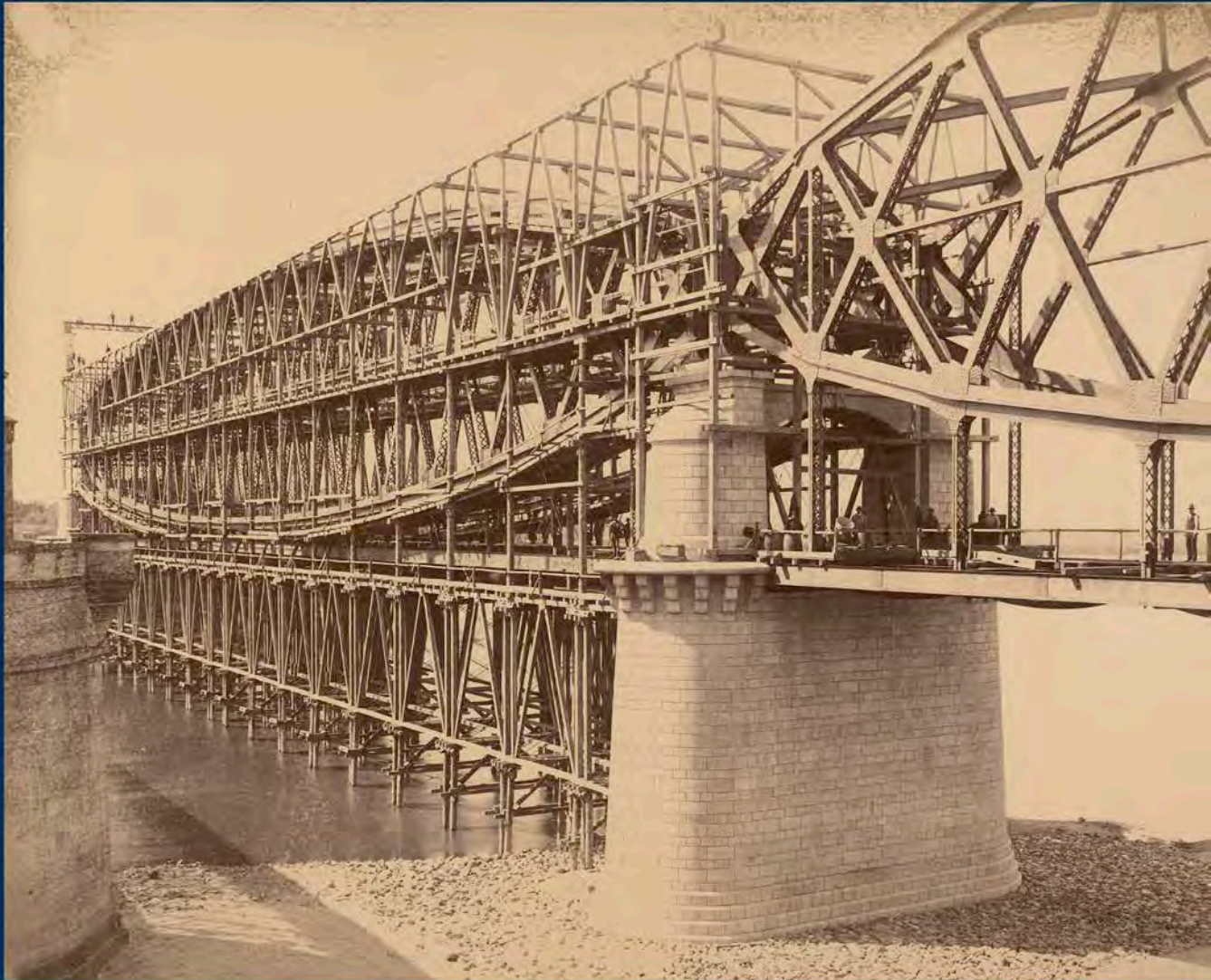




**TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DRESDEN**

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



# **27. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM**

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

**13./14. MÄRZ 2017**

© 2017 Technische Universität Dresden

Alle Rechte vorbehalten.

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

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

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

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

Redaktion: Silke Scheerer, Angela Heller

Layout: Ulrich van Stipriaan

Anzeigen: Harald Michler

Titelbild: Neue Weichselbrücke, Dirschau – Ansicht vor Fertigstellung 1891  
Foto: Ferdinand Schwarz, Architekturmuseum der TU Berlin, Inv. Nr. BZ-F 14,025

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

ISSN 1613-1169  
ISBN 978-3-86780-510-0



**TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DRESDEN**

---

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

---

# **Tagungsband**

## **27. Dresdner Brückenbausymposium**

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

13. und 14. März 2017

## Inhalt

<b>Herzlich willkommen zum 27. Dresdner Brückenbausymposium</b> .....	<b>9</b>
<i>Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland Hans Müller-Steinhagen</i>	
<b>Verleihung der Wackerbarth-Medaille</b> .....	<b>11</b>
<i>Prof. Dr.-Ing. Hubertus Milke</i>	
<b>Laudatio</b> .....	<b>12</b>
<i>Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach</i>	
<b>Zu aktuellen Entwicklungen im Stahl- und Stahlverbundbrückenbau</b>	
<b>– Fokus: Korrosionsschutz</b> .....	<b>15</b>
<i>TRDir Dr.-Ing. Gero Marzahn</i>	
<b>Brücken in Lateinamerika – Technik und Geschichte</b> .....	<b>25</b>
<i>Dr. Dirk Bühler</i>	
<b>Das alte und das neue Ottendorfer Viadukt</b> .....	<b>43</b>
<i>Prof. Dr.-Ing. Thomas Bösche, Dipl.-Ing. Elke Hering, Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing. Jens Otto Dr.-Ing. Stephan Teich</i>	
<b>Neubau einer „atmenden“ Stadtbahnbrücke in Düsseldorf</b> .....	<b>57</b>
<i>Dipl.-Ing. Sonja Rode, Dipl.-Ing. Tobias Riebesehl, Dipl.-Ing. Thomas Neysters, Dipl.-Ing. Guido Herbrand</i>	
<b>Sanierung der historischen Betonbogenbrücke in Naila</b> .....	<b>71</b>
<i>Dipl.-Ing. Ammar Al-Jamous, Dipl.-Ing. Karsten Uhlig</i>	
<b>Georg Christoph Mehrtens (1843–1917): Protagonist des Stahlbrückenbaus im wilhelminischen Deutschland</b> .....	<b>81</b>
<i>Dr.-Ing. Karl-Eugen Kurrer</i>	
<b>Lebenslanger Korrosionsschutz – Pilotprojekt Stahlverbundbrücke</b> .....	<b>103</b>
<i>Dr.-Ing. Stefan Franz</i>	
<b>Interaktion zwischen Praxis und Forschung</b>	
<b>– Systematische Nachrechnung des Brückenbestands in Mecklenburg-Vorpommern</b> .....	<b>117</b>
<i>Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Hon.-Prof. Dr.-Ing. habil. Olaf Mertzsch, Dr.-Ing. Torsten Hampel Dipl.-Ing. Nico Schmidt, Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach</i>	
<b>Chemnitztalviadukt – Neubau versus Bestandserhaltung</b> .....	<b>131</b>
<i>Univ.-Prof. Dr.-Ing. Richard Stroetmann, Dipl.-Ing. (FH) Lutz Buchmann, Dipl.-Ing. Toralf Zeißler Dipl.-Ing. Steffen Oertel</i>	
<b>Verstärkung von Stahlbrücken in den Niederlanden</b>	
<b>– Einsatz von hochfestem Beton und zielgerichtete Tragwerksverstärkung</b> .....	<b>151</b>
<i>M.Sc. Dimitri Tuinstra, Dr.-Ing. Markus Gabler</i>	
<b>Neue Queensferry-Brücke in Schottland</b>	
<b>Herausforderungen bei der Planung und Montage</b> .....	<b>161</b>
<i>Dipl.-Ing. Martin Romberg</i>	
<b>Brückenbauexkursion 2016 – Hup Holland Hup</b> .....	<b>177</b>
<i>Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Dipl.-Ing. Jakob Bochmann</i>	
<b>Chronik des Brückenbaus</b> .....	<b>187</b>
<i>Zusammengestellt von Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner</i>	
<b>Inserentenverzeichnis</b> .....	<b>208</b>

## Herzlich willkommen zum 27. Dresdner Brückenbausymposium

27 Jahre Brückenbausymposium! Diese renommierte Veranstaltung ist über die Jahre enorm gewachsen und es freut mich, dass sie aufs Neue in Dresden an der Technischen Universität stattfindet. Als Forum für richtungsweisende Ideen ist das Symposium fest etabliert – national und international. Ich danke dem Veranstalter, Herrn Prof. Manfred Curbach, und seinem Team für die Organisation des Symposiums und heiße die Teilnehmerinnen und Teilnehmer aus dem In- und Ausland in Dresden herzlich willkommen!

Es sind auch wissenschaftliche Veranstaltungen wie dieses Symposium, die die positive Aufmerksamkeit auf Dresden lenken. Brückenbauen ist und bleibt in der mehrfachen Bedeutung des Wortes mit dieser Stadt verknüpft. Sie, meine Damen und Herren, widmen sich im ganz wörtlichen Sinne dieser Disziplin. Uns allen ist aber bewusst, dass Wissenschaft auch daran gemessen wird, wie sie in die Gesellschaft hineinwirkt und sich damit der übertragenen Bedeutung des Wortes widmet. Im besten Falle gehen wissenschaftliche Qualität und klare ethische Orientierung Hand in Hand. Lassen Sie uns dies ein Kompass sein und weiterhin unangefochtene Spitzenforschung im Elbtal weltoffen und unabhängig von Herkunft oder Religionszugehörigkeit der Forschenden, Lehrenden und Lernenden betreiben.

Wie bedeutend jedem solchen Zusammenspiel dabei die Kategorie der Synergie ist, wird auch ein zentraler Aspekt dieses Symposiums sein. Und nicht nur für die Weiterentwicklung des Brückenbaus sind Synergien unverzichtbar. Diese eine Kategorie ist für die gesamte Universität relevant. Nicht ohne Grund trägt das Zukunftskonzept unserer TU Dresden den Titel „Die synergetische Universität“. Neben vielen anderen Aspekten sticht dabei besonders unser Verbund DRESDEN-concept mit insgesamt 22 starken Partnern aus Wissenschaft und Kultur heraus. Er steht in besonderer Weise für die synergetische Vernetzung und den Erfolg der Dresdner Forschung. Derzeit arbeiten wir mit Hochdruck daran, den begehrten Titel der „Exzellenzuniversität“ in der kommenden Förderphase erfolgreich zu verteidigen und den gesamten Wissenschaftsstandort Dresden

im internationalen Wettbewerb noch weiter voran zu bringen. Ich freue mich sehr, dass wir uns dabei auch auf das Institut für Massivbau stützen können.

Denn das Institut ist ein hervorragendes Beispiel für eine äußerst erfolgreiche interdisziplinäre Zusammenarbeit. Mit dem Verein C<sup>3</sup> – Carbon Concrete Composite e.V. ist hier ein Netzwerk aus mehr als 150 Partnern aus Wirtschaft, Wissenschaft und Verbänden angesiedelt, das an der Weiterentwicklung der Carbonbeton-Technologie – im vergangenen Jahr durch den Bundespräsidenten prämiert mit dem Deutschen Zukunftspreis – bis hin zur konkreten Anwendung dieses revolutionären Baumaterials arbeitet.

