



Technische  
Universität  
Dresden

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



# 35. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPIOSIUM

PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG  
UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN

18. UND 19. MÄRZ 2026

© 2026 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 Dritten 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. Steffen Marx  
Technische Universität Dresden  
Institut für Massivbau  
01062 Dresden

Redaktion: Silke Scheerer

Layout: Ulrich van Stipriaan

Anzeigen: Harald Michler

Tagungsorganisation:

Ausstellungsorganisation:

IT:

Social Media:

Jana Müller-Strauch

Harald Michler, David Sandmann

Matthias Zagermann

Stefan Gröschel, Jana Müller-Strauch

Titelbild: Gerüst für die Gueuroz-Brücke, errichtet von dem Gerüstbauer Richard Coray. Foto: Büro A. Sarrasin (Archiv Philippe Mivelaz)

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

# **Tagungsband 35. Dresdner Brückenbausymposium**

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

**18. und 19. März 2026**

# Inhaltsverzeichnis

Grußwort.....	9
<i>Regina Kraushaar   Sächsische Staatsministerin für Infrastruktur und Landesentwicklung</i>	
Nationale Ergänzung des Brückenregelwerks – Hintergründe und Umsetzung .....	11
<i>Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn</i>	
Mehr Tempo für die Brückenmodernisierung durch funktionale Ausschreibungen, Schnellbauverfahren und serielles Bauen .....	21
<i>Dr.-Ing. Karlheinz Haveresch, Dipl.-Ing. Manuela Poschau</i>	
Brückenverstärkungen mit CFK-Lamellen – Bemessung und Überbau mit Asphalt .....	29
<i>Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Finckh, Dipl.-Ing. (FH) Florian Eberth</i>	
Weiternutzung historischer Eisenbahngewölbebrücken – eine nachhaltige Alternative zum Neubau .....	39
<i>Conrad Pelka M.Sc., Dipl.-Ing. Jenny Keßler, Prof.-Dr.-Ing. Steffen Marx</i>	
Spannungsrissskorrosion und sicherer Weiterbetrieb – ein ganzheitlicher Ansatz für die Elbebrücke Bad Schandau ...	51
<i>Dr.-Ing. Steffen Müller, Dr.-Ing. Oliver Mosig, Dipl.-Ing. Andreas Gruner, Christina Fritsch, M.Sc., Dr.-Ing. Gregor Schacht, Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx</i>	
Entwicklung, Umsetzung und Betrieb des geodätischen und faseroptischen Monitoringsystems der S-Bahn-Überbrückung am Bahnhof Stuttgart S21 .....	61
<i>Prof. Dr.techn. Werner Lienhart, Dr.techn. Christoph M. Monsberger, Dipl.-Ing. Fabian Buchmayer, Dr.techn. Peter Bauer, Prof. Dr.-Ing. Christian Sodeikat, M.Sc. Sonja Gepperth, Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser</i>	
AR- und KI-gestützte Analyse von Schadensentwicklungen in der Bauwerksprüfung.....	73
<i>B. Eng. Jessica Steinjan, Dipl.-Ing. Jan-Derrick Braun, M. Sc. Lisa Freifrau von Rössing, M. Sc. Patrick Herbers, M. Eng. Bernhard Braun, M. Eng. Regina Panzer, Prof. Dr.-Ing. Markus König</i>	
Alexandre Sarrasin (1895–1976) – Stahlbetonbrücken in den Schweizer Alpen .....	81
<i>Dr. Philippe Mivelaz</i>	
Stabbogenbrücke Wustermark – altes Eisen mutig, radikal und nachhaltig neu verbaut .....	93
<i>Dipl.-Ing. Jörg Titel</i>	
A 45 Talbrücke Rinsdorf – innovativer Querverschub mit Pfeilern .....	103
<i>Dipl.-Ing. Ralf Schubart, Dipl.-Ing. Holger Klein, Dipl.-Ing. Wolfgang Schlensorg</i>	
Holz im Brückenbau – auf zu neuen Dimensionen im Straßenbrückenbau .....	113
<i>Dipl.-Ing. (FH) Frank Miebach</i>	
Zwischen Industriekultur und Natur – der „Sprung über die Emscher“ .....	121
<i>Dipl.-Ing. Peter Sprinke, Jan Berwing, M.Sc., Asc. Prof. Dipl.-Ing. Arch Dirk Krolkowski, Dipl.-Ing. Arch Falko Schmitt, Dipl.-Ing., M.Sc. (Wirtsch.) Simone Kern</i>	
Friesenbrücke Weener – Europas größte Hub-Drehbrücke .....	131
<i>Dipl.-Ing. Stefan Schwede, Dipl.-Ing. Lorenz Haspel, Dr. ès sc. Jan Brütting, M.Eng. Lukas Hornberger, MSc. ETH Povilas Ambrasas, Dipl.-Ing. Andreas Menzel, Dipl.-Ing. Alexander Krölls, Dipl.-Ing. Jens Kögel, Dr.-Ing. Lutz Vogt, Dr.-Ing. Gregor Schacht</i>	
Krämerbrücke in Erfurt – 700 Jahre steinerne Brücke .....	143
<i>Dr.-Ing. Hans-Jörg Vockrodt</i>	
Vier Länder, viele Brücken, alles unter einem DACH – Brückenbauexkursion 2025.....	153
<i>Dipl.-Ing. Cedric Eisermann, Max Götze, M.Sc., Dipl.-Ing. Jakob Vogt</i>	
Neue Berliner Brücke in Duisburg auf der BAB 59 .....	165
<i>Dipl.-Ing. Moritz Menge</i>	

Analyse und Reduzierung von Treibhausgasemissionen im Brückenbau .....	169
<i>Prof. Dr.-Ing. Stephan Görtz, Thi Kim Dung Pham, M.Sc., Prof. Dr.-Ing. Udo Wiens, Dr.-Ing. Bianca Kern</i>	
Sydney Harbour Bridge Cycleway – eine außergewöhnliche Fahrradbrücke .....	173
<i>Dipl.-Ing. Peter Boesch, M.Sc. Long Bai, M.Sc. Angus Murray</i>	
Nachhaltige Fuß- und Radwegbrücken aus vorgespanntem Carbonbeton (CPC).....	179
<i>Dipl.-Ing. Simon Liebl</i>	
Wirtschaftliche und ökologische Bewertung chloridbelasteter Brückenbauteile .....	183
<i>Dr.-Ing. Angelika Schießl-Pecka, Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Anne Rausch, Paul Steinmetz, M. Sc., Dr.-Ing. Marc Zintel</i>	
Ermüdung alter Bahnbrücken am Beispiel der Sihlbrücken im HB Zürich .....	187
<i>Daniel Grüter, Felix Gisler, Christian Uhlig</i>	
Verschub der gevouteten Cölvebrücke über aktiven Schienenverkehr .....	193
<i>Josef Teupe</i>	
Potenziale von Suffizienzstrategien im Umgang mit denkmalgeschützten, stählernen Bahnbrücken .....	197
<i>Dr.-Ing. Clara Jiva Schulte</i>	
EcoBuild Evaluator – ganzheitliche Nachhaltigkeit im Ingenieurbau am Beispiel Rheinbrücke Schierstein .....	203
<i>Dipl.-Ing. Sebastian Schultheis, Dipl.-Ing. Martin Ludwig</i>	
CFK-Spannlitzen für Betonbauteile im Brückenbau.....	207
<i>Dipl.-Ing. Johannes Schleiss, Dr.-Ing. André Seidel, Dr.-Ing. Danny Friese, Dr.-Ing. Paul Penzel, Prof. Dr.-Ing. Chokri Cherif</i>	
The new city bridge of Drammen (Norway) .....	213
<i>Birger Opgård, MSc Sivilingeniør, Mario Rando Campos, MSc ETSIIM, Architect Bartłomiej Halaczek, Architect Thor Olav Solbjør</i>	
Inserentenverzeichnis .....	220

# Krämerbrücke in Erfurt – 700 Jahre steinerne Brücke

Dr.-Ing. Hans-Jörg Vockrodt | Ehrenvorsitzender Historische Brücken Erfurt e.V.

*Vorab: Bei dem vorliegenden Beitrag handelt es sich um eine gekürzte Abhandlung, welche auf dem gleichnamigen Buch des Autors beruht. Das Buch ist im Selbstverlag des Verfassers erschienen und nur für den Privatgebrauch und nicht für den Verkauf bestimmt.*

## 1 Prolog

„Eodem anno [1325] factus est lapideus pons mercatorum in Erphordia.“ Mit diesem Eintrag in der *Cronica Sancti Petri Erfordensis moderna* [1] beginnt die 700-jährige Geschichte der Krämerbrücke in Erfurt als steinernes Bauwerk. Die 80 m lange und durchgängig mit Fachwerkhäusern bebaute Krämerbrücke ist ein Meisterwerk der *Ponts habités* – der bebauten und bewohnten Brücken [2]. Sie kann mit Recht als eine der schönsten mittelalterlichen Brücken in Europa angesehen werden (Bild 1). Ihre bewegte bauhistorische Geschichte und ihre faszinierende Baugestalt sind Gegenstand dieses Beitrags.

## 2 Bauwerksgeschichte

Das Weichbild von Erfurt wird auch heute noch durch die 85 km lange Gera geprägt, die aus südlicher Richtung vom Thüringer Wald kommend in das Stadtgebiet eintritt und sich in zahlreiche Nebenarme verästelt. Walkstrom, Bergstrom und Breitstrom fließen in einem großen Bogen, dem so genannten Gerabogen, östlich um den Domberg und Petersberg herum. Dieser Gerabogen war entscheidend für die Herausbildung der Stadtstruktur. Prägnant sind Straßen und Gassen, welche den Bogen wiederholen, und die zentrisch angeordneten Straßen, die mit Brücken die Wasserarme queren. Bereits im Mittelalter gab es an die 100 Überbrückungen [3], heute sind es aktuell 258 Brücken und Stege [4], [5].

Da die Stadt von vielen Wasserarmen durchzogen war, gab es mit dem Entstehen von Straßen und Gassen einen großen Bedarf an Überquerungen. Am Anfang waren dies ausschließlich Furten. Später wurden Holz-



Bild 1: Krämerbrücke – Meisterwerk der *Ponts habités*

Foto: Hans-Jörg Vockrodt

stege und Holzbrücken neben die Furten gebaut, wobei die schweren Fuhrwerke noch lange durch das Wasser fahren mussten. Infolge von Bränden und Hochwasser kam es oft zu einer Zerstörung der Holzbrücken.

Erst zu Beginn des 12. Jahrhunderts werden erstmalig Brücken, teilweise mit einzigartigen Brücken- oder Torkirchen, urkundlich erwähnt. Brückenkirchen boten neben der Sicherung der Zugänge auch die Möglichkeit, sich des Segens für die weitere Reise zu versichern. Die wichtigsten frühmittelalterlichen Geraübergänge waren die Lehmannsbrücke mit der Brückenkopfkirche St. Nikolai, die Krämerbrücke mit den Brückenkopfkirchen St. Ägidius und St. Benediktus, die Schlösserbrücke, die Lange Brücke mit der Brückenkirche St. Viti und die Roßbrücke. All diese Flussübergänge besaßen eine überragende Bedeutung für die Siedlungsentwicklung Erfurts.

Die Krämerbrücke über den Breitstrom der Gera ist neben dem Domberg mit den Stiftskirchen St. Marien und St. Severi [6] eine der Hauptsehenswürdigkeiten der Stadt Erfurt. Sie ist eines der ältesten profanen städtischen Bauwerke und ein einzigartiges Kulturdenkmal, welches 2025 ihr 700. Jubiläum als steinernes Bauwerk feierte und so ingenieurtechnisch zu den frühen steinernen Brücken in Deutschland gehört.

Ihren Anfang als Holzkonstruktion neben einer Furt im Zuge der Via Regia liegt vermutlich im 11. Jahrhundert. Zu jener Zeit mag die Furt dem wachsenden Marktverkehr nicht mehr genügt haben. Eine hölzerne Fußgängerbrücke sollte wahrscheinlich zunächst die Verbindung zwischen beiden Ufern erleichtern. Man nimmt an, dass es die zwischen 1060 und 1080 nach Erfurt gekommenen Benediktinermonche des Petersklosters waren, denen wir den Bau der Krämerbrücke verdanken. Darauf deutet auch der Umstand hin, dass eine der beiden Brückenkopfkirchen, welche sich an den Auffahrten zur Brücke befinden bzw. befanden, dem Heiligen Benedikt – Mönchsvater Benedikt von Nursia (um 480–547) – geweiht wurde.

Die erste urkundliche Erwähnung der Krämerbrücke als *pons rerum venalium* – Brücke der Verkaufsgegenstände – stammt aus dem Jahre 1156. Hier ist festgehalten, dass zwei Söhne einer Frau Wentela zwei Buden auf der Krämerbrücke bewirtschafteten. Die Buden gehörten zum Erfurter Marienstift, welches diese vermutlich nur ungenügend instand hielten. Aufgrund dieses Umstandes übergab Frau Wentela urkundlich belegt dem Marienstift zehn Mark mit Vorbehalt eines Zinses von achtzehn Schillingen zur Erneuerung der Buden: „... pro restauratione duarum tabernarum super pontem rerum venalium ...“

Neben Hochwasser waren Brände die größte Gefahr für Holzbrücken der damaligen Zeit. Teils verheerende Brände, bei denen die Krämerbrücke zumindest schwer in Mitleidenschaft gezogen worden ist, sind in den Jahren 1175 bzw. 1177, 1213, 1222, 1245 und 1293 belegt.

Diese sich regelmäßig wiederholenden Ereignisse und die damit einhergehende Zerstörung der Brücke veranlassten den sich im 13. Jh. herausbildenden Erfurter Rat, dessen Ratsherren meist reichen Kaufmannsfamilien entstammten, im Jahr 1265 einen Brückenneubau aus Stein zu beschließen. Zuvor musste der Erfurter Rat aber noch alle Brückenrechte bezüglich Zinseinnahmen aus gestifteten und verpachteten Krambuden, die meist das Marien- und das Severistift, das Peters- und das Reglerkloster sowie die Klöster Reinhardsbrunn und Bürgel innehatten, erwerben. Dies dauerte jedoch 1293 noch an, so dass sich der Neubau immer weiter verzögerte.

Erst im Jahr 1325, so bezeugt es die *Cronica Sancti Petri Erfordensis moderna* [1], konnte der Neubau der Krämerbrücke, an dessen Finanzierung sich auch reiche Bürger der Stadt beteiligten, als steinernes Bauwerk vollendet werden: „*Eodem anno [1325] factus est lapideus pons mercatorum in Erphordia. – Im selben Jahr [1325] wurde in Erphordia eine Steinbrücke für Kaufleute gebaut.*“ Eine ‘Steinbrücke für Kaufleute’, welche sich in den auf der Brücke dem Kramhandel dienenden Ladenhäusern manifestierte. Bei diesen handelte es sich um einfache aus Brettern errichtete Läden, die zur Brückenmitte hin eine verschließbare Klappe und rückwärtig einen Lagerraum hatten. Die Ladenhäuser waren zur damaligen Zeit noch unbewohnt.

Bei dem 1175 in [1] erwähnten Stadtbrand, für den jüngere Veröffentlichungen das Jahr 1177 angeben [7], wurden die Krämerbrücke und „*die beiden Kirchen*“ weitgehend zerstört. Diese Erwähnung gilt gemäß aktuellem Forschungsstand als die Ersterwähnung der Benediktuskirche. Es handelt sich dabei um eine indirekte Ersterwähnung, da der Name der Kirche nicht explizit genannt wird. Wohl erst 1322 wird die Benediktuskirche namentlich genannt. Die Ersterwähnung von St. Ägidius als Ort einer Beurkundung erfolgte im Jahr 1110. „*In Erpsfurt in capella S. Aegidii confessoris*“ lässt Graf Ludwig der Springer in einer Urkunde dokumentieren, dass er seine Ulrichskirche in Sangerhausen seinem Hauskloster Reinhardsbrunn übereignet hat [8].

Die Brückenkopfkirchen St. Ägidius (Bild 2) und St. Benediktus bestanden, wie viele andere Erfurter Kirchen auch, wahrscheinlich schon seit dem 12. Jahrhundert aus Stein. Aufgrund der eingeschränkten Platzverhältnisse wurden das Kirchenschiff und die Altarnische beider Kirchen auf Erdgeschosshallen aufgesetzt. Korrekt ausgedrückt handelt es sich um zweigeschossige Torkirchen. Die Kirchtürme ordnete man jeweils daneben an.

Schon 1324 befanden sich in der Erdgeschosshalle von St. Ägidius drei zur Brückenauffahrt hin offene Kramläden. Ein weiterer Kramladen war in der Unterkellerung des Turms eingerichtet. Hierbei ist hervorzuheben, dass es selten, ja sogar einzigartig ist, dass Kirchtürme unterkellert sind.

An der Giebelfront von St. Ägidius befindet sich zwischen drei Maßwerkwfenstern und auf einer vielfach ge-



Bild 2: Wenigemarkt mit Blick auf die Ägidiuskirche  
Foto: Hans-Jörg Vockrodt

stufen Konsole ruhend ein pittoresker spätgotischer Chorerker. Nach dem teilweisen Einsturz der Kirche im Jahr 1582 wurde der Erker rekonstruiert und baulich angepasst. In seiner jetzigen Form schmückt er die Kirchenfassade seit 1609. Beeindruckend auch der erstmalig 1324 urkundlich erwähnte Kirchturm von St. Ägidius. Er gehört mit ca. 49 m Gesamthöhe zu den höchsten der alten Erfurter Kirchen. Mit Hilfe dendrochronologischer Datierungen konnte belegt werden, dass 1420 der Turm mit der Aufrichtung des achtseitigen hölzernen Turmhelmes und einer angebrachten Turmuhr vollendet war [8].

Im Spätmittelalter muss die Ägidiuskirche ein prächtiges Erscheinungsbild abgegeben haben. Das Kirchenschiff und der Turm waren farbig gestaltet. Zu den in einem leicht ockergebrochenen Weiß gehaltenen Wandflächen bildeten die Werksteine für Eckquader, Fensterleibungen, Maßwerk usw. in Oxidrot einen starken Kontrast [8]. Es wird vermutet, dass die Farbgebung des Turms, welche auch dem angebauten Haus Krämerbrücke Nr. 17, dem sog. Haus zum Roten Turm, ihren Namen gab, auf das damals

benachbarte Gericht Bezug nimmt, denn 'rote Türme' standen im Mittelalter im Allgemeinen in Verbindung mit der Gerichtsbarkeit.

Bei dem größten Brand der Stadtgeschichte am 9. Juni 1472, der „ganz Europa in Mitleid und Schrecken versetzte“, wurde die Brücke stark beschädigt. Noch heute findet man in den Brückenbögen brandgeschädigte Steine. Sichtbar sind rötlich verfärbte Quadersteine und abgeplatzte Steinoberflächen. Alle Ladenhäuser fielen den Flammen zum Opfer. Die Kirchen St. Ägidius und St. Benediktus blieben bis auf den Turm der Benediktuskirche verschont. Statt einer Spitze krönte den Turm von da an nur noch ein gewöhnliches Ziegeldach.

Nach diesem verheerenden Stadtbrand verließen die Krämer die Brücke. Um aber ein anderweitiges Niederlassen der Händler in der Stadt und damit den Verlust der Einnahmen zu verhindern, ließ der Erfurter Rat Fachwerkhäuser mit einer erweiterten Nutzfläche – nun auch bewohnbar – auf der Brücke errichten. Dazu erhielten die vorhandenen Brückenpfeiler beidseitig gemauerte Vorlagen, auf denen dann Sprengwerke mit aufgelagerten Holzbalkenkonstruktionen zur Abfangung der über die Seitenränder der Brücke auskragenden Fachwerkhäuser abgesetzt werden konnten (Bild 3). Interessant in diesem Zusammenhang ist, dass die Holzart der Sprengwerke bis auf eines, bei dem es sich um Tannenholz handelt, bis heute nicht bestimmt ist.

Neueste bauarchäologische Untersuchungen ergaben, dass man im Zuge der Bebauung der Brücke nicht einzelne schmale Fachwerkhäuser, sondern vier jeweils bis ca. zur Brückenmitte reichende dreistöckige Fachwerk-Reihenhausbaublöcke errichtet hat (Bild 4) [9]. Dies konnte aus der Entdeckung von Abbundzeichen an den Gespärren (Sparrendreiecke) im Dachstuhl, die in ihrer Gesamtheit betrachtet eine abschnittsweise fortlaufende Nummerierung ergeben, in Korrespondenz mit einer dendrochronologischen Datierung – einer Analyse der Jahresringe des verarbeiteten Holzes – geschlossen werden.

Demzufolge entstand der erste, nordöstlich gelegene Fachwerk-Reihenhausbaublock ca. 1473/74. Aus dieser



Bild 3: Pfeilervorlagen mit darauf abgesetzten Sprengwerken Foto: Hans-Jörg Vockrodt

## Bauwerksplan – Krämerbrücke

Zustand von 1895

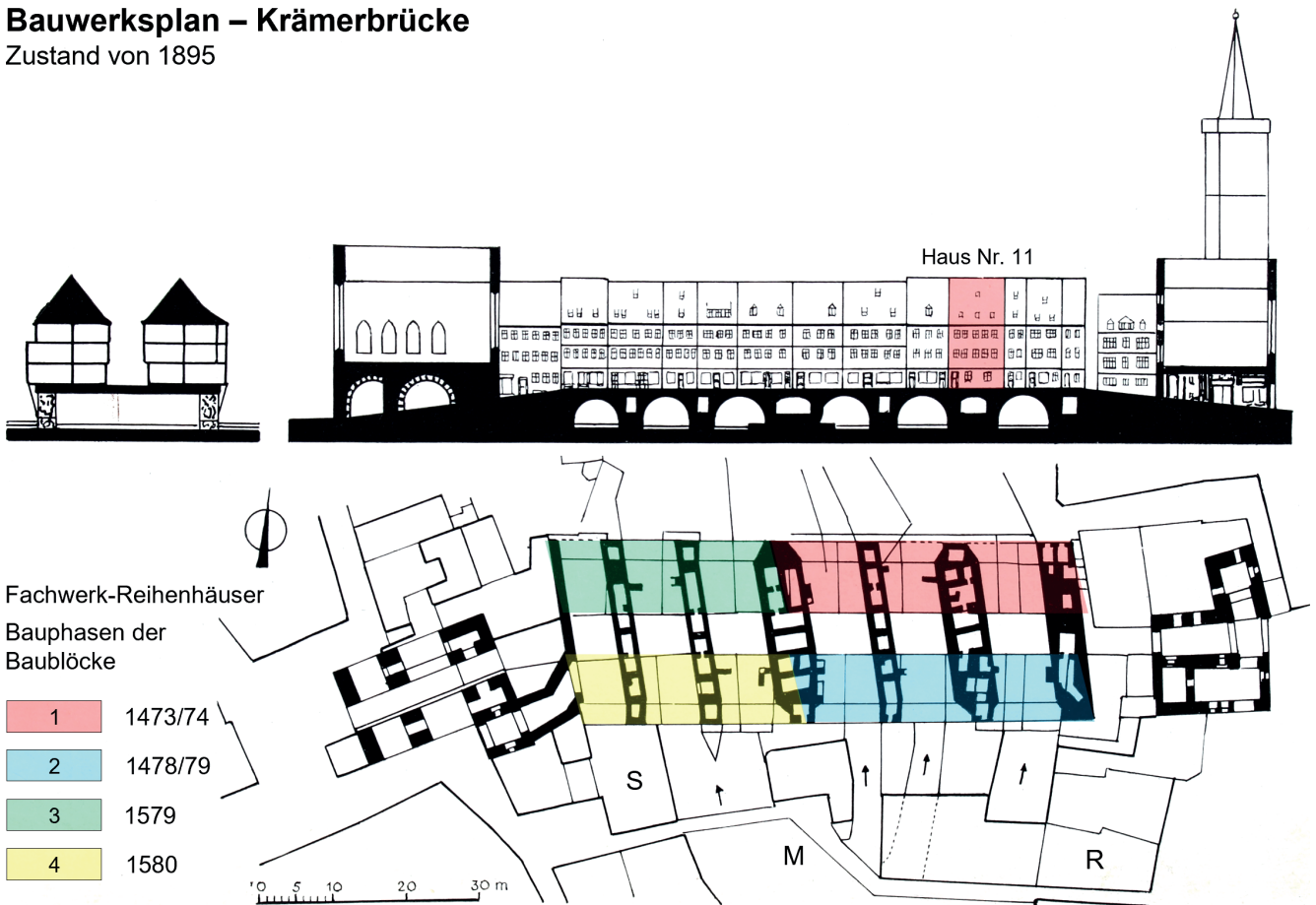


Bild 4: Bauwerksplan der Krämerbrücke im Zustand von 1895 mit Darstellung der Bauphasen zur Errichtung der Fachwerk-Reihenhausbaublöcke  
Quelle: Stadtarchiv Erfurt und [9]

Zeit stammt mit Haus Nr. 11 auch das heute noch erhaltene, älteste Haus auf der Krämerbrücke (Bild 5). Der zweite, südöstlich gelegene Fachwerk-Reihenhausbaublock entstand ca. 1478/79. Hier sind die Häuser 20 bis 22 heute noch erhalten. Den dritten, nordwestlich gelegenen Fachwerk-Reihenhausbaublock hat man ca. 1579 und den vierten, südwestlich gelegenen Fachwerk-Reihenhausbaublock dann ca. 1580 errichtet. Man kann also nach Vollendung dieser Bebauung im übertragenen Sinne durchaus von einer Brücke mit vier Häusern sprechen [9].



Bild 5: 1473/74 erbauter Fachwerk-Reihenhausbaublock mit Haus Nr. 11 – dem ältesten Haus auf der Krämerbrücke

Foto: Hans-Jörg Vockrodt

Zur korrekten Beschreibung und chronikalischen Einordnung der Bebauung auf der Krämerbrücke kann wie folgt unterschieden werden. Zu Anfang gab es sicherlich Kramstände unter Zeltplanen (mittelhochdeutsch *kräm*) [10], welchen dann bis 1325 Krambuden – lateinisch *tabernae* – folgten. Von 1325 bis 1472 kann man die Bebauung als Ladenhäuser und ab 1473 als Fachwerkhäuser charakterisieren.

Die Fachwerk-Reihenhausbaublöcke wurden durch jeweils eine schmale Fachwerkwand in 2 bis 3 m breite Reihenhaussegmente mit meist je einem Kramladen aufgeteilt. Diese Segmente werden nachfolgend als Fachwerkhäuser bezeichnet.

Insgesamt sollen es nach Fertigstellung und Segmentierung 62 Fachwerkhäuser gewesen sein (Bild 6), eine Zahl, welche sich aber durch eine Quellenangabe aus der damaligen Zeit nicht verifizieren lässt. Belegt ist, dass, wie im übrigen Stadtgebiet gebräuchlich, die Häuser anstelle einer Nummerierung fantasievolle Namen trugen, wie z. B.:

- Haus zum Engel und zum Christoph – Haus Nr. 2,
- Haus zum Spiegelberg und Rosenkranz – Haus Nr. 5 oder
- Haus zum Engelsrößchen – Haus Nr. 20.

So soll es über 60 dieser Hausnamen auf der Krämerbrücke gegeben haben. Wahrscheinlich hat man aus der An-



Bild 6: Dachlandschaften bekrönen beidseitig der malerischen Brückengasse die Krämerbrücke Foto: Hans-Jörg Vockrodt

zahl dieser Namen die Anzahl der damaligen Fachwerkhäuser abgeleitet. Mit der Zeit verringerte sich die Zahl der Fachwerkhäuser auf und in Fortführung der Brücke über 38 im Jahr 1717 auf heute 32. Der Grund lag in der Zusammenlegung von Grundstücken und Häusern auf der Brücke, da sich durch Erbschaft und Kauf dann häufig mehrere Häuser in einer Hand befanden.

Die Fachwerkhäuser wurden vom Erfurter Rat errichtet und an die Krämer vermietet. Bei diesen konnte man Stoffe, Tücher, Borten und Gürtel, Edelmetalle, Geschmeide, Gewürze, Alaun und andere Salze, Arzneien, Färbemittel sowie vieles andere mehr erwerben. Sogar Käämme aus Elfenbein gab es. Die Krämer zahlten dafür einen Zins, vergleichbar vielleicht mit dem uns bekannten Erbbaurecht. Seit 1351 war die Stadt Erfurt Eigentümerin der Brücke und der Häuser. Ihr stand also dieser Zins zu. Mit der Eintreibung und der Abführung dieses Brückenzinses war die Krämerzunft beauftragt [10].

In der Zeit des Baus der Fachwerkhäuser entstanden auch die in den Pfeilerbereichen vorhandenen Kellergewölbe, die den Händlern im darüberliegenden

Haus einen Lagerraum für Brennmaterialien und Vorräte boten. Diese Kellergewölbe reichen von den randseitigen Bebauungen bis unter den Fahrbahnbereich. Statisch betrachtet schränken sie durch die damit einhergehende Strukturschwächung die Tragfähigkeit der Brücke ein. Ein solches Kellergewölbe kann man heute im Haus der Stiftungen – Krämerbrücke Nr. 31 – besichtigen. In den Nischen der Wände wurden Öllampen abgestellt oder Vorräte bzw. Handelsgüter verwahrt.

Ebenfalls nutzten die Brückenbewohner jahrhundertlang den Platz unter den Brückenbögen als Stauraum. Noch vorhandene Kragsteine oberhalb der Bogenkämpfer in den wasserführenden Bögen sind noch heute Zeugnisse dieser Nutzung. Auf diesen waren Sprengwerke aufgesetzt, auf denen wiederum Holzverschläge – sogenannte Hängeböden – aufgelegt waren.

Spätestens ab 1510 ist für die auch *pons apotecarum* genannte Brücke (*apoteca* heißt Kram) die verdeutschte Bezeichnung Krämerbrücke gebräuchlich. Ab dem 16. Jahrhundert lösten zunehmend Handwerker die Krämer auf der Brücke ab. Mehr und mehr siedelten sich Kürschner, Kannegießer, Posamentierer, Goldschmiede, Weißgerber und andere Gewerke an.

St. Ägidius und St. Benediktus verloren im Gefolge der Reformation als zu klein für 'ordentliche' evangelische Gemeindekirchen an Bedeutung und wurden profaniert. Für St. Ägidius geschah dies schon 1615, für St. Benediktus erst 1807. Während erstere trotz verschiedener Umbaumaßnahmen ihren Nutzungswandel überstand und heute durch die Evangelisch-methodistische Freikirche wieder sakral genutzt wird, ereilte letztere vielleicht aufgrund der schlechten Bausubstanz ein ruhmloses Schicksal.

Erfurt stand von 1806 bis 1813 unter französischer Besatzung. Das Stadtbild zu dieser Zeit veranschaulicht eine faszinierende Gouache von Johann Bartholomäus Bellermann (1756–1833) (Bild 7). Auf Befehl des französischen General-Domänendirektors Gentil, der von Fulda aus alle Domänengüter der von Frankreich besetzten Länder verwaltete, schrieb der Erfurter Magis-



Bild 7: Blick vom Turm der Ägidiuskirche über die Dächer der Krämerbrücke nach Westen auf die Flusslandschaft des Gerabogens und weiter hinten auf den Domberg mit den Stiftskirchen St. Marien und St. Severi um 1811 Foto: Stadtarchiv Erfurt



Bild 8: Blick vom Benediktspatz auf den zurückgebauten Turm der Benediktikirche um 1895

Foto: Stadtarchiv Erfurt

trat 1806 die Kirche und den Turm von St. Benediktus zum Verkauf und Abbruch aus. Der Kaufmann Sigismund George erwarb daraufhin beide Gebäude für insgesamt 40 Taler.

Das Kirchenschiff einschließlich der gewölbten Erdgeschosshalle wurden dann 1810 teilweise abgetragen, um eine freie Durchfahrt zur Krämerbrücke zu ermöglichen. Die Kirchenglocken waren bereits 1802 veräußert worden. Vom Turm ließ George nur das Dach und das obere Stockwerk abbrechen bzw. zurückbauen. Auf dem verbliebenen Turmstumpf legte er einen kleinen Garten mit einem Pavillon in Form eines klassizistischen Tempels an (Bild 8). Durch den Torbogen des Turmes gelangten die schweren Fuhrwerke in den Landbogen und von da aus zur nördlich der Brücke gelegenen Gerafurt. Dieser Torbogen ist mit einer Schildmauer versehen vom Landbogen aus auch heute noch erlebbar.

1816 kam es unter preußischer Herrschaft zur Sperrung der Brücke für den schweren Lastfuhrverkehr. Hierzu wurden auch Holzbarrieren auf der Brücke errichtet. Diese Maßnahme war aufgrund des schlechten Erhaltungszustandes in Korrespondenz mit eintretenden statischen Instabilitäten erforderlich. Letztere resultierten aus der Beanspruchung durch die dreistöckige Bebauung in Verbindung mit der im Laufe der Zeit – obwohl verboten – vielfach stattfindenden Erweiterung der sich in den Brückenpfeilern befindenden Keller durch das Ausbrechen von Mauerwerk. Der schwere Lastfuhrverkehr ging von nun an durch die neben der Brücke gelegene Furt, durch die Furt an der Schösserbrücke oder über die Lehmannsbrücke, welche als Liepwinisbrücke erstmals 1109 erwähnt wurde [11] und wahrscheinlich die älteste Brücke der Stadt ist.

In der Nacht vom 21. zum 22. Februar 1855 zerstörte ein großer Brand fünf Häuser – die Nr. 23 bis 27 – auf der Brücke. Der Legende nach soll der Besitzer des Hauses Krämerbrücke Nr. 23 mit seiner Pfeife im Bett eingeschlafen sein und so den Brand verursacht haben. Das Ende der Krämerbrücke schien gekommen zu sein, zumal die preußische Regierung den Wiederaufbau der Häuser verbot. Der Erfurter Rat setzte sich aber darüber hinweg und erteilte den Eigentümern der abgebrannten Häuser unter der Auflage, dass die neuen Häuser nur zwei Stockwerke hoch sein durften, eine Genehmigung zum Wiederaufbau.

