den Schulen in der Bundesrepublik Deutschland 1949–2009*. Göttingen: Vandenhoeck & Ruprecht, 2013
- [27] Devine, D.: How long is a generation? Science provides an answer. 2018, online unter: [https://isogg.org/wiki/How\\_long\\_is\\_a\\_generation%3F\\_Science\\_provides\\_an\\_answer](https://isogg.org/wiki/How_long_is_a_generation%3F_Science_provides_an_answer)
- [28] *ReviseSociology: What Percentage of Your Life Will You Spend at Work?* Online unter: <https://revisesociology.com/2016/08/16/percentage-life-work/>
- [29] eurostat: Duration of working life – statistics. Online unter: [http://ec.europa.eu/eurostat/statistics-explained/index.php/Duration\\_of\\_working\\_life\\_-\\_statistics](http://ec.europa.eu/eurostat/statistics-explained/index.php/Duration_of_working_life_-_statistics)
- [30] Proske, D.: *Catalogue of Risks*. Heidelberg: Springer, 2008
- [31] monitorING-Datenbank des VDI – Daten zu Arbeitsmarkt, Hochschule und Schule. Online unter: <https://www.vdi.de/wirtschaft-politik/arbeitsmarkt/monitoring-datenbank/#hochschule>
- [32] VDI (Hrsg.): 2014: Ingenieur auf einen Blick – Erwerbstätigkeit, Migration, Regionale Zentren. Online unter: [https://www.vdi.de/uploads/media/VDI\\_Broschuere\\_Ingenieure\\_auf\\_einen\\_Blick\\_2014.pdf](https://www.vdi.de/uploads/media/VDI_Broschuere_Ingenieure_auf_einen_Blick_2014.pdf)
- [33] IAB; BfA (Hrsg.): *Der Arbeitsmarkt im Bausektor. Branchenbericht, Auftraggeber: Die deutsche Bauindustrie, Nürnberg, 2015*
- [34] DATAUSA: Civil engineers: Age by Gender. Online unter: <https://datausa.io/profile/soc/172051/#demographics>
- [35] Spurious correlatioins. Online unter: <http://tylervigen.com/spurious-correlations>
- [36] Scheer, J.: *Versagen von Bauwerken: Band 1: Brücken*. Berlin: Ernst und Sohn, 2000
- [37] Proske, D.: *Bridge Collapse Frequencies versus Failure Probabilities*. Cham: Springer, 2018
- [38] Matousek, M.; Schneider, J.: *Untersuchungen zur Struktur des Sicherheitsproblems bei Bauwerken*. IBK-Bericht Nr. 59, ETH Zürich, 1976
- [39] Marx, S.; Wenner, M.; Käding, M.; Wedel, F.: Vom Rechnen und Wissen – Monitoring an den Talbrücken der Neubaustrecke Erfurt-Leipzig/Halle. In: Curbach, M.: (Hrsg.): *Tagungsband zum 28. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken am 12./13.3.2018 in Dresden*, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2018, S. 41–56
- [40] Golomb, S. W.: Mathematical models – uses and limitations. *Simulation* 14 (1970), S. 197–198

## Chronik des Brückenbaus

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

### A 3 – BW 453a – Ersatzneubau der Talbrücke Geigerhaid

#### Beteiligte

Bauherr: Freistaat Bayern, vertreten durch die Autobahndirektion Nordbayern  
Entwurf: WTM Engineers GmbH, München  
Genehmigungs- und Ausführungsplanung: HFR Ingenieure GmbH, München  
Ausführung: Max Bögl Stiftung & Co. KG, Neumarkt

#### Technische Daten

Bauart: vierfeldrige Plattenbalkenbrücke auf Traggerüst  
Überbau: zweistegiger Spannbeton-Plattenbalken  
Unterbau: Stahlbetonmassivpfeiler und begehbare Widerlager  
Gründungsart: Tiefgründung auf Ortbeton-Großbohrpfählen, Ø 1,50 m  
Gesamtlänge: 212,35 m  
Einzelstützweiten: 29,17<sup>5</sup> m – 4 × 40,00 m – 23,17<sup>5</sup> m  
Breite: 31,10 m  
Brückenfläche: 6.604 m<sup>2</sup>  
Konstruktionshöhe: 2,20 m (Überbau)  
Bauzeit: 2016–2018  
Auftragssumme: ca. 14,0 Mio. EUR