Es sind die Fragen nach der Gestaltung einer gemeinsamen Zukunft, nach Innovation und Veränderung, die uns vorantreiben. Immer wieder gibt es beeindruckende Neuerungen, werden bemerkenswerte historische Ingenieurleistungen mit neuen technischen Entwicklungen, Baustoffen und Verfahren verknüpft. Nutzen Sie die Zeit, um sich auszutauschen, zu diskutieren, sich zu vernetzen! In diesem Sinne wünsche ich Ihnen interessante Vorträge, rege und inspirierende Diskussionen mit Gleichgesinnten und einen angenehmen Aufenthalt hier in Dresden.

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

## Verleihung der Wackerbarth-Medaille

Mit der Wackerbarth-Medaille ehrt die Ingenieurkammer Sachsen Persönlichkeiten, die sich um den Berufsstand der Ingenieure oder um die Ingenieurkammer in besonderem Maße verdient gemacht oder sich in herausragender Weise bei der Förderung des Ingenieur Nachwuchses engagiert haben.

Die Ingenieurkammer Sachsen hat beschlossen, diese Auszeichnung

Herrn Dr.-Ing. Gerhard Wange

Ehemaliger Referatsleiter Brückenbau  
im Sächsischen Ministerium  
für Wirtschaft und Arbeit

für seine langjährigen Verdienste beim Aufbau der Infrastruktur in Sachsen nach der politischen Wende 1990 und um die Förderung des Berufsstandes der Ingenieure zu verleihen.

Namensgeber ist der 1662 geborene, August Christoph Graf von Wackerbarth, der im Dienste August des Starken von Sachsen als Generalfeldmarschall, Reichsgraf und Staatsminister 1712 aus dem Artilleriecorps heraus das erste selbständige Ingenieurcorps in Deutschland überhaupt formierte. Wackerbarth genoss am sächsischen Hof zunächst eine gründliche Ausbildung u. a. in Mathematik und Ingenieurwissenschaften und wurde Ingenieur für Festungsbau. August der Starke betraute ihn mit der Leitung des gesamten kurfürstlich-sächsischen Bauwesens und er-



nannte ihn 1702 zum Chef der Ingenieuroffiziere. Neben den militärischen Bauten wirkten die Ingenieuroffiziere auch bei zivilen Vorhaben des Wasserbaus, der Melioration, im Wege- und Brückenbau, der Geodäsie und Kartografie sowie in Bereichen der Infrastruktur und Regionalentwicklung. Die Ausbildung der Ingenieuroffiziere erfolgte zunächst in der Ingenieurakademie, später in der 1816 gegründeten Ingenieur-Bildungsanstalt mit Unterricht in Militär- und Zivildaukonstruktionen. Zivile Herausforderungen für diese wurden schließlich der Bau der ersten deutschen Ferneisenbahn Leipzig–Dresden als auch der Bau der von der Trassierung her komplizierten sächsisch-bayerischen Eisenbahn in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts. Graf Wackerbarth gilt somit als Begründer der eigenständigen Ingenieurität in Sachsen und die Ingenieurkammer Sachsen ehrt dies mit einer eigenen Auszeichnung – der Wackerbarth-Medaille.

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

### Weitere Informationen

Ingenieurkammer Sachsen Körperschaft des öffentlichen Rechts (Hrsg.):  
Ingenieurleistungen in Sachsen. Plauen: Süddruck Neumann KG, 1998, S. 10.

Andert, F. (Red.), Stadtarchiv Radebeul (Hrsg.):  
Stadtlexikon Radebeul – Historisches Handbuch für die Lößnitz. 2., leicht geänd. Aufl., 2006.

Enge, D.: August Christoph Graf von Wackerbarth: anlässlich „275 Jahre Zeithainer Lustlager“.  
In: Förderverein Heimatpflege Röderaue e.V., Zabeltitz (Hrsg.): Zabeltitzer Heimat, Heft 9,  
Großenhain: Gräser-Verlag, 2005.

von Poten, B.: Wackerbarth, August Christoph Graf von.  
In: Allgemeine Deutsche Biographie (ADB), Bd. 40, Leipzig: Duncker & Humblot, 1896, S. 449–451.

## Laudatio

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

Der Name Wackerbarth ist im heutigen Sachsen den meisten im Zusammenhang mit dem nach ihm benannten Weingut Schloss Wackerbarth bekannt. Graf Wackerbarth war zur Zeit Augusts des Starken Chef der Ingenieuroffiziere. Als Generalintendant der Militär- und Zivilgebäude – quasi als „Bauminister“ Augusts des Starken – nahm er jahrzehntelang wesentlichen Einfluss auf den barocken Ausbau Dresdens sowie vieler Städte, Festungen und Schlösser. Als Chef des ersten selbständigen Ingenieurkorps Deutschlands forcierte Graf Wackerbarth zudem die Ausbildung der Ingenieure. Der Name Wackerbarth steht also symbolisch für sächsischen Ingenieurgeist, die nach ihm benannte Medaille wird heute als höchste Auszeichnung der sächsischen Ingenieurkammer verliehen.

Als ich Dr.-Ing. Gerhard Wange, bis 2006 der oberste Brücken- und Autobahnbauer des Freistaates Sachsen, 1994 kennenlernte, war er für mich bereits quasi ein Synonym für den Brückenbau in Sachsen und der Inbegriff eines Brückenbauers. Nach der Wiedervereinigung hat er seit Beginn der 1990er Jahre das Brückenbauen hier in Sachsen neu belebt und grundlegend strukturiert. Und er tat dies mit viel Geschick, Durchsetzungskraft, mit Diplomatie und mit außerordentlichem Erfolg. Wann immer ich mit ihm zusammenarbeitete, habe ich ihn als absoluten Brückenfachmann erlebt und geschätzt.

Mein langjähriger Kollege am Institut für Massivbau, Prof. Jürgen Stritzke, erzählt gern, wie Gerhard Wange ihn im Rahmen des Dresdner Brückenbausymposiums unterstützt hat, galt es doch gerade in den 1990er Jahren, über neue bauliche Vorschriften rund um den Brückenbau zu informieren sowie Hintergründe und Bemessungsrichtlinien zu erläutern. In diesem Zusammenhang war Prof. Stritzke als Initiator und Organisator des Brückenbausymposiums sehr dankbar, wenn Gerhard Wange ihn bei der Themenauswahl und zu möglichen Referenten beraten hat. Jürgen Stritzke kennt Gerhard Wange schon weitaus länger als ich, nämlich bereits aus Zeiten, als Sie, lieber Herr Wange, im DDR-Tiefbaukombinat tätig waren und beispielsweise an Brückenfertigteilen, die in Feldmitte quer zusammengespannt waren, Messungen durchführten.

Oft und von vielen Seiten wird auch davon erzählt, dass mit Gerhard Wange als Leiter des Referates

Konstruktiver Ingenieurbau in der Abteilung Straßenbau des Sächsischen Staatsministeriums für Wirtschaft und Arbeit nach kurzer Planungs- und Bauzeit die Elstertalbrücke Pirk fertiggestellt werden konnte. Diese Brücke wurde bereits vor dem 2. Weltkrieg begonnen, blieb dann aber 50 Jahre lang unvollendet, bis sie 1993 fertiggestellt und eine optisch sehr ansprechende Brücke wurde. Im Sinne des verantwortungsbewussten Umgangs mit unseren natürlichen Ressourcen möchte ich hier am Rande hervorheben, dass bei der Fertigstellung der Brücke Pirk die Granitblöcke, die bereits seit Jahrzehnten in der Nähe lagerten, genutzt werden konnten. Von dieser Besonderheit berichtet auch Dr.-Ing. Bernd Rohde in seinem in der Fachzeitschrift Stahlbau 2006 erschienenen Beitrag über Gerhard Wange. Einiges aus diesem wunderbaren Beitrag möchte ich hier zitieren.

Gerhard Wange wurde 1941 in Dresden geboren und schloss 1966 sein Bauingenieurstudium an der Technischen Universität Dresden ab. Später war er als Bodenmechaniker und Gruppenleiter Forschung und Entwicklung im bereits erwähnten Verkehrs- und Tiefbaukombinat Dresden beruflich tätig. In den frühen 1980er Jahren untersuchte Gerhard Wange am Beispiel der Fernwärmeversorgung, wie sich durch städtebauliche und stadtechnische Einflussfaktoren der Aufwand von städtischen Versorgungsnetzen beeinflussen lässt. 1982 wurde er zu dieser Thematik promoviert. Seit Anfang der 1990er Jahre war Gerhard Wange im Sächsischen Staatsministerium für Wirtschaft und Arbeit für das Referat Konstruktiver Ingenieurbau im Straßen- und später auch im Autobahnbau verantwortlich. Bernd Rohde betont, dass mit dem Neu-, Um- und Ausbau des bis 1989 vernachlässigten Straßennetzes auch die große Herausforderung und Chance bestand, neue Verfahren und Gestaltungsmöglichkeiten in den Ingenieur- und Autobahnbau einzubringen und dass Gerhard Wanges Engagement vor allem dadurch geprägt war, möglichst schnell eine moderne Straßenverkehrsinfrastruktur im Freistaat Sachsen mit aufzubauen. Auf diese Weise hat Gerhard Wange wie kaum ein anderer die Straßenverkehrslandschaft Sachsens geprägt.

Besondere Aufmerksamkeit widmete Gerhard Wange den Großbrücken und Tunneln, die beispielsweise beim Bau der Autobahnen A72 oder A17 errichtet wurden. Doch auch der Erneuerung

bzw. Errichtung zahlreicher kleinerer Brücken galt Gerhard Wanges Augenmerk. Vergangenheit und Zukunft berühren einander in der Gegenwart. In diesem Zusammenhang ist es bemerkenswert, dass Gerhard Wange sich der Erhaltung und Instandsetzung historischer Brückenbauwerke wie beispielsweise der über 100jährigen Friedensbrücke in Plauen ebenso widmete, wie er sich für die Förderung neuer Bauweisen und Materialien im Brückenbau, wie zum Beispiel hochfester Betone, einsetzte.

In der Fachliteratur, meist in der Fachzeitschrift Stahlbau, ist Gerhard Wange vertreten. Da gibt es beispielsweise den Artikel über den Entwurf der neuen Lockwitztalbrücke der Autobahn Dresden–Prag oder auch den Artikel über die neue Elbebrücke Pirna, dies sind Artikel *von* ihm. Es gibt auch Fachbeiträge *durch* ihn, so wird in Karl-Eugen Kurrers Beitrag zum Deutschen Stahlbautag 2006 auf Arbeiten von Gerhard Wange zurückgegriffen. Außerdem gibt es Fachbeiträge *für* ihn, ein Fachbeitrag über die erste Schrägseilbrücke in Sachsen – die Elbebrücke Niederwartha – und auch ein Fachbeitrag zur Seidewitztalbrücke auf der A17 sind Gerhard Wange gewidmet. Und es gibt Fachbeiträge *über* ihn. Bernd Rohdes Artikel über Gerhard Wange in der Fachzeitschrift Stahlbau erwähnte ich ja bereits, doch Gerhards Wanges Name taucht auch in einem anderen Fachblatt auf, nämlich „Der neue Sächsische Bergsteiger“.

Gerhard Wange ist Mitglied des Sächsischen Bergsteigerbundes und leidenschaftlicher Wanderer. Ob hoch hinaus oder tief ergründend – durch das Wandern verbinden sich sein Interesse für Brücken und Tunnel mit dem Sinn für deren möglichst harmonische Einbettung in natürliche Landschaften. Fachkollegen und Autoren betonen, dass Gerhard Wange sich nicht nur für funktionale, dauerhafte und wirtschaftliche, sondern eben auch für gestalterisch gelungene Brücken- und Ingenieurbauten einsetzte.