Obwohl die Krämerbrücke in den Jahren 1895, 1912 und 1937 Gefahr lief infrastrukturellen Maßnahmen zum Opfer zu fallen, hat sie – bis dieses einmalige Bau-

werk unter Denkmalschutz gestellt wurde – zum Glück überlebt.

### 3 Baustile und architektonische Kostbarkeiten

Die heute auf der Brücke vorhandenen Fachwerkhäuser, die bis auf vier Ausnahmen im Besitz der Stadt Erfurt sind, stammen in Resten – mit den Kellergewölben – aus dem 14. bis 16. Jh., zumeist aus dem 17. und 18. Jh. und z. T. aus dem 19. und 20. Jh. Sie zeigen Stilelemente der Spätromanik, der Gotik, der Renaissance, dem Barock und der Gründerzeitarchitektur [12].

Die ältesten Hausteile finden sich um die Ägidiuskirche, wie z. B. am Haus zum Roten Turm – Krämerbrücke Nr. 17. An der Hinterseite des Hauses befindet sich beispielsweise ein wunderschönes Renaissanceportal mit Gewändenischen und profiliertem Bogen aus der Zeit um 1560. Die hier vorhandene klassizistische Tür stammt aus der Zeit nach 1800. Im gleichen Haus trifft man im oberen Stockwerk auf ein ganz besonderes Kleinod – eine sogenannte Bohlenstube, in der heute ein Café eingerichtet ist. Während die ältesten Bereiche des Gebäudes bereits aus dem 13. Jahrhundert stammen, existiert die Bohlenstube in ihrer jetzigen Form wohl erst seit dem Ende des 16. Jahrhunderts.

Derartige Bohlenstuben dienten als repräsentativer Wohnraum, welcher beheizbar war. Die aufwändige Decken- und Wandverkleidung war einerseits Raumgestaltung und andererseits Wärmeisolierung. Die Wände der Bohlenstube im Haus zum Roten Turm zeigen eine blau-grüne – ehemals blaue – Wandgestaltung mit schmuckvollen linearen floralen Gliederungselementen. Boh-

lenstuben dieser Bauart sind in Erfurt und Thüringen zahlreich erhalten und zeigen ganz allgemein die zu dieser Zeitepoche vorhandene Ausstattung von Wohnräumen.

Die Tordurchfahrt unter der Ägidiuskirche besitzt zwischen dem West- und Ostbogen auf zwei Drittel Länge eine Flachdecke und ist auf einem Drittel tonnenüberwölbt. Zwischen beiden Abschnitten befindet sich ein ca. 850 Jahre alter Gurtbogen in Form eines Korbbogens. Dabei handelt es sich mutmaßlich um eines der ältesten romanisch-gotischen Bauteile der heutigen Ägidiuskirche (Bild 9).

#### 4 Konstruktion, Gründung, Materialien und Instandsetzung

Die Bauform der heute denkmalgeschützten Brücke ist eine Gewölberienbrücke, welche aus sechs, leicht schiefwinkligen Tonnengewölben besteht. Die 80 m lange Brücke kreuzt den Breitstrom der Gera in einem Winkel von ca. 91 gon. Im Bereich der Brückenpfeiler gibt es Kellergewölbe.

Die Tragfähigkeit der Krämerbrücke ist für die Befahrung durch einen 15-t-Lkw nachgewiesen, was einer Brückenklasse 15 nach TGL 13000 (März 1977) [13] entspricht. Der westliche Brückenbogen mit einer lichten Weite von 5,53 m war von jeher ein für schwere Fuhrwerke bestimmter Landbogen, in den man südwestlich nach der Durchfahrt durch den Kirchturm von St. Benediktus einfahren und von da die nördlich der Brücke gelegene Furt durch den Breitstrom erreichen konnte. Die hier im Bereich des Gewölbescheitels vorhandene Jahreszahl 1676 weist auf eine der großen, vornehmlich in Werkstein ausgeführten Instandsetzungen hin [12].

Die Brückengeometrie ist wie folgt gegeben. Während die lichte Weite der fünf wasserführenden Bögen (drei Wasser- und zwei Hochwasserbögen) zwischen 7,23 und 7,79 m variiert, bewegt sich die Breite der Pfeiler zwischen 3,03 und 6,87 m. Diese Schwankungen sind wahrscheinlich auf die beim Bau zu berücksichtigende Lage und Größe vorgelagerter Mühlen und Gerinne zurückzuführen. Die Pfeilhöhe der Tonnengewölbe liegt bei 2,9 bis 4,0 m.

Die Brücke besitzt eine Breite von ca. 19,4 m, mit den Sprengwerken und auskragenden Häuserreihen sind es 24 bis 26 m. Während die lichte Weite zwischen den Hausfluchten i. M. 5,6 m beträgt, misst die Tordurchfahrt unter der Ägidiuskirche an ihrer schmalsten Stelle 3,85 m. Unterstellt man, dass der Fahrstreifen auf der Brücke in der Vergangenheit auch nicht viel breiter war, stand für die Ladenhäuser auf der Brücke von vornherein beidseitig ein Maß von ca. 7,5 m zur Verfügung. Man erkennt daran, dass die Querschnittsbreite der Brücke schon bei ihrem Bau auf einen Kramhandel ausgelegt war. Das ist für Steinbrücken aus dieser Zeit eine Besonderheit! Die Höhe der Brücke zwischen Oberkante (OK) Gelände und OK Fahrbahn Brückengasse beläuft sich auf ca. 5 m. Zwischen OK Fahrbahn Brückengasse und OK First der Fachwerkhäuser ergibt sich ein Maß von max. 12 m. Damit besitzt die Krämerbrücke eine sichtbare Gesamthöhe von max. ca. 17 m.

Ob die Gründung der Krämerbrücke auf Holzpfehlrosen erfolgte, konnte bisher nicht erkundet werden. Die Vermutung liegt aber nahe, da in den letzten 700 Jahren keine statischen Instabilitäten wie z. B. das Auftreten größerer Setzungen oder die Bildung von Rissen am Bauwerk, welche auf ein Gründungsversagen hindeuten, diagnostiziert wurden.



Bild 9: Tordurchfahrt unter der Ägidiuskirche mit Blick entlang der Brückengasse

Foto: Hans-Jörg Vockrodt

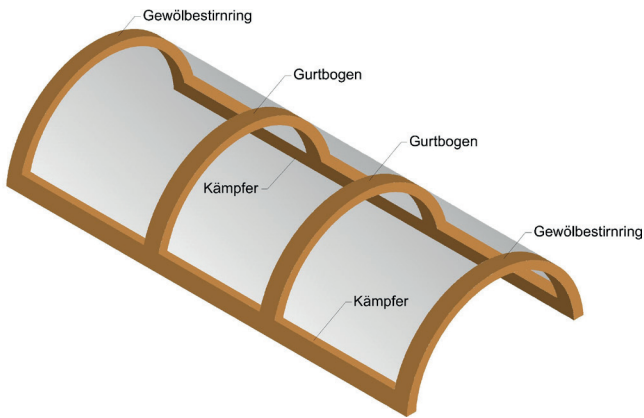


Bild 10: Bestandteile der tragenden Gewölbestruktur  
Abbildung: Antal Szóke

Als Material für die Brückenbögen der Krämerbrücke, welche im Scheitel- und in den Kämpferbereichen 35 bzw.  $\geq 40$  cm dick sind, wurden Kalkbruch- und Travertinbruchsteine aus Bad Langensalza und Weimar-Ehringsdorf verwendet. Zur Gewährleistung der Tragfähigkeit der Gewölbe haben die Gewölbestirnringe, die Kämpfer bzw. Widerlager und die Gurtbögen einen besonderen Stellenwert (Bild 10). Hier kamen Sandsteinquader aus Seebergen bei Gotha und vereinzelt Buntsandstein aus Bad Berka oder Paulinzella zum Einsatz. Aus statischer Sicht ist hervorzuheben, dass die Gurtbögen in Querrichtung der Brücke gesehen jeweils unterhalb der Hausvorderfronten angeordnet sind. An den Quadersteinen der Gewölbestirnringe aus der Zeit um 1325 finden sich gotische Steinmetzzeichen.

Für die Krämerbrücke bestand permanent Sanierungsbedarf. Von zahlreichen Ausbesserungen wird in den Akten des Stadtarchivs Erfurt berichtet. So sind zwischen 1849 und 1875 mindestens fünfmal Pfeilerflächen ausgebessert und Steine der Gewölbebögen ersetzt worden. Doch als bedeutendste Instandsetzung in der Brückengeschichte gilt die Instandsetzung der Gewölbetragkonstruktion in den Jahren 1985/86, durch welche die Krämerbrücke nachhaltig gesichert und für die Zukunft in ihrer historischen Substanz erhalten wurde (Bild 11). Diese Baumaßnahme ist in [3], [14] und [15] ausführlich beschrieben. Anlässlich des 700-jährigen Jubiläums der steinernen Brücke hat die Stadt Erfurt eine bronzene Tafel in Gedenken an diese Instandsetzung anbringen lassen (Bild 12). Auf dieser sind neben den Jahresdaten und einer Kurzbeschreibung der Instandsetzung mit Eberhard Sander und Hans Vockrodt auch die beiden Väter der damaligen Baumaßnahme genannt [16], [17].

### 5 Epilog

Die Einzigartigkeit der nunmehr 700 Jahre alten steinernen Krämerbrücke liegt in der beidseitigen geschlossenen Bebauung der Tragkonstruktion mit Fachwerkhäusern, die der Brücke von jeher den Charakter einer schmalen, engen Gasse verliehen hat (Bild 13), sowie in der besonderen Bedeutung als mittelalterlicher Handelsvermittler zwischen West und Ost.



Bild 11: Erneuerung, Reprofilierung und Ertüchtigung des mittleren Teils der Naturstein-Gewölbekonstruktion zwischen den Häuserfluchten im Rahmen der Instandsetzung 1985/86

Foto: Hans Vockrodt



Bild 12: Gedenktafel zur Erinnerung an die Instandsetzung der Gewölbetragkonstruktion 1985/86

Foto: Hans-Jörg Vockrodt

Neben dem großartigen Ensemble von Dom und Severi ist in der Krämerbrücke mit Recht ein außerordentliches, Welterbeniveau besitzendes Wahrzeichen der alten Handelsstadt Erfurt zu sehen. Die Krämerbrücke besitzt Rang und Wertigkeit als Denkmal der Architektur und Stadtbaukunst, der Technik-, Ingenieur-, Produktions-, Handels- und Verkehrsgeschichte. Wie kein anderes Bauwerk der Stadt ist sie ein lebendiger Marktplatz und damit ein Symbol menschlicher Begegnungen. Die Krämerbrücke ist ein exklusiver Teil der europäischen Brückenbaukultur.

*„Von allem, was der Mensch baut und aufbaut, gibt es nichts Besseres und Wertvolleres als Brücken.“ Ivo Andrić*

## Literatur

- [1] Holder-Egger, O. (Hrsg.): Monumenta Germaniae Historica, Teil Cronica S. Petri Erfordensis moderna. 1899, S. 357 ff. Online unter: [http://www.mgh.de/dmgh/resolving/MGH\\_SS\\_30%2C1\\_S.\\_354](http://www.mgh.de/dmgh/resolving/MGH_SS_30%2C1_S._354)
- [2] Vockrodt, H.-J.: Ponts habités – Teil europäischer Brückenbaukultur. Bautechnik 88 (2011) 12, S. 877–885. <https://doi.org/10.1002/bate.201101488>
- [3] Vockrodt, H.; Sander, E.: Rekonstruktionsarbeiten an der Krämerbrücke in Erfurt. Die Straße 29 (1989) 4, S. 111–115.
- [4] Baumbach, D.; Vockrodt, H.-J.: Historische Bogen- und Gewölbebrücken der Stadt Erfurt. Buch Habel GmbH & Co. KG, 2000.
- [5] Vockrodt, H.-J.; Baumbach, D.: Historische Brücken und Stege im alten und neuen Erfurt. Limitierte Premiumausgabe, Selbstverlag der Verfasser, Erfurt, 2020.
- [6] Vockrodt, H.-J.: Dom zu Erfurt St. Marien – Instandsetzung und Ertüchtigung der Kavaten. Bautechnik 96 (2019) 1, S. 58–67. <https://doi.org/10.1002/bate.201800079>
- [7] Erthel, T.: Zur Ersterwähnung der Krämerbrücke. Stadt und Geschichte, Zeitschrift für Erfurt (2021) 78, S. 8.
- [8] Misch, C.: Asymmetrie als Prinzip. Baustruktur und Fassaden gotischer Pfarrkirchen in Erfurt mit besonderer Berücksichtigung von St. Ägidius. Mitteilungen des Vereins für die Geschichte und Altertumskunde von Erfurt (2025) 86, S. 193–241.
- [9] Misch, C.: Eine Brücke und vier Häuser – Die Baugeschichte der Krämerbrücke. Vortragsreihe Krämerbrückentage 2025, Vortrag am 23.04.2025.
- [10] Bauer, A.: Die Krämer und die Krämerbrücke. Stadt und Geschichte, Zeitschrift für Erfurt (2019) 73.
- [11] Heinemeyer, K.: Zum Erfurter Freizinsrecht im 12. Jahrhundert. Mitteilungen des Vereins für die Geschichte und Altertumskunde von Erfurt (2012) 73, S. 11/14.
- [12] Kaiser, G.; Lucke, R.-G.: Die Krämerbrücke in Erfurt. Kunstverlag Josef Fink, 1998.
- [13] TGL 13000:1977-09: Lastannahmen für Straßenbrücken.
- [14] Vockrodt, H.-J.: Krämerbrücke in Erfurt – Bauwerksgeschichte und Instandsetzung der Ge-



Bild 13: Romantischer Blick in die Brückengasse

Foto: Hans-Jörg Vockrodt

- wölbetragkonstruktion in den Jahren 1985/86. Bautechnik 87 (2010) 4, S. 212–219. <https://doi.org/10.1002/bate.201010017>
- [15] Sander, E.; Thiemar, A.; Müller, G.: Krämerbrücke Erfurt. In: Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Steinbrücken in Deutschland, Bd. 2, Verlag Bau+Technik, 1999, S. 392–397.
- [16] Derowski, A.: Die unbekannte Geschichte hinter der Krämerbrücke. Thüringer Allgemeine, Erfurter Allgemeine, 22.07.2025, S. 17.
- [17] Webseite: [www.historische-bruecken-erfurt.de](http://www.historische-bruecken-erfurt.de). (geprüft am 28.11.2025).

# Vier Länder, viele Brücken, alles unter einem DACH – Brückenbauexkursion 2025

Dipl.-Ing. Cedric Eisermann, Max Götze, M.Sc., Dipl.-Ing. Jakob Vogt | Institut für Massivbau, TU Dresden

## 1 Überblick der 2025er Exkursion

Jeden Sommer, unmittelbar nach dem Ende der Prüfungsphase, unternimmt das Institut für Massivbau der TU Dresden seine traditionelle Brückenbauexkursion mit Studierenden des Diplomstudiengangs Bauingenieurwesen. Das Ziel der Exkursion ist es, die theoretischen Kenntnisse aus den Vorlesungen mit praktischen Eindrücken zu verknüpfen und moderne sowie historische Brückenkonstruktionen hautnah zu erleben. Die Exkursion wird von den Studierenden vorwiegend selbst organisiert, was den Gruppenzusammenhalt stärkt sowie eine intensive Auseinandersetzung mit den Reisezielen fördert.

Im Sommer 2025 machten sich 18 Studierende, begleitet von drei wissenschaftlichen Mitarbeitern des Instituts, auf eine elftägige Reise zu Ingenieurbauwerken in der DACH-Region, zu der die deutschsprachigen Länder Deutschland, Schweiz und Österreich gehören, und in Tschechien. Die rund 3.500 km lange Route führte von Dresden über Köln, Koblenz, St. Gallen, Innsbruck, Linz und Brünn bis nach Prag, bevor die Exkursionsgruppe nach Dresden zurückkehrte (Bild 1). Auf dem Programm standen insgesamt 20 Brücken, darunter sieben Brü-

cken im Bau. Vor Ort erhielten die Studierenden durch Vorträge und Führungen einzigartige Einblicke in die Planung, den Bau und den Erhalt von Brücken. Ergänzt wurde das Programm durch den Besuch eines Wasserkraftwerks an der Donau sowie durch die Besichtigung der Bergiselschanze in Innsbruck.

Der Beitrag gibt einen Überblick über die Exkursion und die besuchten Bauwerke. Weitere Brücken auf unserer Route, auf die nicht näher eingegangen werden, waren bspw. die Unstruttalbrücke, die Hochbrücke Horb, die Pfaffendorfer Brücke in Koblenz, das Sitterviadukt bei St. Gallen und die Sky Bridge 721 in Tschechien.

## 2 Deutschland im Wandel der Zeit

### 2.1 Historische Wahrzeichen des Brückenbaus

Der Brückenbau unterliegt einem stetigen Wandel, der vor allem durch die Entwicklung neuer Materialien, Bauverfahren, Konstruktionsweisen und Berechnungsverfahren vorangetrieben wird. Im Rahmen der Exkursion besuchten wir zwei Bauwerke, die diesen Wandel in unterschiedlicher Weise verdeutlichen.



Bild 1: Route der Brückenbauexkursion 2025

Grafik: Cedric Eisermann



Bild 2: Dom und Hohenzollernbrücke in Köln

Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen

Die Hohenzollernbrücke ist ein Wahrzeichen der Stadt Köln und ein Nadelöhr im europäischen Eisenbahnnetz (Bild 2). Die Brücke besteht aus drei parallel verlaufenden Teilbauwerken, die zu verschiedenen Zeitpunkten im vergangenen Jahrhundert erbauten wurden und die Passantinnen und Passanten beim Überschreiten auf eine Zeitreise durch die Geschichte des Stahlbrückenbaus nehmen.

Die ursprüngliche Hohenzollernbrücke wurde zwischen 1907 und 1911 als Ersatz für die erste Rheinbrücke in Köln, die Dombrücke, errichtet [1]. Im Jahr 1945 wurde die Brücke beim Rückzug der deutschen Wehrmacht teilweise zerstört. In den Folgejahren wurden die beiden Brückenzüge für die Eisenbahn zunächst provisorisch und später dauerhaft in gleicher Gestalt wiederaufgebaut [2]. Die letzte Änderung in der Bausubstanz erlebte die Hohenzollernbrücke in den 1980er Jahren, als ein dritter Brückenzug zur Aufnahme der S-Bahn errichtet wurde. Die Gestaltung der neuen Konstruktion wurde optisch an die bestehenden historischen Bögen angepasst, um das charakteristische Erscheinungsbild der Brücke zu bewahren.

Beim Spaziergang über die Brücke ist besonders die Vielzahl an unterschiedlichen Verbindungsmitteln leicht zu erkennen und die wechselhafte Geschichte ist eindrucksvoll nachvollziehbar. Die Überbauten von 1911 sind genietet, die aus den 1950er Jahren geschraubt und die Brücke von 1988 ist geschweißt.

Die 1953 errichtete und von Ulrich Finsterwalder geplante Nibelungenbrücke in Worms (Bild 3) ist ein Wahrzei-

chen der Ingenieurbaukunst [3]. Sie war die erste Spannbetonbrücke über den Rhein und die erste große, im Freivorbau errichtete Brücke weltweit. Ähnlich wie viele Massivbrücken aus der Anfangszeit des Spannbetonbaus besitzt die 72 Jahre alte Nibelungenbrücke jedoch Defizite, die eine uneingeschränkte Weiternutzung aktuell nicht erlauben. Diese Defizite betreffen die Korrosion der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung sowie die rechnerische Querkrafttragfähigkeit der Überbaus und führten 2010 zu der Entscheidung, die Nutzungsdauer auf 15 Jahre zu begrenzen [4]. Im Jahr 2022 wurde diese Entscheidung jedoch auf Initiative der Denkmalschutzbehörden aus Hessen und Rheinland-Pfalz revidiert. Aktuell arbeiten Ingenieurbüros und Universitäten zusammen mit dem Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz an Methoden, um die Lebensdauer der Brücke zu verlängern [5].

Vor Ort erhielt die Exkursionsgruppe einen Vortrag von der MKP GmbH und dem Landesbetrieb Mobilität im Hohlkasteninneren in der parallel verlaufenden, neuen Nibelungenbrücke. Die Präsentation thematisierte die Erhaltungsstrategie der Nibelungenbrücke [6]. Diese beinhaltet bauwerksdiagnostische Untersuchungen, Belastungsfahrten, nichtlineare FE-Simulationen und die Entwicklung eines digitalen Zwillings und haben das Ziel, die Brücke mindestens weitere 30 Jahre zu erhalten.

## 2.2 Ersatzneubauten

Der Großteil der deutschen Brücken wurde in den 1960er und 1970er Jahren errichtet. Folglich sind sie heute 60 bis 70 Jahre alt [7]. Viele dieser Brücken stoßen



Bild 3: Ingenieurbaukunst à la Ulrich Finsterwalder – die Nibelungenbrücke in Worms

Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen

angesichts ihres fortgeschrittenen Alters und der seit dem Bau erheblich gestiegenen Verkehrsbelastung an ihre Grenzen und müssen ersetzt werden.

Die Rheinbrücke Leverkusen ist Teil der Autobahn A 1 zwischen Köln und Leverkusen und mit einem durchschnittlichen täglichen Verkehrsaufkommen von 120.000 Fahrzeugen, darunter 14.000 LKWs (Stand 2016), eine der wichtigsten Rheinquerungen Deutschlands [8]. Die 1965 eröffnete alte Brücke war eine zwei-hüftige Schrägkabelbrücke mit zwei Seilebenen. Ursprünglich für 40.000 Fahrzeuge konzipiert, überstieg die tatsächliche Verkehrsbelastung bald die Kapazitätsgrenzen. Die Folge waren massive Schäden an der Brücke [9]. Ursache waren neben der erhöhten Verkehrsbelastung auch materialbedingte Defizite des verwendeten Stahls St 52 sowie nicht ermüdungsgerecht ausgeführte Konstruktionsdetails [10]. Wiederholte Instandsetzungen reichten nicht aus, um die Brücke dauerhaft zu erhalten, weshalb 2012 ein Neubau beschlossen wurde [11].

Die neue Brücke wurde als zwei-hüftige Schrägseilbrücke mit A-Pylonen in zwei getrennten, parallel verlaufenden Teilbauwerken geplant und bereits teilweise umgesetzt. Die Hauptspannweite

beträgt 280 m. Die Brücke ist für acht Fahrstreifen sowie Geh- und Radwege ausgelegt. Im Stromfeld besteht der Versteifungsträger aus Stahl, in den Randfeldern der Hauptspannweite aus Stahlverbund [12]. Mit dem Bau der neuen Brücke wurde 2018 begonnen. Zum Zeitpunkt unseres Besuches war das erste Teilbauwerk bereits fertiggestellt und der Rückbau der alten Brücke weitestgehend abgeschlossen.

Vor Ort empfing uns die Autobahn GmbH. Nach einer kurzen Einführung im Baubüro erhielten wir eine Führung über das linksrheinische Baufeld der Vorlandbrü-



Bild 4: Großbaustelle der Rheinbrücke Leverkusen

Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen



Bild 5: Am Limit: die alte Talbrücke Sechshelden

Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen

cke in Massivbauweise des zweiten Brückenzuges der neuen Rheinbrücke (Bild 4). Auf der Baustelle erhielten wir einen Überblick über die zum Bau notwendigen Arbeitsschritte vom Tiefbau bis hin zu den Bewehrungsarbeiten am Überbau.

Die Talbrücke Sechshelden ist eine von 60 Brücken im Verlauf der Sauerlandlinie (A 45) zwischen Dortmund und Gießen, die in den nächsten Jahren durch einen Neubau ersetzt wird [13]. Die alte, 1968 errichtete Spannbetonbrücke als Durchlaufträger besteht aus zwei parallel verlaufenden, im Grundriss gekrümmten Teilbauwerken. Eine im Jahr 2008 beauftragte Nachrechnung ergab, dass die Brücke Tragfähigkeitsdefizite für die Brückenklasse 60/30 aufweist, die insbesondere die Ermüdung der Koppelanker der internen Spannlieder betreffen. Zur Verlängerung der Nutzungsdauer und zur Vorbereitung des Ersatzneubaus wurde von 2010 bis 2014 eine Instandsetzung durchgeführt, bei der u. a. externe Spannlieder installiert wurden. Zusätzlich wurden 2017 Maßnahmen zur besseren Bewertung der Koppelankerermüdung und zur Entlastung der Koppelfugen umgesetzt. Dazu zählen ein Monitoringsystem zur Überwachung der Rissöffnung, eine Verkehrsverlagerung auf dem Überbau und spezielle Stahlfachwerktürme zur Unterstützung der Koppelfugen (Bild 5) [14]. Als wir die Baustelle erreichten, konnten wir bereits an den zahlreichen Verstärkungs- und Unterstützungsmaßnahmen erkennen, wie schlecht es um die Brücke steht.

Vor Ort präsentierte uns die örtliche Bauleitung von Implenia die Pläne für den Neu- und Rückbau der Brücke. Für den Rückbau der 940 m langen Talbrücke kamen unterschiedliche Verfahren zum Einsatz: Der Großteil

der Brücke wurde segmentweise mittels Vorschubgerüst abgebrochen. Andere Teile wurden aufgrund besonderer Randbedingungen mit konventionellen Abbruchmethoden zurückgebaut. Der Neubau wird wie das alte Bauwerk als Durchlaufträger in Spannbetonbauweise hergestellt. Die Herstellung erfolgt auf Vorschubrüstung.

Nach der Präsentation konnten wir den aktuellen Stand der Arbeiten auf der Baustelle begutachten. Während des Rundgangs erfuhren wir zudem von den Herausforderungen der Baumaßnahme, wie den Auflagen des Naturschutzes. Auch die Rolle der Bauleitung wurde thematisiert, die nicht nur die Baukoordination übernimmt, sondern wichtiger Kontakt für die Anliegen der Anwohner ist.

### 3 Ikonen der Ingenieurbaukunst – eine Reise durch die Schweiz

Brücken und Schweiz – das passt zusammen. Wohl jedem Brückenbauer sind einige der vielen Schweizer Brücken bekannt, oft dienen diese als Lehrbeispiele oder zählen zu den Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst.

Die Salginatobelbrücke (1929–1933) zählt zu den Meilensteinen der Ingenieurbaukunst und des Betonbaus und wurde vom Ingenieur Robert Maillart konzipiert. Der Bogen der Brücke spannt sich rund 90 m geradezu selbstverständlich über das 130 m breite, tief eingeschnittene Tal. Das statische System der Brücke ist ein Dreigelenkbogen, bei dem alle Gelenke als Betongelenke ausgeführt wurden [15]. Der Betonbogen ist am Auflager 40 cm und in der Brückenmitte 20 cm stark



Bild 6: Salginatobelbrücke – eine Ikone des Betonbrückenbaus

Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen

und schwingt sich sichelförmig zum Scheitelpunkt. Auf der Bogenplatte verlaufen seitlich die Seitenwände des Hohlkastens. Für eine filigranere Wirkung entschied sich Maillard dazu, die Hohlkästen ab den Viertelpunkten zu öffnen und die Fahrbahn in regelmäßigen Abständen auf dem Bogen aufzuständern (Bild 6). Das Tragwerk visualisiert auf eindrucksvolle Weise technische Effizienz und einen klar ablesbaren Kraftfluss [16].

Der Entwurf aus dem Jahr 1923 gilt Architekten und Bauingenieuren bis heute als meisterhaft. Auch in den Lehrveranstaltungen der Fakultät für Bauingenieurwesen der TU Dresden wird die Brücke als Beispiel für einen innovativen, wirtschaftlichen und architektonisch erstklassigen Entwurf herangezogen. Dieser Beurteilung kann sich die Gruppe ausnahmslos anschließen.

Die Sunnibergbrücke ist eine Extradosed-Brücke, die Schiers und Davos verbindet. Mit einer Länge von 525 m überspannt sie in einem eleganten Bogen das Tal bei Klosters. Die Brücke ist in fünf Felder unterteilt. Die drei Hauptfelder sind zwischen 128 m und 140 m lang, überspannen das offene Tal und ruhen auf den vier Brückenpylonen. Die beiden Außenfelder überbrücken die Hanglage mit einer Spannweite von jeweils rund 60 m. Entworfen wurde die Brücke vom ETH-Brückenbauprofessor Christian Menn. Sein Konzept sah ein schlankes und transparentes Schrägkabelsystem vor, das sich harmonisch in die umgebende Landschaft eingliedert [17].

Die gekrümmte Linienführung des Überbaus mit einem Radius von 503 m erlaubt es der Brücke, im Jahresverlauf seitlich auszuweichen. Der Abstand der aufgelö-

sten Pfeiler zueinander nimmt mit deren Höhe kontinuierlich zu. In Brückenlängsrichtung sind die Pfeiler als trompetenförmige Scheiben ausgebildet, die sich vom Fußpunkt bis zur Pylonspitze fließend aufweiten (Bild 7). Dies entspricht nicht nur dem Kraftfluss, sondern hat auch den Vorteil, dass die Schrägkabel außerhalb des Lichtraumprofils des Überbaus verlaufen [17]. Das Prinzip „*form follows function*“ wurde bei der Sunnibergbrücke in wunderbar umgesetzt.



Bild 7: Charakteristisch gespreizte Pylone der Sunnibergbrücke

Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen

Die Taminabrücke (Bauzeit: 2013–2016) ist die neueste der von uns in der Schweiz besuchten Brücken. Sie überspannt ein steiles Alpental und verbindet die Orte Bad Ragaz und Valens in einer Höhe von 200 m. Die Brücke ist mit einer Spannweite von 260 m die größte ihrer Art in der Schweiz [18]. Der Bogen sitzt asymmetrisch über dem Tal, die Kämpfer weisen einen Höhenunterschied von ca. 33 m auf und der Hohlkasten ist mit einem veränderlichen Querschnitt ausgeführt. Der Bogen geht monolithisch in den vorgespannten Überbau über, wodurch ein einheitlich wirkendes und transparentes Tragwerk entsteht. Die Pfeiler sind als massive Pendelscheiben ausgeführt und entsprechend der steilen Talflanken geneigt (Bild 8). Die Pfeilerscheiben wurden mit Betongelenken an Bogen und Überbau angeschlossen. Die Aufständungen über den Kämpfern wirken zusammen mit dem Überbau als Rahmen. Dadurch konnten die Seitenfelder mit Stützweiten von 89 m ohne Zwischenunterstützung überbrückt werden.

Das Langwieser Viadukt (1912–1914) verbindet als integrale Bogenbrücke die Stadt Chur mit dem Kurort Arosa und wird von einer eingleisigen Schmalspurbahn befahren. Zur Eröffnung galt die Brücke als die am weitesten gespannte Eisenbahnbrücke der Welt und war die erste ihrer Art, die vollständig aus Stahlbeton gefertigt wurde. Der Bogen der Hauptöffnung überspannt 100 m und ist durch markante Doppelstützen am Auflager klar von den Vorlandbrücken getrennt (Bild 9). Diese konstruktive Trennung ermöglicht es, Zwangskräfte aus Temperatur, Kriechen und Schwinden durch Hebung und Senkung des Bogens aufzunehmen [19].



Bild 9: Langwieser Viadukt und Rhätische Bahn



Bild 8: Taminabrücke bei Bad Ragaz

Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen

Der Bogen wurde in Querrichtung aufgelöst, sodass die beiden äußeren Bogenrippen lediglich über Querriegel miteinander verbunden sind. Diese Ausbildung ermöglichte eine Reduktion des Eigengewichts und führte zu einem wirtschaftlichen Entwurf. Wie auch bei der zeitlich später errichteten Salginatobelbrücke wurde das Lehrgerüst der Brücke von Richard Coray geplant und stellte bereits eine eigene ingenieurtechnische Meisterleistung im hochalpinen Gelände dar. Die Konstruktion des Lehrgerüsts war angesichts der Spannweite und der exponierten Tallage eine planerische Herausforderung, die Coray mit seinem charakteristischen Fächersystem meisterte [20].

## 4 Ingenieurbau made in Österreich

### 4.1 Brücken in anspruchsvollem Gelände

Die Luegbrücke am Brenner ist jedem Italienreisenden gleichermaßen bekannt und gefürchtet. Sie ist die längste Brücke der österreichischen Brennerautobahn A13 kurz vor dem Brennerpass (Bild 10). Die 1968 eröffnete, 1,8 km lange Hangbrücke ist stark sanierungsbedürftig, auf eine Spur je Richtung begrenzt und darf nur noch an Tagen mit hohem Verkehrsaufkommen zweispurig je Richtungsfahrbahn befahren werden. Die Luegbrücke teilt sich in fünf statisch eigenständige, mehrfeldrige Rahmenbauwerke auf. Vier der fünf Rahmen wurden in Spannbetonbauweise mit einem Pfeilerabstand von 35,8 m errichtet, während ein Rahmen als Stahl-

Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen



Bild 10: Luegbrücke – Blickrichtung Innsbruck

Foto: Max Götze

tragwerk mit doppelter Spannweite ausgeführt wurde [21].

Zur Sicherstellung des Bestands und zur Aufrechterhaltung des Verkehrs wurden im Bereich der vier stark sanierungsbedürftigen Bauwerksfugen stählerne Absicherungskonstruktionen installiert. Im Frühjahr 2025 wurde mit dem Neubau der Brücke in Seitenlage begonnen. Nach Fertigstellung wird der Verkehr auf die neue Brücke umgelegt. An der Stelle des Bestands soll eine zweite Brücke errichtet werden, sodass zukünftig für jede Richtungsfahrbahn ein eigener Brückenzug zur Verfügung steht [22]. Vor Ort erhielt die Gruppe durch die ASFINAG Einblicke in das Projekt und die Abläufe auf der Baustelle im hochalpinen Gelände.