#### Massen und Mengen

Bohrpfähle: 625 lfd. m  
Beton: 12.000 m<sup>3</sup> (inkl. Bohrpfähle)  
Betonstahl: 1.270 t (inkl. Bohrpfähle)  
Spannstahl: 170 t

#### Beschreibung

Die Talbrücke Geigerhaid liegt zwei Kilometer westlich der Anschlussstelle Parsberg und überführt die A 3 über den Frauenbach, ein bestehendes Rückhaltebecken und einen Feldweg. Die knapp 50 Jahre alte Talbrücke musste auf Grund des insgesamt schlechten Bauwerkszustandes, der Materialermüdung des verbauten Spannstahls und der für heutige Verkehrsverhältnisse nicht mehr ausreichenden Traglastreserven vollständig abgerissen und durch einen Ersatzneubau an gleicher Stelle wieder aufgebaut werden.

Der Brückenquerschnitt besteht je Richtungsfahrbahn aus einem längs vorgespannten zweistegigen Plattenbalken. Die Brücke lagert in Längsrichtung unverschieblich auf drei mittleren Pfeilerpaaren auf. Die Pfeiler wurden auf Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,50 m gegründet und besitzen eine Form, die einem Baum nachempfunden ist. Sie beginnen im unteren Bereich mit einem fast runden massiven Querschnitt und weiten sich nach oben zu den Lagern hin auf, um die notwendige Lagerspreizung zu erhalten. Über jedem zweiten Pfeiler ist ein Querträger angeordnet. Die beiden Widerlager sind als Kastenwiderlager ausgebildet und auf Flachgründungen mit Bodenaustausch abgesetzt.



Talbrücke Geigerhaid im Bauzustand

Foto: Autobahndirektion Nordbayern

## A 3 – BW 239b – Ersatzneubau zur Überführung der Staatsstraße 2312 über die A 3

### Beteiligte

Bauherr:	Freistaat Bayern, vertreten durch die Autobahndirektion Nordbayern
Entwurf:	SSF Ingenieure AG, München
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	SSF Ingenieure AG, München
Ausführung:	Mayerhofer Hoch-, Tief- und Ingenieurbau GmbH, Simbach am Inn

### Technische Daten

Bauart:	Monobogenbrücke
Überbau:	Stahlverbundplatte
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	108,30 m
Einzelstützweite:	108,30 m (58,00 m Bogenstützweite)
Breite:	11,50 m
Brückenfläche:	1.250 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	1,32 m (Überbau), 2,00 m (Bogen)
Bauzeit:	2016–2018
Auftragssumme:	ca. 12,9 Mio. EUR

### Massen und Mengen

Beton:	3.800 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	570 t
Konstruktionsstahl:	1.050 t
Seile:	50 t

### Beschreibung

Im Zuge des 6-streifigen Ausbaus der Bundesautobahn A 3 zwischen Rohrbrunn und Haseltalbrücke wurde die ehemalige Bogenbrücke mit aufgeständerter Fahrbahn durch eine Monobogenbrücke mit besonderer Gestaltung und hohem Wiedererkennungswert ersetzt.

Zunächst wurden die massiven Stahlbetonwiderlager hergestellt, welche der schiefwinkligen Trassenführung von 157 gon folgen. Anschließend erfolgten die Montage der außenliegenden Hohlkastenlängsträger auf Kalottenlagern und der im schiefen Winkel angeordneten Querträger auf einem Traggerüst. Die maximal 37 cm starke Stahlverbundplatte wurde mittels Kopfbolzendübeln schubfest aufbetoniert. Die Herstellung der Kämpferfundamente erfolgte parallel zu diesen Arbeiten.

Der Aufbau der einzelnen Bogenelemente erfolgte segmentweise über Gerüststützen, welche auf dem bereits fertiggestellten Brückendeck errichtet wurden. Nachdem das Bogentragwerk vollständig verschweißt war, folgte das Einbetonieren des Stabbogens in die Kämpferfundamente. Abschließend wurden die Seile in zwei Schritten eingesetzt und vorgespannt sowie die Kappen und der Fahrbahnbelag aufgebracht.