Im Ingenieur steckt Genie beziehungsweise das lateinische ‘ingenium’ für besondere schöpferische Fähigkeiten. Und für das Einbringen seiner besonderen schöpferischen Fähigkeiten in den

sächsischen Brückenbau zeichnet die Ingenieurkammer Sachsen Gerhard Wange mit der Wackerbarth-Medaille, der höchsten Auszeichnung der sächsischen Ingenieurkammer, aus.

Lieber Gerhard Wange, meinen herzlichen Glückwunsch hierzu!

## Quellen

- [1] Der neue sächsische Bergsteiger. Mitteilungsblatt des SBB 17 (2006) 1, S. 12
- [2] Der neue sächsische Bergsteiger. Mitteilungsblatt des SBB 27 (2016) 1, S. 11
- [3] Eilzer, W.; Reintjes, K.-H.; Pötzsch, D.; Schreiber, O.: Entwurf und Ausführung der Seidewitztalbrücke im Zuge der BAB A 17. Stahlbau 75 (2006) 2, S. 117–127
- [4] Eilzer, W.; Richter, F.; Wille, T.; Heymel, U.; Anistoroaei, C.: Die Elbebrücke Niederwartha – die erste Schrägseilbrücke in Sachsen. Stahlbau 75 (2006) 2, S. 93–104
- [5] Eilzer, W.; Wange, G.; Kobsch, S.; Jung, R.: Die neue Elbebrücke Pirna. Stahlbau 68 (1999) 7, S. 552–562
- [6] Homepage der Ingenieurkammer Sachsen: [www.ing-sn.de](http://www.ing-sn.de) (geprüft am 20.1.2017)
- [7] Kurrer, K.-E.: Deutscher Stahlbautag 2006 in Dresden. Stahlbau 75 (2006) 12, S. 1030–1036
- [8] Rohde, B.: Gerhard Wange im Ruhestand. Stahlbau 75 (2006) 2, S. 176
- [9] Stritzke, J.: Telefonat am 21.11.2016
- [10] Wange, G.: Der Entwurf der neuen Lockwitztalbrücke im Zuge der Bundesautobahn Dresden–Prag. Stahlbau 69 (2000) 11, S. 859–870
- [11] Wange, G.: Probleme der Aufwandsbeeinflussung von stadttechnischen Versorgungsnetzen durch städtebauliche und stadttechnische Einflussfaktoren: dargestellt auf der Basis von repräsentativen städtebaulichen Punktmodellen für das Beispiel der Fernwärmeversorgung. Diss., TU Dresden, 1982
- [12] Wikipediaeintrag über Graf Wackerbarth: [https://de.wikipedia.org/wiki/August\\_Christoph\\_von\\_Wackerbarth](https://de.wikipedia.org/wiki/August_Christoph_von_Wackerbarth) (geprüft am 20.1.2017)



# Zu aktuellen Entwicklungen im Stahl- und Stahlverbundbrückenbau – Fokus: Korrosionsschutz

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

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Referat StB17, Bonn

Im Rahmen der Brückenmodernisierung werden viele Brücken aus technischen oder wirtschaftlichen Erwägungen heraus durch einen Ersatzneubau ersetzt werden müssen. Damit verbunden sind Chancen der technischen Weiterentwicklung und Innovation im Brückenbau. Für die Stahl- und Verbundbrücken eröffnen sich vielfältige und neue Einsatzmöglichkeiten.

Neben der Entwicklung von neuen oder modifizierten Bauweisen, effizienten Querschnitten etc. wird es auch einen Entwicklungsschub in den Bauverfahren geben. Einige Entwicklungen zeichnen sich bereits ab, wozu auch der Korrosionsschutz von Stahlbauteilen im Stahl- und Verbundbrückenbau gehört. Hierzu soll im Weiteren berichtet werden.

## 1 Einleitung

Das in die Jahre gekommene Netz der Bundesfernstraßen, vorrangig im westlichen Teil Deutschlands, muss quasi „unter dem rollenden Rad“ modernisiert werden. Die meisten Brücken, einst für wesentlich kleinere, leichtere und deutlich weniger Fahrzeuge geplant und gebaut, müssen wegen gestiegener Anforderungen verstärkt oder erneuert werden. Um die notwendigen Ertüchtigungsmaßnahmen im Bundesfernstraßennetz beschleunigt abzuarbeiten, wurde ein Programm zur Brückenmodernisierung aufgelegt [1]. Dabei gilt, dass jede zu modernisierende oder zu ersetzende Brücke, die Baurecht erhält, auch finanziert wird.

Die Haushaltsmittel für Erhaltungsmaßnahmen steigen im Rahmen des Investitionshochlaufs in den kommenden Jahren konsequent an und werden sich von 2,2 Mrd. EUR in 2011 auf 4,2 Mrd. EUR in 2020 in etwa verdoppeln. Allein für die Brückenmodernisierung großer und kleiner Brücken sind die in Tabelle 1 aufgeführten Haushaltsansätze vorgesehen.

Die jährliche Zuweisung der Mittel an die Länder erfolgt bedarfsgerecht entsprechend der im Straßenbauplan veranschlagten Brückenertüchtigungsmaßnahmen. Die Erkenntnis, dass die Erhaltung des bestehenden Bundesfernstraßennetzes und insbesondere seiner Bauwerke eine prioritäre und kontinuierlich zu leistende Aufgaben darstellt, die weit über die aktuelle Legislaturperiode hinausgeht, ist vorhanden. Sie wird über viele Jahre von Bund, Ländern und der Wirtschaft große Anstrengungen abverlangen.

Mit den Anstrengungen sind aber auch große Chancen verbunden. Obwohl mit dem Bauen „unter dem rollenden Rad“ unweigerlich Verkehrsbehinderungen verbunden sind, lassen sich diese jedoch durch intelligente Verkehrsführungen sowie schnelle und wirtschaftliche Bauweisen eingrenzen. Schnelle Bauverfahren sowie wenige und zeitlich begrenzte Eingriffe in den Verkehr durch entsprechend kurze Bauzeiten werden neben der Wirtschaftlichkeit der gewählten Konstruktion daher eine bedeutendere Rolle spielen. Hieraus erwachsen vielfältige Möglichkeiten technischer Entwicklungen und Innovationen im Brückenbau, die in den nächsten Jahren zu erwarten sind und denen sich sowohl Brückenplaner als auch Bauherren öffnen sollten.

## 2 Korrosionsschutz von Stahl- und Verbundbrücken – Weiterentwicklung der normativen Anforderungen

Vielfältige Fragen in der weiteren Entwicklung des Stahl- und Stahlverbundbrückenbaus betreffen den Korrosionsschutz, vorrangig an den Trägeraußenseiten, aber auch an den Innenseiten, sofern es sich um begehbare Hohlkästen handelt. Hierbei ist im Wesentlichen zwischen organischen Beschichtungen und metallischen Überzügen

Tabelle 1 Haushaltsansätze für das Programm Brückenmodernisierung

Haushaltsjahr	2016	2017	2018	2019	2020
Haushaltsmittel (Mio. €)	450	620	740	760	780

zu unterscheiden. Korrosionsschutz durch Luftentfeuchtung von Hohlkästen spielt bisher keine maßgebliche Rolle.

Während organische Beschichtungen seit Jahrzehnten einen bewährten Korrosionsschutz im Stahl- und Verbundbrückenbau bieten, sind metallische Überzüge für Haupttragelemente, z. B. Feuerverzinken, kaum angewandte Verfahren. Aber auch hier schreitet die technische Entwicklung voran und verweist auf erste Pilotprojekte, z. B. auf ein Überführungsbauwerk über die A 44 bei Waldkappel/Kassel, einem Stahlverbundtragwerk (Bild 1), bei dem die Stahlträger feuerverzinkt ausgeführt wurden [2].

Der mit einer Feuerverzinkung einhergehende abmindernde Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit der (geschweißten) Stahlkonstruktion sowie verfahrensbedingte Besonderheiten durch die thermische Beanspruchung während des Verzinkens wurden wissenschaftlich untersucht und entsprechende Empfehlungen zur Berücksichtigung gegeben [3].

Die Schichtdicke der Verzinkung ist mit ca. 200 Mikrometer angegeben und ist so angelegt, dass diese – sofern Salzsprühnebel kaum auftreten

oder vernachlässigt werden können – über den gesamten Nutzungszeitraum der Brücke wirksam ist und keiner Erneuerung bedarf. Damit sind nicht nur wirtschaftliche Vorteile verbunden, sondern es entfallen zukünftige Instandsetzungsmaßnahmen am Korrosionsschutz, so dass weniger Baustellen und damit weniger Verkehrseingriffe erforderlich werden. Allerdings sind die zu verzinkenden Bauteilabmessungen aufgrund der Größe der Verzinkungsbäder limitiert, womit bei größeren Trägerabmessungen entweder Schraubverbindungen oder ggf. auch Schweißverbindungen (hier allerdings ggf. farbliche Beeinträchtigung durch nachträgliche Spritzverzinkung oder Zinkstaubfarbe im Stoßbereich) auf der Baustelle notwendig werden.

Eine andere, wenn auch im Brückenbau bisher noch nicht angewandte Verzinkungsmethode wäre eine thermische Spritzverzinkung. Zum Ausgleich einer evtl. geringeren Schutzwirkung gegenüber einer Feuerverzinkung unter Wahrung der Anforderung eines lebenslangen Schutzes wäre darüber hinaus eine einfache, ggf. auch farblich gehaltene organische Beschichtung erforderlich. Sofern die Wirtschaftlichkeit dieses Duplex-Systems gegeben ist, wären breite Einsatzgebiete zu erwarten, weil Bauteilabmessun-



Bild 1 Feuerverzinkung im Brückenbau – Pilotprojekt Überführungsbauwerk „Am Weinberg“ über die A 44 bei Waldkappel/Kassel

Foto: Gero Marzahn

gen keine Begrenzung mehr für die Verzinkung darstellen würden.

Korrosionsschutz von Stahlhohlkästen durch aktive Luftentfeuchtung hat in Deutschland, nicht zuletzt wegen der Unterhaltungskosten, bisher keine große Anwendung erfahren. Hier dürften sich die Randbedingungen in den nächsten Jahren nicht wesentlich ändern.