Die im Jahr 2024 eröffnete Donautalbrücke in Linz ist ein einzigartiges Bauwerk (Bild 11) [23]. Die 305 m lange, rückverankerte Hängebrücke scheint nahezu schwebelos über der Donau zu schweben. Im Entwurf wurde auf die Anordnung von Pylonen zur Führung der Tragseile verzichtet, was zu diesem spektakulären Brücken führte. Das Tragsystem der Brücke nutzt die besondere Topografie des Ortes optimal aus. Die Brücke besteht lediglich aus drei Komponenten: dem Stahl-Verbund-Brückendeck, den vollverschlossenen Haupttrag- und Hängeseilen sowie den beiden nördlichen und südlichen Verankerungsbauwerken. Die 500 m langen Haupttragseile der Brücke werden beidseitig mit 100 Dauerverpressankern über massive Ankerblockkonstruktionen in den anstehenden Gneis des Baugrundes verankert. Nach Herstellung der Ankerblöcke wurden die Tragseile schrittweise eingebaut. Der Verbundüberbau wurde über die Donau auf Pontons eingeschwommen, mithilfe von Litzenhebern in Position gehoben und anschließend verschweißt.

Vor Ort erhielt die Studierendengruppe einen spannenden Einblick in das Bauvorhaben. Trotz der hohen statischen und funktionalen Anforderungen an das Tragwerk

fügt sich die Autobahnbrücke leicht und filigran in das Donautal ein, was die Gruppe durchweg begeisterte.

## 4.2 Ingenieurbauwerke

Neben der Vielzahl an beeindruckenden Brücken standen zwei weitere Ingenieurbauwerke auf dem Programm. Der Besuch der exponiert gelegenen Bergisel-



Bild 11: Donautalbrücke im Zuge der A 26 in Linz

Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen

schanze in Innsbruck war ein Höhepunkt der Reise. Der Turm der Bergiselschanze, geplant von der Londoner Stararchitektin Zaha Hadid, wurde 2002 eröffnet und im selben Jahr mit dem Österreichischen Staatspreis für Architektur ausgezeichnet [24]. Das Bauwerk beherbergt ein Restaurant und den sogenannten Zitterbalken. Von dort haben Besucher ebenso wie Hochleistungssportler einen freien und beeindruckenden Blick auf den knapp 100 m langen Anlauf und das Panorama Innsbrucks mit der Nordkette im Hintergrund (Bild 12). Der 50 m hohe Turm ist durch eine Kombination aus Aufzügen oder über mehr als 500 Treppenstufen erreichbar.

Ein weiterer Höhepunkt war die Besichtigung des Donaukraftwerks Ybbs-Persenbeug, das älteste Donaukraftwerk Österreichs [25]. Das Kraftwerk erzeugt mittels sechs stehender Kaplanturbinen und einer in den 1990er Jahren unter Vollbetrieb ergänzten siebten Kaplanrohrturbinen einer Leistung von 237 MW. Mit einer jährlichen Stromerzeugung von ca. 14,2 TWh leistet das Kraftwerk einen wesentlichen Beitrag zur Stromversorgung Österreichs. Die 460 m lange Staumauer staut die Donau bis zu einer Höhe von 11 m auf und erzeugt im Oberwasser einen Stauraum von rund 34 km Länge. Der Nenndurchfluss beträgt insgesamt ca. 2.650 m<sup>3</sup>/s. Zwei 230 m lange, parallel angeordnete Schleusen am nördlichen Ende der Staumauer sorgen für eine ununterbrochene Schiffbarkeit der Donau. Die Gruppe erhielt im Rahmen der Führung spannende Einblicke in die Turbinenhalle und den Kraftwerksalltag.



Bild 12: Bergiselschanze Innsbruck – Blick auf Stadion, Innsbruck und Nordkette  
Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen

## 5 Einmal quer durch die Tschechische Republik

### 5.1 Brünn

Nach einer Fahrt durch den dichten Brünner Feierabendverkehr erwartete die Studierenden eine besondere Besichtigung, ein Brückenspaziergang mit dem leitenden Ingenieur von Stráský, Hustý und Partner entlang des neu gestalteten Ufers der Svatka. Auf dem Weg konnten unterschiedlichste Brückentypen betrachtet werden: eine selbstverankerte Spannbandbrücke, die durch einen flachen Bogen gestützt wird, eine demontierbare UHPFRC-Fußgängerbrücke sowie eine sehr schlanke Fußgängerbrücke, die in einer S-Kurve eine Bundesstraße überspannt. Bei letzterer ist zukünftig ein direkter Zugang zu einer geplanten Seilbahnstation vorgesehen, der unmittelbar an das Tragwerk anschließen wird [26].

### 5.2 Prag

Prag, Moldau und Brücken – kaum eine Stadt verbindet Architektur, Geschichte und Ingenieurbaukunst so eindrucksvoll wie die tschechische Hauptstadt. Neben der berühmten Karlsbrücke, die wohl jeder Tourist bei einem Besuch mindestens einmal betreten muss, lenkte unsere Exkursion den Blick auf ein anderes Bauwerk. Die sich im Bau befindliche Dvorecký-Brücke ist das derzeit bedeutendste Infrastrukturprojekt in Prag (Bild 13). Sie entsteht im Süden der Stadt und wird nach der geplanten Eröffnung im Jahr 2026 künftig zwei Stadtteile miteinander verbinden. Bereits jetzt ist der architektonische Anspruch klar erkennbar [27]. Die Schalungsarbeiten gestalten sich aufgrund der außergewöhnlichen Geometrie als sehr komplex. Die anspruchsvolle Geometrie beeinflusst zudem die Spanngliedführung maßgeblich. Die Spannglieder winden sich durch die zahlreichen Engstellen im Überbau. Darüber hinaus wurden alle Bauteiloberflächen in Sichtbetonqualität ausgeführt, wofür eigens für das Projekt ein weißer Beton entwickelt wurde.

Anschließend besuchte die Gruppe die ab 1357 errichtete Karlsbrücke mit ihren 16 Bögen im Herzen der tschechischen Hauptstadt.

## 6 Weitere Aktivitäten

In guter Tradition gehört zu einer erfolgreichen Brückenbauexkursion auch ein Wandertag, um sich vom anspruchsvollen Exkursionsalltag zu erholen. In diesem Jahr führte die Wanderung nach Kirchdorf in den Kitzbüheler Alpen. Gleich zu Beginn wurde die Griebbachklamm durchquert, bis der Weg auf eine Hochebene führte und den Blick auf das erste Tagesziel – das auf 1.180 m Höhe gelegene Angeralmkreuz – öffnete. Die auf der Alm gelegene Gastwirtschaft war der perfekte Ort für eine ausgiebige Mittagspause. Nachdem sich alle an Kaiserschmarrn, Spiegeleiern mit Speck oder Gulaschsuppe gestärkt hatten, konnte die Wanderung fortgesetzt werden. Der Rundweg führte über das Hu-



Bild 13: Bau der Dvorecký-Brücke in Prag  
Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen



Bild 14: Tag 11 – ein letztes Mal Bulli-Taschen-Tetris  
Foto: Ferdinand Schulte zu Sodingen

berkreuz, von wo aus sich ein guter Blick auf das Massiv des Wilden Kaisers bot und nach insgesamt 12 km und 560 überwundenen Höhenmetern erreichte die Gruppe in bester Laune den Wanderparkplatz. Die nächsten Brücken konnten kommen!

Am elften und letzten Reisetag kehrten wir am Vormittag nach Dresden zurück. Bevor die Kofferräume der Bullis ein letztes Mal ausgeräumt wurden und sich die Wege der Gruppe nach einem letzten Gruppenfoto (Bild 14) vor dem frisch sanierten Beyer-Bau der TU Dresden trennen sollten, stand noch ein letzter Termin auf dem Exkursionsprogramm. Die Gruppe wurde von der MKP GmbH zu einem spannenden Vortrag über die Einsturzursachen des Brückenzugs c der Carolabrücke in ihr Dresdner Büro eingeladen. Der Standortleiter, Dr.-Ing. Gregor Schacht, empfing die Gruppe herzlich und hielt einen detailreichen Vortrag, in dem er erläuterte, wie es zum Teileinsturz der Brücke kommen konnte [28], [29]. Obwohl die Gruppe zu diesem Zeitpunkt schon seit elf Tagen unterwegs war, folgten alle Teilnehmer auch dieser Präsentation hoch konzentriert. Mit einer interessierten Diskussion schlossen sie diesen letzten Termin und die fachliche Reise ab.

## Die Exkursion in Zahlen

- 18 Studierende und drei wissenschaftliche Mitarbeiter des Instituts für Massivbau
  - ca. 3.500 km im Bulli, zwei Alpenpässe, vier Grenzübertritte
  - sechs Nächte im Zelt
  - 20 Brücken (davon sieben im Bauzustand), eine Skisprungschanze und ein Wasserkraftwerk
- ... und einmalige Erinnerungen!

## Dank

Wir möchten uns bei allen Unterstützern bedanken, die diese Reise ermöglicht und unvergesslich gemacht haben. Vielen Dank an Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG (Aschaffenburg), BPM Ingenieurgesell-

schaft mbH (Freiberg), CARBOCON GmbH (Dresden), DYWIDAG-Systems International GmbH (Unterschleißheim), EIBS Entwurfs- und Ingenieurbüro Straßenwesen GmbH (Dresden), Eisermann Ingenieure (Leipzig), GMG Ingenieurgesellschaft mbH (Dresden), Ingenieurkammer Sachsen (Dresden), BUNG Ingenieure AG (Dresden), MKP GmbH (Weimar), PORR GmbH & Co. KGaA (München), Schöck Bauteile GmbH (Baden-Baden), WKP Planungsbüro für Bauwesen GmbH (Dresden), Ingenieurbüro Schulze & Rank Ingenieurgesellschaft m.b.H. (Chemnitz), Schüßler-Plan GmbH (Dresden) und der Fakultät Bauingenieurwesen der TU Dresden. Ausdrücklich wollen wir uns bei allen bedanken, die die Baustellenbesichtigung ermöglicht und durchgeführt haben. Vielen Dank an Die Autobahn GmbH des Bundes (Rheinbrücke Leverkusen), Implenia AG (Talbrücke Sechshelden), Donges SteelTec GmbH (Pfaffendorfer Brücke Koblenz), Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz und MKP GmbH (Nibelungenbrücke Worms), PORR GmbH & Co. KGaA (Hochbrücke Horb), ASFiNAG (Luegbrücke am Brenner), Betreiberverein – Donaukraftwerksführungen Ybbs-Persenbeug, AFRY Austria GmbH (Donautalbrücke Linz), Stráský, Hustý a partneři s.r.o. (Brücken in Brünn) und STRABAG a.s. (Dvorecký-Brücke Prag).

Besonderer Dank gilt zudem dem Verein der Freunde des Bauingenieurwesens der TU Dresden e. V., der ganz wesentlich bei der Vor- und Nachbereitung der Exkursion unterstützt hat.

## Literatur

- [1] Hohenzollernbrücke bei Structurae: <https://structurae.net/de/bauwerke/hohenzollernbruecke> (geprüft am 27.11.2025).
- [2] Homepage des Rheinischen Industriekultur e.V.: [https://www.rheinische-industriekultur.com/seiten/objekte/orte/koeln/objekte/bruecke\\_hohenzollern.html](https://www.rheinische-industriekultur.com/seiten/objekte/orte/koeln/objekte/bruecke_hohenzollern.html) (geprüft am 27.11.2025).
- [3] Dicleli, C.: Die Nibelungenbrücke Worms. in: Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland, Bd. 27, Berlin, 2021.

- [4] Pelke, E.; Zichner, T.: Ertüchtigung der Nibelungenbrücke Worms. *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015) 2, S. 113–130. <https://doi.org/10.1002/best.201400082>
- [5] Kang, C.; Voigt, C.; Eisermann, C.; Kerkeni, N.; Hegger, J.; Hermann, W.; Jackmuth, A.; Marzahn, G.; Marx, S.: Die Nibelungenbrücke als Pilotprojekt der digital unterstützten Bauwerkserhaltung. *Bautechnik* 101 (2024) 2, S. 76–86. <https://doi.org/10.1002/bate.202300089>
- [6] Voigt, C. Barr, C.; Jackmuth, A.; Kerkeni, N.; Klein, F.; Klimt, A.; Marx, S.; Marzahn, G.; Naraniecki, H.; Waßmann, M.: Bestandsbewertung als Grundlage für die Restnutzungsdauerverlängerung mit Digitalen Zwillingen. *Bautechnik* 102 (2025) 3, S. 177–185. <https://doi.org/10.1002/bate.202500004>
- [7] Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen (BASt): Statistische Daten zum Brückenbestand. Download: [https://www.bast.de/DE/Publikationen/Statistik/Bruecken/Brueckenstatistik.pdf?\\_\\_blob=publicationFile&v=2](https://www.bast.de/DE/Publikationen/Statistik/Bruecken/Brueckenstatistik.pdf?__blob=publicationFile&v=2) (geprüft am 27.11.2025).
- [8] Die Autobahn GmbH des Bundes: A-bei-LEV: Rheinbrücke Leverkusen. online: <https://www.autobahn.de/planen-bauen/projekt/a-bei-lev-rheinbrueckeleverkusen> (geprüft am 27.11.2025).
- [9] Paschen, M.; Hensen, W.; Hamme, M.: Instandsetzungs- und Sicherungsmaßnahmen bei den Rheinbrücken Leverkusen und Duisburg Neuenkamp – ein Zwischenbericht (Teil 1). *Stahlbau* 86 (2017) 7, S. 603–618. <https://doi.org/10.1002/stab.201710513>
- [10] Paschen, M.; Hensen, W.; Hamme, M.: Instandsetzungs- und Sicherungsmaßnahmen bei den Rheinbrücken Leverkusen und Duisburg-Neuenkamp – ein Zwischenbericht (Teil 2). *Stahlbau* 86 (2017) 12, S. 1113–1119. <https://doi.org/10.1002/stab.201710550>
- [11] Ritterbusch, N.; Grassl, H.; Reyer, D.: Ersatzneubau der Rheinbrücke Leverkusen. in: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 30. Dresdner Brückenbausymposium · Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 9./10.3.2020 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2020, S. 123–136.
- [12] Müller, T.; Hrasl, H.; Karpa, M.; Reyer, D.; Wrage, T.: Ausbau der A1 zwischen AS Köln-Niehl und AK Leverkusen-West. *Stahlbau* 92 (2023) 9, S. 544–559. <https://doi.org/10.1002/stab.202300035>
- [13] Die Autobahn GmbH des Bundes: Ersatzneubau Talbrücke Sechshelden. online: <https://www.autobahn.de/planen-bauen/projekt/ersatzneubau-talbruecke-sechshelden> (geprüft am 27.11.2025).
- [14] Homepage des Regierungspräsidiums Gießen: [https://rp-giessen.hessen.de/sites/rp-giessen.hessen.de/files/2022-06/ul\\_01\\_erlaeuterungsbericht\\_0.pdf](https://rp-giessen.hessen.de/sites/rp-giessen.hessen.de/files/2022-06/ul_01_erlaeuterungsbericht_0.pdf) (geprüft am 27.11.2025).
- [15] Schacht, G.; Hoffmann, N.; Marx, S.: Federgelenke. *Stahlbau* 82 (2013) 12, S. 903–910. <https://doi.org/10.1002/stab.201310115>
- [16] Billington, D. P.: Maillart and the Salginatobel Bridge, Switzerland. *Structural Engineering International* 1 (1991) 4, S. 46–47. <https://doi.org/10.2749/101686691780617355>
- [17] Menn, C.; Baumann, K.: Sunnibergbrücke – Konzept und Planung. *Schweizer Ingenieur und Architekt* 116 (1998) 19, S. 337–342. <https://doi.org/10.5169/seals-79498> + <https://doi.org/10.5169/seals-79499>
- [18] Haug, H.; Striebel, F.: Taminabrücke. *Bautechnik* 95 (2018) 2, S. 157–166. <https://doi.org/10.1002/bate.201700112>
- [19] Menn, C.: Erfahrungen im Schweizer Betonbrückenbau. Forschungsauftrag ASTRA 2011/008\_004, Bundesamt für Strassen, Schweizer Eidgenossenschaft (2012).
- [20] Clopath, J.: Gerüstbauer von Weltruf: Richard Coray als Pionier der Bautechnik. *Kunst+Architektur in der Schweiz* 73 (2022) 2, S. 14–23. <https://doi.org/10.5169/seals-984738>
- [21] Flatz, M.; Krichmair, M.; Michl, T.; Lechner, M.: Bestandssicherung Luegbrücke – Absicherungsbauwerk unter altersschwacher Bestandsbrücke. *Stahlbau* 92 (2023) 5, S. 280–286. <https://doi.org/10.1002/stab.202300018>
- [22] ASFiNAG: A 13 Brenner Autobahn– Neuerrichtung Luegbrücke. online: <https://www.asfinag.at/bauen-erhalten/bauprojekte/a-13-brenner-autobahn-luegbruecke/> (geprüft am 27.11.2025).
- [23] Keil, A.; Widmayer, M.; Fackler, T.: Donautalbrücke Linz – eine besondere Brücke für einen besonderen Ort. in: Marx, S. (Hrsg.): Tagungsband zum 34. Dresdner Brückenbausymposium · Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 19./20.3.2025 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2025, S. 101–110. <https://doi.org/10.25368/2025.060>
- [24] artmagazine: Zaha Hadid erhält den Staatspreis Architektur 2002. 14.12.2002, online: <https://www.artmagazine.cc/content6811.html> (geprüft am 27.11.2025).
- [25] VERBUND AG: Laufkraftwerk Ybbs-Persenbeug. online: <https://power.verbund.com/de/Ybbs-Persenbeug> (geprüft am 27.11.2025).
- [26] Nováček, J.; Stráský, J.; Fixel, J.; Velesik, M.: Footbridge Riviera in Brno. In: Bronzini, G.; Conzett, J. (Hrsg.): Proc. of the Footbridge Chur 2025: in situ, 3.–5.9.2025 in Chur (Schweiz), 2025, S. <https://doi.org/10.24904/footbridge2025.48>
- [27] Tschechien News: Dvorecký-Brücke nimmt finale Gestalt an: Erste Überquerung bereits möglich. 11.9.2025, online: <https://www.tschechien.news/post/dvorecký-Brücke-nimmt-finale-gestalt-an-erste-Überquerung-bereits-möglich.> (geprüft am 02.02.2026).
- [28] Marx, S.; Scheerer, S.; Schacht, G.; Fiedler, M.; Ritter, R.; Clages, L.; Voigt, C.; Czeschka, D.; Ebell, Marzahn, G.: Einsturz der Carolabrücke in Dresden Teil 1: Vom ambitionierten Entwurf bis zum tragischen Teileinsturz. *Beton- und Stahlbetonbau* 120 (2025) 7, S. 526–536. <https://doi.org/10.1002/best.202500029>
- [29] Schacht, G.; Marx, S.; Scherrer, S.; Fiedler, M.; Ritter, R.; Clages, L.; Voigt, C.; Czeschka, D.; Ebell, Marzahn, G.: Einsturz der Carolabrücke in Dresden Teil 2: Untersuchungen zu den Einsturzursachen und die Folgen. *Beton- und Stahlbetonbau* 120 (2025) 10, S. 837–846. <https://doi.org/10.1002/best.70008>

# Neue Berliner Brücke in Duisburg auf der BAB 59

Dipl.-Ing. Moritz Menge | Schimetta Consult ZT GmbH, Linz

## 1 Einleitung und Ausgangssituation

Die BAB 59 ist eine der zentralen Nord-Süd-Achsen des Ruhrgebiets. Im Stadtgebiet Duisburg führt sie durch Parkflächen, Wohnquartiere, Industrie und über bedeutende Wasser- und Bahnwege. Bis zu 123.000 Kfz/Tag, Schwerverkehrsanteil rund 8 %, ergeben eine dauerhafte Spitzenbelastung. Knotenpunkte wie das AK Duisburg (A 59/A 40) und das AK Duisburg-Nord (A 59/A 42) bündeln zusätzlich den Verkehr. Herzstück des Abschnitts ist die Berliner Brücke (s. Bild 1): ein Brückenzug aus sieben Einzelbauwerken, der Ruhr, Rhein-Herne-Kanal, Hafenbecken, Güterbahnhof und Stadtpark in Serie überquert. Der Bestand ist am Ende seiner Nutzungsdauer; 2029 muss er ersetzt sein. Parallel wird die A 59 auf sechs

Fahrstreifen ausgebaut (s. Bild 2). So soll zusätzlich die Leistungsfähigkeit dauerhaft erhöht werden, unter Aufrechterhaltung des Verkehrs während der Bauzeit.

## 2 Die Berliner Brücke im Bestand

### 2.1 Historische Einordnung

Nach ersten Planungen vor dem Ersten Weltkrieg nahm die Stadt die Schnellstraßenkonzeption wieder auf, Meiderich/Hamborn und Innenstadt leistungsfähig zu verbinden. Die Berliner Brücke entstand ab 1960 als innerstädtischer Brückenzug mit 1.824 m Länge und sieben Teilbauwerken: Deich-, Ruhr-, Kanal-, Industrie-, Hafen-

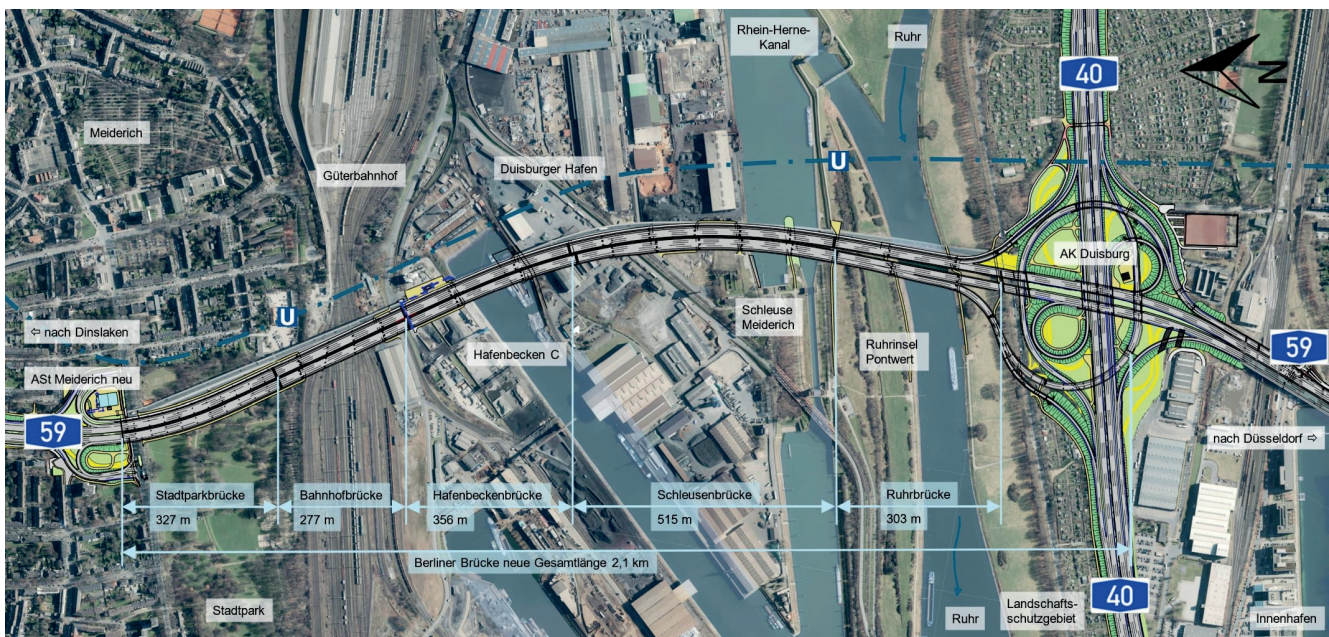


Bild 1: Übersicht Südabschnitt – Bestand und Neubau

Quelle: INGE A59



Bild 2: Luftbild Bestand (links) und Visualisierung Neubau (rechts)

Quelle: INGE A59

becken-, Bahnhof- und Stadtparkbrücke [1]. Große Spannweiten über Ruhr, Hafen und Bahnhof wurden als Stahltragwerke mit offenen Untergurten ausgeführt, die Abschnitte über Kanal und Industrie als Spannbetonhohlkästen, die Stadtparkquerung als schlankes Plattenbalkentragwerk. Leitgedanke war eine robuste, anpassungsfähige Konstruktion bei schlanken Bauhöhen – passend zu engen Randbedingungen bei Hafen und Bahn.

## 2.2 Brückenbau bei gleichzeitigem Bergbau

Der gesamte Brückenzug lag in aktivem Abbaubereich. Der zeitgleiche Bergbau im betroffenen Bereich diente gezielt der Absenkung des Hafengeländes, um ausreichend Wasserstand in den Becken zu sichern. Berücksichtigt wurden daher beim Brückenbau vertikale Bewegungen  $> 1,0$  m; zwischen benachbarten Pfeilern bis 80 cm, in Längsrichtung  $\pm 1,10$  m, quer  $\pm 0,30$  m, Pfeilerschiefstellungen bis 0,5 %. Die Konstruktionen wurden deshalb „bergbaubeweglich“ ausgerüstet: breite Querträger und Traversen, verschiebbare Auflagerpunkte, anheb- und absenkbar Lager, überbreite Kappenbereiche für Geometriekorrekturen. Exemplarisch: die Stadtparkbrücke wurde am Stützenfuß gelagert, um Setzungen direkt am Fundament aufzunehmen. Mit dem Ende des aktiven Bergbaus sind diese Bewegungen abgeklungen; für den Neubau spielt Bergbaueinfluss praktisch keine Rolle mehr [2].

## 3 Die neue Berliner Brücke

### 3.1 Übersicht

Der Ersatzneubau wird westlich des Bestands errichtet, um Verkehrsströme in der Bauzeit weitgehend zu entflechten. Folgende Bauphasen sind geplant:

1. Neubau Richtungsfahrbahn (RiFa) Düsseldorf auf optimierter, richtlinienkonformer Gradienten,
2. Verkehrsumschaltung,
3. Rückbau Bestand,
4. Neubau RiFa Dinslaken.

Variantenstudien haben gezeigt: Ein Ostneubau hätte den U-Bahn-Tunnel beeinträchtigt; ein symmetrischer Ausbau hätte eine 4+0-Führung im Bestand nicht ermöglicht. Die Westverschiebung löst diese Konflikte, erfordert jedoch neue Pfeilerlagen im Hafen-/Schleusenbereich und gut abgestimmte Bauzustände mit Stadt, DB, WSV und Duisport.

Der Neubau umfasst neun Teilbauwerke mit getrennten Überbauten je Fahrtrichtung. Die vier zentralen Großbrücken – Bahnhof-, Hafenbecken-, Schleusen- und Ruhrbrücke – werden als konstruktiv einheitliche Brückenfamilie realisiert. Hinzu kommen Stadtpark- und Ruhrdeichbrücke sowie drei Rampenbauwerke zur Einbindung in das AK Duisburg.

### 3.2 Querschnitt

Zielquerschnitt ist der 6-streifige Ausbau plus Standstreifen. Da zwischen AK Duisburg und AS Ruhrort sämtliche Ein- bzw. Ausfädelungen auf der Brücke liegen, ergibt sich abschnittsweise ein fünfter Fahrstreifen je Richtung. Hinzu kommt ein begleitender Geh- und Radweg an der Ostseite. Der Regelquerschnitt beträgt 49,5 m (s. Bild 3). Im Bereich der Ruhrbrücke weiten sich die Richtungsfahrbahnen auf – mit lokalen Breiten  $> 70$  m und einer Aufgabelung zur Anbindung der Rampen. Die Querschnittsbildung folgt dem Prinzip: klare Lastpfade, kurze Querstützweiten, gute Erreichbarkeit der Komponenten für Inspektion und Erhaltung.

### 3.3 Als Brückenfamilie über den Duisburger Hafen

Für die vier Kernbauwerke wurde ein gemeinsames Tragwerksprinzip gewählt: Stahlverbund mit drei schlanken, geschlossenen Hohlkästen je Richtungsfahrbahn; Fertigteile der Fahrbahnplatte mit Ortbetonergrünung; hohe Vorfertigung und standardisierte Details. Diese Vereinheitlichung reduziert Schnittstellen, beschleunigt die Montage und erleichtert die spätere Instandhaltung.

**Bahnhofbrücke.** Die Gesamtstützweiten in RiFa Düsseldorf betragen 49 – 47 – 63 – 64 – 50 m. Die A 59 kreuzt das Gleisfeld Ruhrort in extrem schiefwinkligen Achsen bis  $56^\circ$ . Der Überbau wird von Norden längs über das Gleisfeld geschoben, der Südbereich per Kranmontage ergänzt. Zur Vermeidung späterer Betriebseinschränkungen entsteht der Stahlbau in wetterfestem Stahl.

**Hafenbeckenbrücke.** Die drei Felder haben Spannweiten von  $\approx 104 – 136 – 112$  m. Das Mittelfeld über dem Hafenbecken C wird mit drei ca. 100 m langen Kastenschüssen geschlossen, die einzeln eingeschwommen und per Litzenheber eingehoben werden. Die Pfeilerlage ist durch Uferbauwerke und Betriebsflächen vorgegeben; ein Mittelpfeiler steht hinter der Verankerung, der gegenüberliegende im Hafenbecken vor der Uferlinie.

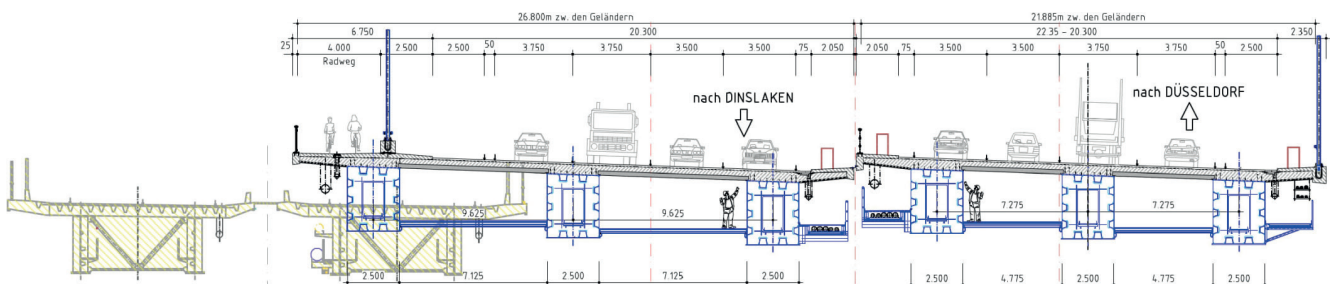


Bild 3: Regelquerschnitt auf Höhe der Bahnhofbrücke

Quelle: INGE A59

**Schleusenbrücke.** Die Schleusenbrücke quert mit sechs Feldern ( $\approx 70 - 87 - 83 - 83 - 99 - 86$  m) Industrieflächen, Straße, Bahn und die Schleusanlage Meiderich. Ein Pfeiler liegt unmittelbar an der Schleusenzufahrt zwischen Einlauf- und Wartebecken. Geplant als Inselbaustelle können Überbauteile dort von unten eingehoben werden. Die Mittelteile über Wasser werden analog zur Hafeneckenbrücke eingeschommen. In diesem Abschnitt erweitert sich die RiFa Düsseldorf temporär auf fünf Fahrstreifen. Die Hauptträger verlaufen daher mit variablen Achsabständen, um konstante Kragarmgeometrien zu ermöglichen.

**Ruhrbrücke.** Die Ruhrbrücke besitzt drei Felder ( $\approx 108 + 132 + 90$  m) mit parabelförmigen Vouten zu den Mittelpfeilern. Besonders ist die geometrische Lage der Rampen zum AK Duisburg. Das Tragwerk gabelt sich auf; ein vierter Hohlkasten wird in das dreistegige System eingefädelt und bildet zusammen mit einem zweiten Kasten die Abzweigungen (Bild 4). Ergebnis ist ein breiter, aufgeteilter Brückenteil – statisch anspruchsvoll und einzigartig im zentraleuropäischen Kontext.

**Montagekonzept Stahlbau.** Die  $\approx 2,6$  m breiten Hohlkastenschüsse werden werkseitig vollständig inklusive Beschichtung gefertigt und per Schiff über Rhein und Ruhr bzw. über das Hafennetz angeliefert. Nach der flussnahen Vormontage der ca. 100 m langen Mittelteile erfolgen Einschwimmen und Einheben mit Litzenebern. Engstellen durch Brücken und Schleusen sind im Logistikkonzept berücksichtigt. Nicht gevoutete Bereiche erlauben eine besonders effiziente Vorfertigung und reduzieren Schweißnähte auf der Baustelle auf Querstöße. Die Fahrbahnplatte ist als Zweifeldträger mit Kragarmen konzipiert. Die großen Querstützweiten erfordern Plattendicken bis ca. 45 cm, eine Quervorspannung oder Stahlquerträger sind nicht vorgesehen.

### 3.4 Gründung

Die Neubauten werden auf Großbohrpfählen  $\varnothing 1,20$  m in Pfahlgruppen tiefgegründet. Der Bestand war überwiegend flach gegründet. Gründe für die Abkehr von der Flachgründung waren (a) deutlich höhere Verkehrslasten und Eigengewichte, (b) strengere Nachweisregeln und (c) geringere Toleranz gegenüber Setzungen und Verformungen.

Für die Dimensionierung der Pfahlgruppen müsste nach EAP [3] die Tragfähigkeit insbesondere der Innenpfähle aufgrund gegenseitiger Beeinflussung empfindlich abgemindert werden. Zur Optimierung wurden Probelastungen aus dem benachbarten AK Kaiserberg herangezogen und in 3D-Pfahlgruppensimulationen überführt. Im Ergebnis wurde festgestellt, dass realistische Tragfähigkeiten je nach Bodenschichtung eine Erhöhung der anrechenbaren Pfahltragfähigkeit auf ein Mehrfaches der ursprünglichen Ansatzwerte erlauben. Dies floss direkt in die Bemessung ein. Es ergaben sich weniger Pfähle und kürzere Längen bei unveränderten Sicherheitsniveaus.