Seitenansicht der Monobogenbrücke nach Fertigstellung

Foto: Autobahndirektion Nordbayern

## A 7 – BW 622a – Ersatzneubau der Talbrücke Klöffelsberg

### Beteiligte

Bauherr:	Freistaat Bayern, vertreten durch die Autobahndirektion Nordbayern
Entwurf:	Krebs+Kiefer Ingenieure GmbH, Großostheim
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Stähler+Knoppik Ingenieurgesellschaft mbH, Neu-Isenburg
Ausführung:	ARLT Bauunternehmen GmbH, Frohburg

### Technische Daten

Bauart:	achtfeldrige Plattenbalkenbrücke
Überbau:	Spannbetonhohlkasten in Mischbauweise
Unterbau:	Stahlbetonmassivpfeiler und begehbare Widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Ortbeton-Großbohrpfählen, Ø 1,20 m
Gesamtlänge:	344,0 m
Einzelstützweiten:	37,00 m – 6 × 45,00 – 37,00 m
Breite:	34,10 m
Brückenfläche:	11.730 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	3,00 m (Überbau)
Bauzeit:	2015–2018
Auftragssumme:	ca. 28,0 Mio. EUR

### Massen und Mengen

Bohrpfähle:	2.645 lfd. m
Beton:	16.800 m <sup>3</sup> (inkl. Bohrpfähle)
Betonstahl:	2.617 t (inkl. Bohrpfähle)
Spannstahl:	501 t

### Beschreibung

Das Bauwerk BW 622a liegt im Zuge der BAB A7 Fulda-Würzburg zwischen den Anschlussstellen Hammelburg und Wasserlosen. Die alte Talbrücke Klöffelsberg wurde in den Jahren 1967/68 errichtet. Auf Grund gravierender Mängel am Bestand und der gestiegenen Verkehrsbelastung wären erhebliche Instandsetzungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen notwendig geworden, weshalb ein Ersatzneubau errichtet wurde.

Die neue Brücke wurde im Taktschiebepfeilerbauverfahren im Bereich der alten Trasse nach dem Abbruch der jeweiligen Richtungsfahrbahn neu hergestellt. Hierfür waren durch die maximale Stützweite von 45,00 m keine Hilfsstützen notwendig.

Die Richtungsfahrbahnen wurden als Spannbetonhohlkästen in Mischbauweise mit konstanter Bauhöhe von 3,00 m ausgeführt. Die unterschiedlichen Fahrbahnbreiten (Richtung Fulda 12,00 m, Richtung Würzburg 15,00 m) wurden durch eine Anpassung der Kragarmlängen erreicht. Die Fahrbahnplatten wurden mit Quervorspannung ohne Verbund realisiert. Die Pfeiler haben am Anschnitt eine abgerundete rechteckige Form, deren Querschnitt sich zum Pfeilerkopf hin linear verjüngt und im oberen Bereich wieder kelchförmig aufweitet. Die Überbauten wurden auf den mittleren Pfeilern auf Verformungslagern und zu den Widerlagern hin auf Kalottenlagern abgesetzt.



Talbrücke Klöffelsberg kurz vor der Fertigstellung

Foto: Autobahndirektion Nordbayern

## A 7 – BW 659 – Ersatzneubau der Langenfelder Brücke in Hamburg

### Beteiligte

Bauherr:	DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH im Auftrag der Freien und Hansestadt Hamburg
Entwurf:	Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Berlin und Düsseldorf
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	SSF Ingenieure AG, München
Ausführung:	ARGE Hochtief Solutions AG, Essen   Tesch Straßenbau GmbH & Co. KG, Schkeuditz   ZSB Zwickauer Sonderstahlbau GmbH, Zwickau

### Beschreibung

Im Zuge der achtstreifigen Erweiterung der A 7 in Hamburg wurde ein Ersatzneubau erforderlich. Das vorhandene Bauwerk aus dem Jahr 1962 konnte die geplanten neuen Verkehrsbreiten nicht aufnehmen. Unter dem Bauwerk befinden sich in großem Umfang Anlagen der DB AG, der S-Bahn Hamburg und des Rangierbahnhofs Hamburg-Langenfelde mit insgesamt 19 Gleisen. Um den Verkehr auf Straßen und Schienen möglichst gering zu beeinflussen, wurde das Bestandsbauwerk soweit ertüchtigt, dass der Überbau ausgeschoben und taktweise in Seitenlagen abgebrochen werden konnte.