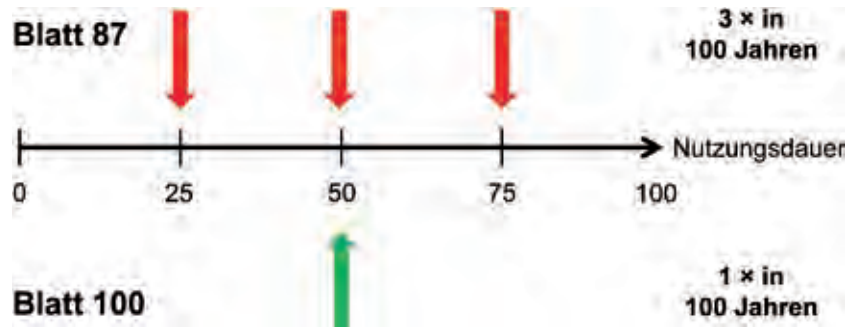


Bild 2 Verlängerung der Schutzdauer von Korrosionsschutzsystemen gemäß Blatt 100 TL/TP-KOR-Stahlbauten [4] Grafik: Gero Marzahn

Nach wie vor sind organische Beschichtungen nach Blatt 87 der Technischen Lieferbedingungen und Technische Prüfvorschriften für Beschichtungsstoffe für den Korrosionsschutz von Stahlbauten (TL/TP-KOR-Stahlbauten) [4], mit denen seit über 40 Jahren (seit 1976) sehr gute Erfahrungen vorliegen, die meist angewandten Korrosionsschutzsysteme im Stahl- und Verbundbrückenbau. Die TL/TP-KOR-Stahlbauten befindet sich gerade in der Überarbeitung und soll demnächst in die TL/TP-ING aufgenommen werden. Kennzeichnend für Blatt 87 ist, dass es deskriptiv vorgeht und Aufbau, Schichtdicken und Rezepturen der Stoffe und Stoffsysteme beschreibt. So werden in Richtrezepturen die Bindemittel, Lösemittel, hinzugemischte Pigmente oder Füllstoffe sowie ggf. Additive genannt bzw. festgelegt. Für frei bewitterte Außenflächen wird ein 4-schichtiger Aufbau gefordert:

- Grundbeschichtung Epoxidharz-Zinkstaub (GB EP-Zinkstaub) 70 µm,
- 1. Zwischenbeschichtung Epoxidharz (ZB EP) 80 µm,
- 2. Zwischenbeschichtung Epoxidharz (ZB EP) 80 µm,
- Deckbeschichtung Polyurethan (DB PUR) 80 µm,

womit eine Gesamtschichtdicke von etwa 310 Mikrometern erreicht wird. Mit diesen Vorgaben ergibt sich eine relativ lange Schutzdauer von mindestens 25 Jahren, erfahrungsgemäß werden je nach Exposition des Bauwerks auch bis zu 40 Jahre erreicht. Zur Erhöhung der Korrosionsschutzwirkung sollte im Allgemeinen auf eisenglimmerhaltige Stoffe (DB-Farben) zurückgegriffen werden. Wegen der begrenzten Farbstabilität der Deckbeschichtung sind vorwiegend geprüfte Systeme nach TL/TP-KOR-Stahlbauten [4] zu verwenden, anderenfalls sind spektralphotometrische Untersuchungen oder ggf.

Auslagerungsversuche von Musterstücken zur Bestimmung der Farbstabilität erforderlich.

In den vergangenen Jahren wurden bei einzelnen Bauwerken Schäden an der PUR-Deckbeschichtung in Form von Ablösungen infolge verminderter Haftung zur letzten EP-Zwischenbeschichtung festgestellt, [5] bis [15]. Hierbei betraf es Bauwerke, bei denen die Deckbeschichtung auf der Baustelle appliziert wurde und die zwischenbeschichteten Bauteile bereits mehrere Wochen der freien Bewitterung ausgesetzt waren. Die Ursachen der Ablösung sind nicht völlig bekannt bzw. werden sehr kontrovers diskutiert (mehrere Einflüsse könnten ursächlich sein). Auch treten diese Erscheinungen nicht flächendeckend und systematisch auf, wie eine vom Bund durchgeführte Befragung bei den Straßenbauverwaltungen der Länder zeigte.

Nicht nur wegen der offenen Fragen zur Enthftung der Deckschicht und Schritten zur Abhilfe, sondern auch, um die technische Entwicklung der Beschichtungsstoffe aufzugreifen, wurden im vergangenen Jahr die Arbeiten zur Neuformulierung der Korrosionsschutzanforderungen im Blatt 100 einer beabsichtigten Aktualisierung der TL/TP-KOR-Stahlbau [4] intensiviert. Verbunden damit ist eine grundlegende Umstellung der Beschreibung der Anforderungen an die Korrosionsschutzbeschichtungen. Statt Richtrezepturen vorzugeben, werden Leistungsdaten der Beschichtungsstoffe und -systeme formuliert. Damit folgt man den üblichen europäischen leistungsorientierten Systembeschreibungen. An den bewährten Bindemitteln (EP- und PUR-Harze) wird weiterhin festgehalten. Angestrebt wird, die Schutzdauer der Korrosionsschutzbeschichtung wesentlich anzuheben und mindestens 50 Jahre Schutzdauer zu erreichen (Bild 2).

Mit den eingesetzten Stoffen kann die Schichtdicke derart eingestellt werden, dass die Schutzwirkung bereits mit drei Schichten erreicht wird. Die

Gesamtschichtdicke beträgt etwa 400 Mikrometer. Somit entfällt ein Arbeitsgang, womit die Wirtschaftlichkeit gegenüber den Systemen nach Blatt 87 verbessert wird.

Durch eine Reduktion von Lösemitteln (VOC-Reduktion, VOC = flüchtige organische Verbindungen) wird ein verbesserter Umweltschutz und die REACH-Konformität erreicht. Die europäische REACH-Verordnung (EU 1907/2006) [16] steht für *Registration, Evaluation, Authorisation and Restriction of Chemicals*, also für die Registrierung, Bewertung, Zulassung und Beschränkung von Chemikalien, welche das bisherige Chemikalienrecht grundlegend europäisch harmonisiert.

Durch die Verwendung farbstabilerer Materialien soll eine höhere Farbstabilität des Beschichtungssystems erreicht werden. Ebenfalls besteht durch die neuen Stoffformulierungen die begründete Hoffnung, die EP/PUR-Zwischenhaftungs-Thematik zu beseitigen.

Gegenwärtig wird diskutiert, ggf. mechanische, thermische und chemische Zusatzprüfungen einzuführen (Splitt, Chemikalien, Temperaturen beim Einbau von Straßenbelag, SLV), um breitere und mehr Anwendungsfälle abdecken zu können.

Der Entwicklungshorizont für das Blatt 100 ist anspruchsvoll. Gegenwärtig werden die notwendigen Prüfungen und Prüfanforderungen festgelegt. Bis 2018 sollen entsprechende Produkte entwickelt und getestet werden. Die Erprobung der Praxistauglichkeit soll danach innerhalb eines 5-jährigen Pilotzyklus mit ausgewählten Bauwerken erfolgen, bevor ab 2023 das Blatt 100 als Standardsystem im Regelwerk verankert wird und die bisher geltenden Blätter 87, 89, 94, 95 und 97 [4] schrittweise zurückgezogen werden können.

### 3 Innerer Korrosionsschutz von Stahlhohlkästen

Ver mehrt werden Bauwerksentwürfe von Stahlverbundbrücken erarbeitet, die dicht geschweißt und daher nicht begehbar sind, weshalb auf einen inneren Korrosionsschutz verzichtet werden kann. Entfällt der innere Korrosionsschutz und auch eine Ausstattung für Bauwerksprüfungen im Inneren der Hohlkästen, lassen sich wirtschaftliche Vorteile heben. Der notwendige Korrosionsschutz des Kasteninneren wird in diesen Fällen durch eine Dichtschweißung (Unterbindung von Sauerstoff- und/oder Feuchtigkeitstritt) erreicht. Die Kehrseite dieser Querschnittsausbildung ist, dass dann auch keine handnahe Bauwerksprüfung nach DIN 1076 [17] mehr ohne weiteres möglich ist.

Erfahrungen im Umgang mit älteren Bauwerken belegen jedoch, dass es gerade von Vorteil ist, Hohlkästen von Stahl- und Verbundbrücken auch von innen handnah zu prüfen, weil Schäden, meist in Form von Ermüdungsrissen an der orthotropen Fahrbahn oder im Aussteifungssystem, im Kasteninneren detektiert und auch instandgesetzt werden können.

Die handnahe Bauwerksprüfung nach DIN 1076 [17] ist ein wesentlicher Baustein in der Sicherheitsphilosophie der Bauwerke und für jeden Betreiber einer Brücke sehr wertvoll. Dabei liegt die Betonung auf „handnah“, weil hiermit sichergestellt ist, dass die Prüfung durch fachkundige Ingenieure ausgeführt wird. Weiterhin bedarf es, z. B. für eine Rissdetektion, neben einem tiefen Fachwissen der Bauwerksprüfungingenieure meist auch gewisser Prüftechniken, die bisher nicht automatisiert durchführbar oder auch auswertbar sind.

Daher sind Bauwerke, die eine umfängliche handnahe Bauwerksprüfung auch im Inneren von Stahlhohlkästen ermöglichen, der Ausführung anderer Brücken vorzuziehen. Ein wesentliches Kriterium, ob eine Bauwerksprüfung handnah von innen erfolgen kann, sind u. a. die geometrischen Abmessungen der Querschnitte, so dass eine Begehbarkeit überhaupt gewährleistet ist. Hinweise dazu gibt die RBA-BRÜ [18]. Zukünftig werden die Regelungen der RBA-BRÜ in die kurz vor Veröffentlichung stehenden RE-ING [19] übergehen, so dass die RBA-BRÜ zurückgezogen werden kann.

Hinsichtlich einer Begehbarkeit sind zukünftig drei Fälle zu unterscheiden:

#### 1) Begehbare Stahlhohlkästen (RBA-BRÜ: $H \geq 1,90 \text{ m}$ und $B \geq 0,80 \text{ m}$ )

Hohlkästen mit den oben genannten Abmessungen bieten eine grundsätzliche Begehbarkeit. Daher sollten sie auch jederzeit begehbar, also nicht dichtgeschweißt, ausgeführt werden (Bild 3). Eine Ausstattung für die Bauwerksprüfung gemäß RBA-BRÜ [18], z. B. Besichtigungseinrichtungen, Beleuchtung, Belüftungsöffnungen, sollte vorgesehen werden. Der innere Korrosionsschutz sollte hell, am besten weiß, zur besseren Risserkennung angelegt sein. Auch sollten Notentwässerungsöffnungen vorgesehen werden. Wird die o. g. lichte Durchgangshöhe in Teilbereichen unterschritten (RBA-BRÜ:  $H \geq 1,60 \text{ m}$ ), so sind diese Bereiche nach Möglichkeit und Zumutbarkeit hinsichtlich Bauwerksprüfung ebenfalls begeh- bzw. bekriechbar auszuführen. Alternativ könnte der Brückenträger in begehbar und dichtgeschweißte, also nicht begehbar Bereiche, unterteilt werden.