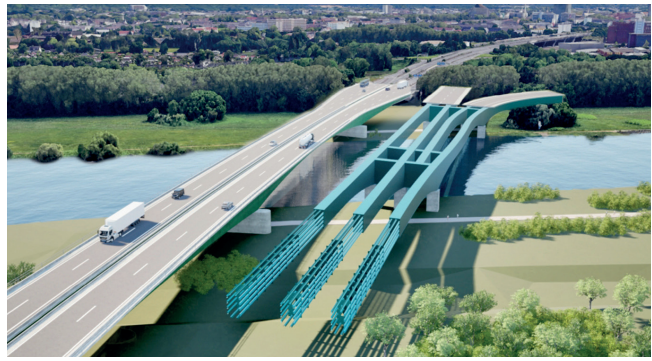


Bild 4: Visualisierung Ruhrbrücke (RiFa Düsseldorf) mit Bestandsbrücke  
Quelle: INGE A59

Parallel zur Bauausschreibung wurde durch weitere Probelastungen im Nahbereich der Berliner Brücke eine belastbare Kalibrierung der Bodenparameter für die weitere Planung erzielt. Die Vorgehensweise sicherte zwei Dinge gleichzeitig: einen frühzeitigen Baubeginn der RiFa Düsseldorf und eine spürbare Reduktion von Baukosten, Bauzeit und Ressourceneinsatz im weiteren Bau.

## 4 Fazit und Ausblick

Mit der neuen Berliner Brücke entsteht ein zentrales Infrastrukturprojekt für das Ruhrgebiet. Der Ersatzneubau sichert die Leistungsfähigkeit der A 59, verbindet die wichtigsten Verkehrsachsen sowie den Hafen und garantiert einen zuverlässigen Betrieb für die kommenden Jahrzehnte. Die einheitliche Brückenfamilie, der hohe Vorfertigungsgrad und die optimierten Gründungskonzepte stehen für moderne Ingenieurbaukunst im dicht bebauten urbanen Raum.

Die nächsten Jahre werden durch einen anspruchsvollen Bauablauf unter Verkehr geprägt sein. Mit konsequenter Planung, frühzeitiger Einbindung aller Beteiligten und einem abgestimmten Montagekonzept wird der Meilenstein 2029, die Inbetriebnahme der neuen Brücke, erreicht.

## Danksagung

Dank gilt allen beteiligten Partnern, Fachplanern und Institutionen für die enge und konstruktive Zusammenarbeit bei Planung und Entwurf der neuen Berliner Brücke. Besonders zu danken ist den stets auf Partnerschaft und Projektziel ausgerichteten Vertretern der Autobahn GmbH für die Arbeit auf Augenhöhe und den kontinuierlichen Austausch.

## Literatur

- [1] Stadt Duisburg (Hrsg.): Die Berliner Brücke. Duisburg: Carl Lange, 1963.
- [2] Bolle, A.: Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. Berlin: Springer, 1969.
- [3] DGGT (Hrsg.): EA-Pfähle – Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“. Berlin: Ernst & Sohn, 2012.

# Analyse und Reduzierung von Treibhausgasemissionen im Brückenbau

Prof. Dr.-Ing. Stephan Görtz, Thi Kim Dung Pham, M.Sc. | Institut für Bauwesen, Hochschule für Angewandte Wissenschaften Kiel  
Prof. Dr.-Ing. Udo Wiens, Dr.-Ing. Bianca Kern | Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V., Berlin

## 1 Hintergrund

Zur Modernisierung der Infrastruktur wurde in Deutschland ein Sondervermögen von 500 Milliarden Euro eingerichtet. Hiervon soll ein großer Anteil in die Sanierung der maroden Straßenverkehrswege sowie der zugehörigen Ingenieurbauwerke investiert werden. Es ist jedoch zu beachten, dass jede Bautätigkeit mit erheblichen Treibhausgas (THG)-Emissionen verbunden ist, die es im Sinne der Nachhaltigkeit drastisch und unverzüglich zu reduzieren gilt. Nach [1] sind fast 50 % der THG-Emissionen in Deutschland Bauwerken und baulichen Anlagen bzw. der damit verbundenen Bautätigkeit zuzurechnen. Hiervon entfallen nach [1] ca. 1/3 auf Infrastrukturprojekte.

Um in diesem Bereich Ansätze zur Reduzierung der THG-Emissionen zu erarbeiten, wurden am Institut für Bauwesen der Hochschule Kiel THG-Bilanzierungen an mehreren tausend realen und parametrisierten Infrastrukturmaßnahmen durchgeführt, um

- Erfahrungswerte der je Maßnahme zu erwartenden THG-Emissionen zu generieren,
- die Haupttreiber der THG-Emissionen zu identifizieren und
- Optimierungsvorschläge zu erarbeiten.

Basierend hierauf sollen Planungshilfen für die praktische Anwendung entwickelt werden, die Betreiber und Planer in die Lage versetzen, die THG-Emissionen von Infrastrukturprojekten bereits in den frühen Phasen der Investitionsentscheidung (LPh. 0) oder der Vorplanung abzuschätzen und so das Projekt von Beginn an auf eine Minimierung der THG-Emissionen hin zu steuern.

## 2 Analyse der THG-Emissionen von Brückenbauwerken

Zur Beurteilung der THG-Emissionen von Brückenbauwerken wurden Bilanzierungen an 22 realen und 480 parametrisierten Brücken durchgeführt. Zusätzlich wurden 34 in der Literatur dokumentierte Berechnungen herangezogen. Die Bilanzierungen erfolgten im Rahmen der Sachbilanzphase der Ökobilanzierung gemäß DIN EN ISO 14040 [2] und DIN EN ISO 14044 [3] mit Fokus auf der Quantifizierung des Treibhauspotenzials (GWP), das in Kilogramm CO<sub>2</sub>-Äquivalenten (kg CO<sub>2e</sub>) angegeben wird.

Die GWP-Werte der einzelnen Baukomponenten, wie Baustoffe und Bauprodukte, wurden modulbezogen gemäß DIN EN 15978-1 [4] über alle Lebenszyklusphasen berechnet und ausgewiesen. Sie ergeben sich aus der Multiplikation der jeweiligen Massen mit den GWP-Einheitswerten aus den zugehörigen Umweltproduktdeklarationen, die angeben, wie viel kg CO<sub>2e</sub> pro deklarierte Einheit des Baustoffs anfallen. Die Gesamtemissionen des Bauwerks werden durch die Aggregation der Emissionen aller Bauteile bestimmt.

Anhand dieser Berechnungen lassen sich für die Herstellungsphase verschiedener Brückenbauwerke die in Tabelle 1 zusammengestellten Erfahrungswerte angeben, die vollständigen Untersuchungsergebnisse können [5], [6] entnommen werden.

Die Haupteinsparpotenziale für die THG-Emissionen von Brückenbauwerken sind:

1. Gerade bei hochfrequentierten Bundesfernstraßen ist neben der THG-Emission aus der Herstellung des Bauwerks vor allem auch der THG-Anteil aus der bauzeitlichen Verkehrsbeeinträchtigung relevant (s. Kapitel 3). Hier gilt es:
  - dauerhafte und wartungsarme Konstruktionen zu realisieren, die auch in der Erhaltung einen möglichst geringen Eingriff in den Verkehrsfluss erfordern,
  - das Bauwerk im Hinblick auf einen schnellen Bauablauf sowie eine minimale Verkehrsbeeinträchtigung zu optimieren. Dieses lässt sich z. B. durch von der Fahrbahn abgerückte Widerlager oder eine hohe Vorfertigung von Bauteilen erreichen, die anschließend während nächtlicher Sperrzeiten eingehoben werden, wie es etwa bei Bahnüberführungen üblich ist.
2. Bezüglich der Konstruktion selber steckt insbesondere bei Bauwerken mit geringen Bauwerkslängen (bis ca. 50 m) das meiste THG-Einsparpotenzial in den Widerlagern. Hier ist es sinnvoll,
  - die Abmessungen weniger an bisherigen Erfahrungswerten festzulegen, sondern diese im Hinblick auf eine Minimierung der Betonmenge statisch zu optimieren,
  - bei den verbleibenden Betonmengen die Rezeptur hinsichtlich der THG-Emissionen zu optimieren und den Anteil an Portlandzement zu minimieren.
 Ebenso lassen sich durch Sonderlösungen, wie beispielsweise Konstruktionen aus bewehrter Erde, weitere Einsparpotenziale erzielen. Der Grad der

Tabelle 1: THG-Emissionen für Ingenieurbauwerke

Bauwerk	Spezifikation	Erfahrungswert der THG-Emissionen (Phase A)
Straßenbrücke gesamt	Länge $L \leq 33$ m	15.000 / $L$ [m] + 650 kg CO <sub>2e</sub> je m <sup>2</sup> Brückenfläche
	Länge $L > 33$ m	1.100 kg CO <sub>2e</sub> je m <sup>2</sup> Brückenfläche
Reiner Überbau Straßenbrücke		540 kg CO <sub>2e</sub> je m <sup>2</sup> Brückenfläche
Instandsetzung Straßenbrücke	Austausch Kappen	135 kg CO <sub>2e</sub> je m Länge Kappe
	Austausch Geländer	40 kg CO <sub>2e</sub> je m Länge Geländer
	Austausch Fahrbahnbelag	20 kg CO <sub>2e</sub> je m <sup>2</sup> Brückenfläche
	Betoninstandsetzung, Erneuerung Korrosionsschutz	aktuell in Bearbeitung
Fuß- und Radweg- brücke	mit massivem Widerlager	28.800 / $L$ [m] + 400 kg CO <sub>2e</sub> je m <sup>2</sup> Brückenfläche
	sonst	630 kg CO <sub>2e</sub> je m <sup>2</sup> Brückenfläche
Stahlbeton- Winkelstützwände	bis 3,0 m Höhe	165 kg CO <sub>2e</sub> je m <sup>2</sup> Ansichtsfläche
	ab 4,0 m Höhe	235 kg CO <sub>2e</sub> je m <sup>2</sup> Ansichtsfläche

Einsparung hängt allerdings stark davon ab, inwieweit hierzu eine ergänzende Stabilisierung des Bodens durch zementhaltige Bindemittel erforderlich ist.

3. Da etwa 85 % der THG-Emissionen eines Brückenbauwerks auf die Herstellung der Baustoffe zurückzuführen sind, kommt der Optimierung und der gezielten Auswahl der Baustoffe in Bezug auf die THG-Emissionen eine besondere Bedeutung zu. Bei den durchgeführten Bilanzierungen wurden für Straßenbrücken in Stahlbeton-/Spannbeton-, Stahl- und Stahl-Beton-Verbund-Bauweise vergleichbare THG-Emissionen ermittelt. Demgegenüber zeigen Holz-Beton-Verbundbrücken, da diese aufgrund der kürzeren Lebensdauer innerhalb des Betrachtungszeitraums von 100 Jahren voraussichtlich einmal erneuert werden müssen, tendenziell eher höhere Emissionen. Lediglich bei Fuß- und Radwegbrücken lassen sich durch den Einsatz von Holz deutlich geringere THG-Emissionen erzielen, sofern die Dauerhaftigkeit durch einen ausreichenden konstruktiven Holzschutz sichergestellt ist.

Grundsätzlich gilt es, wegen des großen Einflusses vor allem die Hauptbaustoffe wie Beton und Stahl hinsichtlich der THG-Emissionen zu optimieren. Mit der THG-Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) [7] wurde ein wichtiger Schritt zur ökologischen Nachhaltigkeit im Betonbau getan. Die Richtlinie richtet sich primär an den Hochbau, lässt sich jedoch problemlos auf Infrastrukturbauwerke übertragen. Sie definiert Anforderungen und Maßnahmen, mit denen die Einhaltung der international und national vorgegebenen THG-Reduktionsziele bei Herstellung und Entsorgung von Tragwerken aus Beton, Stahlbeton oder Spannbeton sichergestellt wird. Dabei bleibt die Technologieoffenheit erhalten.

### 3 THG-Emission aus bauzeitlicher Verkehrsbeeinträchtigung

Zur Ermittlung der THG-Emissionen aus bauzeitlicher Verkehrsbeeinträchtigung wurden insgesamt 3.500 verschiedene Neubau- bzw. Instandsetzungsszenarien simuliert, auf die jeweils unterschiedliche Verkehrsführungen angewendet wurden.

Die Berechnungen erfolgten auf Basis der zukünftigen Richtlinie für Wirtschaftlichkeitsuntersuchung an Straßen [8], die die Emissionsfaktoren des Handbuchs für Emissionsfaktoren des Straßenverkehrs [9] praxisgerecht kategorisiert. Besonders relevant für die THG-Emissionen sind Stausituationen, welche durch den Abgleich von Verkehrsaufkommen und bauzeitlicher Streckenkapazität identifiziert wurden. Mithilfe eines deterministischen Warteschlangenmodells wurden anschließend Staulängen, Wartezeiten sowie daraus resultierende THG-Emissionen ermittelt.

Die Ergebnisse der Untersuchungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die THG-Emissionen aus bauzeitlicher Verkehrsbeeinträchtigung sind i. Allg. nicht vernachlässigbar. Besonders bei stark frequentierten Bundesfernstraßen mit einem durchschnittlichen Tagesverkehr (DTV) von 60.000 Kfz/24 h oder mehr können diese die Emissionen aus der eigentlichen Bauwerkserstellung in einzelnen Fällen deutlich überschreiten.
- Die wesentlichen Emissionstreiber sind Stausituationen oder zusätzliche Fahrwege infolge von Umleitungen. In der Regel führt die Sperrung und Umleitung einer Fahrbeziehung zu den höchsten THG-Mehremissionen.

- Die geringsten THG-Mehremissionen ergeben sich, wenn während der Bauzeit alle Fahrstreifen aufrecht erhalten werden. Ist die zur Verfügung stehende Nutzbreite zu gering, können hier Zusatzmaßnahmen wie eine Behelfsbrücke oder – bei kleineren Straßenquerschnitten bzw. geringeren Verkehrsstärken – eine Lichtsignalanlage zielführend sein. Neue Streckenabschnitte sollten bereits im Hinblick auf die THG-Emissionen mit einer ausreichenden Fahrbahnbreite geplant werden, sodass bei Baumaßnahmen die Fahrbahn halbseitig gesperrt und alle Fahrstreifen über die nutzbare Hälfte geführt oder auf die Gegenfahrbahn übergeleitet werden können.

Tragwerke aus Beton, Stahlbeton oder Spannbeton – Teil 1: Grundlagen und Nachweis am gesamten Tragwerk; Teil 2: Deckenbauteile. Berlin: DIN Media, 2024.

- [8] Baier, M. M.: Richtlinien für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an Straßen (RWS) – das Projekt, das Regelwerk, FGSV 002/119. Bergisch Gladbach: FGSV Verlag GmbH, 2019.
- [9] INFRAS (Hrsg.): The Handbook of Emission Factors for Road Transport (HBEFA). Version 4.2, 2022.

## 4 Zusammenfassung

Zur Optimierung der THG-Emissionen von Infrastrukturmaßnahmen wurden an der Hochschule Kiel mehrere tausend Simulationen durchgeführt und hieraus Erfahrungswerte für die THG-Emissionen für einzelne Maßnahmen abgeleitet. Zur Minimierung der Emissionen ist es insbesondere bei stark frequentierten Bundesfernstraßen notwendig, durch dauerhafte Bauwerke und intelligente Bauabläufe die Beeinträchtigung des Straßenverkehrs auf ein Minimum zu begrenzen. Darüber hinaus kommt der Optimierung der THG-Emissionen der Hauptbaustoffe wie Beton und Stahl eine zentrale Bedeutung zu.

## Literatur

- [1] Sobek, W.: non nobis – über das Bauen in der Zukunft. Band 1: Ausgehen muss man von dem, was ist. Altenburg: DZA Druckerei, 2022.
- [2] DIN EN ISO 14040:2021-02: Umweltmanagement - Ökobilanz - Grundsätze und Rahmenbedingungen (ISO 14040:2006 + Amd 1:2020); Deutsche Fassung EN ISO 14040:2006 + A1:2020.
- [3] DIN EN ISO 14044:2021-02: Umweltmanagement - Ökobilanz - Anforderungen und Anleitungen (ISO 14044:2006 + Amd 1:2017 + Amd 2:2020); Deutsche Fassung EN ISO 14044:2006 + A1:2018 + A2:2020.
- [4] DIN EN 15978-1:2021-09 - Entwurf: Nachhaltigkeit von Bauwerken - Methodik zur Bewertung der Qualität von Gebäuden. Teil 1: Umweltqualität; Deutsche und Englische Fassung prEN 15978-1:2021.
- [5] Görtz, S.; Pham, T. K. D.: CO<sub>2</sub>-Bilanzierung und Optimierung von Brückenbauwerken. Abschlussbericht, gefördert von: Gesellschaft für Energie & Klimaschutz Schleswig-Holstein, 2023. [https://www.eksh.org/fileadmin/redakteure/downloads/foerderung/Abschlussberichte\\_HWT/8\\_12\\_52\\_Abschlussbericht\\_HWT\\_CO2-Bilanzierung-Brückenbauwerke\\_FHKiel.pdf](https://www.eksh.org/fileadmin/redakteure/downloads/foerderung/Abschlussberichte_HWT/8_12_52_Abschlussbericht_HWT_CO2-Bilanzierung-Brückenbauwerke_FHKiel.pdf)
- [6] Görtz, S.; Pham, T. K. D.: CO<sub>2</sub>-Berechnungen von Brücken mit Bauwerkslängen bis 40 m. Bautechnik 101 (2024) 2, S. 87-104. <https://doi.org/10.1002/bate.202300098>
- [7] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb, Hrsg.): DAfStb-Richtlinie Treibhausgasreduzierte

# Sydney Harbour Bridge Cycleway – eine außergewöhnliche Fahrradbrücke

Dipl.-Ing. Peter Boesch | ZETCON Ingenieure GmbH, Dresden  
M.Sc. Long Bai, M.Sc. Angus Murray | Stantec Australia Pty Ltd

## 1 Einleitung

Die Sydney Harbour Bridge wurde von 1924 bis 1932 erbaut. Beidseitig wurden auskragende Konstruktionen angebracht. Auf der östlichen Seite befindet sich ein Fußgängerweg, auf der westlichen Seite wurde ein Fahrradweg mit Gegenverkehr eingerichtet. Dieser war von der nördlichen Hafenseite nur über 55 Treppenstufen zu erreichen. Seit Jahrzehnten gab es das Verlangen, den Zuweg für Radfahrer durch eine Rampe ohne Stufen zu ermöglichen. 2023 wurde der Entschluss gefasst, eine solche Rampe zu bauen und somit einen durchgängigen Fahrradweg vom Norden Sydneys über den Hafen herzustellen.

Da die Brücke direkt im touristischen Vorort Milsons Point am Hafen von Sydney liegt, wurde beschlossen, ein Wahrzeichen zu errichten, das mehrere Herausforderungen in Bezug auf Denkmal- und Landschaftskontext, die Bedürfnisse und Erfordernisse von Radfahrern und Ingenieurkunst adressiert.

## 2 Bauwerksbeschreibung

Das Bauwerk wurde mit einer Länge von 170 m und einer Nutzbreite von 3,1 m für Radverkehr im Gegenverkehr für eine Nutzungszeit von 120 Jahren geplant, s. Bilder 1 und 2. Die wesentlichen Merkmale der Brücke sind:

- Überbau bestehend aus einer Stahlverbundkon-

- truktion mit einem dreizelligen Hohlkasten und einer Stahlbetonfahrbahnplatte,
- Überbau durchgängig über acht Felder mit variablen Stützweiten,
- variierender Querschnitt in Brückenlängsrichtung durch wellenförmige Ausbildung des dreieckförmigen Stahlhohlkastens,
- integral mit dem Überbau verbundene Stahlbetonfertigteilstützen,
- Belag aus Mosaikpflaster, welches einen Bezug zur Kunst der australischen Ureinwohner herstellt,
- maßgefertigtes Geländer aus Bronze guss.

### 2.1 Überbau

Bild 2 zeigt den Längsschnitt des Bauwerks. Den Querschnitt der Stahlverbundkonstruktion zeigt Bild 1 im Detail. Die Lage und Breite des unteren Flansches wurde optimiert, um von der Unterseite eine architektonisch betonte Wellenform zu erreichen, die zudem die integrale Verbindung mit den Pfeilern durch Aufweitungen ermöglicht. Da die Hohlkästen nicht begehrbar sind, wurden sie luftdicht verschlossen konzipiert. Es wurde eine robuste, flexible Dichtung gewählt, die einem Pflasterbelag standhält.

Der Stahlverbundüberbau formt einen kontinuierlichen Balken. Durch die integrale Verbindung mit den Pfeilern werden die horizontalen Lasten direkt an den Stützstellen aufgenommen und die Lager am Widerlager und die Auflagerung auf der Stützwand des Widerlagers der

Sydney Harbour Bridge elastisch ausgeführt.

### 2.2 Unterbauten

Das Widerlager wurde aus Stahlbeton hergestellt, wobei für den vorderen Bereich eine Fertigteilhülle in Anlehnung an die Pfeiler verwendet wurde. Auf die Ansicht und Beschaffenheit der Pfeiler wurde besonderes Augenmerk gelegt. Um eine optimale Oberflächenbeschaffenheit und Ansicht zu erreichen, wurde sehr früh in der Planungsphase entschieden, die Pfeiler als Fertigteile herzustellen. Gleichzeitig wurden klare Vorgaben für die sichtbaren Ober-

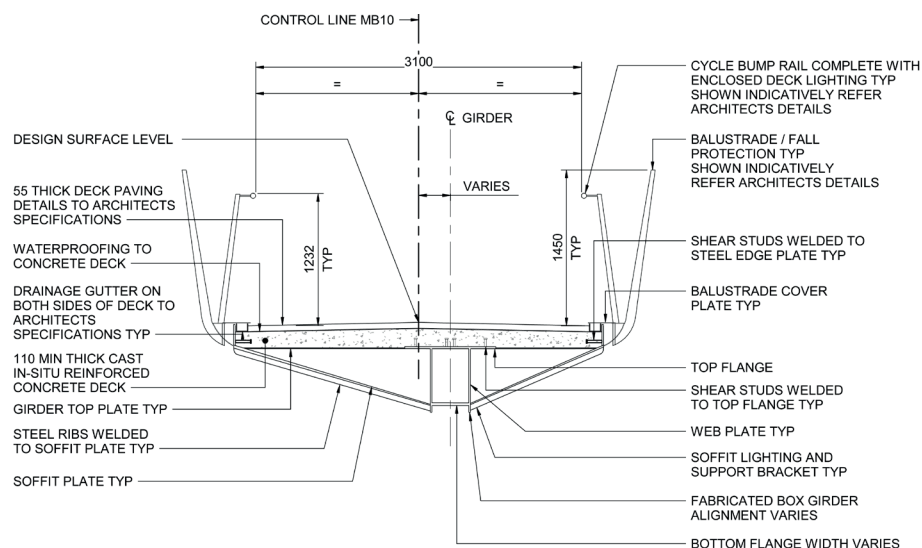


Bild 1: Querschnitt des Bauwerks

Zeichnung: Stantec Australia Pty Ltd

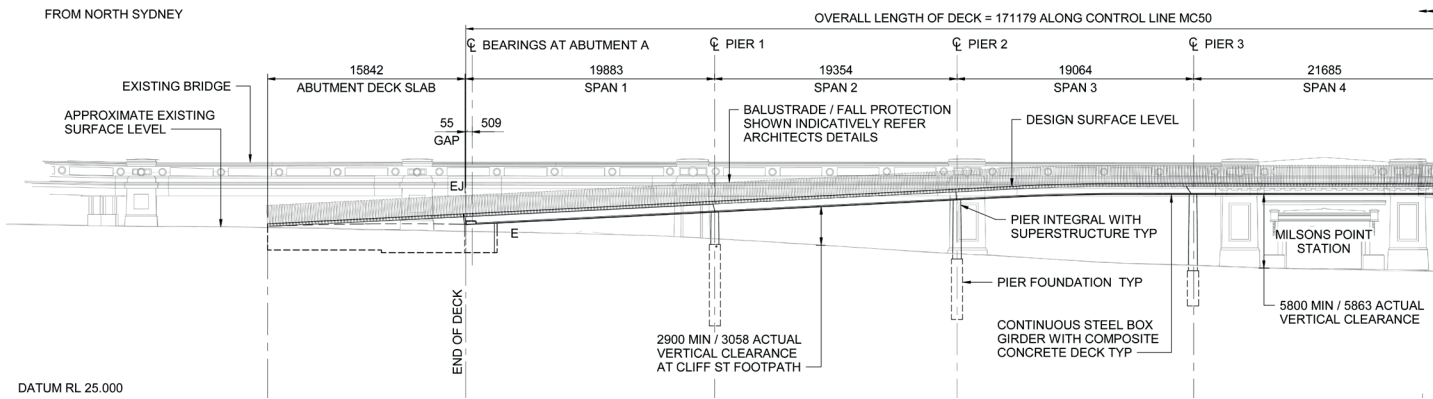


Bild 2: Längsschnitt der Sydney Harbour Cycleway Bridge

flächen und die Nachbehandlung formuliert. In Bild 3 sind ein fertiger Pfeiler und die wellige Unterseite der Brücke zu sehen.

Zur Gründung der Pfeiler waren gemäß dem Amtsentwurf Flachgründungen vorgesehen. Dabei sollten die Fertigteile in Köcher einbinden. Als festgestellt wurde, dass der Fels sehr hoch anlag, wurde eine Alternative vorgeschlagen, bei der die Pfeiler direkt in den anstehenden Fels einbinden sollten. Dazu musste der Schaft der Pfeiler und somit die Einbindelänge vergrößert werden, um eine ausreichende Einspannung zu ermöglichen. Der Spalt zwischen Pfeiler und Fels wurde mit schwindminimiertem Mörtel vergossen.



Bild 3: Untersicht der Brücke mit Fertigteilpfeilern  
Foto: Angus Murray, Stantec

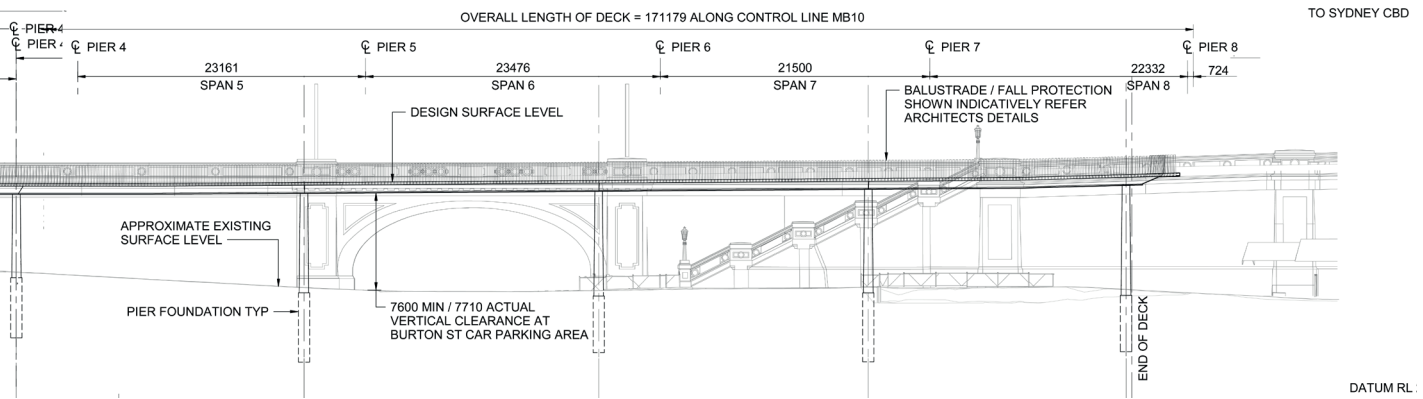
Für den Anschluss des Überbaus an die Stützwand der Sydney Harbour Bridge wurde in die Stützwand eine Aussparung gebrochen und eine Auflagerbank mit Lagern hergestellt.

### 2.3 Brückenbelag und Geländer

Um dem hohen architektonischen Anspruch zu genügen und als Verbindung zu den Ureinwohnern Australiens wurde beschlossen, den Belag in Anlehnung an deren Kunst zu gestalten. Um eine derartige Darstellung zu erreichen, wurde ein kleinformatiger Pflasterbelag gewählt, der so eingefärbt wurde, dass ein Muster angelehnt an die Kunst der Ureinwohner Australiens ent-



Bild 4: Pflastermuster in Anlehnung an die Kunst der australischen Ureinwohner  
Foto: Jason Packenham, Aspect Studios



Zeichnung: Stantec Australia Pty Ltd

stand. Bild 4 zeigt die Pflasterarbeiten. Das Risiko des Aufheizens des Pflasters und somit von Schäden durch Hebungen infolge von Zwängungen wurde berücksichtigt. Um solche temperaturbedingten Ausdehnungen ausgleichen zu können, wurden Fugen angeordnet, bei denen die Fugenmasse an die Farbe des Mörtels angelehnt wurde.

Als weiteres herausragendes Merkmal wurden die Geländer als Haarnadeln und aus Bronze konzipiert (Bild 5). Bronze wurde gewählt, da dieses Material bereits am Sydney Opera House genutzt wurde und so ein Wiedererkennungswert erreicht wird. Für die Planung und Berechnung waren zahlreiche Materialuntersuchungen und Abstimmungen mit den Herstellern erforderlich. Die Tragfähigkeitseigenschaften wurden anhand von Beispielprodukten festgelegt. Die Form des Geländers inklusive der konstruktiv gewählten Materialstärken wurden als Volumenmodelle und Stabmodelle abgebildet, um Schnittgrößen und Spannungen zu ermitteln. Maßgebend war dabei die laterale Belastung aus Menschengedränge mit  $1,5 \text{ kN/m}$ . Die eingetragenen maximalen Spannungen von  $333 \text{ N/mm}^2$  wurden mit den erlaubten Spannungen von  $399 \text{ N/mm}^2$  für Bronze verglichen und somit der Nachweis erbracht. Die Haarnadelpfosten werden an Anschlussbleche geschraubt. Zwischen dem Stahl des Überbaus und den Kupferelementen wurden HDPE-Abstandshalter vorgesehen, um für elektrische Isolierung zwischen verschiedenen Metallen zu sorgen. Zur Berücksichtigung der Nachhaltigkeit wurde recyceltes Kupfer verwendet.

### 3 Dynamische Belastung

Das Bauwerk wurde als Radwegbrücke konzipiert, als Belastungsfall waren allerdings auch Fußgängerlasten zu berücksichtigen. Gemäß dem Australian Standard 5100:2017: Bridge Design [1] müs-

sen dynamische Resonanzen infolge einer einzelnen Person untersucht werden. Die Spezifikation des Auftraggebers, Transport for NSW, sah zudem vor, die dynamische Antwort des Bauwerks gemäß des Leitfadens des Joint Research Centre (JRC) der Europäischen Kommission [2] zu bemessen und nachzuweisen. Der Ablauf der Nachweise ist nachfolgend eingefügt:

1. Festlegen der Verkehrsklasse und Komfortklasse für Fußgänger,
2. Berechnung von Eigenwerten und Kontrolle für den kritischen Bereich,
3. Berechnungen der Brückenbeschleunigung für maßgebende Eigenwerte,
4. Nachweis des Lock-in-Effekts und des Komforts durch Einhaltung von maximalen Beschleunigungen.

Für die Sydney-Harbour-Bridge-Radwegbrücke konnte nachgewiesen werden, dass die vertikalen Schwingungsbeschleunigungen infolge der einzelnen Fußgängerlast nicht überschritten werden. Allerdings wurde festgestellt, dass laterale Eigenwerte vorlagen, die im Resonanzbereich von  $< 1,5 \text{ Hz}$  lagen. Gemäß dem aus-



Bild 5: Bronzegeländer

Foto: Angus Murray, Stantec

tralischen Standard wird in diesem Fall gefordert, weitere Berechnungen durchzuführen. Gemäß den Projektspezifikationen wurden diese basierend auf dem JRC-Dokument [2] durchgeführt. Zunächst wurden die maximalen Beschleunigungen bezogen auf die Verkehrsklassen berechnet und mit den zulässigen Beschleunigungen verglichen. Gemäß den Vorgaben in [2] konnte nachgewiesen werden, dass die Beschleunigungen infolge der festgelegten Fußgängerdichte von  $1 \text{ Person/m}^2$  geringer als  $1,0 \text{ m/s}^2$  waren und somit der Nachweis erbracht war. Für die Berechnungen wurde ein Dämpfungsverhältnis von 0,3 % verwendet. Die Annahmen sollen vor der Freigabe der Brücke mittels Messungen überprüft werden.

### 4 Zusammenfassung

Für die Sydney Harbour Bridge war eine Zufahrt für Fahrradfahrer von Norden erforderlich, um eine Treppenanlage zu vermeiden. Die Fahrradwegbrücke spannt über acht Felder mit einer Gesamtlänge von 170 m. Besondere Merkmale sind der architektonisch besonders ausgebildete Stahlverbundüberbau, Fertigteilstützen,

ein Bronzegepländer und ein Belag aus mosaikförmig angelegter Pflasterung in Anlehnung an die Kunst der Ureinwohner. Die Brücke wurde Anfang Januar 2026 freigegeben [3]. Das abschließende Bild 6 zeigt eine Visualisierung der Brücke mit Anschluss an die Sydney Harbour Bridge.

### Literatur

- [1] Australian Standard AS 5100:2017: Bridge Design.
- [2] Heinemeyer, C.; Butz, C.; Keil, A.; Schlaich, M.; Goldbeck, A.; Trometor, S.; Lukic, M.; Chabrolin, B.; Lemaire, A.; Martin, P.; Cunha, A.; Caetano, E. | Sedlacek, G, Heinemeyer, C, Butz, C, Geradin, M. (Hrsg.): Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations. EUR 23984 EN. Luxembourg: European Commission, JRC53442, 2009. <https://dx.doi.org/10.2788/33846>
- [3] Ittimani, L.: 'It all flows': commuters celebrate as new Sydney Harbour Bridge bike ramp opens. The Guardian, 6.1.2026. <https://www.theguardian.com/australia-news/2026/jan/06/sydney-harbour-bridge-bike-ramp-opens> (geprüft am 17.2.2026).