### Technische Daten

Bauart:	sechsfeldrige Stahlverbundbrücke mit Hohlkästen und Konsolträgern
Überbau:	Stahlbetonhalbfertigteile mit Ortbetonergänzung
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung
Gesamtlänge:	393,14 m
Einzelstützweiten:	48,57 m bis 80,64 m
Breite:	51,10 m
Brückenfläche:	20.090 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	2,75 m bis 4,35 m (Überbau)
Bauzeit:	2014–2018
Auftragssumme:	ca. 34,5 Mio. EUR

Der Neubau besteht aus zwei getrennten, über sechs Felder reichenden Überbauten, welche als Stahlverbundbrücken mit Hohlkästen und Konsolträgern ausgebildet sind. Die Fahrbahnplatte besteht aus Halbfertigteilen und einer Ortbetonergänzung. Die Halbfertigteile spannen in Brückenlängsrichtung und geben ihre Lasten an die Querträger und Konsolen ab. Die Fahrbahnplatte wird durch jeweils zwei Hauptträger getragen. Diese sind als trapezförmige Hohlkästen ausgebildet. Das Stahltragwerk aus Hohlkästen und Querträgern wurde im Taktchiebeverfahren eingebracht. Die Pfeilerstandorte mussten sich an den vorhandenen Verkehrsanlagen unter der Brücke orientieren. Die Gründungen aus Pfahlkopfplatte und Bohrpfehlen mussten teilweise unter den Gleisanlagen errichtet werden.

### Massen und Mengen

Bohrpfähle:	1.300 lfd. m
Beton:	18.500 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	3.100 t
Konstruktionsstahl:	7.000 t
Kopfbolzen:	105 t



Luftbild der Langenfelder Brücke

Foto: DEGES

## A 9 – BW 1Ü1 – Neubau einer Grünrücke bei Beelitz

### Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg
Entwurf:	Haak & Schulze, Büro für Brücken- und Ingenieurbau, Wildau
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	SSF Ingenieure AG, Berlin
Ausführung:	ARIKON Hoch- und Ingenieurbau GmbH, Niederlassung Cottbus

### Technische Daten

Bauart:	Stahlverbund-Rahmenbrücke in Montagebauweise
Überbau:	Stahlverbundfertigteile
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	46,00 m
Einzelstützweite:	46,00 m
Breite:	59,50–62,95 m
Brückenfläche:	2.765 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	1,60 m (Überbau)
Bauzeit:	2016–2018
Auftragssumme:	ca. 4,6 Mio. EUR

### Massen und Mengen

Beton:	5.400 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	790 t
Konstruktionsstahl:	456 t
Kopfbolzen:	17 t

### Beschreibung

Auf Grund eines dringenden Bedarfs an Querungshilfen für Tiere zur Vernetzung von Lebensräumen sollen im Rahmen des Konjunkturpaketes II im Land Brandenburg vermehrt Grünbrücken über Bundesautobahnen errichtet werden.

Die Grünbrücke bei Beelitz wurde als flachgegründete Stahlverbund-Rahmenbrücke mit biegesteif angeschlossenen Parallelfügeln und Rahmenwänden aus Stahlbeton hergestellt. Der markante rote Rahmenriegel des Überbaus besteht aus 26 Stück 2,28 m breiten Verbundfertigteilen mit 25 cm Ortbetonergänzung. Das Montagegewicht betrug ca. 50 Tonnen. Auf Grund der Montage durch einen Kran durfte dieses Gewicht auch nicht überschritten werden. Der Bogenstich des Riegels wurde so groß gewählt, dass die Konstruktionskante möglichst der Gradienten der Erdüberschüttung entspricht, zugleich aber die Ortbetonplatte noch problemlos, das heißt ohne Konterschaltung, hergestellt werden konnte. Durch die Auswahl der Herstellung des Überbaus in Montagebauweise mit Verbundfertigteilen konnte während der Bauzeit der Eingriff in den Autobahnverkehr auf ein Minimum reduziert werden.

Die Irritationsschutzwände wurden als einfache und unterhaltungsarme Stahlbetonkonstruktion mit unterschiedlich hohen Fertigteilen ausgeführt.