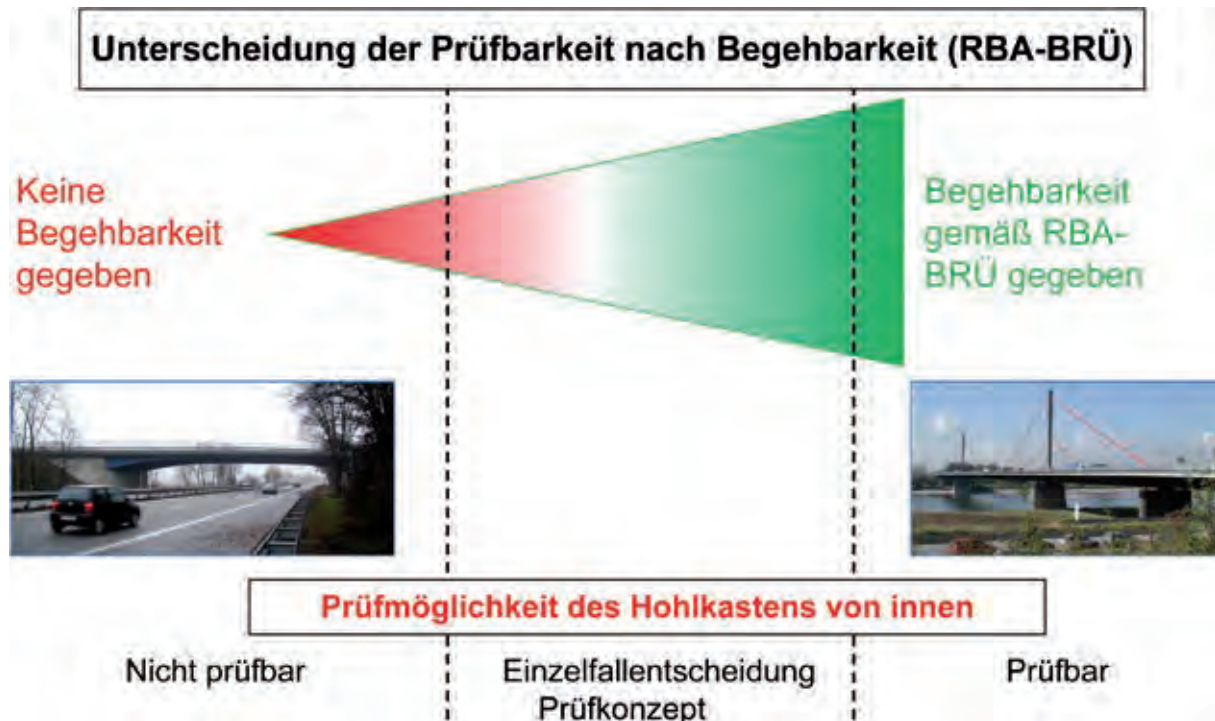


Bild 3 Dichtschweißung vs. innerer Korrosionsschutz von Stahlhohlkästen

Grafik: Gero Marzahn

## 2) Nicht begeh- bzw. bekriechbare Stahlhohlkästen

Hohlkästen, deren Abmessungen eine Zugänglichkeit nicht zulassen sowie grundsätzlich kleine Hohlkastenbauteile, wie z. B. Trapezsteifen, Schrammborde, Stabbögen, gelten als nicht begehbar und sind mittels Dichtschweißung vor Wasser- und Sauerstoffzutritt zu schützen (Bild 3). Ein innerer Korrosionsschutz und eine Ausstattung für die Bauwerksprüfung sind in diesen Fällen nicht sinnvoll und auch nicht vorzusehen. An den Tiefpunkten der Konstruktion sind jedoch Schraubstopfen vorzusehen, die während der Bauwerksprüfung planmäßig zu öffnen und zu kontrollieren sind. Entsprechende Anforderungen sollten im Bauwerksbuch eingetragen werden. Wegen der nicht vorhandenen Prüfbarkeit der Hohlkästen von innen sind an die hoch ermüdungswirksam beanspruchten Schweißnähte (obere Anschlussnähte des Deckblechs an die Stege) besondere Anforderungen hinsichtlich der Ausführungsqualität für eine erhöhte Ermüdungssicherheit zu stellen bzw. entsprechende Sicherheitsanforderungen zu formulieren. Die Hohlkästen sind in ihrer Konstruktion möglichst einfach, d. h. ohne Versprünge, ohne plötzliche Querschnittsänderungen, wenige Einbauten etc., auszuführen.

Zuweilen wurden in der Vergangenheit darüber hinaus Überdrucktests, so genannte Dichtheits-tests, der Hohlkästen nach Fertigstellung abgefor-

dert. Diese Anforderung ist allerdings kritisch zu hinterfragen und wird zukünftig auch keine Rolle mehr im Regelwerk spielen.

## 3) Bedingt begeh- bzw. bekriechbare Stahlhohlkästen

Schließen die Geometrieverhältnisse eine Zugänglichkeit der Hohlkästen nicht grundsätzlich aus, gelten diese Kästen als bedingt begehbar (Bild 3). Bei diesen Hohlkästen ist zu überprüfen, ob eine planmäßige Prüfung der inneren Bauteile nach DIN 1076 [17] zumutbar ist oder ob die Hohlkästen als nicht begehbar eingestuft und dichtverschweißt auszuführen sind. Ggf. kann eine Unterteilung des Querschnitts über die Trägerlängsachse in begehbare, bedingt begehbare und nicht begehbare Abschnitte erfolgen. Im Falle der dichten Verschweißung der bedingt begehbaren Bereiche ist die Zugänglichkeit des Hohlkastens für eine Bauwerksprüfung aus besonderem Anlass vorzusehen. Die Einstiegsöffnungen in den Hohlkästen sind über einen Einstiegsrahmen zu verschweißen; Türen sind wegen der Prüfaufwendungen der Abdichtungen und der Scharniere nicht vorzusehen. Die Einstiegsöffnungen sind in der Statik zu berücksichtigen. Obwohl die Korrosionsbelastung so gering ist, dass ein innerer Korrosionsschutz eigentlich nicht notwendig wäre, ist dennoch ein zumindest einschichtiger heller Korrosionsschutz zur besseren Prüfbarkeit der innenliegenden Bauteile und besseren Risserkennung vorzusehen. An den Tiefpunkten der

Konstruktion sind Schraubstopfen vorzusehen, die während der Bauwerksprüfung planmäßig zu öffnen und zu kontrollieren sind. Auch hierfür ist ein entsprechender Eintrag in das Bauwerksbuch vorzunehmen. Eine angepasste Ausstattung (z. B. Anschlaghaken) sowie ein Prüfkonzept für die Bauwerksprüfung aus besonderem Anlass (z. B. ggf. Verwendung von Atemschutzmasken) sind vorzusehen. Die Anforderungen an Arbeitssicherheit und Gesundheitsschutz sind dabei zu beachten. Die Hohlkästen sind in ihrer Konstruktion möglichst einfach auszuführen; so sollte auf besondere Anschlüsse, Steifigkeitssprünge, Querschnittssprünge etc. weitgehend verzichtet bzw. sollten weitergehende Anforderungen an ermüdungssichere Verbindungen gestellt werden.

Grundsätzlich sind zur Dokumentation von dichtgeschweißten Konstruktionen und einer evtl. vorhandenen Begehrbarkeit entsprechende Hinweise im Feld 'Bemerkungen' in SIB-Bauwerke aufzunehmen.

## 4 Anforderungen an den inneren Korrosionsschutz von Stahlhohlkästen

### 4.1 Begehrbare Hohlkästen

Frei begehrbare Hohlkästen werden derzeit mit einem inneren Korrosionsschutzsystem ausgestattet, das z. B. nach Blatt 87 meist vor Ort dreilagig aufgebaut wird:

- GB EP-Zinkstaub 70 µm,
- ZB EP 80 µm,
- DB EP 80 µm.

Die Gesamtschichtdicke beträgt damit 230 Mikrometer. Als Bindemittel findet im Wesentlichen Epoxidharz (EP) Verwendung. Gemäß DIN EN ISO 12944-2 [20] werden damit die Anforderungen an eine Korrosivitätskategorie C5 erfüllt. Es wird eine theoretische Schutzdauer von mindestens 15 Jahren erreicht. Auf Grund der deutlich geringeren, tatsächlich anliegenden Korrosivitätsbelastung ist von einer wesentlich längeren Schutzdauer von bis zu 40 Jahren oder mehr auszugehen.

Mit der Entwicklung von Blatt 100 soll auch der Aufbau des inneren Korrosionsschutzsystems grundlegend angepasst werden, wobei wiederum eine 2K-Epoxidharzbeschichtung zur Anwendung kommen soll. Zur Gewährleistung einer Korrosivitätskategorie C5 nach DIN EN ISO 12944-2 [20] müsste der Aufbau allerdings zweilagig aufgebaut

werden, um eine Schutzdauer von mindestens 15 Jahren sicherzustellen. Die Gesamtschichtdicke beträgt ca. 200 bis 250 Mikrometer. Die obere Beschichtung ist grundsätzlich hell abzutönen. Die Applikation beider Schichten sollte bis auf die unmittelbaren Fügstellen für Baustellenschweißungen grundsätzlich vollflächig im Werk erfolgen, so dass Strahlarbeiten vor Ort weitgehend entfallen und nur noch Restflächen an den Fügstellen auf der Baustelle beschichtet werden müssen.

Aufgrund der nachweislich geringeren Korrosionsbelastung im Inneren von Stahlhohlkästen ist die bisherige Forderung einer C5-Korrosivitätskategorie kritisch zu hinterfragen. Gegebenenfalls sind hierbei Differenzierungen anhand der Exposition der zu schützenden Flächen möglich, so dass bis auf wenige Bereiche, z. B. Öffnungen, grundsätzlich eine kleinere Korrosivitätskategorie, z. B. Korrosivitätskategorie C3, vorstellbar wäre.

### 4.2 Bedingt begehrbare bzw. bekriechbare Hohlkästen

Bedingt begehrbare bzw. bekriechbare Hohlkästen sollen vorzugsweise dichtgeschweißte und planmäßig nur aus besonderen Anlässen oder zu ausgewählten Zeitpunkten für Inspektionen zugänglich sein. Weil nicht auszuschließen ist, dass trotz der Dichtschweißung die inneren, in der Vergangenheit bisher unbeschichtet ausgeführten Stahlflächen Flugrost ansetzen und damit eine Rissdetektion erschweren oder/und unmöglich machen, sollte zukünftig ein einschichtiger, heller Korrosionsschutz im Kasteninneren appliziert werden.

Weil wegen der Dichtschweißung aus Korrosionsschutzgründen eigentlich keine Beschichtung der inneren Stahlflächen erforderlich wäre, die Forderung nach einer hellen, einschichtigen Applikation rein aus Bauwerkprüfungsgründen erhoben wird, sollte zur Dimensionierung dieser Beschichtung lediglich eine Korrosivitätskategorie von C3 oder geringer gefordert werden. Diese Forderung wird durch die Applikation einer 200 Mikrometer dicken Schicht nach Blatt 100 sicher erfüllt. Es wird erwartet, dass die Funktionsfähigkeit der Beschichtung über die volle Nutzungsdauer der Brücke gegeben ist und keine Vollerneuerung notwendig wird.

Die Applikation der Schicht sollte wie im vorgenannten Fall grundsätzlich vollflächig bis auf die unmittelbaren Fügstellen für Baustellenschweißungen im Werk erfolgen, so dass Strahlarbeiten vor Ort weitgehend entfallen und nur noch Restflächen an den Fügstellen auf der Baustelle beschichtet werden müssen.

### 4.3 Nicht begehbare bzw. bekriechbare Hohlkästen

Wird die Begebarkeit bzw. Bekriechbarkeit ausgeschlossen, weil z. B. aus geometrischen Gründen keine Begehung möglich ist, z. B. Innenraum von Stabbögen, Trapezsteifen, Schrammborde etc., werden die Stahlhohlkästen dichtverschweißt. Ein zusätzlicher innerer Korrosionsschutz ist dann nicht erforderlich.

## 5 Erprobung der Praxistauglichkeit

Während die neuen Stoffe und Stoffsysteme durch entsprechende Regelungen der TL/TP-KOR-Stahlbauten [4] erfasst und geprüft werden, ist es darüber hinaus notwendig, die neuen Korrosionsschutzsysteme in der Anwendung, Applikation und Schutzwirkung an realen Bauwerken zu prüfen, Erfahrungen zu sammeln und diese für notwendige Verbesserungen zurückzuspiegeln. Daher sollen die oben beschriebenen Neuerungen durch Pilotprojekte auf Praxistauglichkeit überprüft werden. Die wissenschaftliche Begleitung erfolgt durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt). Mehrere Pilotprojekte werden derzeit ins Auge gefasst.