Bild 6: Visualisierung der Radwegbrücke

Visualisierung: Transport for NSW

# Nachhaltige Fuß- und Radwegbrücken aus vorgespanntem Carbonbeton (CPC)

Dipl.-Ing. Simon Liebl | Holcim (Deutschland) GmbH, Hamburg

## 1 Einführung

CPC steht für *Carbon Prestressed Concrete*. Inhaltlich aber steht CPC für ressourcenschonende und klimafreundliche Betonbauteile. Denn statt wie gewöhnlich mit Stahl wird der Beton von CPC-Elementen ausschließlich mit vorgespannten Carbonfasern bewehrt, wodurch sehr schlanke Bauteile realisiert werden können. Seit November 2021 verfügen die CPC-Betonelemente über eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) beim Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt): abZ Nr. Z-71.3-42 [1]. In der Zulassung ist eine komplette statische Bemessung der CPC-Betonplatten enthalten. Damit lassen sich verschiedene Bauteile, wie Treppenstufen, Beläge, Balkonplatten und Außenwandbekleidungen, individuell produzieren. Vor allem als Brückenbeläge und für ganze CPC-Modulbrücken werden die CPC-Elemente verwendet.

## 2 Herstellung und Materialkennwerte der CPC-Elemente

Die CPC-Großplatten werden seit Sommer 2022 in einem dafür umgebauten Betonfertigteilterwerk der Holcim (Deutschland) GmbH in Deutschland produziert. Die Elemente können laut Zulassung in Dicken zwischen 20 mm und 70 mm hergestellt werden. Derzeit werden sie in den Stärken 40 mm und 69 mm produziert (Bild 1).

Die Carbonbewehrung besteht aus ca. 1,0 mm dünnen Carbonrovings, welche mit einer Matrix getränkt sind. Diese sind vollständig gestreckt und orthogonal über die gesamte Platte mit einem konstanten Bewehrungsgehalt je Richtung angeordnet. Der Achsabstand in einer Lage beträgt im Mittel 15 mm und die Mindestbetondeckung zur Verbund-sicherung  $c_{\min}$  beträgt 5 mm. Die Fertigungsgröße der CPC-Platten beträgt  $17,0 \times 3,5$  m.

Die wichtigsten Materialkennwerte der Bewehrung sind in Tabelle 1 aufgelistet.

Der verwendete selbstverdichtende Beton weist ein Größtkorn von 5 mm auf. Die wichtigsten Materialeigenschaften des Betons sind in Tabelle 2 aufgelistet.

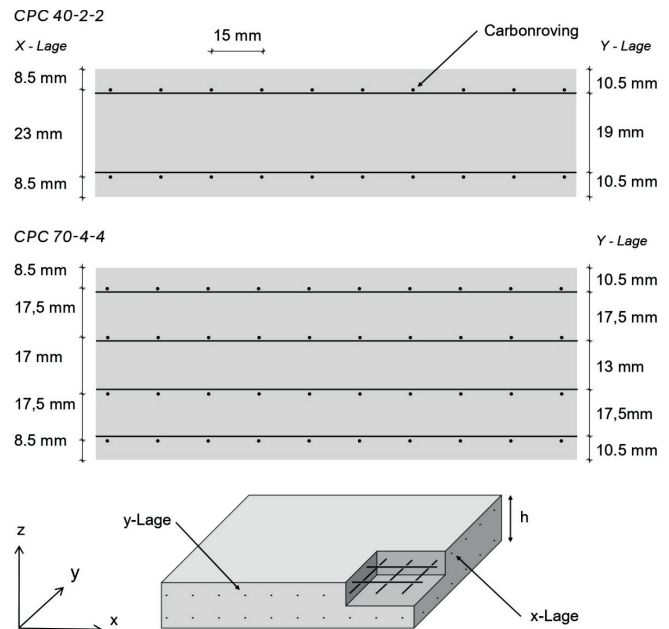


Bild 1: CPC-Maßplatte mit 40 und 69 mm Stärke

Zeichnung: Holcim (Deutschland) GmbH

Bauteile aus CPC-Elementen dürfen im Innen- und Außenbereich in den Expositionsklassen X0, XC1 bis XC4, XF4, XD3, XS3 sowie XM2 ausgeführt werden. Die Elemente erfüllen die Anforderungen an das Brandverhalten von Baustoffen der Baustoffklasse A2 nach DIN 4102-1 [2] (nicht brennbar). Sie garantieren über eine

Tabelle 1: Materialkennwerte der Bewehrung gemäß der Zulassung [1]

<b>Nettoquerschnittsfläche eines Carbonrovings</b>	$A_t = 0,445 \text{ mm}^2$
<b>Charakteristische Zugfestigkeit eines Carbonrovings</b>	$f_{tk} = 4.450 \text{ N/mm}^2$
<b>Teilsicherheitsfaktor Carbonbewehrung</b>	$\gamma_t = 1,25$
<b>Dauerstandfaktor</b>	$\alpha_t = 0,85$
<b>Bemessungswert der Zugfestigkeit</b>	$f_{td,100a} = 3.030 \text{ N/mm}^2$
<b>Elastizitätsmodul</b>	$E_{t0m} = 230.000 \text{ N/mm}^2$
<b>Charakteristische Dehnung</b>	$\epsilon_{tk0} = 1,94 \%$
<b>Dehnung bei Erreichen der Bemessungszugfestigkeit</b>	$\epsilon_{td} = 1,32 \%$
<b>Spannung im Roving zum Zeitpunkt <math>t = 0</math> nach Absetzen der Vorspannkraft</b>	$\sigma_{p0m} = 2.000 \text{ N/mm}^2$

Tabelle 2: Materialeigenschaften des Betons gemäß der Zulassung [1]

<b>Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit</b>	$f_{ck} = 80 \text{ N/mm}^2$
<b>Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit</b>	5,2 N/mm <sup>2</sup>
<b>Elastizitätsmodul</b>	43.000 N/mm <sup>2</sup>
<b>Dehnung beim Höchstwert der Betondruckspannung</b>	0,35 %

Lebensdauer von 100 Jahren eine hohe Verkehrssicherheit durch die Rutschhemmklasse R 13 und sind sehr dauerhaft durch die hohe Frost-Tausalz- und Verschleißbeständigkeit.

### 3 Beispiele aus der Praxis

#### 3.1 Brückenbeläge aus CPC-Bohlen

CPC-Elemente als Bohlen werden oft als Brückenbeläge für den Neubau oder für die Sanierung von Fuß- und Radwegbrücken eingesetzt. Sie sind ideal als Nutzbelag geeignet und schützen die Unterkonstruktion vor Witterungseinflüssen. Am wirtschaftlichsten ist allerdings der Einsatz von möglichst großformatigen CPC-Elementen, da diese am leistungsfähigsten sind, weniger Befestigungen benötigen und der Unterbau durch einen geringeren Fugenanteil am besten geschützt wird. Die Beispiele zeigen die variablen Gestaltungsmöglichkeiten mit CPC.

Bei der Sanierung einer Brücke in Rhaderfehn wurden die Holzbohlen durch ganze CPC-Platten ersetzt (Bild 2), für eine Brücke in Oldenburg kamen großformatige CPC-Bohlen zum Einsatz (Bild 3).

#### 3.2 Modulbrücken aus Carbonbeton

Seit mittlerweile über zwei Jahrzehnten forscht die Fachgruppe Faserverbundkonstruktionen der Zürcher Hochschule für Angewandte Wissenschaften ZHAW an Komposit-, Carbon- und Naturfaserbaustoffen. Darauf aufbauend hat sie zusammen mit Industriepartnern in den letzten gut zehn Jahren über 170 Projekte mit CPC umgesetzt.



Bild 2: Brücke Rhaderfehn

Foto: Holcim (Deutschland) GmbH

Ergebnis einer Forschungsarbeit der ZHAW ist auch eine patentierte, multifunktionale Kappaverbindung, die ausschließlich aus CPC-Elementen und hochfestem Mörtel besteht. Diese innovative Keilverbindung gewährleistet nicht nur eine stabile und dauerhafte Verbindung zwischen den Platten, sondern bewahrt auch alle positiven Eigenschaften des CPC-Materials. Durch mehrere Bauteilversuche und den Bau von Prototypen konnte eindeutig nachgewiesen werden, dass diese Verbindungsmethode erfolgreich ist und die Verbindung stärker ist als das Grundmaterial [3].

Ein herausragendes Beispiel für die Größe und Leistungsfähigkeit der CPC-Elemente ist die eigens für die Swissbau konzipierte Fußgänger- und Radwegbrücke in Modulbauweise nur aus CPC-Elementen (Bild 4). Mit einer Länge von 17,0 m, einer Breite von knapp 3,0 m (mit einer lichten Weite von 2,5 m) und lediglich 7,0 cm Bauteilstärke demonstriert sie eindrucksvoll das enorme Potenzial dieser fortschrittlichen Bauweise.

Zunächst wurde die Brückenplatte, die in einem Stück mit den Maßen 17 × 3 m gefertigt wurde, mittig in eine leichte Überhöhung von 50 mm gebracht. Die vertikalen Brüstungselemente bestehen je Seite aus drei Bauteilen: zwei Randelementen und einem mittig angeordneten „Schlussstein“. Diese Brüstungselemente wurden in die entsprechenden Aussparungen der Brückenplatte eingeführt und sorgfältig ausgerichtet.

Die Verbindungselemente spielen eine entscheidende Rolle bei der Stabilität und Festigkeit der Brücke. Erst durch die Verbindung zwischen Brückenplatte und Steg entsteht die Wirkung einer Trogbücke, bei der die Brückenplatte die aus dem globalen Moment entstehenden Zugkräfte und die Brüstungen die Druckkräfte übernimmt. Entscheidend ist dabei die sogenannte Kappaverbindung, welche die Kräfte zuverlässig übertragen kann [3]. Zusätzlich fungiert die Brüstung als Geländer. Dieses kann in bis zu 1,3 m Höhe ausgeführt werden und ist ohne Öffnungen ideal als Radwegbrücke, da sich das Fahrrad nicht im Geländer verhaken kann. Eine bemerk-



Bild 3: Brücke Oldenburg

Foto: Holcim (Deutschland) GmbH

kenswerte Eigenschaft dieser Brücke ist, dass sie vollständig ohne den Einsatz von Stahl realisiert wurde. Dies bietet einen erheblichen Vorteil in Bezug auf den Unterhalt des Bauwerks, da Korrosion und Abplatzungen vermieden werden können. Darüber hinaus erfordert die Brückenoberfläche keine zusätzliche Abdichtung oder Rutschhemmung, was zu einer Reduzierung der Wartungskosten führt.

Überzeugende Argumente für diese Brücke sind der geringe Ressourcenverbrauch und der minimale CO<sub>2</sub>-Fußabdruck, die im Vergleich zu konventionellen Brücken deutlich niedriger sind. Darüber hinaus benötigt sie lediglich etwa 30 % der Ressourcen einer Stahlbetonbrücke und weist eine fünfmal höhere Lebenserwartung als eine Holzbrücke auf. Der Einsatz des richtigen Bausystems spielt eine entscheidende Rolle bei der Schonung der Umwelt.

Die Verwendung einer CPC-Brücke trägt somit maßgeblich zur Reduzierung von Treibhausgasemissionen und zum sparsamen Umgang mit natürlichen Ressourcen bei. Durch die Kombination von Langlebigkeit, geringem Wartungsaufwand und einem umweltfreundlichen Herstellungsprozess setzt diese Brücke einen wichtigen Maßstab für nachhaltige Infrastrukturprojekte.

Auch Unterhaltsfahrzeuge von über 6,0 t können die Brücke befahren. Mit diesen hohen Punktlasten kann die schlanke Brücke problemlos umgehen. Daneben ist die Brücke für Menschenansammlungen mit einer Last von bis zu 400 kg/m<sup>2</sup> und eine Geländerlast von 160 kg/m<sup>2</sup> ausgelegt, was den Vorgaben der SIA-Norm 358 [4] entspricht. Die weniger als 14 t wiegende Brücke ist in der Lage, eine Last von über 17 t zu tragen. Im Vergleich dazu ist eine Stahlbetonbrücke mit ca. 47,5 t mehr als dreimal so schwer.

Um die Leistungsfähigkeit der CPC-Modulbrücken zu überprüfen, wurde eine 17 × 3 m messende Brücke mit minimaler Geländerhöhe an der TU Graz auf Querkraft und Biegung in einem Großversuch geprüft. Die Bruchlast von fast 28 t nach diversen Belastungszyklen hat nicht nur die theoretischen Berechnungen bestätigt, sondern zeigt die hohe Tragfähigkeit dieser Bauweise.



Bild 4: CPC-Trogbrücke 17 × 3 m

Foto: CPC AG

## 4 Ausblick

Beim Neubau und in der Instandsetzung von Brückenbauwerken aus Beton wird immer häufiger nichtmetallische Bewehrung verwendet. Eine der leistungsfähigsten nichtmetallischen Bewehrungen ist Carbon, welches insbesondere vorgespannt seine Vorteile, wie die hohe Zugfestigkeit, ausspielen kann. Mit den CPC-Elementen stehen für solche Brücken seriell gefertigte Fertigteile mit vorgespannter Carbonbewehrung in sehr geringen Materialstärken zur Verfügung. Dadurch können Bauwerke ertüchtigt oder neu errichtet werden, welche einen deutlich reduzierten CO<sub>2</sub>-Fußabdruck aufweisen und über eine Lebensdauer von 100 Jahren fast keine Wartungsarbeiten benötigen. In der aktuellen Forschung wird die Einsatzmöglichkeit der Elemente für große Verkehrsbrücken untersucht.

## Literatur

- [1] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt, Hrsg.): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung / allgemeine Bauartgenehmigung Z-71.3-42: Carbonbewehrte, vorgespannte CPC-Platten aus Vergussbeton. gültig bis 15.11.2026.
- [2] DIN 4102-1:1998-05: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen - Teil 1: Baustoffe; Begriffe, Anforderungen und Prüfungen.
- [3] Lutz, R.; Kurath, J.; Lowiner, C.; Bühler, M.: Entwicklung eines hochbelastbaren, korrosionsfreien Verbindungssystems für tragende Bauten in CPC. Beton- und Stahlbetonbau 119 (2024) 6, S. 445–460. <https://doi.org/10.1002/best.202300090>
- [4] SIA 358:2010: Geländer und Brüstungen · Gardecorps · Parapetti.

# Wirtschaftliche und ökologische Bewertung chloridbelasteter Brückenbauteile

Dr.-Ing. Angelika Schießl-Pecka, Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Anne Rausch, Paul Steinmetz, M. Sc. | Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat GmbH, München  
 Dr.-Ing. Marc Zintel | Steeltec AG, Emmenbrücke

## 1 Einleitung

Frühzeitige Schäden an Brückenbauwerken infolge chloridinduzierter Bewehrungskorrosion führen zu hohen Instandsetzungskosten und erheblichen Verkehrseinschränkungen. Besonders betroffen sind Bauteile mit direkter Exposition gegenüber Tausalzen, wie Brückenkappen oder auch Brückenmittelpfeiler im Streubereich der überführten Verkehrswege. Ihre Sanierung verursacht nicht nur hohe Kosten, sondern auch erhebliche Verkehrsbehinderungen. Im Rahmen einer Studie wurden daher die ökologischen und wirtschaftlichen Effekte verschiedener Bewehrungsvarianten – konventioneller Betonstahl (B500B) und ferritischer nichtrostender Betonstahl „Top12“ (1.4003) – untersucht und darauf aufbauend Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit gemeinsam betrachtet [1]–[3].

## 2 Methodik

Die Analyse basiert auf zwei komplementären Ansätzen: der Lebenszykluskostenanalyse (*Life Cycle Cost Analysis* – LCCA) gemäß den Grundsätzen der RAB-LCC (*Regulated Asset Base LCCA*, vgl. [4]) und der Ökobilanz (*Life Cycle Assessment* – LCA) nach DIN EN 15804:2022-03 [5] für die Wirkungskategorie *Global Warming Potential*  $GWP_{total}$  (nachfolgend *GWP* genannt), vgl. Bild 1.

Untersucht wurden typische Bauteile mit starker Chloridexposition: Brückenkappen (Nutzungsdauer 50 Jahre) und Mittelpfeiler (Nutzungsdauer 100 Jahre). Mittels vollprobabilistischer Lebensdauerberechnungen wurden die Zeitpunkte erforderlicher Instandhaltungsmaßnahmen ermittelt. Bei Ausführung in der Standardvariante mit B500B sind im Zuge der Nutzung Maßnahmen erforderlich (Ersatz/Neubau bzw. Betoninstandsetzung). Bei der Vergleichsvariante mit Top12 kann aufgrund des hohen Korrosionswiderstandes des Bewehrungsstahls auf Instandhaltungsmaßnahmen verzichtet werden. Für alle Varianten wurden Herstellung, Instandsetzung und Erneuerung über den Betrachtungszeitraum bilanziert. Der Einfluss von Verkehrseinschränkungen wurde berücksichtigt.

Bei der Ökobilanzierung wurden in der Sachbilanz folgende Prozesse berücksichtigt:

- Herstellung der Standardvariante mit B500B (Zeitpunkt  $t = 0$  Jahre),
- Standardvariante mit B500B einschließlich erforderlicher Instandsetzungsaufwendungen (Zeitpunkt  $t =$  Nutzungsdauer),
- Vergleichsvariante mit Top12 (Zeitpunkt 0 Jahre  $\leq t \leq$  Nutzungsdauer). Instandsetzungsaufwendungen sind nicht erforderlich.

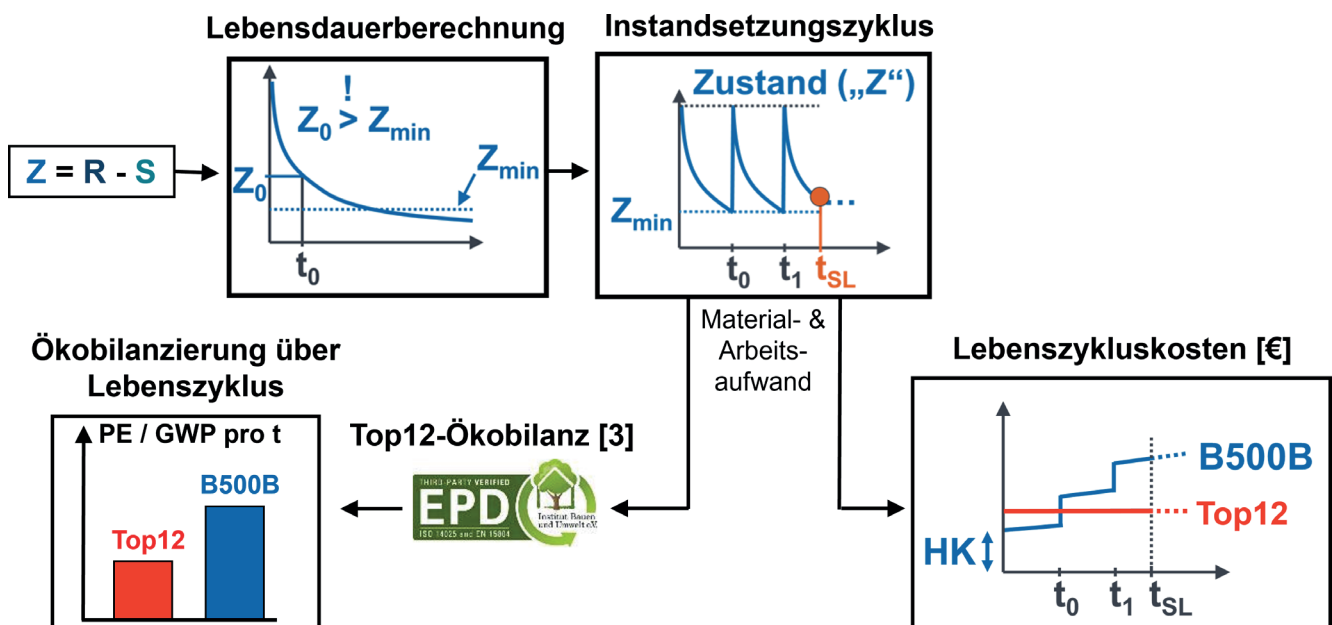


Bild 1: Schematischer Aufbau der kombinierten LCC- und LCA-Betrachtung

Grafik: Marc Zintel, Steeltec AG

Variantenübergreifend wurden verglichen:

- GWP, d. h. Emissionen aus Ersterstellung und Nutzung des Bauteils,
- $GWP_{add}$ , d. h. Emissionen, die zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit über die Ersterstellung der Standardvariante hinaus erforderlich sind,
- $LCC_{add}$ , d. h. Lebenszykluskosten, die zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit über die Ersterstellung der Standardvariante hinaus erforderlich sind.

### 3 Ergebnisse – Brückenkappe

Die Brückenkappe gilt aufgrund ihrer Lage und Geometrie als besonders chloridbelastetes Bauteil. Im Verlauf der Nutzungsdauer wird bei der Brückenkappe in der Standardausführung aufgrund von chloridinduzierter Korrosion ein zweimaliger Austausch angesetzt. Die Ergebnisse der Ökobilanzierung sind in Tabelle 1 jeweils bezogen auf die Standardvariante zum Zeitpunkt  $t = 50$  a dargestellt.

In der Ökobilanz (LCA) liegt das GWP der Ersterstellung ( $t = 0$  a) bei Top12 höher als bei B500B. Über die gesamte Nutzungsdauer kehrt sich dieses Verhältnis jedoch aufgrund der Instandsetzungen und den daraus resultierenden  $CO_2$ -Emissionen bei Verwendung von Top12 um. Am Ende der Nutzungsdauer liegt das GWP der Top12-Variante bei rd. 70 % der Standardvariante. Die für die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit relevanten Emissionen ( $GWP_{add}$ ) betragen zum Ende der Nutzungsdauer bei der Top12-Variante rd. 57 % der Emissionen der Standardvariante. Unter Berücksichtigung der Stauemissionen während erforderlicher Instandsetzungen sinkt dieser Verhältniswert weiter auf rd. 30 %.

Tabelle 1: Ergebnisse LCA und LCCA – Brückenkappe

Varianten Brückenkappe	GWP [kg $CO_2$ eq/lfm]	GWP [% v. Standard 50 a]	$GWP_{add}$ [kg $CO_2$ eq/lfm]	$GWP_{add}$ [% v. Standard 50 a]
<b>LCA (2025) ohne Betrachtung Verkehrseinschränkung infolge Instandsetzung</b>				
Standard ( $t = 0$ a)	122	31	0	0
Standard ( $t = 50$ a)	390	100	268	100
Top12 ( $0 a \leq t \leq 50 a$ )	275	71	153	57
<b>LCA (2025) mit Betrachtung Verkehrseinschränkung infolge Instandsetzung</b>				
Standard ( $t = 0$ a)	122	20	0	0
Standard ( $t = 50$ a)	614	100	492	100
Top12 ( $0 a \leq t \leq 50 a$ )	275	45	153	31
<b>LCCA (2019)</b>				
	LCC [€/lfm]	LCC [% v. Standard 50 a]	$LCC_{add}$ [€/lfm]	$LCC_{add}$ [% v. Standard 50 a]
Standard ( $t = 0$ a)	-	-	0	0
Standard ( $t = 50$ a)	-	-	3.660	100
Top12 ( $0 a \leq t \leq 50 a$ )	-	-	180	5

Im Vergleich dazu fällt die Lebenszykluskostenbilanz (LCCA) der Top12-Variante noch günstiger aus.  $LCC_{add}$  der Top12-Variante betragen nur rd. 5 % der  $LCC_{add}$  der Standardvariante.

### 4 Ergebnisse – Brückenmittelfeiler

Mittelfeiler im Spritzwasserbereich von überführten Straßen sind ebenfalls stark chloridbelastet. In der vorliegenden Studie wurde im Verlauf der Nutzungsdauer bei der Standardvariante eine einmalige Betoninstandsetzung (Betonabtrag und Reprofilierung) zugrunde gelegt.

Die Ergebnisse sind in Tabelle 2 jeweils bezogen auf die Standardvariante zum Zeitpunkt  $t = 100$  a dargestellt. Aufgrund des hohen Bewehrungsgehaltes und der nur einmal erforderlichen Instandsetzung im Lebenszyklus werden in der Ökobilanz (LCA) die zusätzlichen Emissionen aus der Bereitstellung des Top12-Stahls nur bei Berücksichtigung von Stau an Instandsetzungsbaustellen kompensiert. Eine partielle Substitution der äußeren Bewehrungslagen durch Top12 ( $\approx 50$  % Top12) kann bereits ohne Berücksichtigung des Staueffekts zu einer positiven Gesamtbilanz führen. In der Lebenszykluskostenanalyse (LCCA) zeigt sich die Variante mit Top12-Stahl analog den Kappen deutlich wirtschaftlicher als die Standardvariante.

### 5 Diskussion und Ausblick

Die kombinierten Ergebnisse der Lebenszykluskosten- und Ökobilanzanalyse verdeutlichen, dass die Bewertung von Instandsetzungszyklen und Verkehrs-

Tabelle 2: Ergebnisse LCA und LCCA – Brückenmittelpfeiler

Varianten Brückenkappe	GWP [kg CO <sub>2</sub> eq/lfm]	GWP [% v. Standard 50 a]	GWP <sub>add</sub> [kg CO <sub>2</sub> eq/lfm]	GWP <sub>add</sub> [% v. Standard 50 a]
<b>LCA (2025) ohne Betrachtung Verkehrseinschränkung infolge Instandsetzung</b>				
Standard (t = 0 a)	2.774	69	0	0
Standard (t = 50 a)	3.999	100	1.225	100
Top12 (0 a ≤ t ≤ 50 a)	5.172	129	2.398	196
<b>LCA (2025) mit Betrachtung Verkehrseinschränkung infolge Instandsetzung</b>				
Standard (t = 0 a)	2.774	26	0	0
Standard (t = 50 a)	10.847	100	8.074	100
Top12 (0 a ≤ t ≤ 50 a)	5.172	48	2.398	30
<b>LCCA (2019)</b>	<b>LCC [€/lfm]</b>	<b>LCC [% v. Standard 50 a]</b>	<b>LCC<sub>add</sub> [€/lfm]</b>	<b>LCC<sub>add</sub> [% v. Standard 50 a]</b>
Standard (t = 0 a)	-	-	0	0
Standard (t = 50 a)	-	-	27.960	100
Top12 (0 a ≤ t ≤ 50 a)	-	-	2.800	10

einschränkungen infolge von Instandsetzungsmaßnahmen entscheidend für die Nachhaltigkeitsbilanz von Brückenbauteilen ist. Während konventionelle Bauweisen durch wiederkehrende Erneuerungsmaßnahmen hohe Folgekosten und -CO<sub>2</sub>-Emissionen verursachen, ermöglichen nichtrostende Bewehrungsmaterialien eine deutliche Reduktion beider Kenngrößen. Unter den hier betrachteten Randbedingungen zeigen die Berechnungen für Brückenkappen und Brückenmittelpfeiler mit Top12 eine Reduktion der Lebenszykluskosten um 90–95 % sowie unter Berücksichtigung von Mehremissionen durch Verkehr eine Senkung des *Global Warming Potentials* um bis zu 70 %. Die Reduktionen beziehen sich immer auf die zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit erforderlichen Mehraufwendungen gegenüber der Neubauvariante.

Für Betreiber und Planer ergibt sich daraus ein klarer Handlungsansatz: Die Integration von Lebenszyklusanalysen (LCCA + LCA) in die Entscheidungsprozesse liefert belastbare Grundlagen für nachhaltige Investitionen in die Verkehrsinfrastruktur. Besonders in Bereichen mit hoher Chloridbelastung und verkehrlicher Relevanz ist der Einsatz nichtrostender Bewehrungen wirtschaftlich und klimapolitisch sinnvoll.

## Literatur

- [1] Schießl-Pecka, A.; Rausch, A.; Zintel, M.; Linden, C.: Lebenszykluskostenbetrachtungen für chlorid-exponierte Bauteile von Brücken- und Tunnelbauwerken. *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019) 10, S. 767–775. <https://doi.org/10.1002/best.201900038>
- [2] Ingenieurbüro Schiessl Gehlen Sodeikat: Nachhaltigkeit Top12 im Infrastrukturbereich. Gutachten 24-080-2/2.1. 14.11.2025.
- [3] Steeltec AG: Umwelt-Produktdeklaration „Top12“: „EPD-STC-20250326-CBA1-DE“. 2025. <https://epd-online.com/EmbeddedEpdList/Download?id=23601>
- [4] Makovšek, D.; Veryard, D.: The Regulatory Asset Base and Project Finance Models: An Analysis of Incentives for Efficiency. *Int. Transport Forum Discussion Papers*, No. 2016/01, Paris: OECD Publ., 2016. <https://doi.org/10.1787/5285ca82-en>
- [5] DIN EN 15804:2022-03: Nachhaltigkeit von Bauwerken - Umweltproduktdeklarationen - Grundregeln für die Produktkategorie Bauprodukte; Deutsche Fassung EN 15804:2012+A2:2019 + AC:2021.

# Ermüdung alter Bahnbrücken am Beispiel der Sihlbrücken im HB Zürich

Daniel Grüter, Felix Gisler, Christian Uhlig | Basler & Hofmann AG, Zürich

## 1 Bauwerke und Projekt

Im Zürcher Hauptbahnhof überspannen heute total 16 Gleis- und neun Perronbrücken die Sihl. Sieben der Gleisbrücken sind von 1928. Diese bestehen aus zwei seitlichen, ca. 1 m hohen Walzprofilen, welche alle 35 cm durch 18 cm hohe Walzprofile querverbunden sind. Zwischen den Walzprofilen ist ein Betontrog ausgebildet. Im überliegenden Schotterbett liegt die Fahrbahn. Die Trogbrücken weisen eine Breite von 3,6 m auf (Bild 1). Sie führen als Durchlaufträger über fünf Felder à 13,4 m, 3 × 13,8 m und 13,4 m. Die Gesamtlänge beträgt damit etwa 68 m. Im Feld besitzen die Steggurte aufgeschweißte Lamellen. Im Auflagerbereich sind genietete Verstärkungsbleche vorhanden. Die Stöße der seitlichen Walzträger sind im Momentennullpunkt angeordnet und ebenfalls genietet.

Generell, aber auch aufgrund verschiedener großer Bahninfrastrukturprojekte in und um Zürich sollen diese sieben, bald hundertjährigen Sihlbrücken möglichst lange und ohne wesentliche Einschränkungen im Bahnverkehr erhalten und bis mindestens 2050 genutzt werden.

## 2 Generelle Überprüfung

Die visuelle Überprüfung ergab einen annehmbaren Bauwerkszustand. Lediglich lokale Defizite bei den Lagern und Fehlstellen im knapp 36-jährigen Korrosionsschutz waren festzustellen.

Mittels zerstörender Zugprobe konnte der Baustahl einem Thomasstahl zugeordnet werden, welcher einem heutigen S185 JR entspricht [1]. Es sei erwähnt, dass aus den zunächst durchgeführten Wirbelstrom- und Härteprüfungen Festigkeiten im Rahmen eines heutigen S275 resultierten. Die rechnerische Überprüfung mithilfe eines Stabmodells ergab, dass trotz der tiefen Festigkeit der Tragsicherheitsnachweis (GZT Typ 2) erfüllt ist. Einzig bei den Stahlgusslagern mussten einzelne, rechnerisch ungenügende Erfüllungsgrade im Zusammenhang mit hohen lokalen Pressungen, aber geringer potenzieller Schadensfolge akzeptiert werden.

Bezüglich des Ermüdungsnachweises stellte sich heraus, dass das Ende der Verstärkungslamellen im Feld maßgebend wird. Das Lamellenende ist auslaufend als Schwalbenschwanz ausgebildet (s. Bild 2). Aufgrund der beschränkten normierten Kerbdetails wurde in einem ersten Schritt die Kerbgruppe 45 N/mm<sup>2</sup> für geschweißte Lamellenenden gemäß SIA 263 [2] angesetzt.

Der Dauerfestigkeitsnachweis unter Berücksichtigung des Lastmodells D4 gem. Erhaltungsnorm SIA 269-1 [3] mit  $1 + \varphi = 1,04$  und Lastexzentrizität 1/18 der Spurweite ergab Spannungsänderungen von 70–80 N/mm<sup>2</sup>, welche weit über der Dauerfestigkeit von 33 N/mm<sup>2</sup> lagen. Mit zusätzlichen objektspezifischen Informationen (Nutzungsdauer, effektive Belastung pro Jahr) und der Betriebsfestigkeit wurde der Nachweis weiter detailliert. Auf Basis des Lastmodells LM1 gem. Neubau-norm SIA 261 [4] mit  $1 + \varphi = 1,15$ , Lastexzentrizität 1/18

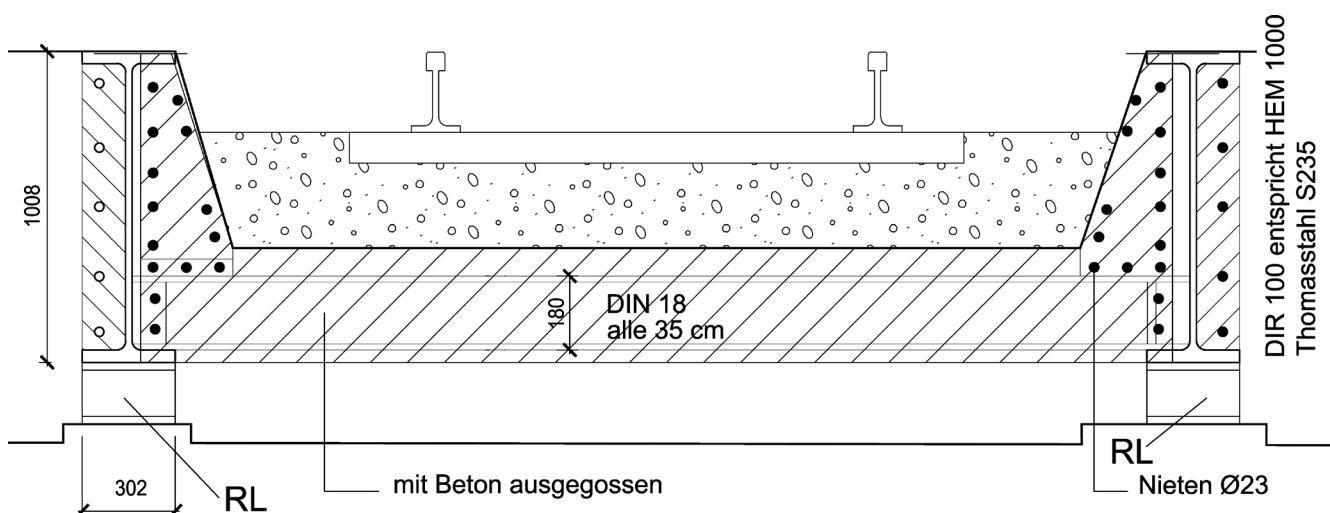


Bild 1: Querschnitt Gleisbrücken 1928

Zeichnung: Basler & Hofmann AG, Übersichtsplan Sihlbrücken, Nr.: 06876.000\_07.1, Vorprojekt, 15.09.2023

der Spurweite und  $\lambda_{\text{tot}} = 0,8$  resultierten Beanspruchungen von ca.  $90 \text{ N/mm}^2$ . Auch diese sind größer als der zulässige Kerbfall von  $45 \text{ N/mm}^2$ . Aufgrund der rechnerisch deutlich ungenügenden Erfüllungsgrade des Ermüdungsnachweises und dem alterungsbedingt versprödhenden Thomasstahl wurde eine detaillierte Überprüfung nach SIA 269 [5] ausgelöst.