Grünbrücke über die A 9 bei Beelitz

Foto: Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg



## A 33 – BW 22 – Brücke „Paulinenweg“ über die A 33 bei Bielefeld

### Beteiligte

Bauherr: Landesbetrieb für Straßenbau NRW  
Entwurf: Ingenieurgesellschaft Schultz mbH, Bielefeld  
Genehmigungs- und Ausführungsplanung: Ingenieurgesellschaft Schultz mbH, Bielefeld  
Ausführung: Baugesellschaft für Ingenieurbau Glowienka mbH, Paderborn

### Technische Daten

Bauart: zweifeldrige semiintegrale Plattenbalkenbrücke  
Überbau: Spannbetonplattenbalken  
Unterbau: Stahlbetonmassivpfeiler und -widerlager  
Gründungsart: Flachgründung  
Gesamtlänge: 43,00 m  
Einzelstützweiten: 2 × 21,50 m  
Breite: 6,00 m  
Brückenfläche: 273 m<sup>2</sup>  
Konstruktionshöhe: 1,10 m (Überbau)  
Bauzeit: 2016–2018  
Auftragssumme: ca. 600.000 EUR

### Massen und Mengen

Beton: 460 m<sup>3</sup>  
Betonstahl: 75 t  
Spannstahl: 7 t

### Beschreibung

Nördlich des Bauwerkes *Postweg*, südlich der Einfahrt zum Süßwarenfabrikanten *Stork*, verläuft der *Paulinenweg* von Halle/Westfalen in Richtung Schloss Tatenhausen. Für die Überführung der 5,00 m breiten Straße war die Errichtung eines zweifeldrigen Brückenbauwerkes erforderlich. Aufgrund der Gestaltungsvorgaben wurde die Brücke als semiintegrale Bauwerk mit Stützweiten von 2 × 21,50 m errichtet. Der als 1,10 m hoher einsteiger Plattenbalken konzipierte Überbau ist monolithisch mit dem Mittelpfeiler verbunden, an den beiden Widerlagern wurden Elastomerlager angeordnet. Die Widerlager wurden mit schrägen Flügelwänden und einer Verblendung versehen, die Ansichtsflächen mit Natursteinen verkleidet. Auch die Mittelstütze verläuft entsprechend dem Gestaltungskonzept konisch und wurde mit einer entsprechenden Schalung vertikal strukturiert. Aufgrund der Baugrundverhältnisse aus Sanden, Tonen und Kiesen und des Lagerungssystems konnte das Bauwerk flach gegründet werden.



Ansicht der Brücke *Paulinenweg*

Foto: Landesbetrieb für Straßenbau NRW



Widerlageransicht

Foto: Landesbetrieb für Straßenbau NRW

## A 33 – BW 18 – Brücke „Postweg“ über die A 33 bei Bielefeld

### Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb für Straßenbau NRW
Entwurf:	Ingenieurbüro Dr. Ehlers/Unland, Osnabrück
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Dähn Ingenieure, Gera
Ausführung:	Fritz Spieker GmbH & Co. KG, Oldenburg

### Technische Daten

Bauart:	dreifeldrige integrale Rahmenbrücke
Überbau:	Stahlbetonplatte
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler
Gründungsart:	Tiefgründung auf Ort beton-Rammpfählen, Ø 60 cm
Gesamtlänge:	34,00 m
Einzelstützweiten:	15,00 m – 15,70 m – 13,25 m
Breite:	70,00 m ... 42,50 m ... 56,00 m
Brückenfläche:	2.462 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	1,00 m (Überbau)
Bauzeit:	2015–2018
Auftragssumme:	ca. 3,63 Mio. EUR

### Massen und Mengen

Beton:	2.760 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	4.808 t
Spannstahl:	650 t

### Beschreibung

Für die schiefwinklige Überführung der Straße *Postweg*, die von Halle in Richtung Schloss Tatenhausen führt, war die Errichtung eines Brückenbauwerkes erforderlich. Da das Bauwerk gleichzeitig auch als Grünbrücke dienen sollte, um Wildtieren das gefahrlose Queren der Landesstraße und der Autobahn zu ermöglichen, musste es entsprechend breit erstellt werden. Die Breite des Überbaues wurde variiert. An der schmalsten Stelle beträgt sie 42,50 m, zu den Brückenenden hin erfolgte eine Aufweitung auf 70,00 bzw. 56,00 m.

Das Bauwerk wurde als dreifeldriges integrales Rahmenbauwerk errichtet. Der Überbau ruht auf abgewinkelten Widerlagern sowie auf 1,50 m × 1,00 m breiten rechteckigen Stützen. Unter den Streifenfundamenten wurden aufgrund des Baugrundes aus Sanden, Tonen und Kiesen Ort betonrammpfähle mit einem Durchmesser von 0,60 m erforderlich. Die Flügelwände wurden aus gestalterischen Gründen mit Natursteinen verblendet.

Die Außenseiten der Brücke erhielten auf beiden Seiten 3,00 m hohe Lärmschutzwände aus Aluminium. Das untere Drittel der Wände wurde zur Ansichtsseite hin in einem Grünton farblich gestaltet.