## 6 Fazit

Im Rahmen der Brückenmodernisierung werden viele Brücken aus technischen oder wirtschaftlichen Erwägungen heraus durch einen Ersatzneubau ersetzt werden müssen. Damit sind große Anstrengungen, aber auch Chancen zu technischen Entwicklungen verbunden.

Der Korrosionsschutz von Stahlbauteilen im Stahl- und Verbundbrückenbau gehört dazu und beeinflusst nicht unwesentlich die Wirtschaftlichkeit der Bauweise. Technische Neuerungen, Innovationen und Weiterentwicklungen können einerseits die Wirtschaftlichkeit erhöhen, andererseits aber auch zu einer schnelleren Bauabwicklung beitragen, ohne die hohen Anforderungen an eine tragfähige, dauerhafte, sichere und robuste Konstruktion einzuschränken.

Die genannten Möglichkeiten zur Entwicklung neuer Korrosionsschutzsysteme sowie der Gestaltung des Korrosionsschutzes im Inneren von Kastenholmträgern werden beiden Seiten gerecht.

## Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI): Aktionsforum Brückenmodernisierung. Berlin, 11.11.2015 (s. a. <http://www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Artikel/StB/aktionsforum%20brueckenmodernisierung.html?nn=216368> – geprüft am 31.1.2017)
- [2] DEGES (Hrsg.): Projektinformation Neubau A 44 Kassel – Herleshausen, C21 AS Waldkappel – AS Ringgau Überführungsbauwerk C21/07Ü „Am Weinberg“. 8/2016
- [3] Ungermann, D.; Rademacher, D.; Oechsner, M.; Landgrebe, R.; Adelman, J.; Simonsen, F.; Friedrich, S.; Lebelt, P.; Nüsse, G.: Forschungsvorhaben P 835 / IGF-Nr. 351 ZBG – Feuerverzinken im Stahl- und Verbundbrückenbau. Bericht zum Forschungsvorhaben, Düsseldorf: Verlag und Vertriebsgesellschaft, FOSTA, Forschung für die Praxis P835, 2014, 289 S.
- [4] TL/TP-KOR-Stahlbauten: Technische Lieferbedingungen und Technische Prüfvorschriften für Beschichtungsstoffe für den Korrosionsschutz von Stahlbauteilen (TL/TP-KOR-Stahlbauten). Dortmund: Verkehrsblatt-Verlag, 12/2002
- [5] Forschungsinstitut für Pigmente und Lacke e. V.: Untersuchung und Verbesserung der Haftfestigkeit von PUR-Deckbeschichtungen auf vorbewitterten Teilbeschichtungen. Abschlussbericht zum AIF-Forschungsvorhaben 14050 N, 2006
- [6] Gelhaar, A.; Schneider, A.: Zur Problematik der Zwischenbewitterung von Epoxidharz-Teilbeschichtungen an Brückenbauwerken. Stahlbau 76 (2007) 2, 131–142
- [7] Öchsner, W. P.; Schmidt, R.: Auf der Suche nach optimaler Zwischenhaftung. Farbe und Lacke 113 (2007) 5, S. 146 ff.
- [8] Motzke, G.; Konermann, R.: Haftungsproblem mit der Zwischenhaftung. Deutsches Ingenieurblatt (2008) März
- [9] Schober, U.; Augustin, T.; Pflugfelder, J.: 25 Jahre Pfusch am Bau? Die ZTV-KOR, Blatt 87 und die aktuelle Verbundthematik. KorroNews von Sika Korrosionsschutz GmbH, Ausgabe 1/2007
- [10] Rudolf, A.: Untersuchungen zum Haftverbund zwischen 2K-Epoxidharz- und 2K-Polyurethan-Beschichtungen. Korrosionsschutzseminar am 4.12.2008 an der IKS Dresden
- [11] Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt, Hrsg.): Forschungsbedarf bezüglich der Zwischenhaftung – Länderabfrage zu Blatt-87-Systemen. Schlussbericht zum BASt-Forschungsprojekt F1100.2208010, Bergisch Gladbach, 2009

- [12] Gurack, D.; Krüger, G.; Krotzek, A.; Rudolf, A.: Adhäsionsverhalten zwischen bewitterten 2K-EP-Beschichtungen und 2K-PUR-Beschichtungen – Einfluss der Bewitterung. Stahlbau 80 (2011) 8, S. 627–635
- [13] Binder, G.: Untersuchungen zu Zwischenhaftungsproblemen bei Korrosionsschutzbeschichtungen für den Stahlhochbau. BAW-Brief Nr. 3 (2012) April
- [14] Binder, G.: Untersuchungen zu Zwischenhaftungs- und Farbproblemen – Korrosionsschutz mit Blatt 87, Forschung und Entwicklung. Abschlussbericht, 30.6.2014
- [15] Binder, G.: Empfehlungen zum Korrosionsschutz von Brücken- und Ingenieurbauten. BAW-Brief 01/2016
- [16] VERORDNUNG (EG) Nr. 1907/2006 DES EUROPÄISCHEN PARLAMENTS UND DES RATES vom 18.12.2006 (REACH-Verordnung), [www.eur-lex.europa.eu](http://www.eur-lex.europa.eu)
- [17] DIN 1076: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung. Ausgabe 11/1999
- [18] RBA-BRÜ: Richtlinien für die bauliche Durchbildung und Ausstattung von Brücken zur Überwachung, Prüfung und Erhaltung (RBA-BRÜ), Ausgabe 1997
- [19] RE-ING: Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten (RE-ING). Entwurf 2016
- [20] DIN EN ISO 12944-2: Beschichtungsstoffe – Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme – Teil 2: Einteilung der Umgebungsbedingungen (ISO 12944-2:1998); Deutsche Fassung EN ISO 12944-2:1998



# Brücken in Lateinamerika – Technik und Geschichte

**Dr. Dirk Bühler**

*Deutsches Museum, München*

## 1 Einleitung

Die Betrachtung der Geschichte des Brückenbaus in Lateinamerika beginnt in der frühen vorspanischen Zeit, als um die (europäische) Zeitenwende in den Reichen Mittelamerikas und der Anden die Hochkulturen der Tolteken, Olmeken, Azteken, Mayas im Norden und der Inkas im Süden erblühten. Die Baustoffe, die in der Natur zur Verfügung standen, wurden mit geschickten Techniken zum Bauen verwendet. Aus Steinplatten wurden Kraggewölbe gefertigt; Lehmziegel wurden beim Pyramidenbau eingesetzt; Naturfasern aus Gras, Schilf, Lianen wurden zu tragfähigen Seilen geflochten oder zu Schwimmkörpern gebündelt; Holz und Bambus ermöglichten Balkenkonstruktionen, [1].

Mit dem Eintritt der Spanier in die Geschichte des Kontinents kommen ab 1492 mit den – bis dahin mangels Rohstoffen unbekannt – Werkzeugen aus Eisen auch neue Bautechniken hinzu, die von der einheimischen Bevölkerung gerne als Verbesserung aufgenommen wurden: Jetzt werden Steinbögen beim Bau von Brücken und Aquädukten eingesetzt und europäische Zimmertechniken ermöglichen neue Holzkonstruktionen, [2].

Die ab 1810 einsetzenden Unabhängigkeitsbewegungen in Lateinamerika waren nicht nur mit wirtschaftlichen, politischen und sozialen Umwälzungen verbunden, sondern gehen auch Hand in Hand mit technischen Neuerungen in der Folge der industriellen Revolution zu Beginn der ersten Globalisierungswelle am Ende des Jahrhunderts. Der Aufbau neuer Kommunikationswege durch den Bau von Eisenbahnen ist ein entscheidendes Merkmal dieser Zeit, die vom Baustoff Eisen bestimmt wurde.

Heute ist der Kontinent wie selbstverständlich Teil unserer auch im Technischen globalisierten Welt.

Im Folgenden wird zunächst ein Überblick über jede dieser Epochen, die entsprechenden Techniken, Baustoffe und Bauwerke gegeben und je eine Brücke als markantes Beispiel ausführlich in den Mittelpunkt gestellt.

## 2 Vorspanische Zeit: Indianische Brücken

Aus Mittelamerika sind nur wenige Brücken aus vorspanischer Zeit gut dokumentiert oder gar noch erhalten. Berühmt waren zunächst vor allem die Klappbrücken, die halfen, die vielen Kanäle der Inselstadt Mexiko im Texcoco-See zu überqueren. Sie sind in der Literatur sowie in Stadtplänen und -ansichten beschrieben, Bild 1. Nur wenige Brücken aus Steinplatten konnten bisher bei archäologischen Untersuchungen nachgewiesen werden. *Tarabitas* genannte Seile, die über einen Fluss gespannt wurden und in einem darunter laufenden, großen Korb Menschen und Güter von einem Ufer zum anderen transportierten, sind als traditionelle Querung in ganz Lateinamerika auch heute noch üblich, Bild 2. Seltener sind hingegen Spannbandbrücken, wie wir sie vielfach aus Südamerika kennen. Weil die Inkas in den Andenstaaten ein insgesamt 6.000 km langes Straßennetz unterhielten, sind auch die spektakulärsten Brücken aus vorspanischer Zeit vor allem dort zu finden.



Bild 1 Darstellung einer barocken Brücke in Mexiko-Stadt auf einem Paravent des 18. Jh. im Museo Franz Meyer (Mexico D.F.)

Foto: Dirk Bühler



Bild 2 Aktuelle, *Tarabita* genannte Brücke für Lasten in Apapantilla (Puebla, Mexiko)

Foto: Dirk Bühler

Dieses Straßennetz erstreckt sich mit zwei Strängen von Norden nach Süden, nämlich einmal in Küstennähe und einmal in den Hochanden. Diese Haupttrassen sind natürlich mit den nötigen Querverbindungen in Ost-West-Richtung untereinander verbunden. Dieses Straßennetz, in Quechua *Qhapaq Ñan* genannt, verband die Machtzentren des Reiches mit den Provinzen und war von grundlegender Bedeutung für die Beherrschung eines riesigen Gebietes. Mangels Zugtieren übernahmen Läufer die Verbreitung von Befehlen, Nachrichten und Waren, [3]. Dieses Netz wäre unvollständig ohne Brücken, die es ermöglichten, die unzähligen Schluchten und Flüsse am Wege zu überqueren. Weil diese Brücken auch strategische Bedeutung hatten, unterlagen sie strenger militärischer Überwachung; manchmal wurden sie – sicherheitshalber – auch gleich in zweifacher Ausfertigung hergestellt.

Als die ersten Europäer den Kontinent erreichten, hatten die indigenen Völker Amerikas bereits über Jahrhunderte technisch ausgereifte Konstruktionen entwickelt, bei denen sie die in der Natur verfügbaren Baustoffe effizient eingesetzt haben. Diese Bautechniken beeindruckten die Neuankömmlinge so sehr, dass sie immer wieder ausdrücklich den hohen Stand der Technik lobten, den die indigenen Völker erreicht hatten. In ihren Berichten, Aufzeichnungen und Publikationen

erwähnten die europäischen Chronisten mit Ehrfurcht und Bewunderung die indigenen Bauten und deren Techniken. Trotzdem verwendeten die neuen Bauherren bevorzugt ihre eigenen, traditionellen europäischen Bauweisen, waren dabei allerdings nicht immer sehr erfolgreich. Diese „Begegnung der Kulturen“ führte zu einem Austausch von Technologien, bei dem die Einheimischen, sei es aus Neugier oder sei es aus Überzeugung, die neuen Technologien und Werkzeuge teilweise oder vollständig übernahmen; die Europäer hingegen erkannten nicht im gleichen Umfang die Möglichkeiten traditioneller amerikanischer Technologien und nutzten sie nur selten.