### 3 Detaillierte Überprüfung

#### 3.1 Dehnungsmessungen

Um die Schnittgrößen aus dem Stabmodell zu überprüfen, wurden an zwei Brücken Dehnungsmessstreifen aufgebracht und Messungen während fünf Wochen durchgeführt (Bild 2).

Der detaillierte Vergleich der Messungen und Spannungen bei einem Doppelstock-Triebzug (RABDe 502) zeigte, dass die messbasierten Spannungen mit  $35 \text{ N/mm}^2$  und die modellbasierten Spannungen mit  $39 \text{ N/mm}^2$  vergleichbar sind (Bild 3). Auch bei anderen Zugkompositionen konnte eine Abweichung von maximal  $\pm 13 \%$  festgestellt werden. Da in den weiteren Querschnitten die Übereinstimmung noch größer war, konnte das Modell bestätigt werden. Zudem konnte auch gezeigt werden, dass die dynamische Erhöhung bei den Geschwindigkeiten im Bahnhofsbereich von max.  $40 \text{ km/h}$  keinen nennenswerten Effekt hat ( $\Phi = 1,0$ ).

Die Dehnungsmessungen zeigten weiter, dass die Spannungsdifferenzen der beiden Längsträger desselben

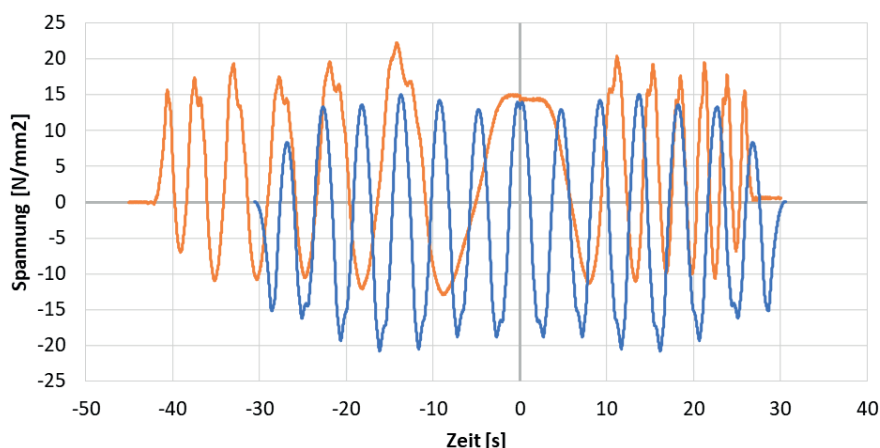


Bild 3: Spannungs-Zeit-Diagramm im maßgebenden Ermüdungsdetail bei Überfahrt eines Doppelstock-Triebzugs (RABDe 502) – Vergleich Berechnungsmodell (blau) und Messwerte (orange)  
Diagramm: Basler & Hofmann AG

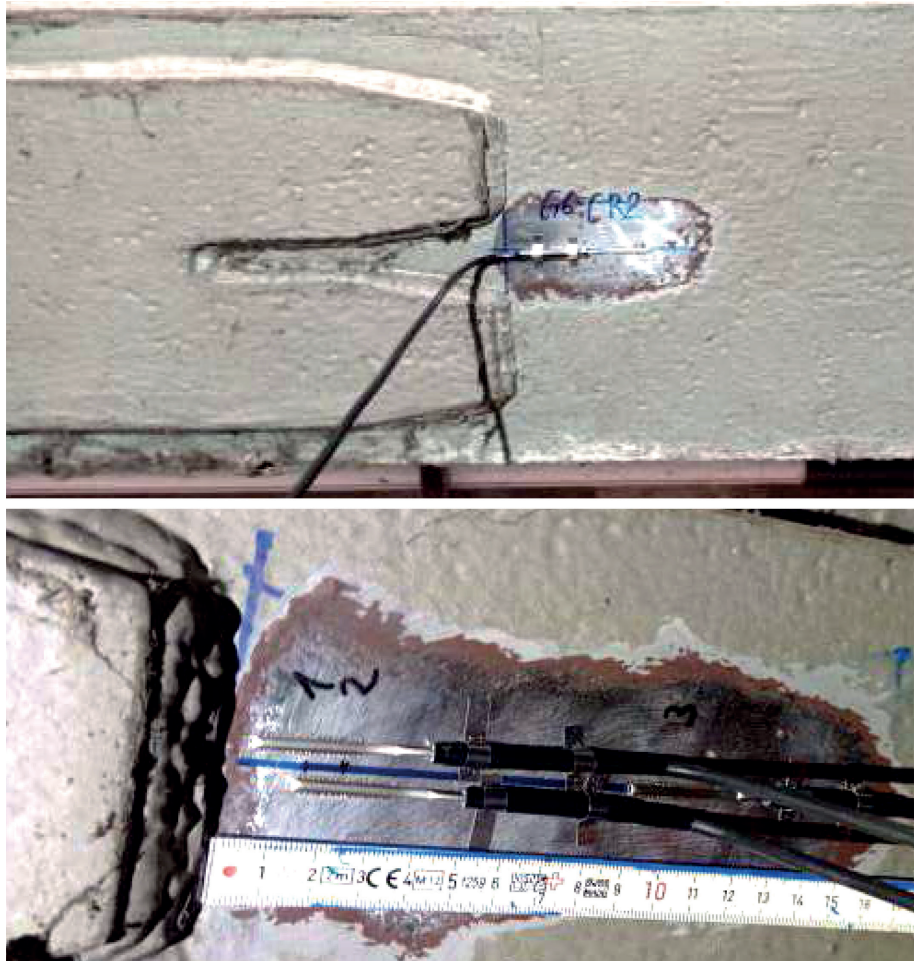


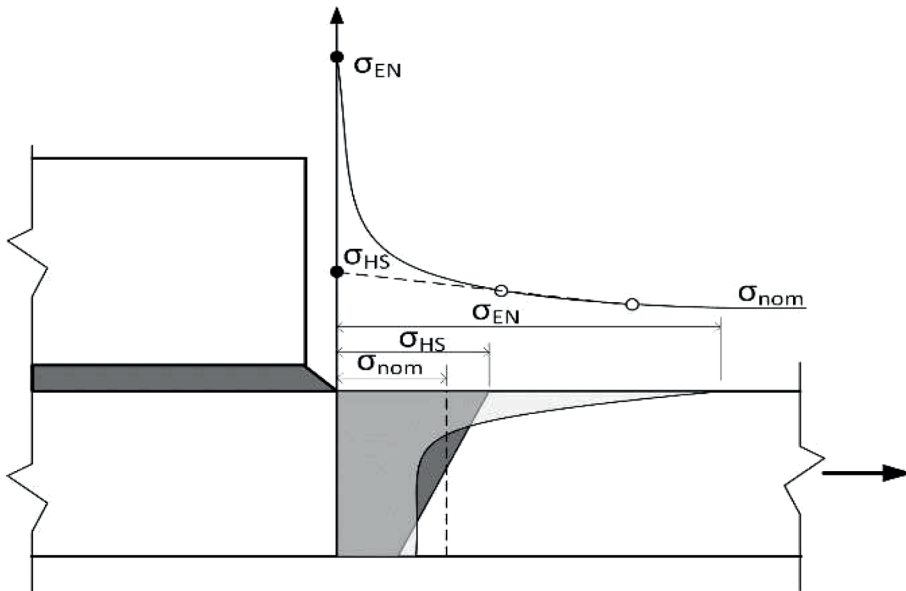
Bild 2: Dehnungsmessung am Lamellenende [6]

Trogquerschnittes zumeist  $0\text{--}6 \%$  unterschiedlich sind. Dies ist deutlich kleiner als die  $27 \%$ , welche gem. SIA 261 infolge ungleichmäßiger Beladung der Bahnfahrzeuge zu berücksichtigen sind ( $1/18$  der Spurweite).

Die bisherigen Betrachtungen beruhen auf den Nominalspannungen. Mittels Serien-Dehnungsmessung am Ende einzelner Lamellen (Bild 2, unten) wurde im Detail die Spannungszunahme im Grundwerkstoff zur Schweißnahtfront hin bestimmt. Daraus lässt sich die sogenannte Hot-Spot-Spannung im Grundwerkstoff bei der Schweißnahtfront extrapolieren (Bild 4). Auf diesem detaillierten Nachweisniveau, welches die effektive Objektgeometrie berücksichtigt, darf eine Kerbgruppe von  $86 \text{ N/mm}^2$  angesetzt werden [8]. Die Messungen ergaben ein Verhältnis von  $1,75$  von Hot-Spot-Spannungen zu Nominalspannungen. Zurückgerechnet auf die Nominalspannungen konnte damit auf eine objektspezifische Kerbgruppe von  $86/1,75 = 49 \text{ N/mm}^2$  geschlossen werden.

#### 3.2 Finite-Elemente-Analyse

Da Messungen nur an einzelnen Lamellenenden vorlagen, musste

Bild 4: Definition von Nominal- ( $\sigma_{nom}$ ) und Hot-Spot-Spannung ( $\sigma_{HS}$ ) [7]

fahrten für die Vergangenheit wurden ausgehend von der aktuellen Gleisbelegung ermittelt. Für die Zukunft wurde eine Fahrplanprognose verwendet. Die generierten Spannungsverläufe pro Zugüberfahrt und Ermüdungsdetail wurden mit dem Rainflow-Zählverfahren ausgewertet und der individuelle Schaden über die Nutzungsdauer aufsummiert. Aufgrund der unterschiedlichen Frequentierung der sieben Brücken ergeben sich Enden der theoretische Nutzungsdauer zwischen 2010 und 2050. Bezugnehmend auf das eingangs erwähnte Ziel ist eine Sanierungsmaßnahme damit für alle Brücken angezeigt.

die Kerbgruppe in einem weiteren Schritt mit einer Finite-Elemente-Analyse (FEA) verallgemeinert werden. Die numerische Bestimmung des Verhältnisses zwischen Hot-Spot- und Nominalspannung erfolgte an einem FE-Volumenmodell eines Trägerabschnittes (Bild 5) unter einer Einheitslast. Das Ergebnis lag bei 1,56, woraus eine Kerbgruppe von  $86/1,56 = 55 \text{ N/mm}^2$  resultierte. Die Modellierung bestätigte damit grundsätzlich, dass das objektspezifische Schwalbenschwanzdetail gegenüber der normativen Kerbgruppe ein besseres Verhalten hinsichtlich Ermüdung aufweist. Allerdings sind die Schweißnahtgrößen beim vorliegenden Objekt unregelmäßig, was gemäß Parameterstudie einen Einfluss in der Größenordnung der Verbesserung zum Normdetail hat. Daher wurde auf der sicheren Seite liegend für die weitere Analyse die normative Kerbgruppe  $45 \text{ N/mm}^2$  angesetzt.

### 3.3 Schadensakkumulationsberechnung

Für die Schadensakkumulationsberechnung wurde das Spannungsniveau mit den effektiven Lasten bzw. Typenzügen [10],  $1 + \varphi = 1,07$ , Lastexzentrizität  $1/18$  der Spurweite und dem Stabmodell ermittelt. Die Anzahl Über-

### 3.4 Rissprüfungen

Um festzustellen, ob bereits Schäden infolge Ermüdung vorhanden sind, wurden Rissprüfungen durchgeführt. Dies erfolgte mittels modifizierter Wirbelstrommessung und wurden stichprobenartig durch klassische magnetinduktive Rissprüfung (MT) bestätigt (Bild 6). Die festgestellten Anzeichen verlaufen generell in Längsrichtung und sind auf den Walzprozess bei der Herstellung und nicht auf die Ermüdungsdetails zurückzuführen.

### 4 Verstärkungskonzept

Um die rechnerisch ungenügenden Erfüllungsgrade bei den ermüdungskritischen Lamellenenden zu verbessern, werden diese zurückgeschliffen und das stirnseitige Schweißdetail verbessert, indem die Lamelle im Winkel  $1:4$  angefast und die bestehende unregelmäßige Schweißnaht ersetzt wird. Dies erhöht die Kerbgruppe auf mindestens  $56 \text{ N/mm}^2$  [2]. Des Weiteren kommt das neue Lamellenende in einem Querschnitt zu liegen, welcher in der Vergangenheit noch keine Ermüdungsschädigung erfahren hat, da die Spannungswechsel unter-

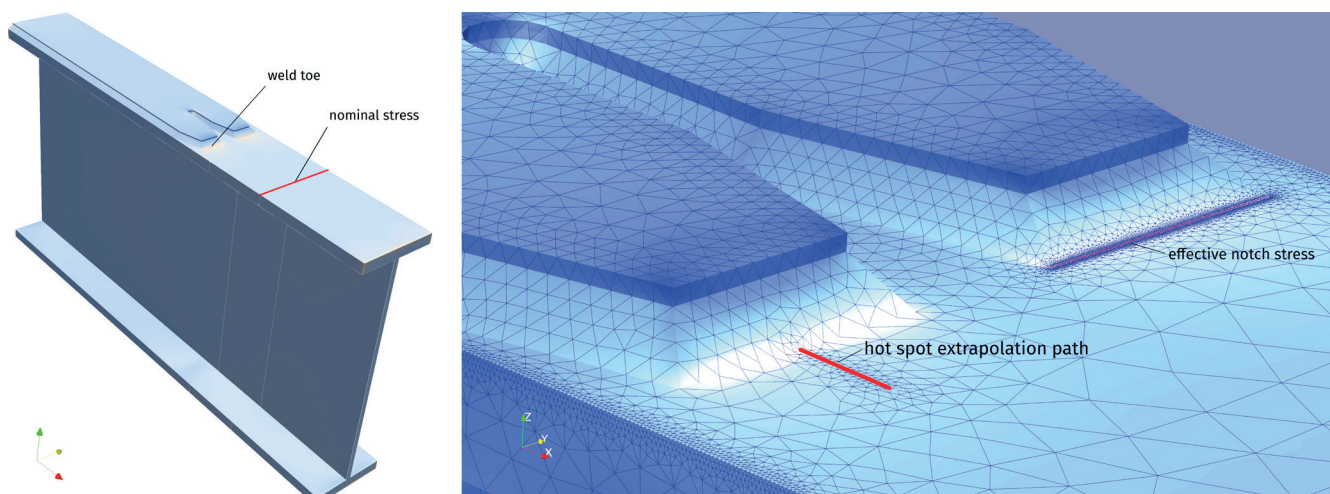


Bild 5: FE-Volumenmodell und Modellierung des Ermüdungsdetails [9]

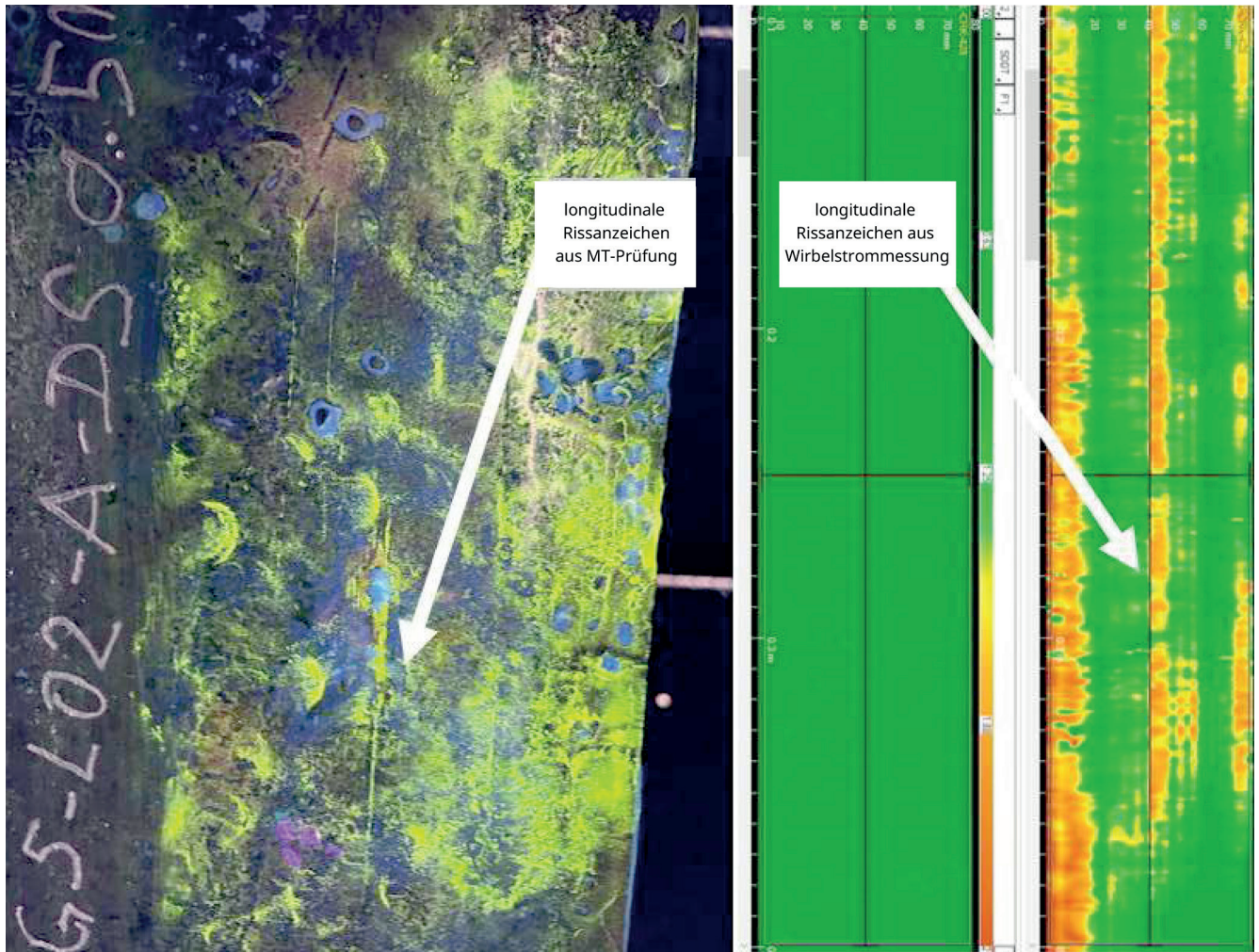


Bild 6: Mittels MT-Prüfung visuell erkennbare Rissanzeichen (links) und Wirbelstrommessung (rechts) Abbildung: Swiss Safety Center AG

halb der Dauerfestigkeit lagen. Mit dieser Maßnahme kann die Sicherheit bzgl. Ermüdung bis mindestens 2050 nachgewiesen werden.

## 5 Fazit

Im Rahmen detaillierter Untersuchungen an den Sihlbrücken im Hauptbahnhof Zürich konnten die normativ deutlich nicht erfüllten Ermüdungsnachweise mit einer Schadensakkumulationsberechnung basierend auf effektiven Lasten verbessert werden. Für das kritische Ermüdungsdetail, welches sich nicht direkt den Normdetails zuordnen lässt, wurde eine FE-Analyse durchgeführt, um die Kerbgruppe festzulegen. Damit ließ sich der Sanierungsbedarf auf ein Minimum beschränken.

Zusammengefasst sind die Investitionen für die Berechnungen und Untersuchungen im Rahmen der detaillierten Ermüdungsüberprüfung erheblich, lohnen sich aber, um den Sanierungsbedarf einzuschränken – im besten Fall zu vermeiden – und den Wert der bestehenden Infrastruktur zu erhalten.

## Literatur

- [1] Swiss Safety Center AG: Werkstoffprüfung, Bericht Nr. 17026977\_Rev.1, 25.02.2025.
- [2] SIA 263:2013: Stahlbau.
- [3] SIA 269-1:2011: Erhaltung von Tragwerken – Einwirkungen.
- [4] SIA 261:2020: Einwirkungen auf Tragwerke.
- [5] SIA 269:2011: Erhaltung von Tragwerken.
- [6] terra vermessungen ag: Einbaudokumentation, Nr. 13295.001, 16.03.2023.
- [7] prEN 1993-1-14:2021-09: Eurocode 3: Design of steel structures.
- [8] Hobbacher, A. F.: Recommendations for fatigue design of welded joints and components. Springer, IIW Collection, 2014.
- [9] structurame: Fatigue resistance of the cover-plate reinforcement, Nr. 50186\_RP\_01-B, 31.01.2025.
- [10] SBB: Richtlinie für die Beurteilung von genieteten Eisenbahnbrücken, I-AM 08/02. 29.05.2002.
- [11] Swiss Safety Center: Mobile Rissprüfung, Bericht Nr. 17024067 – Rev. 2, 12.09.2023.

# Verschub der gevouteten Cölvebrücke über aktiven Schienenverkehr

Josef Teupe | Teupe Gruppe, Stadtlohn

## 1 Einleitung

Der Ersatzneubau der Cölvebrücke, eine gevoutete Stahlbrücke in Einfeldbauweise, sollte bei laufendem Bahnverkehr über sieben, teilweise elektrifizierte Gleise verschoben werden. Die Teupe Gruppe hat einen derartigen Verschub erstmalig in Deutschland ohne Unterbrechung des Bahnverkehrs durchgeführt. Die Unternehmensgruppe ist auf Ingenieurgerüstbau, Hebeteknik, Maschinenbau und Stahlbau spezialisiert. Im Projekt waren neben dem technischen Büro der Teupe Gruppe die Teupe Infra Gerüstbau GmbH als Vertragspartner sowie die Teupe GmbH für die Stahl- und Maschinenbauleistungen involviert.

## 2 Verortung des Bauvorhabens

Bereits 1911 wurde zwischen Duisburg und Moers eine Stahlfachwerkbrücke gebaut. Hier überquerte die Straße an der Cölve die Niederrhein-Strecke der Deutschen Bahn, die auf 40 m Breite sieben Gleise aufweist. Im Jahr 2017 wurde die Cölvebrücke wegen Baumängeln zu-

nächst für den Autoverkehr gesperrt, 2021 schließlich wegen irreparabler Schäden abgerissen.

Im Jahr 2024 begann der Ersatzneubau an gleicher Stelle. Das neue Bauwerk wurde als gevoutete Stahlbrücke in Einfeldbauweise konstruiert, ist für Kfz- und Fußgängerverkehr ausgelegt und misst 45,5 m in der Länge und 13,45 m in der Breite. Zunächst wurde der 350 t schwere Brückenüberbau auf dem Vormontageplatz auf der Duisburger Seite zusammengebaut. Die vier Schüsse wurden auf acht Turmachsen mit je vier Bati-Schwerlasttürmen errichtet. Es wurden auch ein Vorbau- und ein Nachlaufschubel angefügt. Diese bestanden aus jeweils acht HEB-1000-Profilen mit 22 m Länge, die mit Spannstäben und IPE-600-Profilen ausgesteift wurden, s. Bild 1. Mit diesen kam der Überbau nun auf rund 90 m Länge und 450 t Gewicht.

Im April 2025 begann der Verschub des Überbaus in zehn Phasen. Hierfür wurden fünf der acht Achsen auf dem Vormontageplatz zurückgebaut. Die letzte Achse wurde auf vier *Self-Propelled Modular Transporters* (SPMTs) umgebaut. Diese übernahmen den schrittweisen horizontalen Verschub des Überbaus über die Gleise. Die beiden verbleibenden Achsen wurden mit Verschublager ausstattet.



Bild 1: Gesamtansicht des Überbaus zu Beginn des horizontalen Verschiebens inklusive Vorbau- und Nachlaufschubel; die Bati-Türme sind bereits mit einer Rückverankerung gegen horizontale Lasten ausgesteift

Foto: Teupe Gruppe

## 3 Herausforderungen und Lösungen für den Verschub

Der Verschub des Ersatzneubaus sollte so durchgeführt werden, dass der Bahnverkehr ohne Umleitungen und Unterbrechungen weitergeführt werden konnte. Hieraus ergaben sich einige Herausforderungen, die im Folgenden zusammen mit ihren Lösungen vorgestellt werden.

### 3.1 Verschub der gevouteten Stahlbrücke

Die bogenförmige Unterseite des Überbaus bedingte, dass sich die Auflagewinkel des Überbaus an den Verschubachsen während

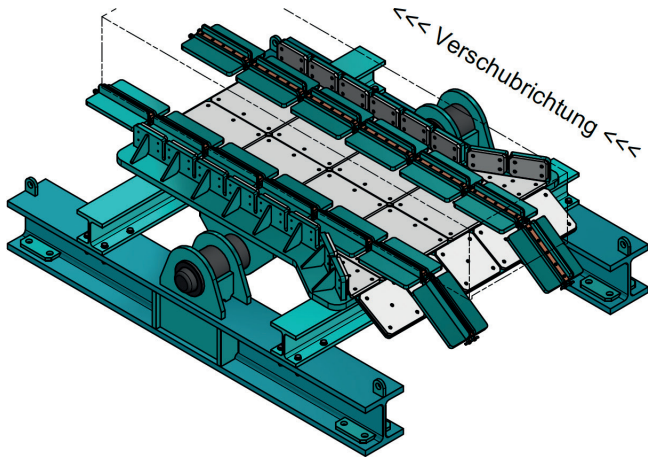


Bild 2: 3D-Zeichnung eines Wippenlagers inklusive Schlitten  
Zeichnung: Teupe Gruppe

der Verschubphasen veränderten. Ein flaches Verschublager half hier nicht weiter. Also wurden im technischen Büro der Teupe Gruppe Wippenlager entwickelt, die durch ihre schwimmende Lagerung einen flexiblen Aufwinklungs des gevouteten Überbaus ermöglichen, Bild 2. Diese wurden in der firmeneigenen Stahlbau- und Maschinenbauwerkstatt gefertigt.

Jede Wippe misst  $2,40 \times 3,0$  m und wiegt etwa 5 t. Sie bietet eine Auflagerfläche für Stahlträger von bis zu 1,80 m Breite und besitzt Tragplatten, die trotz einer Materialstärke von 5 cm so flexibel sind, dass sie die Verformungen des Überbaus aufnehmen können, s. Bild 3.

Um die Reibung zwischen dem Überbau und den Wippen zu reduzieren, wurden Platten aus Polyamid auf die Tragplatten der Wippen montiert. Hierdurch konnte in Verbindung mit Schmiermittel ein Reibbeiwert in Kombination mit Stahl von  $\mu = 0,03-0,12$  erreicht werden, der mit PTFE vergleichbar ist ( $0,03-0,05$ ). Jedoch weist Polyamid gegenüber PTFE eine etwa sieben- bis achtmal höhere Druckfestigkeit auf und ist die wirtschaftlichere Wahl.



Bild 3: Eines der Wippenlager vor der Montage

Zusätzlich wurden zwischen Überbau und Auflagerfläche Schlitten eingesetzt, die exakt an die Stegbleche des Überbaus angepasst waren. Diese verhinderten ein Einschnitten der nur etwa 2,0 cm breiten vertikalen Überbaubleche in die Wippenauflagerfläche und sorgten für eine bessere Lastverteilung. Die Schlitten wurden kontinuierlich am Ende der Wippe aus- und dann in Verschubrichtung wieder eingeklinkt. Durch eine knochenförmige Verschlingung konnte eine Verringerung des Gewichts bei gleichzeitiger maximaler Gewichtsverteilung erreicht werden.

Zwei spezielle Herausforderungen brachte das hohe Gewicht der tonnenschweren Wippen mit sich. Für die Fertigung mussten spezielle Vorrichtungen konstruiert werden, um die großen Wellen mit der Tragplatte verschweißen zu können. Für die Montage der Wippen auf den Bati-Schwerlasttürmen kamen keine Hebezeuge in Frage – der Überbau lagerte bereits auf den Bati-Türmen, außerdem war der Rangierplatz sehr beschränkt. Deshalb wurden die Wippen mit Kettenzügen an temporär unter dem Überbau montierten Fahrschienen befestigt, hochgezogen und auf den Bati-Türmen positioniert.

Insgesamt wurden zwölf Wippenlager gefertigt, von denen jeweils acht belastet waren, während die restlichen vier auf der nächsten Achse in Verschubrichtung vormontiert waren. Mit diesem rollierenden System konnte der Verschub kontinuierlich stattfinden.

### 3.2 Aufnahme horizontaler und vertikaler Lasten

Während der Montage und des Verschiebens des Überbaus musste dessen Last inklusive Vorbau- und Nachlaufschub aufgenommen werden. Hierfür standen keine Unterbauten zur Verfügung, weswegen Traggerüstkonstruktionen aus Bati-Schwerlasttürmen montiert wurden. Diese bestanden aus HEB-300-Stahlprofilen mit diagonalen Aussteifungen aus Quadratrohren, s. Bild 4. Für die Montage wurden acht Achsen mit jeweils vier Türmen benötigt, für den Verschub wurden diese auf drei Achsen zurückgebaut.

Je Stahltrog betragen die charakteristischen Horizontallasten in Verschubrichtung bis zu 200 kN. Um die Bati-Türme gegen horizontale Lasten zu sichern, wurden diese rückverankert. Die besonders hohen Bati-Türme an der Stelle der alten Widerlager wurden zusätzlich mit HEB-200-Stahlträgern stabilisiert, s. Bild 1.

### 3.3 Überquerung der Gleise

Der sichere und zügige Verschub des Überbaus über die sieben Bahngleise ohne Beeinträchtigung des Bahnverkehrs wurde durch die Kombination aus Verschub in überhöhter Lage und

Foto: Teupe Gruppe

den Einsatz von SPMTs als Antrieb realisiert.

Der Überbau überbrückt Pfeilerlos eine Distanz von 40 m. Planmäßig ergibt sich ein Durchhang des Überbaus samt Vorbau schnabel am Punkt der weitesten Auskragung von über 1,50 m. Er wurde deshalb unter Berücksichtigung des erforderlichen, vorgeschriebenen und abgestimmten Sicherheitsabstands über den elektrifizierten Bahngleisen auf +5,40 m Höhe verschoben. So konnte sichergestellt werden, dass der Überbau in keiner Verschiebephase den Sicherheitsabstand unterschritten hat.

Aus der überhöhten Lage musste der Überbau nach dem Verschieben noch in seine Endlage abgesenkt werden. Zur horizontalen Lage-sicherung wurden entsprechend dimensionierte HEB-Profile mit erforderlicher Länge als Führungsträger eingebaut. Überprüft wurde der Arbeitsfortschritt kontinuierlich durch einen Vermesser. Am 16.05.2025 wurde der Überbau dann in seiner vorläufigen Lage über den noch nicht fertiggestellten Unterbauten positioniert.

Für einen zügigen horizontalen Verschieben wurden geeignete SPMTs ausgewählt. Diese boten gleich mehrere Vorteile: Schnelligkeit, freier Verschieberaum und vertikaler Höhenausgleich. Im Gegensatz zu Litzenhebern mussten keine Elemente über die Verschiebestrecke gespannt werden, der Bereich über den Leitungen konnte also frei bleiben. Die SPMTs können um  $\pm 0,30$  m in der Höhe verstellt werden, wodurch die Bati-Türme in den Zwischenbauzuständen entlastet und der Durchhang des Überbaus von über 1,50 m ausgeglichen werden konnte.

## 4 Schluss

Die Verschiebarbeiten waren im Mai 2025 abgeschlossen. Die Brücke wurde nach nur 18 Monaten Planungs- und Bauzeit am 17.09.2025 für den Verkehr eröffnet, die Kosten des gesamten Bauprojekts blieben im Rahmen des geplanten Budgets und der Bahnverkehr konnte während der gesamten Bauphase weiter fließen.

Dank der Synergieeffekte und Verzahnung unserer Leistungsbereiche konnten Lösungen für komplexe Herausforderungen gefunden werden, wie etwa die Nutzung von temporären Unterbauten für die horizontale und vertikale Lastaufnahme, der Verschieben in überhöhter Lage sowie der Einsatz von SPMTs. Durch die Entwicklung der Wippenlager konnte der horizontale und vertikale Verschieben der gevouteten Cölvebrücke während des



Bild 4: Beispielhafte Verschiebachse unter Last mit Wippenlagern auf den Bati-Türmen

Foto: Teupe Gruppe

laufenden Bahnverkehrs erfolgreich, sicher und zügig durchgeführt werden. Diese Technologie ist durch die breite Auflagerfläche der Wippen und die optionalen Schlitten flexibel für zukünftige Projekte einsetzbar.