Brücke im Bau, hier 1. Bauabschnitt

Foto: Landesbetrieb für Straßenbau NRW



Seitenansicht der Brücke „Postweg“

Foto: Landesbetrieb für Straßenbau NRW

## B 96n – BW 06 (VKE 2851) – Brücke im Zuge der B 96n über die Talniederung des Sehrowbaches

### Beteiligte

Bauherr:	DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH
Entwurf:	Schwesig + Lindschulte GmbH Beratende Ingenieure VBI, Rostock
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Kückler GmbH, Rostock
Ausführung:	Ed. Züblin AG, Direktion Brückenbau, Bereich Süd-Ost

### Technische Daten

Bauart:	feldweise Herstellung auf Traggerüst
Überbau:	vorgespannter, zweigurtiger Ortbetonplattenbalken
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Ortbetonpfählen, Ø 1,20 m
Gesamtlänge:	115,00 m
Einzelstützweiten:	19,00 m – 22,00 m – 24,00 m – 26,00 m – 24,00 m
Breite:	16,35 m
Brückenfläche:	1.880 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	1,25 m (Überbau)
Bauzeit:	2016–2018
Auftragssumme:	ca. 4,5 Mio. EUR

### Massen und Mengen

Bohrpfähle:	1.610 lfd. m
Beton:	2.700 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	460 t
Spannstahl:	48 t

### Beschreibung

Im Zuge des Neubaus der Bundesstraße B 96n auf der Insel Rügen im Streckenabschnitt Bergen–Samtens–Altefähr wurde die Überführung der B 96n über die Niederung des Sehrowbaches errichtet. Die Niederung wurde in ihrer ursprünglichen Topographie nicht verändert. Das Talbrückenbauwerk wurde in Parallellage zur bestehenden Bundesstraße B 96 errichtet, danach erfolgte die Verlegung der Trasse. Um eine lichte Höhe von 2,50 m über dem Sehrowbach (Mindestwert) zu erreichen, wurde die Trasse angehoben und verläuft in Dammlage.

Die Brücke wurde als zweistegiger, in Längsrichtung vorgespannter Ortbetonplattenbalken durchlaufend über fünf Felder realisiert. Die Plattenbalkenstege sind dabei aus gestalterischen Gründen geneigt. Die Fahrbahn stützt sich je Auflagerachse auf zwei Einzelpfeiler aus Stahlbeton. Im Übergangsbereich zwischen Straßendamm und Tragwerk wurden beidseitig kastenförmige begehbare Widerlager als Brückenabschluss errichtet.

In der Talniederung stehen wenig tragfähige, organische bzw. organogene Böden mit Mächtigkeiten von bis zu 15 m an. Daher wurde eine Tiefgründung des Bauwerks mittels Ortbetonbohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,2 m konzipiert. Es werden ca. 100 Pfähle mit einer Gesamtpfahlänge von ca. 1.600 m hergestellt. Zur Bestätigung der Pfahlbemessungskennwerte wurden vor Beginn der Gründungsarbeiten statische Pfahlprobelastungen ausgeführt.



Luftbild und Untersicht der Sehrowbachbrücke im Bauzustand

Foto: Landesamt für Straßenbau und Verkehr Mecklenburg-Vorpommern

## B 183n – BW 06 – Neubau der Brücke über die Schwarze Elster im Zuge der Ortsumfahrung Bad Liebenwerda

### Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg
Entwurf:	Bard + Sauther GmbH Beratende Ingenieure, Saarbrücken
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieur VBI AG, Niederlassung Dresden
Ausführung:	Hentschke Bau GmbH, Bautzen

### Technische Daten

Bauart:	vierfeldrige Spannbetonhohlkastenbrücke
Überbau:	Spannbetonhohlkasten
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	192,00 m
Einzelstützweiten:	33,50 m – 50,50 m – 66,50 m – 41,50 m
Breite:	11,62 m
Brückenfläche:	2.231 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	3,58 m (Überbau)
Bauzeit:	2015–2018
Auftragssumme:	ca. 5,2 Mio. EUR

### Massen und Mengen

Beton:	4.210 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	726 t
Spannstahl:	82 t

### Beschreibung

Beim Neubau der Brücke über die Schwarze Elster im Zuge der Ortsumfahrung von Bad Liebenwerda mussten vorhandene und perspektivisch geplante Retentionsflächen und Deichanlagen über eine Länge von 440 m berücksichtigt werden, wodurch sich bereits in der Planung Zwangspunkte in der Gestaltung und Bautechnologie ergaben.