Den ältesten Kommentar eines Europäers über die Brücken im heutigen Peru verdanken wir Miguel Estete (veröffentlicht 1924), der in seinem Bericht über die Eroberung von Peru im Jahre 1534 die mächtigen Flüsse der Neuen Welt bewundert und auch beschreibt, wie diese von Brücken aus dicken Seilen überquert wurden, [4]. Er erwähnt auch, dass es unterschiedliche Brücken für Herrscher und Volk gab. Ein anderer früherer Zeitzeuge, Joseph de Acosta (1540–1600) [5], dessen Schrift „Natürliche und Moralische Geschichte der Neuen Welt“ im Jahre 1590 erstmals in Sevilla veröffentlicht wurde und weithin bekannt war, beschreibt im Kapitel 18 des dritten Buches, „De Rios“, nicht nur die Flüsse, sondern auch die Möglichkeiten, sie zu überqueren:

*„Die Indianer verwenden tausend handwerkliche Kunststücke, die Flüsse zu passieren. An einigen Orten haben sie ein Seil von Ufer zu Ufer gespannt, daran hängen große Körbe. Wer den Fluss überqueren will, setzt sich in einen Korb und wird auf die andere Seite des Flusses gezogen. An anderen Orten sitzt der Eingeborene wie ein Herr auf einem Floß aus Stroh, in der Hand ein Paddel. Wer zum anderen Ufer will, hält sich an den Beinen des Bootsmanns fest und lässt sich auf die andere Seite ziehen. An anderen Orten gibt es Flöße aus hohlen Kürbissen auf die sich die Menschen legen ... und die Indianer ziehen das Floß aus Kürbissen an Seilen und schwimmend zum anderen Ufer ... Diese und tausend andere Möglichkeiten haben die Indianer erfunden, um Flüsse zu überqueren. Den Betrachter versetzen sie anfangs etwas in Angst, weil alles so dünn und zerbrechlich wirkt, aber in Wirklichkeit sind diese Flussüberquerungen sehr sicher. Für den Brückenbau benutzen sie nichts anderes als zu Seilen geflochtenes Stroh. An einigen Flüssen wurden dank der Sorgfalt einiger Gouverneure aber auch schon Steinbrücken gebaut ...“*

Die Beschreibung Acostas stellt die drei wichtigsten Möglichkeiten, einen peruanischen Fluss zu überqueren, vor:

- ❑ die *oroya* (Quechua: *uruya*) oder *huaro* oder *tarabita*, also Seile mit darunter angebrachten Körben, in denen Personen und Waren zum anderen Ufer gezogen werden können,
- ❑ die schwimmenden Brücken; aber in seiner Beschreibung sind es eher Indianer, die, von Schwimmkörpern unterstützt, Reisende auf Flößen schwimmend über den Fluss ziehen und
- ❑ die Spannbandbrücken.

Einen umfassenden und detaillierten Überblick über die Brücken im heutigen Peru präsentiert Alberto Regal (1892–1982) [6], der in seiner Forschung die Inkabrücken nach den Konstruktionsmerkmalen katalogisiert und klassifiziert hat.

Holz- und Steinbrücken werden mit Holzbalken und Steinplatten gebaut, oft sind sie mit Konsolen verstärkt, um deren Spannweite zu erhöhen, Bild 3. Holzbrücken sind in den Höhen der Anden natürlich mangels Bäumen sehr selten. Die Verwendung von Steinen ist ebenfalls selten, denn die Topographie ist für Abbau und Transport ungünstig und große Spannweiten konnten mit den damals bekannten Techniken ohnehin nicht erreicht werden.

Unter den schwimmenden Brücken war die Floßbrücke über den Desaguadero-Fluss [6], in der Nähe des Dorfes Zepia, mit einer Länge von 45 m die spektakulärste: sie bestand aus einer Reihe von untereinander verbundenen Schwimmkörpern aus Schilf, die mit getrockneten Wasserpflanzen bedeckt waren, Bild 4. Chronisten berichten, die Brücke sei im Auftrag des V. Inka-Herrschers, der Cápac Yupanqui hieß und ~ 1320

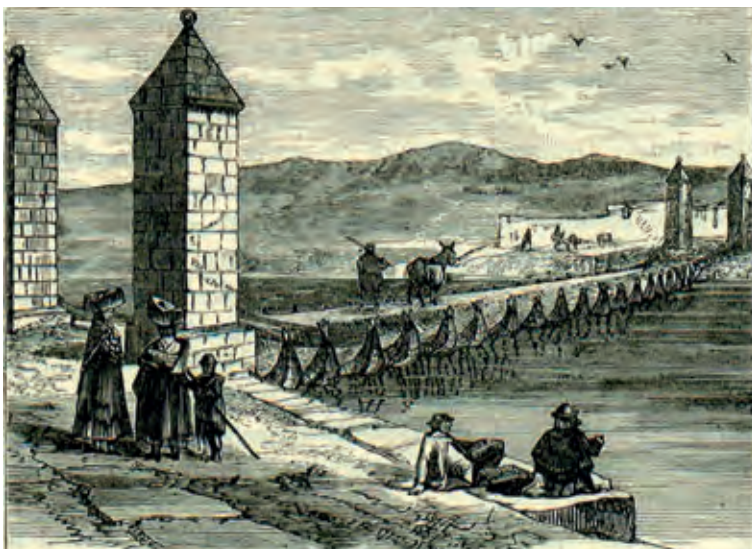


Bild 4 Schwimmbrücke über den Desaguadero-Fluss in Peru auf einer Darstellung im Reisebericht von George Ephraim Squier, aus [9]



Bild 3 Holzbohlenbrücke auf dem Zugangsweg zur Festung von Machu Picchu (Peru)

Foto: Dirk Bühler

in Cusco regierte, gebaut worden. Garcilaso de la Vega (1539–1616) [7] vergleicht diese Brücke mit der Schwimmbrücke aus Booten in Sevilla, [8]. Eine zweite schwimmende Brücke über den Desaguadero-Fluss, die in der gleichen Art und Weise gebaut ist, gibt es auch in der Nähe des Dorfes Nascara.

Spannbandbrücken waren in der Andenregion am weitesten verbreitet. Sie wurden mit Pflanzenfasern gebaut, die zu Seilen mit 50 oder 60 cm im Durchmesser verdreht und verflochten wurden. Diese Zöpfe, auch *criznejas* genannt, wurden an festen Fundamentsteinen auf beiden Seiten des Flusses verankert. Um das erste Seil von einem Ufer zum anderen zu bringen, wurde ein dünneres Seil aus Hanf gefertigt, *chahuar* genannt, das die Erbauer selbst schwimmend oder auf Flößen von Ufer zu Ufer brachten.

Die für den Brückenbau verwendeten Pflanzenfasern unterscheiden sich je nach Verfügbarkeit in den einzelnen Regionen stark: so wurden örtlich Weidenruten (*Escallonia patens*) verwendet, vor allem aber



Bild 5 Eine typische Hängemattenbrücke im 18. Jh., dargestellt in Alexander von Humboldts Ansichten der Kordilleren, aus [10]

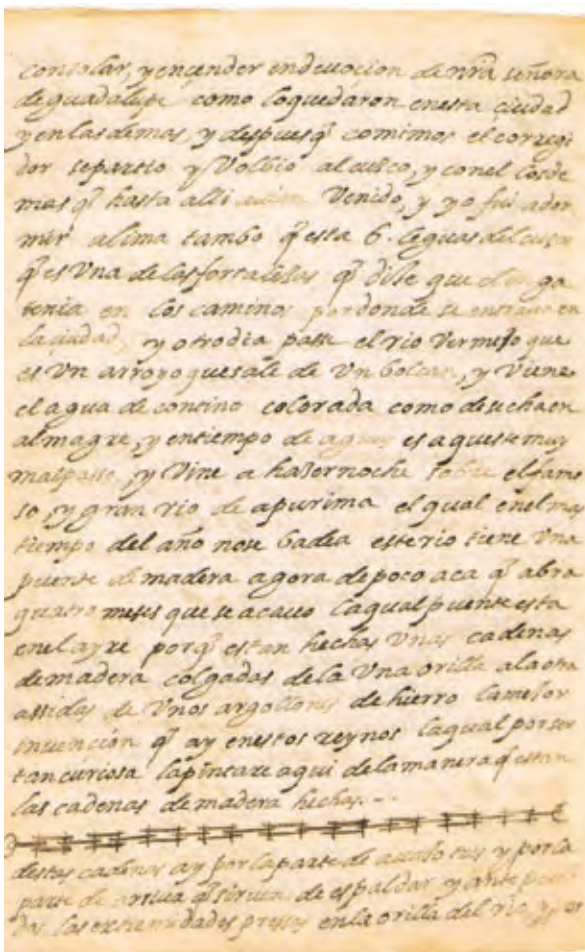


Bild 6 Seite der Carta de Ocaña mit der Beschreibung der Spannbandbrücke aus Holzgliedern, aus [11]

Gräser wie Lloque (*Kageneckia lanceolata*), Ichu (*Stipa ichu*) oder Chachacomo (*Escallonia resinosa*); in einigen Gebieten wurden Äste des Chilcabusches (*Baccharis latifolia*) verwendet. Dort, wo es weder Gras noch Büsche gab, wurde die Faser des Maguey (*Furcraea andina*), einer Agavenart, verwendet. Wieder andere Brücken wurden mit Holzbohlen gebaut.

Alberto Regal [6] unterscheidet zwischen einfachen Hängebrücken (mit Geländern, die Teil der Tragkonstruktion sind) und Hängematten-Brücken (mit einfachen Geländern, die keine statische Funktion haben), obwohl beide Formen technisch gesehen Spannbandbrücken sind, Bild 5. Er weist Doppelbrücken nach (ursprünglich von Francisco Pizarro erwähnt), die in doppelter Ausfertigung parallel über einen Fluss gespannt sind, damit im Falle einer Naturkatastrophe oder einer militärischen Konfrontation der Übergang gewährleistet bleibt.

Diese Brücken wurden auch während der Kolonialzeit in der gleichen Weise weiter gebaut. Ein handschriftlicher Bericht von Fray Diego de Ocaña, der im August 1603 den Apurimac bereiste [11], zeigt, dass auch versucht wurde, traditionelle Baustoffe durch innovative Techniken zu verbessern: er berichtet von Tragseilen, die nicht aus Pflanzenfasern, sondern der größeren Haltbarkeit wegen mit Kettengliedern aus Holz gefertigt wurden, Bild 6. Eine Idee, die erst Jahrhunderte später im Eisenbau Karriere machen sollte.

### 3 Beispiel: Q'ueswachaca

Von den vielen Brücken, die es im Reich der Inka, während der folgenden Kolonialzeit und der Unabhängigkeit im heutigen Peru gab, ist die Brücke Q'ueswachaca aus Gras über den Apurimac die bedeutendste: sie liegt im hochandinen Bezirk Quehue und wird jedes Jahr von den umgebenden Gemeinden mit traditionellen Techniken und Baustoffen in ihrer ursprünglichen Form und im Rahmen eines volkstümlichen Festes neu gebaut, [12], [13], Bild 7.