## Danksagung

Der Autor bedankt sich bei der IHT Bochum und der STRABAG Essen für die gute Zusammenarbeit und ihr Vertrauen in die Leistungen der Teupe Gruppe. Weiterer Dank gilt allen Beteiligten und allen beteiligten Mitarbeitenden der Teupe Gruppe für die hervorragende Teamarbeit.

# Potenziale von Suffizienzstrategien im Umgang mit denkmalgeschützten, stählernen Bahnbrücken

Dr.-Ing. Clara Jiva Schulte | BTU Cottbus-Senftenberg

## 1 Herausforderungen im Umgang mit historischen Stahlbrücken

Als Elemente der Netzinfrastruktur sind Eisenbahnbrücken für die Mobilität auf der Schiene unverzichtbar und gewährleisten die Funktionsfähigkeit des Schienennetzes. Brücken erfüllen dabei nicht nur eine funktionale Rolle, sie prägen den öffentlichen Raum oft langfristig stärker als andere Infrastrukturbauwerke. Etwa 10 % der stählernen Bahnbrücken im Netz der Deutschen Bahn wurden zwischen 1880 und 1920 errichtet und viele werden bis heute meist ohne Einschränkungen genutzt [1].

Der Umgang mit historischen, stählernen Bahnbrücken ist komplex. Die unzureichende Instandhaltung und Investitionstätigkeit, insbesondere der 2000er Jahre, führt heute dazu, dass nach Angaben der DB etwa drei Viertel der stählernen Bahnbrücken in einem Zustand sind, der umfangreiche Instandsetzungsmaßnahmen erforderlich macht [2]. Dabei sind die Planungs- und Genehmigungsprozesse von der Vorstellung dominiert, dass nur ein Ersatzneubau langfristig den Schienenverkehr sichern könne. In den letzten zwanzig Jahren wurden so rund 1.400 historische Stahlbrücken durch Neubauten ersetzt [3], [4]. Obwohl die technischen sowie finanziellen Voraussetzungen grundsätzlich gegeben sind, werden Erhaltungsoptionen häufig mit technischen und wirtschaftlichen Argumenten zurückgewiesen. Hartnäckig halten sich Narrative, die historische Brücken auf „alt = schlecht = unsicher“ reduzieren. Neubauzentrierte Regelwerke, monodisziplinäre Ausbildungsinhalte sowie festgefahrene Strukturen und Abläufe fördern diese Fixierung auf Neubauten. Das Fehlen einer frühzeitigen und offenen Abwägung in den Planungsstrukturen der DB InfraGO AG führt häufig zu konfliktreichen Aushandlungsprozessen mit Stakeholdern wie Denkmalschutz-

behörden oder der Öffentlichkeit, die ihre Positionen erst im Rahmen der Genehmigungsplanung einbringen können, jedoch kein Vetorecht besitzen [5]. Einwendungen dieser Träger öffentlicher Belange führen nur selten zu Planänderungen, da eine ergebnisoffene Variantenprüfung aufgrund früher getroffener Entscheidungen und der damit verbundenen Finanzierungsart nicht mehr möglich ist. Die späte Partizipation führt dabei nicht nur zu verhärteten Fronten zwischen den Beteiligten, sondern auch zu Planungsverzögerungen und Mehrkosten.

Dabei bieten der Erhalt und die Weiternutzung historischer, stählerner Bahnbrücken nicht nur aus Sicht der in ihnen gespeicherten „goldenen Energie“, einem Schlagwort für den immateriellen, kulturellen Wert, enormes Potenzial, sondern auch hinsichtlich des ökologischen Pendants der grauen Energie, die für die in der Bausubstanz gespeicherte Lebenszyklusenergie steht [6], [7]. Der Erhalt bestehender Brückenbauwerke kann auch wirtschaftliche Vorteile bringen, etwa durch geringere Baukosten, positive Effekte für lokale Wirtschaftszweige und die Stärkung des Unternehmensimages, das nachweislich den wirtschaftlichen Erfolg von Unternehmen beeinflusst [8]–[11].

## 2 Weiterbauen statt Ersatzneubauen

Die Weiternutzung vorhandener Bausubstanz (Suffizienz) leistet einen zentralen Beitrag zu einer nachhaltigen Bauwirtschaft. Denn Effizienz- und Konsistenzstrategien, insbesondere durch den Einsatz innovativer Technologien, klimafreundlicherer Baustoffe und die Förderung der Kreislaufwirtschaft, auf die das Bauwesen bisher zur Erreichung der Klimaziele setzte, reichen

allein und in Kombination nicht aus, um das Bauwesen ausreichend zu dekarbonisieren. Ein Bauerhalt im Sinne des Weiterbaus bietet eine dritte Alternative zu den bisherigen binären Entscheidungen zwischen Erhalt und Neubau, die bislang nur unzureichend umgesetzt wird. Durch den Austausch oder die Erhaltung problematischer Bauteile bei gleichzeitigem Erhalt unkritischer Komponenten lässt sich die Funktionalität sichern und

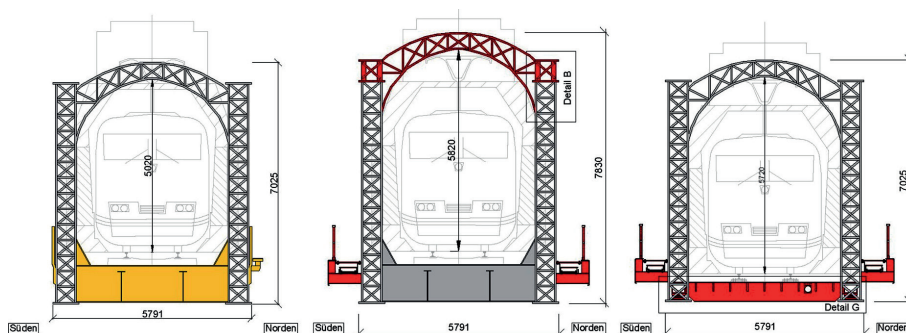


Bild 1: Vergleich von Interventionsvarianten am Beispiel der Eisenbahnbrücke Langenargen; links: Bestand, Mitte: Lichtraumvergrößerung durch Hochsetzen des oberen Querträgers, rechts: Lichtraumvergrößerung durch Austausch der Fahrbahn Zeichnung: Clara Jiva Schulte

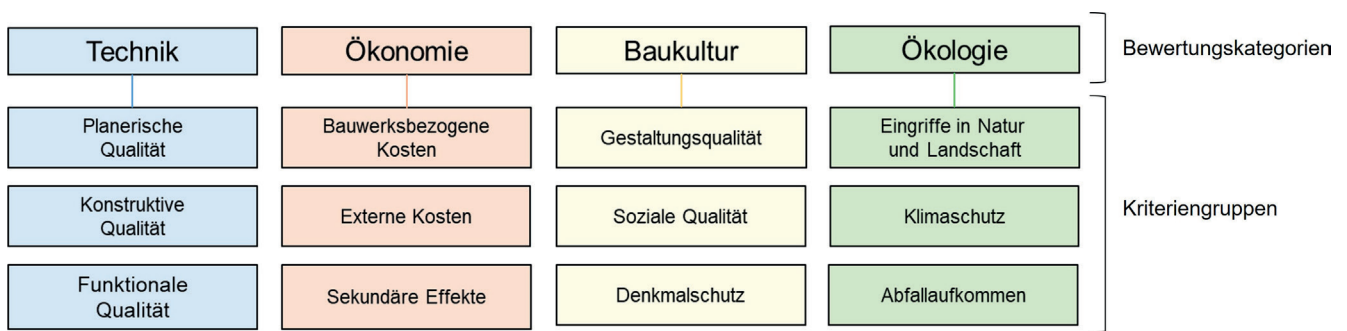


Bild 2: Bewertungskategorien und Kriteriengruppen zur ganzheitlichen Bewertung denkmalgeschützter, stählerner Bahnbrücken

Grafik: Clara Jiva Schulte

zum Teil die Leistungsfähigkeit der Brücken sogar steigern (Bild 1).

Suffizienz bedeutet nicht Verzicht, sondern gezielte Maßnahmenplanung unter Berücksichtigung von Wirtschaftlichkeit, Denkmalpflege und Ökologie. Auch Ersatzneubauten können dabei in bestimmten Schadensfällen technisch, wirtschaftlich oder betrieblich sinnvoll sein, sollten jedoch nicht die Standardlösung darstellen. [5], [12]–[14] Um das Weiterbauen als ergänzende Maßnahme im Instandhaltungsspektrum zu etablieren, sind umfassende Anpassungen in Abläufen sowie in rechtlichen und finanziellen Rahmenbedingungen erforderlich, da das Vorgehen bei historischen Bau- und Tragwerken einen deutlich anderen Ansatz als bei Neubauten verlangt. [14]–[17]

### 3 Neue Maßstäbe für die Entscheidungsfindung

Eine zukunftsfähige Strategie für den Umgang mit historischen stählernen Bahnbrücken, die den Brückenbestand sichert und zugleich die Funktionsfähigkeit und Sicherheit des Eisenbahnnetzes gewährleistet, erfordert eine gleichwertige Integration technischer, ökonomischer, ökologischer und baukultureller Kriterien in die Planungsprozesse, sodass die Anforderungen aller maßgeblichen Stakeholder frühzeitig auf einer gemeinsamen Grundlage zusammengeführt werden können. Einen Beitrag hierzu liefert ein Forschungsprojekt im Rahmen des DFG-Schwerpunktprogramms „Kulturerbe Konstruktion“. Unter dem Titel „Stählerne Bahnbrücken als Erbe der Hochmoderne – Grundlagen für eine ganzheitliche Entscheidungsfindung zwischen Instandsetzung und Erneuerung“ (Projektleitung: Prof. Dr.-Ing. Werner Lorenz) wurden am Beispiel zwischen 1880 und 1920 errichteter, denkmalgeschützter, stählerner Bahnbrücken Grundlagen für eine ganzheitliche Entscheidungsfindung erarbeitet [18].

#### 3.1 Methodik

Durch die gleichberechtigte Einbeziehung technischer, wirtschaftlicher, baukultureller und ökologischer Kriterien entstand eine umfassend parametrisierte Bewertungsmethodik. Sie ermöglicht unter Berücksichtigung entscheidungs- und wissenschaftstheoretischer Über-

legungen eine systematische Gegenüberstellung von Vorentwurfsvarianten für denkmalgeschützte, stählerne Bahnbrücken. Eine digitale Maske in Microsoft Excel mit dynamisch anpassbaren Steuerungsparametern erlaubt einen iterativen Entscheidungsprozess. Jede getroffene Entscheidung bleibt dabei nachvollziehbar und der Einfluss einzelner Anforderungen kann in Relation zu den übrigen Kriterien überprüft werden. Die Möglichkeit, projektspezifische Randbedingungen zu berücksichtigen, einzelne Kriterien direkt zu gewichten und übergeordnete Planungsziele auszuwählen, führt zu einer projektindividuellen Entscheidungsunterstützung und reduziert intuitive Entscheidungen. Die auf dieser Grundlage ausgewählte Vorzugsvariante gewinnt durch die Einbeziehung der Stakeholder an Legitimation und steigert Planungs- und Kostensicherheit.

Die der Entscheidungshilfe zu Grunde gelegten Kriterienkataloge in den vier Bewertungskategorien Technik, Ökonomie, Baukultur und Ökologie wurden auf Basis bestehender Sammlungen aus dem Hoch- und Straßenbrückenbau erstellt (u. a. [19]–[21]) und um Aspekte des Bahnbrückenbaus, Bauerhalts und Denkmalschutzes erweitert (Bild 2). Unter der Voraussetzung, dass jede untersuchte Variante über die vorgesehene Nutzungszeit trag- und ermüdungssicher ist und bleibt, umfasst die Bewertungskategorie Technik die Qualität der Planung, Konstruktion und Funktion der Varianten. Die Ökonomie berücksichtigt die Lebenszykluskosten sowie sekundäre wirtschaftliche Effekte. Die Bewertungskategorie Baukultur beinhaltet neben denkmalpflegerischen auch allgemeingültige ästhetische und soziale Aspekte. Im Rahmen der Bewertungskategorie Ökologie werden sowohl Eingriffe in Natur und Landschaft als auch Ressourcenverbrauch und Emissionen über den Lebenszyklus bewertet.

#### 3.2 Fallstudien

An insgesamt vier Fallstudien in Sachsen, Baden-Württemberg und Schleswig-Holstein erfolgte die Validierung und Weiterentwicklung der Entscheidungshilfe sowie ihrer Bewertungskriterien. Grundlage waren reale Projekte im Netz der Deutschen Bahn AG, die zum Zeitpunkt der Untersuchung abgeschlossen oder nahezu abgeschlossen waren. Drei der betrachteten Brücken wurden in der Praxis durch Ersatzneubauten ersetzt, eine durch einen teilweisen Neubau. Um jeweils drei

Varianten miteinander vergleichen zu können, wurden für jede Fallstudie zwei zusätzliche Interventionsstrategien entwickelt, die sich überwiegend am einem modularen Weiterbauansatz orientieren.

### 3.3 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Fallstudien lassen sich auf mehreren Ebenen diskutieren. Die Anwendung der Entscheidungshilfe zeigte, dass die häufig postulierte unanfechtbare Überlegenheit eines Ersatzneubaus nicht bestätigt werden kann, selbst wenn baukulturelle und ökologische Gesichtspunkte kaum gewichtet und weitgehend unberücksichtigt bleiben. Auch wenn die traditionellen Kategorien Technik und Ökonomie stark gewichtet werden, erweisen sich modular angelegte Teilerhaltungslösungen oft als gleichwertig oder sogar überlegen. Bei angemessener Berücksichtigung baukultureller und ökologischer Kriterien sind sie dem Neubau i. d. R. überlegen (Bild 3).

Die Quantifizierung umweltbezogener Wirkungsindikatoren macht das erhebliche ökologische Potenzial des Bestands deutlich. So zeigte der Vergleich des Treibhausgaspotenzials (Bild 4), dass ein Ersatzneubau etwa vier- bis fünffach höhere CO<sub>2</sub>-Emissionen verursacht als die entsprechenden Erhaltungsoptionen. Auf Objektebene verdeutlichten die Fallstudien die prozessualen Defizite in der aktuellen Planungspraxis. Ersatzneubauten wurden oft als Standardlösung betrachtet, Erhaltungsoptionen wurden spät und oberflächlich geprüft, fundierte Bestandsanalysen fehlten und die Partizipation öffentlicher Stellen erfolgte zu spät.

### 4 Fazit und Ausblick

Das Forschungsprojekt und die zugehörige Dissertation [18] verdeutlichen die Bedeutung einer ganz-

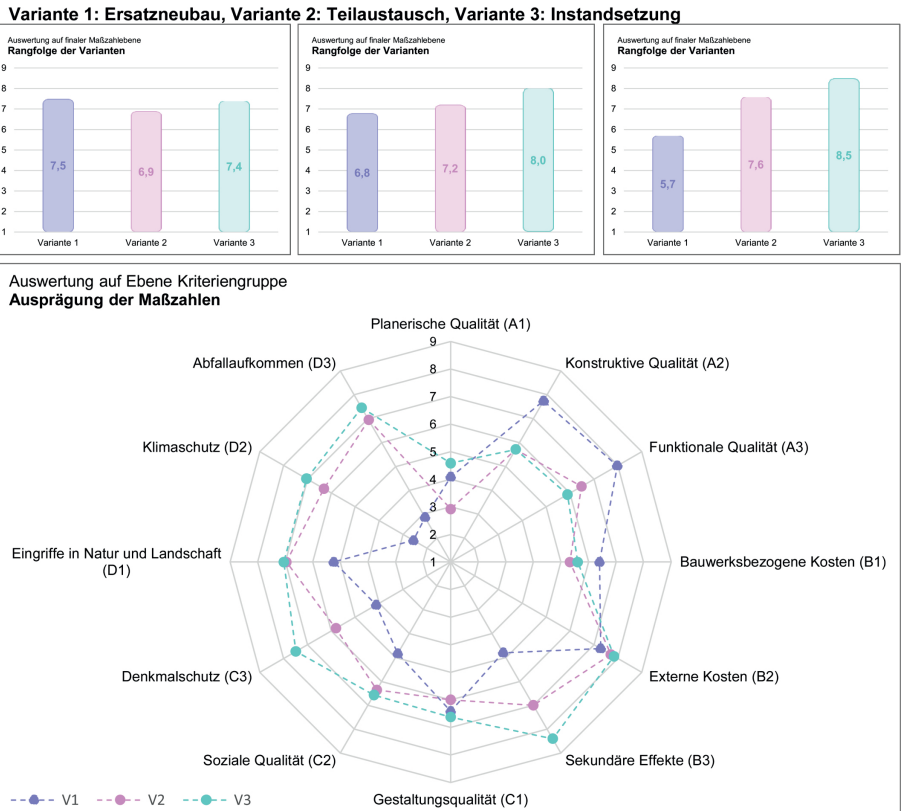


Bild 3: Auswertung der synoptischen Bewertung; oben auf Ebene der finalen Maßzahlen, unten auf Ebene der Kriteriengruppen  
Grafik: Clara Jiva Schulte

heitlichen Betrachtung im Umgang mit denkmalgeschützten, stählernen Bahnbrücken und liefern einen praxisorientierten Beitrag zur nachhaltigen Transformation des Eisenbahnbrückenbaus. Es konnte gezeigt werden, dass ein frühzeitig und partizipativ integriertes Bewertungsverfahren unter Einbeziehung technischer, ökonomischer, ökologischer und baukultureller Kriterien zielführend ist. Die Arbeit verbindet verschiedene Themenfelder zu einem neu konzipierten, disziplinübergreifenden Bewertungssystem und stellt damit ein Hilfsmittel bereit, das objektivere Bewertungen von Interventionsvarianten erlaubt. Gleichzeitig machen die Fallstudien deutlich, dass die gängige Praxis des Abrisses und Ersatzneubaus aus Sicht der Nachhaltigkeit nicht weiter haltbar ist. Trotz des Potenzials der Entscheidungshilfe zeigten Fallstudien Unschärfen in Systematik, Kriterienaufbau und Bewertungsansätzen. Für eine praxisgerechte Nutzung sollten diese Punkte in weiteren Untersuchungen an realen Projekten vertieft werden.

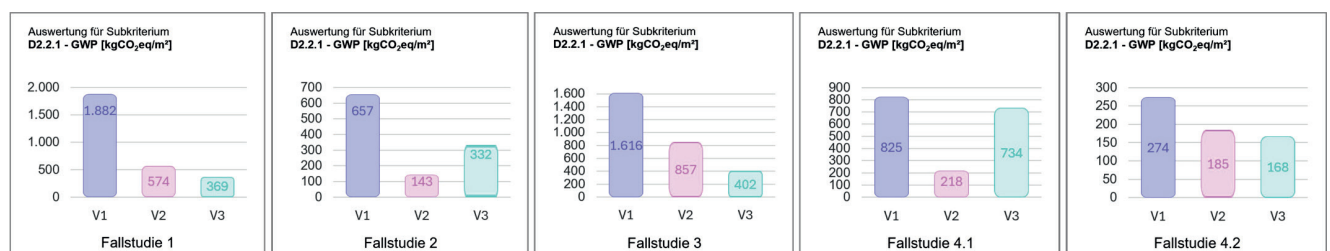


Bild 4: Gegenüberstellung des Treibhausgaspotenzials für die Fallstudien mit V1 = Variante 1, V2 = Variante 2 und V3 = Variante 3  
Grafik: Clara Jiva Schulte

## Dank

Die Arbeit wurde von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) im Rahmen des Schwerpunktprogramms SPP 2255 „Kulturerbe Konstruktion“ als Teilprojekt A2 gefördert. Ein besonderer Dank gilt den Mitarbeiter:innen der DBInfraGOAG für ihre Unterstützung im Projekt.

## Literatur

- [1] Naraniecki, H.; Marx, S.: Zustandsentwicklung und -prognose von Eisenbahnbrücken. In: Lohaus, L.; Haist, M.; Marx, S. (Hrsg.): Tagungsband zur 7. DAfStb-Jahrestagung in Hannover, 2019, S. 103–118. <https://doi.org/10.15488/5532>
- [2] DB InfraGO AG (Hrsg.): Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung. Infrastrukturzustands- und -entwicklungsbericht 2023. Zugriff am 22.12.2024. [https://www.eba.bund.de/SharedDocs/Downloads/DE/Finanzierung/IZB/IZB\\_2023.pdf?\\_\\_blob=publicationFile&v=2](https://www.eba.bund.de/SharedDocs/Downloads/DE/Finanzierung/IZB/IZB_2023.pdf?__blob=publicationFile&v=2)
- [3] Lemaitre, C.: Lasst uns einfach anfangen! Die globalen Herausforderungen werden nur mit konkretem Handeln gelöst. In: Hauke, B. (Hrsg.): Nachhaltigkeit, Ressourceneffizienz und Klimaschutz. Konstruktive Lösungen für das Planen und Bauen. Aktueller Stand der Technik, Berlin: Ernst & Sohn, 2021, S. 18–26.
- [4] Krafczyk, C.; Reinäcker, M.: Eisenbahnbrücken – Denkmale im Netz. Ein Forschungsprojekt zwischen Denkmalpflege und Ingenieurwissenschaften. In: Eisenbahndenkmalpflege. Dokumentationsband, Zürich: Schwabe Verlag, 2024, S. 173–180.
- [5] Lorenz, W.: Der Chemnitztalviadukt. Baukultur entsorgen – oder entwickeln? Vortrag gehalten auf dem 15. Bautechnik-Forum, 18.03.2016 in Chemnitz.
- [6] Bundesstiftung Baukultur; Nagel, R. (Hrsg.): Baukulturbericht 2022/23. Neue Umbaukultur, Potsdam: Bundesstiftung Baukultur, 2023.
- [7] Fürst, A.: Erhalten oder ersetzen? In: Curbach, M.; Marx, S. (Hrsg.): Tagungsband zum 32. Dresdner Brückenbausymposium, Dresden 2023, S. 41–47.
- [8] Neubauer, M.: Image und ökonomischer Erfolg der Deutschen Bahnen – eine verkehrshistorische Analyse. Diss., TU Dresden, 2013.
- [9] BAK (Hrsg.): Davos Qualitätssystem für Baukultur. Acht Kriterien für eine hohe Baukultur. Schweizer Bundesamt für Kultur, 2021.
- [10] Harzenetter, M.; Haspel, J.; Hesse, F. P.; Karg, D.: Leitbild Denkmalpflege. Zur Standortbestimmung der Denkmalpflege heute. 2. Aufl., Petersberg: Michael Imhof Verlag, 2016.
- [11] Peters, T. J.; Waterman, R. H.: Auf der Suche nach Spitzenleistungen. Was man von den bestgeführten US-Unternehmen lernen kann. 9. Aufl., Redline Wirtschaft, 2003.
- [12] Brühwiler, E.: ‚Veredeln‘ als Ingenieurkonzept in der Denkmalpflege von Brücken. In: Froschauer, E. M.; Lorenz, W.; Rellensmann, L.; Wiesener, A. (Hrsg.): Vom Wert des Weiterbauens. Konstruktive Lösun-  
gen und kulturgeschichtliche Zusammenhänge, Bd. 4, Basel: Birkhäuser, 2020, S. 109–116.
- [13] Nelles, D.; Serrer, C.: Machste Dreckig – Machste Sauber. Die Klimalösung. Friedrichshafen: Penguin Verlag, 2021.
- [14] Lorenz, W.: Von der Notwendigkeit des Weiterbauens – und warum es im Brückenbau anscheinend so schwierig ist. In: Froschauer, E. M.; Lorenz, W.; Rellensmann, L.; Wiesener, A. (Hrsg.): Vom Wert des Weiterbauens. Konstruktive Lösungen und kulturgeschichtliche Zusammenhänge, Bd. 4, Basel: Birkhäuser, 2020, S. 117–130.
- [15] Lorenz, W.; Schulte, C. J.: Vom Wert des Alten. In: DB InfraGO AG (Hrsg.): Eisenbahnbrücken. Revitalisierung, Roßdorf: Verlag edition-tz.de, 2024, S. 32–43.
- [16] Lorenz, W.: Bausystem und Tragwerk – Stahl. DenkmalPraxisModerne Online, 2009.
- [17] Bundesstiftung Baukultur; Nagel, R. (Hrsg.): Baukulturbericht 2024/25. Infrastrukturen, Potsdam: Bundesstiftung Baukultur, 2024.
- [18] Schulte, C. J.: Stählerne Bahnbrücken als Erbe der Hochmoderne. Grundlagen für eine ganzheitliche Entscheidungsfindung zwischen Instandsetzung und Erneuerung. Diss., BTU Cottbus-Senftenberg, 2025. <https://doi.org/10.26127/BTUOpen-7218>
- [19] FOGIB (Hrsg.): Ingenieurbauten – Wege zu einer ganzheitlichen Betrachtung. Abschlussbericht der DFG-Forschergruppe FOGIB an der Universität Stuttgart. Bd. III – Bewertung, Universität Stuttgart, 1997.
- [20] BMI (Hrsg.): Leitfaden Nachhaltiges Bauen – Zukunftsfähiges Planen, Bauen und Betreiben von Gebäuden. 2019.
- [21] Gerber, H.: Bewertung der Qualität von Tragwerken. Berlin: Logos Verlag, 2010.

# EcoBuild Evaluator – ganzheitliche Nachhaltigkeit im Ingenieurbau am Beispiel Rheinbrücke Schierstein

Dipl.-Ing. Sebastian Schultheis | Sweco GmbH, Frankfurt am Main

Dipl.-Ing. Martin Ludwig | Sweco GmbH, Düsseldorf

## 1 Warum nachhaltiges Bauen im Bereich der Infrastruktur wichtiger denn je ist

Infrastrukturbawerke, insbesondere Brücken, prägen unsere Verkehrsnetze, verbinden Regionen und sind zugleich mit hohem Material-, Energie- und Flächeneinsatz verbunden. Der anhaltende Klimawandel, Ressourcenknappheit sowie wachsende Anforderungen an Lebensqualität, Stadt- und Landschaftsbild und Biodiversität drücken der Bau- und Ingenieurbranche in besonderer Weise ihren Stempel auf. Nachhaltiges Bauen ist entscheidend, um Klimaziele zu erreichen und die Umwelt zu schützen. Die Infrastruktur ist ein wesentlicher Hebel, da sie ein großer CO<sub>2</sub>-Emittent ist.

Dabei enthält der Begriff Nachhaltigkeit für den Infrastrukturbereich weit mehr als nur CO<sub>2</sub>-Bilanz oder Wirtschaftlichkeit. Er umfasst auch Aspekte wie Flächenverbrauch, Eingriffe in Natur- und Schutzräume, Transport- und Montagewege, Lebensdauer von Bauwerken, Nutzwert für Mensch und Umwelt sowie soziale Akzeptanz. Die Nutzungsdauer moderner Brücken beträgt oft mehrere Jahrzehnte und damit rücken Betriebskosten, Wartung, Rückbau oder Weiterentwicklung stärker in den Fokus. Hinzu kommt, dass Neubauten oft mit einem hohen Eingriff in Bestandsinfrastruktur und Landschaft einhergehen. Die Frage nach Ertüchtigung, Bestandserhalt oder Umnutzung gewinnt zunehmend an Bedeutung und macht nachhaltiges Bauen im Bereich der Infrastruktur heute wichtiger denn je; nicht zuletzt, um ökologische, wirtschaftliche und soziale Ziele in Einklang zu bringen und langfristig tragfähige Lösungen zu schaffen.

## 2 EcoBuild Evaluator unterstützt nachhaltiges Bauen im Ingenieurbereich

Der EcoBuild Evaluator ist ein von Sweco entwickeltes Bewertungstool, mit dem Nachhaltigkeit im Ingenieurbau, vor allem bei Brücken und ähnlichen Ingenieurbauwerken, mess- und vergleichbar gemacht wird. Wesentliche Merkmale und Leistungsbausteine lassen sich wie folgt zusammenfassen:

**Zielsetzung.** Das Tool hilft Planenden, Bauherr\*innen und Entscheidungsträger\*innen bereits in frühen Projektphasen, die Auswirkungen geplanter Maßnahmen hinsichtlich ökologischer, ökonomischer und sozialer Nachhaltigkeit transparent zu erfassen, Varianten zu vergleichen und fundierte Entscheidungen zu treffen.

**Bewertungskriterien.** Der EcoBuild Evaluator betrachtet sechs zentrale Kriterien nachhaltiger Planung:

1. Klimaschutz (z. B. CO<sub>2</sub>-Bilanz, Materialwahl, Energiebedarf),
2. Umwelt (z. B. Schutz der Biodiversität, Eingriffe in Flora und Fauna),
3. Suffizienz (z. B. Flächennutzung optimieren, Bestand erhalten, Umnutzung statt Neubau),
4. zirkuläre Wertschöpfung (Ressourcenschonung, Wiederverwendung),
5. positive Räume mit Fokus Mensch (z. B. Aufenthaltsqualität, soziale Integration, Baustellenverträglichkeit),
6. Baukultur (Gestaltung, Kontextbezug, kultureller Wert).

**Funktionsweise.** Das Tool arbeitet in einer Matrixstruktur, in der Planungsvarianten anhand dieser Kriterien bewertet werden. Es erlaubt einen strukturierten Variantenvergleich: Wo liegen Stärken und Schwächen einzelner Lösungen? Welche Variante erzielt in der Gesamtsicht das beste Ergebnis? Dabei kommt der EcoBuild Evaluator schon in frühen Planungsphasen zum Einsatz, z. B. bei Machbarkeitsstudien, Standortbewertungen, Variantenanalysen – also dort, wo nachhaltige Entscheidungen besonders wirksam sind.

**Mehrwert im Ingenieurbereich.** Durch diese Methodik wird Nachhaltigkeit kein Nice-to-have, sondern integraler Bestandteil der Planung. Schadensfälle durch nachträgliche Änderungen oder kostenintensive Korrekturen können vermindert werden. Gleichzeitig wird der Blick auf die gesamte Lebensdauer des Bauwerks gelenkt und somit nicht nur auf die Bauphase, sondern auf Betrieb, Instandhaltung und Rückbau bzw. Umnutzung. So unterstützt der EcoBuild Evaluator nachhaltig orientierte Ingenieurbauprojekte.

## 3 Effektiver Einsatz in Projekten und Szenarien

Der Einsatzbereich des Tools lässt sich an verschiedenen typischen Szenarien im Ingenieurbau skizzieren:

- **Machbarkeitsstudien und Variantenvergleich:** Schon in der frühen Phase eines Infrastrukturprojektes, etwa bei der Standortwahl einer Brücke oder der Entscheidung zwischen Neubau oder Sanierung, kann

der EcoBuild Evaluator eingesetzt werden, um die nachhaltigste Lösung auszuwählen.

- **Bestand vs. Neubau:** Wenn geprüft wird, ob eine bestehende Brücke ertüchtigt oder durch einen Neubau ersetzt werden soll, kann das Tool helfen, die Optionen hinsichtlich Dauerhaftigkeit, Ressourcenverbrauch, Umwelteingriff und Betriebskosten gegeneinander abzuwägen.
- **Material- und Bauweisenwahl:** Im Ingenieurbau sind die Wahl von Baustoffen (z. B. Stahl vs. Verbundbau vs. Beton), die Montagelogistik, der Transportaufwand sowie der Rückbau bzw. Ersatz entscheidende Faktoren. Der EcoBuild Evaluator berücksichtigt solche Aspekte wie indirekte Emissionen, Baustellenlogistik oder Materialkreisläufe.
- **Umwelt- und Sozialverträglichkeit bei komplexen Lagen:** In Gebieten mit empfindlichen Natur- bzw. Schutzräumen (z. B. Flussauen, Vogelschutzgebiete) oder in dicht bebauten Stadt- bzw. Flussräumen kann das Tool Verfahrensalternativen hinsichtlich Umweltwirkung und Anwohnerverträglichkeit bewerten.
- **Innovations- und Erweiterungsszenarien:** Wenn über den reinen Neubau hinaus Zusatznutzungen integriert werden sollen (z. B. Rad-/Fußwege, Umnutzung von Bestandsbauwerken), hilft das Tool bei der Bewertung kreativer und zukunftsorientierter Lösungen. So wird nicht allein der Bau betrachtet, sondern auch der Mehrwert für Nutzer\*innen, Umwelt und Gesellschaft.

Mit Blick auf diese Anwendungsszenarien lässt sich festhalten: Der EcoBuild Evaluator ist dort besonders effektiv, wo komplexe Ingenieurbauwerke geplant werden, die langlebig sein sollen, vielfältige Nutzungs- und Umwelanforderungen erfüllen müssen und wo Variantenentscheidungen frühzeitig getroffen werden sollen.

## 4 Suffizienz und Bestandserhalt statt reinem Neubau

Ein zentrales Leistungsmerkmal des EcoBuild Evaluators ist die explizite Berücksichtigung des Kriteriums Suffizienz. Das Tool fragt aktiv danach, ob bestehende Strukturen weiterentwickelt oder umgenutzt werden können, statt automatisch einen Neubau anzustreben. Zentrale Fragestellungen sind: „Welche Nutzungspotenziale stecken im Bestand?“ oder „Lohnt sich die Ertüchtigung?“

Durch Bewertung der Flächennutzung, Materialverbrauchsreduktion und Ressourcenschonung wird ein Neubau erst dann als sinnvoll betrachtet, wenn gegenüber einer Lösung mit Bestand eine klare Verbesserung hinsichtlich der Nachhaltigkeit möglich ist. Der Fokus liegt nicht nur auf dem Neubau, sondern auf dem gesamten Lebenszyklus: Bau, Betrieb, Instandhaltung, Rückbau oder Weiterentwicklung. So kann etwa eine Variante mit Bestandserhalt über den Lebenszyklus besser abschneiden als ein Neubau mit hohem Material- und Energieaufwand. Damit trägt das Tool zur Ressourcenschonung und zur Vermeidung von überdimensionierten Neubauprojekten bei. Da Umwelt- und Biodiversitätsbelange integraler Bestandteil des EcoBuild Evaluators sind und dieser bereits in frühen Phasen eingesetzt wird, werden auch Umweltbelange früh berücksichtigt statt erst nach der eigentlichen Planung, was Umweltrisiken und -eingriffe reduziert.