Die flach gegründeten Widerlager und Parallelfügel wurden aus Stahlbeton hergestellt. Sie bilden zusammen mit der Bodenplatte einen biegesteifen, dammseitig offenen Kasten. Die Pfeiler der Zwischenstützungen befinden sich im Überflutungsgebiet der Schwarzen Elster. Um einen möglichst geringen Widerstand gegen Wasser und Treibgut zu erzielen, wurden die Stirnflächen pfeilförmig und der untere Bereich als durchgängige Scheibe ausgeführt.

Der Überbau besteht aus einem monolithischen einzelligen Spannbetonhohlkasten über vier Felder. Die Herstellung des gevouteten Hauptfeldes erfolgte im Freivorbau. Die Randfelder wurden konventionell auf einem Lehrgerüst gefertigt. Der Ober- und der Untergurt des Hohlkastenquerschnitts wurden dabei parallel zur Herstellung des Tragwerks intern vorgespannt. Die Spannglieder im Bereich der Bodenplatte wurden nach Lückenschluss des Kastens über Lisenen eingefädelt und vorgespannt.



Luftbild der Brücke über die Schwarze Elster bei Bad Liebenwerda

Foto: Jens Berger

## B 188n – BW 1a – Neubau der Brücke über den Haubegraben im Zuge der Ortsumfahrung Oebisfelde

### Beteiligte

Bauherr:	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd
Entwurf:	Ingenieurgemeinschaft Setzpfandt GmbH & Co. KG, Halle/Saale
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Dr. Borg Planen und Beraten Ingenieurgesellschaft mbH, Hildesheim
Ausführung:	OST Bau GmbH Osterburg, Niederlasung Magdeburg

### Technische Daten

Bauart:	einfeldrige Stahlbetonrahmenbrücke auf Traggerüst
Überbau:	Stahlbetonplatte
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Ortbetonbohrpfählen, Ø 1,20 m
Gesamtlänge:	13,82 m
Einzelstützweite:	13,82 m
Breite:	11,60 m
Brückenfläche:	160 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	0,50 m (Überbau)
Bauzeit:	2017/18
Auftragssumme:	ca. 750.000 EUR

### Massen und Mengen

Bohrpfähle:	135 lfd. m
Beton:	361 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	67 t

### Beschreibung

Die B 188 ist eine wichtige Ost-West-Verbindung von Berlin, durch Sachsen-Anhalt nach Niedersachsen. Aufgrund der Zunahme des durchschnittlichen täglichen Verkehrsaufkommens, besonders des Schwerlastverkehrs, sollen durch den Ausbau der B 188 die Ortschaft Oebisfelde sowie die angrenzenden Gemeinden vom Durchgangsverkehr stark entlastet werden.

Der Überbau der Brücke über den Haubegraben besteht aus einer einfeldrigen Stahlbetonplatte, die den Rahmenriegel darstellt. Dieser wird durch seine gevoutete Unterseite und die Schlankheit von 27,6 in Feldmitte als schlankes Tragwerk wahrgenommen. Entsprechend der Empfehlungen der Baugrubnbewertung wurde das Bauwerk auf zweireihig angeordneten, verrohrten Ortbeton-Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,20 m tief gegründet. Insgesamt wurden acht Bohrpfähle je Widerlagerseite durch eine Pfahlkopfplatte zur Lastabtragung zusammengefasst. An den Brückenenden bilden schiefe Widerlager mit Parallelfügeln den fugenlosen Übergang zwischen der Brücke und den Straßendämmen.

Das neu errichtete Brückenbauwerk stellt zudem ein Kreuzungsbauwerk für Biber und Fischotter dar, wozu eine bibergerichte Ausbildung des Geländes unterhalb der Brücke abschließend erforderlich war.