## 5 Beispielprojekt Rheinbrücke Schierstein

Anhand der Rheinbrücke Schierstein (Bild 1), ein Projekt der Sweco GmbH, lässt sich illustrieren, wie der EcoBuild Evaluator in der Praxis Wirksamkeit entfalten kann.



Bild 1: Rheinbrücke Schierstein

© Frank Heinen, Sweco GmbH



Bild 2: Unter dem Kragarm angebrachter Fuß- und Radweg  
© Frank Heinen, Sweco GmbH

Die Brücke verbindet Wiesbaden und Mainz im Zuge der A 643. Mit einer Länge von rund 1.280 m ist sie die längste hessische Straßenbrücke. Die Planungs- und Bauleistung erfolgte unter intensiver Berücksichtigung von Umwelt-, Nutzungs- und Gestaltungsanforderungen. So wurde z. B. ein unter dem Kragarm angebracht Fuß- und Radweg vorgesehen, der Fußgänger\*innen und Radfahrenden eine ruhige Verbindung über den Rhein ermöglicht, und dies weitgehend getrennt vom Autoverkehr (Bild 2).

Durch die Wahl einer langlebigen Stahlkonstruktion (Bild 3) mit vorgefertigten Bauteilen und innovativen Montageverfahren wurden eine hohe Qualität und reduzierte Bauzeit erreicht – relevante Aspekte auch für das Nachhaltigkeits-tool. Struktur- und Landschaftsschutz wurden berücksichtigt. So verzichtete der Entwurf auf aufragende Seilkonstruktionen, um den Vogel- und Landschaftsraum nicht zusätzlich zu belasten.

Neben der reinen Verkehrsverbindung wurde durch den Rad- und Fußweg ein Mehrwert für Naherholung und Umwelt geschaffen. Hier zeigt sich, wie der EcoBuild Evaluator kreative und zukunftsorientierte Lösungen aktiv fördert.

Damit zeigt das Projekt exemplarisch, wie ein anspruchsvolles Ingenieurbau-

werk mit Nachhaltigkeits- und Nutzungsmehrwert umgesetzt werden und wie das Tool dabei unterstützen kann, diese Erfolgsfaktoren früh in die Planung zu integrieren.

## 6 Fazit

Nachhaltiges Bauen im Bereich Infrastruktur ist kein optionales Extra mehr, sondern eine unabdingbare Voraussetzung für zukunftsfähige Netze und Bauwerke. Mit dem EcoBuild Evaluator bietet Sweco ein Werkzeug, das Nachhaltigkeit im Ingenieurbau messbar macht: ganzheitlich, transparent und früh im Prozess. Durch die Betrachtung von Kriterien wie Suffizienz, Bestandserhalt, Zirkularität, Biodiversität und Baukultur wird das Tool zu einem Partner für nachhaltige Entscheidungsszenarien.

Das Projekt Rheinbrücke Schierstein verdeutlicht, wie solche Ansätze mit Nutzwertsteigerung, Umwelt- und Landschaftsverträglichkeit sowie langfristiger Nutzungsqualität realisiert werden können. Sweco sieht darin einen zentralen Weg, wie Infrastrukturbauwerke technisch, ökologisch, ökonomisch und sozial nachhaltig gestaltet werden können.



Bild 3: Orthotrope Platte

© Dirk Kurz, Sweco GmbH

# CFK-Spannlitzen für Betonbauteile im Brückenbau

Dipl.-Ing. Johannes Schleiss, Dr.-Ing. André Seidel, Dr.-Ing. Danny Friese, Dr.-Ing. Paul Penzel, Prof. Dr.-Ing. Chokri Cherif | Institut für Textilmaschinen und Textile Hochleistungswerkstofftechnik (ITM), TU Dresden

## 1 Einleitung

Eine funktionierende bauliche Infrastruktur für Wohnen und Mobilität ist im Kontext einer stetig wachsenden Weltbevölkerung eine zentrale Aufgabe, die mit konventionellen Bauweisen jedoch einen hohen Verbrauch an wertvollen Rohstoffen und Energie bedeuten [1]. Dies gilt insbesondere für die Stahl- und Spannbetonbauweise, die überwiegend für den Brückenbau in Deutschland eingesetzt wird [2]. Textile Bewehrungen aus hochleistungsfähigen Carbonfasern bieten eine ressourcenschonende Alternative. Die Carbonbetonbauweise wurde bereits sukzessive in die Baupraxis überführt und ermöglicht aufgrund der Korrosionsbeständigkeit und hohen mechanischen Leistungsfähigkeit sehr schlanke, materialminimierte und dauerhafte Konstruktionen [3]. Daher wird angestrebt, zukünftig auch Bauwerke mit Carbonbewehrungen vorzuspannen, um die Bauteilverformungen zu begrenzen und gleichzeitig das Lastaufnahmepotenzial von Carbonbewehrung vollständig auszuschöpfen [4], [5]. Die neuentwickelten Technologien zur Herstellung hochfester Spannlitzen aus kohlenstofffaserverstärktem Kunststoff (CFK) mit einzigartigem Verankerungspotenzial ermöglichen einen optimierten Verbund zwischen CFK-Spannlitze und dem umgebenden Beton für den Brückenbau (s. Bild 1). Insbesondere im Verankerungsbereich am Bauteilrand ermöglicht eine formschlussbasierte Einbindung des CFK-Litzenpakets die effektive Kraftübertragung selbst hoher Vorspannkräfte bei kurzen Verbundlängen.

## 2 Material und Methoden

Eingesetzte Materialien. Zum Einsatz kommen Fasermaterial, Tränkungsmedium und Litzenklebstoff.

Als Endlosfasermaterial dient ein Carbonroving Tenax®-E STS 40 (Fa. Teijin Carbon Europe GmbH, Deutschland) mit Polyurethan (PU)-basierter Schlichte und einer Feinheit von 3.215 tex (s. Tabelle 1).

Tabelle 1: Eigenschaften des Carbonrovings [6]

Fasermaterial	Tenax®-E Carbon-Roving STS 40 F13
Dichte in g/cm <sup>3</sup>	1,77
Garnzugfestigkeit in MPa	1.827
E-Modul in GPa	188
Bruchdehnung in %	1,20

Als Tränkungsmedium kommt die wässrige Polymerdispersion Tecosit CC 1000 (Fa. CHT Germany GmbH, Deutschland) zum Einsatz.

Im Gegensatz zum Tränkungsmedium für den Carbonroving ist für den Klebstoff (Tecosit 7021, CHT Germany GmbH, Deutschland) der CFK-Spannlitze eine geringere Materialsteifigkeit erforderlich. Die Funktion besteht darin, einen Zusammenhalt der CFK-Spannlitze bis zum Einbau in Beton zu gewährleisten.

Herstellung der Garne. Ein innovatives Profilierungsverfahren des ITM der TU Dresden für CFK-Bewehrungen steigert die Verbundfestigkeit zwischen Carbonfasern und Beton durch formschlüssige Oberflächenstrukturen signifikant. Mittels eines spezifischen Umformverfahrens sind konsolidierte Carbonstäbe mit einer definiert profilierten Oberflächengeometrie herstellbar. Der wesentliche Vorteil der Oberflächenprofi-



Bild 1: Exemplarische Darstellung des beabsichtigten Gesamtsystems am Beispiel eines Spannbeton-Brückenträgers

Grafik: Prof. Mike Schlaich (sbp), Frank Jesse (Hentschke Bau), Paul Penzel (ITM TUD)

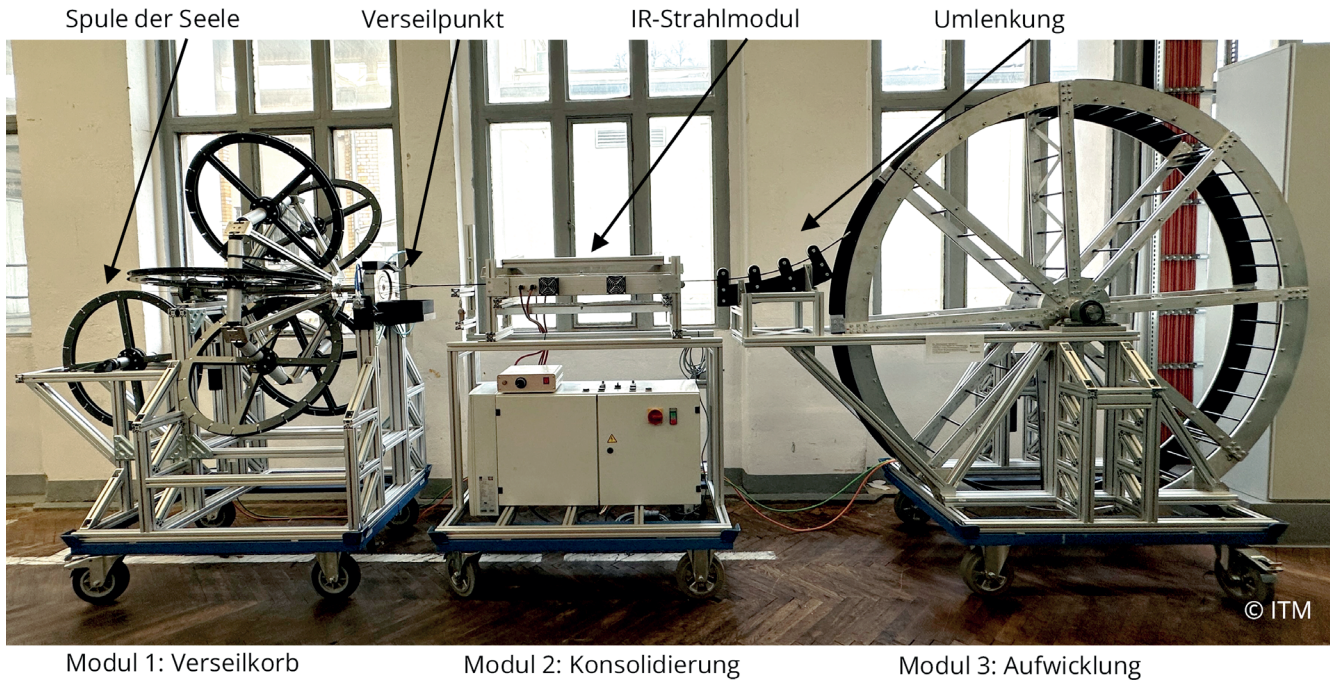


Bild 2: Labormaßstäbliche Verseilanlage auf Basis individueller Funktionsmodule

Foto: Johannes Schleiss (ITM TUD)

lierung besteht darin, dass eine deutliche Steigerung der Verbundeigenschaften im Vergleich zu glatten Carbonstäben erzielt wird, ohne deren zugmechanischen Eigenschaften signifikant zu beeinflussen [7]. Das Profilgarn weist eine patentierte, tetraederförmige Geometrie auf, sodass alle Filamente des Profilgarns idealgleichmäßig umorientiert werden, ein Garnquerschnitt

mit konstantem Flächeninhalt gewährleistet wird und ein ununterbrochener Filamentverlauf gegeben ist [8]. Das Carbonprofilgarn stellt die Basis für die CFK-Spannlitzenfertigung dar.

Herstellung der CFK-Spannlitze. Basis für die Herstellung der CFK-Spannlitze war die Entwicklung einer labor-

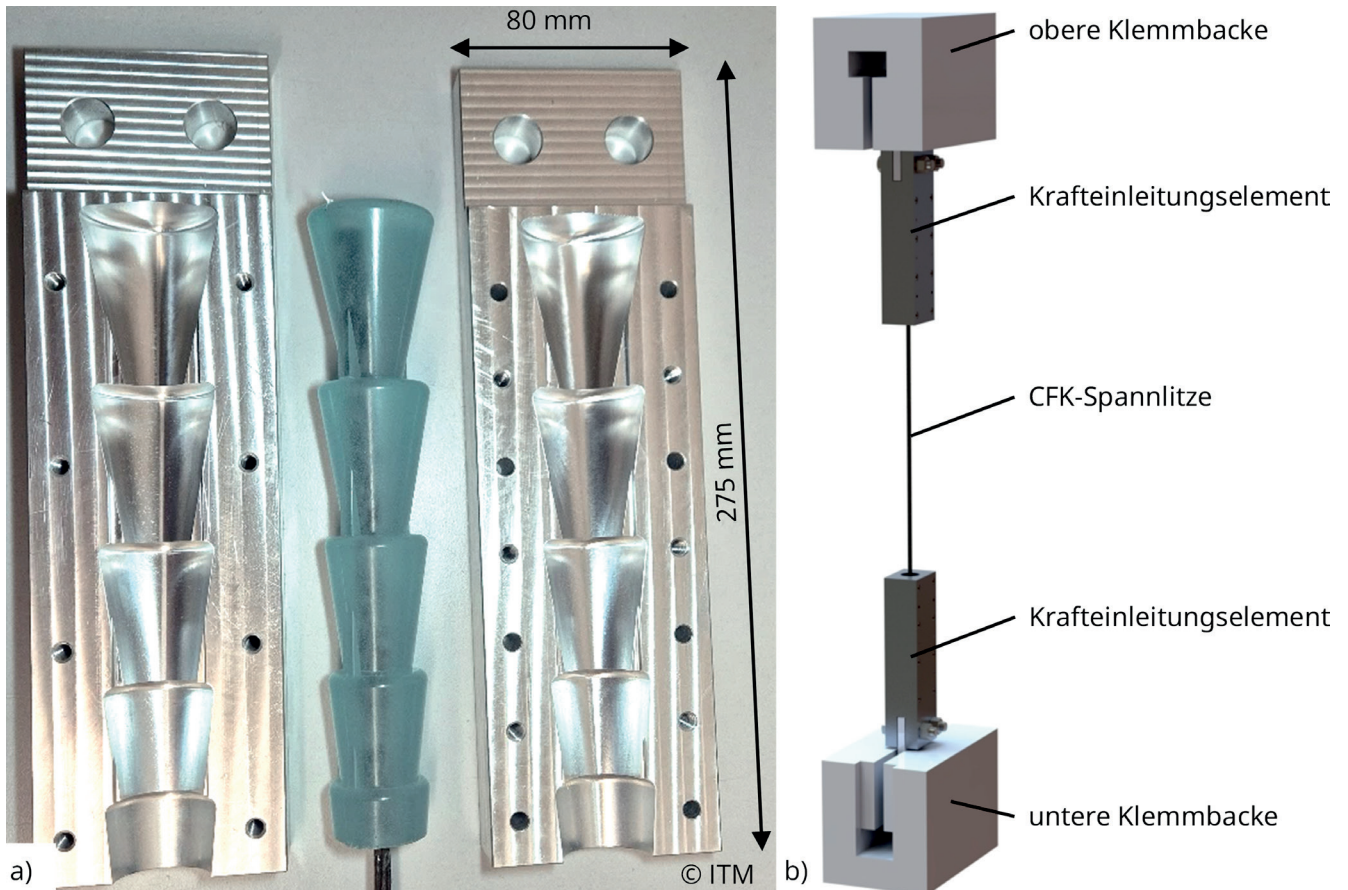


Bild 3: a) Vergussverankerung sowie entsprechende Werkzeugformen, b) Prüfaufbau in Anlehnung an DIN EN ISO 10618 [10]

Abbildung: Johannes Schleiss (ITM TUD)

maßstäblichen Verseilanlage, die in Anlehnung an eine Korbverseilmaschine aus drei wesentlichen Funktionsmodulen besteht: Verseilkorb, Konsolidierung und Aufwicklung.

Das Verseilkorbmodul besteht aus einem Korb mit sechs Spulen und einer siebten Spule für die Zuführung der Seele (Bild 2). Die Verklebung der Garne erfolgt im Bereich des Verseilpunktes mittels des Wasserfall-Prinzips. Die wässrige Polymerdispersion wird über eine Schlauchpumpe vor dem Verseilpunkt auf die Garne appliziert. Anschließend folgt eine Konsolidierungsstrecke aus Infrarotstrahlermodulen (Fa. Optron GmbH, Deutschland). Die Aufwicklung ist über ein elektrisch angetriebenes Aufwickelrad mit 1,85 m Wickeldurchmesser und mit vorgeschalteter Umlenkung zum Höhenausgleich umgesetzt. Die gefertigte CFK-Spannlitze besteht insgesamt aus sieben Garnen mit einer aus dem 3D-Scan bestimmten Querschnittsfläche von 25,85 mm<sup>2</sup>.

**Prüfmethodik.** Für die Bestimmung der mechanischen Kennwerte der CFK-Spannlitze wurde ein Verankerungssystem am ITM entwickelt. Das Lasteinleitungsprinzip basiert auf einer keilförmigen, polymeren Vergussverankerung, welches auf die hergestellte 7 × 3.200 tex CFK-Spannlitze dimensioniert wurde [9]. Die Vergussform besteht aus einer Anordnung von fünf segmentierten Konen, die in Richtung der Profildgarnmitte verjüngt sind. Neben der Verwendung als Vergussform dient selbige als Verankerungselement gemäß Bild 3.

### 3 Ergebnisse und Diskussion

In Anlehnung an DIN EN ISO 10618 [10] wurden in Summe 14 Probekörper mit Hilfe der zuvor vorgestellten Verankerung (Bild 3) auf Zugbeanspruchung getestet. Die Prüfergebnisse weisen eine mittlere, maximale Bruchkraft von 33.643 N ( $\pm 6.556$  N) auf. Die resultierende, gemittelte Zugfestigkeit liegt bei 2.658 N/mm<sup>2</sup> ( $\pm 518$  N/mm<sup>2</sup>) und der gemittelte E-Modul bei 211 GPa ( $\pm 23,6$  GPa).

Die mittlere Zugfestigkeit von 2.658 MPa ist mit der zugelassenen Zugfestigkeit der Carbonfasergitterbewehrung CARBOrefit®-Typ 3 ( $\geq 2.700$  N/mm<sup>2</sup>) aus der Zulassung Z-31.10-182 der CARBOCON GmbH vergleichbar [11]. Auf-

fällig ist die signifikante Streuung der Zugfestigkeit, festgestellt anhand der Standardabweichung von 518 MPa. Anschließend Untersuchungen sollen Aufschluss darüber geben, ob und unter welchen Parameteranpassungen eine Reduktion der Streuung erzielbar ist.

### 4 Zusammenfassung und Ausblick

Die neuentwickelte labormaßstäbliche Verseilanlage ermöglicht erstmalig die Herstellung von profilierten CFK-Spannlitzen für Carbonbetonbauteile. Die Kombination aus materialgerechtem, kompaktem Verankerungssystem und verbundoptimierter CFK-Spannlitze gestattet einen universellen Einsatz für alle Vorspannverfahren, sodass die Vorteile der hochleistungsfähigen Carbonbewehrung perspektivisch in einem weiten Anwendungsspektrum vom Brückenbau bis in den Gebäudesektor genutzt werden können. Die Projektergebnisse sollen zukünftig in einem realen Pilotprojekt demonstriert und in Gestalt einer Fußgänger- und Radfahrerbrücke im näheren Umkreis von Dresden umgesetzt werden (s. Bild 4). Die Brücke wird mit einer Spannweite von 10–12 m, einer Breite von 2,6 m und einer Bauhöhe von 80 cm geplant.

### Danksagung

Die Autoren danken für die Förderung des Projekts OptiCarboLiz (Projekt-ID: 03LB3092D) im Rahmen des Technologietransfer-Programm Leichtbau (TTP-LB) beim Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWE) sowie beim Projektträger Jülich für die Unterstützung.

Nicht zuletzt freuen wir uns über die tolle Zusammenarbeit und Unterstützung durch die Projektpartner und bedanken uns bei der Ginkgo Projektentwicklung GmbH, der Thoenes Dichtungstechnik GmbH und der TU Berlin (Entwerfen und Konstruieren – Massivbau).

### Literatur

- [1] Homepage der Bundeszentrale für politische Bildung: <https://www.bpb.de/kurz-knapp/zahlen->



Bild 4: Entwurf einer Fußgängerbrücke; a) Visualisierung, b) Doppel-T-Querschnitt

Visualisierung: Haitham Al Abdulrazzak und Hannah Katharina Schulz (beide IfB TUB)

- und-fakten/globalisierung/52699/bevoelkerungs-entwicklung/. (geprüft am 30.10.2025).
- [2] Homepage des Bundesministeriums für Verkehr: <https://www.bmv.de/SharedDocs/DE/Artikel/StB/bruecken-zahlen-daten-fakten.html>. (geprüft am 14.11.2025).
- [3] Curbach, M. (Hrsg.): Cube – neues Bauen mit Carbonbeton | New Building with Carbon Concrete. Berlin: Wasmuth & Zohlen, 2022.
- [4] Bösche, A.: Möglichkeiten zur Steigerung der Biegetragfähigkeit von Beton- und Stahlbetonbauteilen durch den Einsatz textiler Bewehrungen – Ansatz für ein Bemessungsmodell. Diss., TU Dresden, 2007. <https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:swb:14-1197896918623-70942>
- [5] Krüger, M.: Vorgespannter textilbewehrter Beton. Diss., Universität Stuttgart, 2004. <http://dx.doi.org/10.18419/opus-192>
- [6] Penzel, P.; May, M.; Hahn, L.; Scheerer, S.; Michler, H.; Butler, M.; Waldmann, M.; Curbach, M.; Cherif, C.; Mechtcherine, V.: Bond Modification of Carbon Rovings through Profiling. Materials 15 (2022) 16, 5581. <https://doi.org/10.3390/ma15165581>
- [7] Penzel, P.; May, M.; Hahn, L.; Cherif, C.; Curbach, M.; Mechtcherine, V.: Tetrahedral Profiled Carbon Rovings for Concrete Reinforcements. Diffusion and Defect Data Pt.B: Solid State Phenomena 333 (2022), S. 173–182. <https://doi.org/10.4028/p-mcb200>
- [8] Waldmann, M.; Rittner, S.; Cherif, C.: Bewehrungsstab zum Einbringen in eine Betonmatrix sowie dessen Herstellungsverfahren, ein Bewehrungssystem aus mehreren Bewehrungsstäben sowie ein Betonbauteil. Patent DE102017107948A1, 04.12.2017.
- [9] Horvatits, J.: Segmentierte Vergussverankerung für Spannglieder mit Kohlenstofffaserverbundwerkstoff. Diss., TU Wien, 2008. <https://resolver.obvsg.at/urn:nbn:at:at-ubtuw:1-26678>
- [10] DIN EN ISO 10618:2004-11: Kohlenstofffasern - Bestimmung des Zugverhaltens von harzprägnierten Garnen (ISO 10618:2004); Deutsche Fassung EN ISO 10618:2004.
- [11] Z-31.10-182: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung / Allgemeine Bauartgenehmigung: CARBOrefit® – Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit Carbonbeton. Ausgestellt für: CARBOCON GMBH, Dresden, abZ+aBG Neubescheid gültig vom 31.08.2023 bis 31.08.2028.

# WEITERBILDUNG QUALIFIKATION NETZWERK



## Ingenieur- und Verkehrsbau

Sachverständiger für Schäden im konstruktiven Ingenieurbau

Sachkundiger Planer für die Instandhaltung von Betonbauteilen

Fachplaner für Radverkehr

Fachingenieur / Fachplaner für Pflasterbau



## Erhalten und Sanieren

Fachplaner für Bauen im Bestand

Sachverständiger für Schäden an Gebäuden – Stufe I + II

Fachplaner / Sachkundiger für Bauwerksinstandsetzung nach WTA

Sachverständiger / Sachkundiger für Schimmel- und Feuchteschäden



# The new city bridge of Drammen (Norway)

*Birger Opgård, MSc Sivilingeniør | Degree of Freedom, Oslo*  
*Mario Rando Campos, MSc ETSIIM | Degree of Freedom, Valencia*  
*Architect Bartłomiej Halaczek | Knight Architects, London*  
*Architect Thor Olav Solbjør | SAAHA Architects, Oslo*

## 1 Introduction

The former city bridge in Drammen, almost 90 years old, had reached the end of its intended service life. Strengthening and refurbishing the structure would have involved major costs and ongoing, maintenance-intensive solutions.

At the same time, the railway station located on the south side of the previous bridge required expansion as part of a broader infrastructure upgrade led by Bane NOR, the state-owned company responsible for Norway's railway network. The works include raising the tracks by 0.50 m and increasing the clearance beneath the bridge to accommodate new trains, which in turn affects the road alignment.

In light of these reasons, the City of Drammen decided to replace the existing bridge with a new crossing linking the same districts. The open competition system proposed by Drammen's Municipality to select the new bridge design followed the parallel assignment approach. Several design teams worked simultaneously to present different ideas for the bridge project and the city embankments. The team chosen for the detailed design consisted of Degree of Freedom (NO) as the bridge

engineering firm, Knight Architects (UK) and SAAHA (NO) as the architectural firms, Norconsult (NO) as the geotechnical experts and general engineers, and Asplan Viak (NO) as landscape architects.

## 2 The original design proposal

The core idea for the new bridge emerged early in the competition phase. The chosen concept responds to key construction constraints, including the ground conditions, the position of the existing piers to be reused during erection, and the need for an efficient structural system. At the same time, it places strong emphasis on aesthetics and urban integration, as the bridge will be situated in the city center and cannot be designed solely as a functional, cost-driven piece of infrastructure (see Figure 1).

**Urban context and connectivity.** A new city bridge presents the Drammen with a unique opportunity to strengthen the link between both city centers Strømsø and Bragernes and to upgrade the public realm on and around the bridge. With a generous deck that is now 19.4 m wide, the bridge is dedicated to public transport, cyclists, and pedestrians, improving connections for



Figure 1: Daytime visualization of the new city bridge

Visualization: Picture

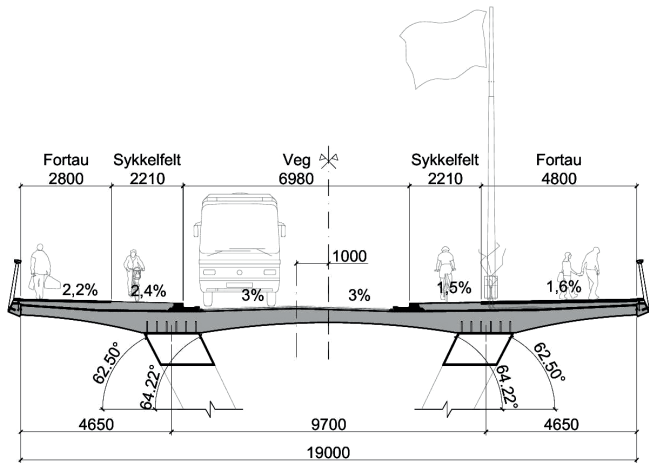


Figure 2: Deck cross section

Drawing: Degree of Freedom

non-motorized users and supporting a city-wide shift towards more sustainable travel modes (see Figure 2).

On the Bragernes side (north), the central square will be extended towards the riverfront and beneath the bridge, creating a new towpath and improving continuity and access along the waterfront. On the Strømsø side, the bridge ties into the railway station via a series of V-shaped piers, giving pedestrians direct access to the station platforms.

**Architectural design.** The bridge's distinctive profile is shaped by its slender superstructure and the expressive manner in which it spans the Drammen River. In elevation it appears as if the bridge crossed the water in three leaps, just merely touching the water surface in two points.

**Material choices,** especially for elements experienced at close range, combined with carefully designed landscap-

ing and lighting, are fundamental to delivering the level of quality expected of a central city bridge. This focus on detail is evident in the tactile timber handrails, the refined yet durable granite paving and walls, and the integrated design of the railing lighting and light poles.

### 3 Bridge design challenges

The following administrative, geometric, and site conditions have been key factors influencing the final bridge design.

**One bridge, two administrations.** Although the bridge is conceived as a single structure, it is delivered in two distinct sections under separate authorities. Bane NOR, the Norwegian railway authority, is responsible for the portion over the railway, while Drammen Kommune is responsible for the river crossing. In the long term, Drammen Kommune will take over maintenance of the entire bridge. To reduce future maintenance demands, the municipality required a continuous deck between the two abutments, with no expansion joint between the railway spans and the river spans. This creates several structural challenges, primarily associated with forming a rigid connection between two dissimilar bridge sections with significantly different span lengths.

**Longitudinal alignment.** It was needed to find a balance between an arch-like structure which naturally favors the greatest feasible rise, and mobility requirements, which demanded a lower alignment to seamlessly connect with the existing roads at both ends, guaranteeing at the same time the railway clearances and the central navigation channel of 15 m × 6 m at the central span.

**Poor ground conditions.** The detailed ground investigation revealed a greater-than-expected depth to bed-



Figure 3: Overview of the bridge over Drammen River

Photo: Niklas Hart

rock and poor-quality soft clays above it. As a result, the piles had to be driven to depths of approximately 45 m to 80 m.

## 4 Description of the structure

The new bridge starts at the station square on the south side of the river in Strømsø. From there, it extends 84 m across Drammen Railway Station before spanning the 170 m-wide Drammen River and connecting to Bragernes Square on the north bank. The first five spans, ranging from 14.5 m to 19.5 m, cross six railway tracks and four platforms at Drammen Station in Strømsø. The three river spans measure 46 m, 86 m and 42 m towards Bragernes (see Figure 3). The horizontal alignment is straight, while the vertical profile follows a curve with a maximum gradient of 6.7%.

The bridge has a 19.4 m-wide deck, compared with 15 m on the previous bridge. It includes a 7.0 m-wide two-lane carriageway, two generous pedestrian walkways (4.8 m and 2.8 m), and two cycle paths, each 2.2 m wide (see Figure 2).

At axes 1 and 9, on both riverbanks, there are inspec- tacle abutments made of reinforced concrete.

**Structural typology.** From axis 1 to axis 6, the bridge superstructure comprises a reinforced concrete deck with a vaulted soffit, with the depth varying from 300 mm to 650 mm. The deck is supported by five transverse V-shaped steel piers of varying height. These piers also provide support for the access stairways leading to the railway platforms. From axis 6 to axis 9, the bridge transitions to a composite system. The concrete slab remains of similar form but is now connected to two longitudinal steel box girders, spaced 9.7 m apart, by means of headed stud shear connectors. The box girders merge into two steel arcades inclined at 63°, which transfer loads to piers 7 and 8 in the river (see Figure 3). The steelwork is fabricated from built-up, trapezoidal cross-sections.

**Piers.** The piers at axes 7 and 8 are founded within the river and constructed in reinforced concrete with rounded, hydrodynamic shape. Both piers are 8.5 m tall, and their lower sections incorporate pyramidal plinths intended to improve the performance of the piled foundations.

The superstructure is fixed to pier 7 by a stiffened base plate and anchor bolts, making this location the bridge's longitudinal fixed point, which is reflected in the size of its piled foundation. At axes 1 to 6 and 9, the bridge is supported on pairs of pot bearings, guided on the up- stream side and free on the downstream side.

At axis 8, the steel arcades are supported vertically by two free-sliding spherical bearings. In addition, a cen- tral shear key in pier 8 restrains transverse movement and provides resistance to occasional large drifting ice loads.

**Materials.** The following are the main materials that have been used in the bridge construction:

- Reinforced concrete was used for the abutments, pile caps, piers, plinths, and deck slab. Concrete class B45 ( $f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$ ) was used in conjunction with B500NC reinforcement steel ( $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ).
- Structural steel was used for the steel box girders. The thermomechanical rolled fine-grain steel type S355ML provides excellent weldability and high toughness, including at low temperatures. The minimum design air temperature for the site is  $T_{min} = -32 \text{ °C}$ , which significantly influences the allowable maximum plate thick- ness and, consequently, the overall capacity of the sections.

## 5 Geotechnical conditions and foundations' design

Designing the foundations for the river piers was a major technical challenge due to poor ground conditions. The solution had to ensure overall stability of the superstruc- ture and provide a robust, reliable load transfer into the soil and underlying bedrock. The depth to bedrock varies from approximately 40 m to 70 m, with greater depths on the Strømsø side. The soil profile generally consists of clay and silty clay down to bedrock, with an additional thicker moraine layer above the rock closer to Strømsø.

To resist the high vertical loads and significant horizontal forces from the bridge supports, a system of steel core piles was adopted, including a number of inclined piles. The piles are drilled into bedrock and tied together by a large pile cap cast beneath each river pier. The pile caps are enclosed by a permanent, below-water sheet-pile cof- ferdam. This enables construction within the river flow and provides increased lateral resistance and stiffness for the foundation system throughout its service life.

## 6 Erection sequence

To address the interface with the bridge section over the railway (detailed by Norconsult on behalf of Bane NOR) and, in particular, the constraints associated with the poor ground conditions, the construction sequence and the restraint conditions for the steel superstructure had to be carefully assessed.

The proposed method was to erect two cantilevered half-bridges from each riverbank, keeping them struc- turally independent and unconnected at mid-span until the full self-weight of the steelwork and concrete deck had been applied. This was enabled by reusing the founda- tions of the existing bridge to support temporary river piers, which carried the major steel components until the permanent structural system was completed. Large prefabricated steel segments were transported from the fabrication yard and lifted into their final position using floating cranes (see Figure 4). The final operation is the connection between the railway bridge section and the



Figure 4: Erection of the steel fixed support on concrete pier at axis 7

Photo: Drammen Kommune

river bridge section, arranged to avoid permanent load transfer between the two parts.

## 7 Conclusions

Despite the significant technical challenges posed by the location and the initial geometric constraints, the team successfully delivered a safe and elegant structure that is set to become a landmark for Drammen's central city bridge (see Figure 5).

The bridge was officially inaugurated on 25 October 2025 and, from the outset, has been well received by the public, attracting recognition from the specialist press.

## Acknowledgements

This project has been delivered through the commitment of a multidisciplinary design team, including Knight Architects and SAAHA Architects, engineers from Degree of Freedom and Norconsult, landscape architects from Asplan Viak, and a number of specialist advisers. The work of the main contractor, PNC Norge AS, and the key subcontractors involved should also be acknowledged.

Throughout all stages, the client and end user, Drammen Kommune, has provided consistent support and constructive engagement with the design team.



Figure 5: Lateral view of the finished bridge in service

Photo: Niklas Hart