Brücke über den Haubegraben bei Oebisfelde

Foto: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd

## Bahntrassen-Radweg über die L 351 in Drolshagen-Eichenermühle

### Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb für Straßenbau NRW
Entwurf:	Ingenieurbüro Andreas Feldmann, Olpe
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	
	Ingenieurbau Sander GmbH, Meschede   Weisstalwerk GmbH & Co. KG, Wilnsdorf-Niederdielfen
Ausführung:	Feldhaus Ingenieurbau GmbH & Co. KG, Arnsberg   Weisstalwerk GmbH & Co. KG, Wilnsdorf-Niederdielfen

### Technische Daten

Bauart:	einfeldriger Fachwerkträger
Überbau:	Stahlfachwerk mit Betonfahrbahnplatte
Unterbau:	Betonfertigteil mit Ortbetonergänzung
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	38,00 m
Einzelstützweite:	38,00 m
Breite:	3,75 m
Brückenfläche:	142,5 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	3,00 m (Überbau)
Bauzeit:	2016–2018
Auftragssumme:	ca. 763.000 EUR

### Massen und Mengen

Beton:	275 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	26 t
Konstruktionsstahl:	31,5 t
Kopfbolzen:	0,5 t

### Beschreibung

Einstmals verlief zwischen Olpe, Drolshagen und Bergneustadt bis Siegburg eine Eisenbahnstrecke, die 1903 eröffnet und im Jahre 1979 stillgelegt wurde. In den vergangenen Jahren wurde sie im Zuge des Landesprogramms „Allein-Radwege“ zu einem kombinierten Geh- und Radweg umgebaut.

Zunächst wurden das im Jahre 1890 durch die Königlich Preussische Eisenbahnverwaltung errichtete überschütete Natursteinviadukt beseitigt, der Dammbereich entsprechend entfernt, hoch in der Böschung die beiden neuen Widerlager und eine Fachwerkbogenbrücke mit oberliegender Fahrbahn errichtet. Zeitgleich wurde auch ein vorhandener Durchlass für den parallel zur Landesstraße verlaufenden Mühlengraben beseitigt. Durch seitliche Stützwände wurden die Böschungen zum Mühlengraben abgestützt, um eine ausreichende Straßenbreite und ein ausreichend breites Grabenbett zu schaffen.

Der bogenförmige, 38,00 m lange Überbau besteht aus einem zentralen Untergurt sowie aus senkrechten Ständern und Diagonalstreben zu den Obergurten unterhalb der etwa 3,70 m breiten Fahrbahnplatte. Alle Bauwerksteile bestehen aus runden Stahlrohren, die Fahrbahnplatte aus Betonfertigteilen und einer Ortbetonergänzung. Der Einhub des neuen, 25 Tonnen schweren Fachwerküberbaues erfolgte spektakulär mit einem 250-Tonnen-Kran.



Brücke über den Bahntrassen-Radweg über die L 351 in Drolshagen-Eichenermühle

Foto: Landesbetrieb für Straßenbau NRW

- 
- 9 Herzlich willkommen zum 29. Dresdner Brückenbausymposium
  - 13 Verleihung der Wackerbarth-Medaille
  - 14 Laudatio für Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stritzke aus Anlass  
der Verleihung der Wackerbarth-Medaille der Ingenieurkammer Sachsen
  - 17 Christian Menn – Brückenbauer, Lehrer, Ästhet
  - 25 Aktuelles zum Regelwerk des Bundes für den Ingenieurbau
  - 29 Die Maputo-Katembe-Brücke, das neue Wahrzeichen Mosambiks –  
Drei Bauverfahren bei der längsten Hängebrücke Afrikas
  - 47 Monitoring und Visualisierung im Infrastrukturbau
  - 59 Verkehrsinfrastruktur für Hamburg –  
Neubau der Waltershofer Brücken im Hamburger Hafen
  - 73 Erfahrungsbericht aus Österreich über die Anwendung  
von neuen Verfahren im Brückenbau
  - 85 Stahlverbund-Großbrücken mit oberliegender Fahrbahn  
als Querschnitte mit Teilfertigteilen und Schrägstreben bzw. Konsolen
  - 101 Kurt Beyers Beitrag zur Baustatik
  - 129 Nachrechnungsdefizite bei Massivbrücken –  
Ein Problem der Tragfähigkeit oder [doch nur] der Modellvorstellung?
  - 149 Was tun, wenn Annahmen und Wirklichkeit nicht übereinstimmen?
  - 161 Lebenszykluskostenbetrachtungen für chloridexponierte Bauteile  
von Brücken- und Tunnelbauwerken
  - 173 Dauerhafte und wirtschaftliche Straßenbrücken  
mit Halffertigteilen aus vorgespanntem Carbonbeton
  - 185 Der 30-Jahre-Zyklus der Brückeneinstürze und seine Konsequenzen
  - 197 Chronik des Brückenbaus
  - 209 Inserentenverzeichnis