Der Name der Brücke besteht aus zwei Quechua-Wörtern: *q'iswa* oder *q'eswa*: ein Seil aus verdrehtem Stroh – ein Wort, das bereits auf den ungewöhnlichen Baustoff hinweist –, und *chaca*, was Brücke bedeutet. Die Q'ueswachaca befindet sich 159 km südwestlich der Stadt Cusco in der Nähe der Straße nach Puno in etwa 3.700 m Höhe. Diese Brücke ist einzigartig und vollständig in die umgebende spektakuläre Andenlandschaft eingebettet, die schon Reisende aus früheren Zeiten beeindruckte, aber auch die (zum Glück noch wenigen) Touristen heute. Technisch gesehen ist sie

eine Spannbandbrücke mit 28 m Spannweite über den Apurimac (Quechua: Großer Redner oder Orakel), der einer der wichtigsten Zuflüsse des Ucayali und somit des Amazonas ist. In seinem Verlauf windet sich der Apurimac in endlosen Schleifen um die Berge der Anden. Er schlängelt sich durch zerklüftete Schluchten, wo Wasserfälle und Stromschnellen den Betrachter fesseln, Bild 8.

Als Rohstoff für die Seile der Q'ueswachaca dient das Ichu-Gras (*Stipa ichu*), das in den Anden sehr verbreitet ist und auf dem Kontinent in verschiedenen Formen vorkommt. Es ist ein ziemlich kräftiges, rauhes und sehr hartes Gras, das Weidetiere nur dann essen, wenn keine anderen, schmackhafteren Gräser mehr zur Verfügung stehen. Zu Stroh getrocknet ist dieses Gras ein echter Mehrzweckbaustoff: es wird verwendet, um Hausdächer zu decken und dient als Zuschlagstoff bei der Herstellung von Adobe-Ziegeln, um deren Festigkeit zu verbessern. John Ochsendorf [14] hat diese Seile getestet und seine Laboruntersuchungen bescheinigen ihnen eine außergewöhnlich hohe Zugkraft.



Bild 7 Darstellung und Beschreibung der Q'ueswachaca-Brücke in der Chronik des Waman Puma aus dem 16. Jh. Hier werden Material und Technik des Brückenbaus detailliert beschrieben und die gesellschaftlichen Zusammenhänge erläutert, aus [12]



Bild 8 Darstellung der Q'ueswachaca-Brücke im Reisebericht von Squier, aus [9]



Bild 9 Die Q'eswachaca-Brücke heute

Foto: Dirk Bühler



Bild 10 Die hangseitige Verankerung der Seile bei der Q'eswachaca-Brücke Foto: Dirk Bühler

Sechs dieser geflochtenen Seile mit einem Durchmesser von je 20 cm bilden die Grundstruktur aus zwei oberen Geländen und vier unterliegenden Grundseilen. Beide Stränge sind seitlich mit dünnen Zöpfen verbunden, die wiederum durch Bänder aus dünnen Zöpfen stabilisiert werden. Um eine Beschädigung der Brückenoberfläche zu vermeiden, wird die Tragstruktur mit einer Schicht aus Astwerk abgedeckt. Die Seile nehmen die Form einer Kettenlinie an und geraten beim Begehen in regelmäßige Schwingungen, die manche Menschen mit Misstrauen gegenüber den Kräften der Natur und den Gesetzen der Physik erfüllen. Das Material aus der Natur, das ungeschützt Änderungen der Feuchtigkeit, der Temperatur und der Sonneneinstrahlung ausgesetzt ist, unterliegt natürlich mehr als andere einem hohen Verschleiß durch Witterungseinflüsse, Bild 9.

Das wichtigste Strukturelement der Q'eswachaca sind natürlich die Verankerungen der Seile an beiden Ufern, die enorme Zugkräfte aufnehmen müssen. Die sechs Hauptseile werden am Boden zu beiden Seiten umgeleitet, um den Durchgang zur Brücke für die Passanten zu öffnen. Die Enden werden jeweils an einem Stein befestigt, der fest im Fels oder Erdreich verankert ist, Bild 10.

Reisende berichten, dass Schäden an der Brücke vor allem durch unsachgemäße Handhabung ent-



Bild 11 Entwurf für die Brücke über den Río La Antigua bei Veracruz (Mexiko) aus dem Jahre 1791

Quelle: Originalzeichnung aus dem Nationalarchiv von Mexiko, (Fundort: Archivo General de la Nación– México – Obras Públicas, vol. 11, exp. 3, fc. 137)

stehen, nämlich wenn die Nutzer das Bauwerk durch Unkenntnis oder Experimentierfreude in gefährliche Schwingungen versetzen. Aber auch Vernachlässigung führt zum Faulen der Baustoffe und kann ein strukturelles Versagen hervorrufen. Werden beide Faktoren beachtet, handelt es sich bei der Brücke um eine durchaus solide und sichere Konstruktion, [9].

Zusätzlich zu diesen baulich-strukturalen Werten besitzt die Brücke aber auch einen bedeutenden symbolischen Wert: Seit der Zeit, in der die Inkakaiser den Brückenbau angeordnet haben, wird sie (fast) jährlich von den Menschen, die sie nutzen, mit Hilfe der Einnahmen aus der Maut erneuert.

Die Erneuerung dauert zwei Tage und ist mit einem strengen, festlichen Ritual verbunden, das die gemeinschaftliche Arbeit, *Mink'a* genannt, strukturiert und zu einem Ereignis für die umliegenden Gemeinden macht. Gegenüber den Festen in anderen Gemeinden handelt es sich um ein außergewöhnlich friedliches, [15]. So wurde die Q'eswachaca 2009 als Kulturgut der Nation und 2014 auch als Erbe der Menschheit durch die UNESCO anerkannt. Dabei steht der

sozio-kulturelle Kontext sowie das historische, mit traditionellen Baustoffen und Werkzeugen sich immer wiederholende Bauverfahren als sogenanntes immaterielles Kulturerbe im Vordergrund.

#### 4 Kolonialzeit: Steinbrücken und Aquädukte

Mit den Europäern kamen im 16. Jh. auch neue Bautechniken nach Amerika. Dabei kommt vor allem Gewölbe- und Bogentechniken aus Stein eine besondere Bedeutung zu: Nun konnten etwa solide und dauerhafte Brücken mit größeren Spannweiten als zuvor gebaut werden. Auch wenn die Einführung der neuen Bautechniken nicht sehr lange dauerte, waren die Ergebnisse häufig nicht sofort von Erfolg gekrönt, so dass indianische Techniken lange Zeit noch parallel zu den europäischen bestanden.

Vor allem in den neu gegründeten Städten der Kolonialherren wurden Steinbogenbrücken über die Flüsse geschlagen, um die Wege für Kutschen und Lasttiere auszubauen. Häufig sind die Brücken mautpflichtig und beliebte Orte für Zollstationen. Weil die finanziellen und technischen Herausforderungen in allen Fällen, sei es wegen der Unkenntnis über die vorhandenen Baustoffe oder wegen des Mangels an Fachkräften, sehr hoch waren, bedeutete ein Brückenbau immer etwas Besonderes, der eine lange Bauzeit erforderte. Städte wie Puebla und Acámbaro (Mexiko), Lima und Arequipa (Peru) konnten sich schon im 16. Jh. bedeutender Bauwerke rühmen.



Bild 12 Der Aquädukt von Zacatecas (Mexiko) stammt aus dem späten 18. Jh.

Foto: Dirk Bühler

Neben den städtischen Brücken sind aber auch die an



Bild 13 Ansicht der Hauptbögen des Aquädukts von Otumba und Zempoala; Reste des Adobe-Lehrgerüsts sind zwischen den Pfeilern noch zu erkennen. Foto: Dirk Bühler

den neuen Verkehrsadern hervorzuheben, wie etwa die Puente del Rey, heute Puente Nacional, bei Veracruz (Mexiko). Die Brücke aus dem 19. Jh. ist ein gewaltiges Bauwerk über den Fluss La Antigua in Mexiko, das oft von Reisenden beschrieben und von Künstlern gemalt worden ist, Bild 11.

Für die Baukunst in Lateinamerika sind aber vor allem die Aquädukte zu erwähnen, über die Städte wie Mexiko-Stadt, Puebla, Morelia und Zacatecas mit frischem Trinkwasser versorgt werden konnten. Auch für die neuen Klöster auf dem Lande wurden schon im 16. Jh. umfangreiche Wasserleitungen mit Aquädukten in römisch-arabisch-spanischer Tradition errichtet, Bild 12. Ab dem 18. Jh., als die Haciendas immer mehr wirtschaftliche Bedeutung erlangten, wurden die Ländereien mit Wasserschöpf- und -verteilsystemen ausgestattet, was den Bau von Aquädukten einschloss.

## 5 Beispiel: Der Aquädukt von Padre Tembleque

Beispielhaft steht für diese Wasserbausysteme der Aquädukt des Padre Tembleque in Zempoala im Hochland von Mexiko aus dem 16. Jh., der seit 2015 als eines der – noch immer zu wenigen – Ingenieurbauwerke in die UNESCO-Liste des Weltkulturerbes eingetragen wurde, [16], [17].

Der Aquädukt von Padre Tembleque wurde zwischen 1555 und 1572 nahe dem heutigen Zempoala im mexikanischen Bundesstaat Hidalgo erbaut, [18]. Er trägt den Namen seines Planers, des Franziskanermönchs Francisco de Tembleque (1510–1590) aus dem spanischen Tembleque, der, wie so viele aus seinem Orden, schon kurz nach der Eroberung des Landes als Missionar nach Mexiko gekommen war, wo ihn sein Orden ins wasserarme Otumba schickte. Dort wollte Tembleque die Lage der indigenen Bevölkerung verbessern, indem er der *Congregación de Todos los Santos* zusicherte, eine Wasserleitung zu bauen, wenn sie ihm die Erlaubnis dafür erteilten. Das Wasser von den Hängen des Vulkans Tecajete sollte gesammelt und nach Otumba geleitet werden. Das Netz aus Wasserleitungen wurde von Padre Tembleque geplant und mit tatkräftiger Unterstützung der indigenen Bewohner der umliegenden Dörfer gebaut. Doch damit nicht genug, leitete er das Wasser zu dem 30 km weiter südlich gelegenen Otompan, dem heutigen Otumba im Bundesstaat México weiter. Stichkanäle versorgten weitere, an der Strecke liegende Dörfer. Tembleque versuchte, die Kanäle, wo immer das möglich war, ebenerdig anzulegen, doch einige verlaufen auch unter der Erde oder überquerten Bäche und Täler.

Der Hauptaquädukt muss als zentraler und imposantester Teil eines gut vermessenen und wohl



durchdachten hydraulischen Gesamtsystems angesehen werden, das ein weitgefächertes Einzugsgebiet mit Quellen, Haupt- und Nebenkanälen, Aquädukten, Verteilerbecken, Stauseen und andere Nebenkonstruktionen umfasst, die sich über ein Gebiet von 48 km Länge erstrecken, Bilder 13 und 14.

Die Bogenreihe des Hauptaquädukts bei Tepyahualco erreicht eine Gesamthöhe von 39,65 m, der zentrale Bogen ist immerhin 33,84 m hoch: ein Weltrekord bei einstöckigen Aquädukten. Das Aquädukt ist insgesamt 904 m lang und besteht aus 67 Bögen mit je 17 m Spannweite. Als Schalung für die Rundbögen wurde eine Hilfskonstruktion aus Lehm- oder besser Adobeziegeln ver-

wendet, von der auch heute noch Überreste zu sehen sind.

Mit dieser eindrucksvollen Aquäduktkonstruktion griff Tembleque auf Vorbilder aus der Römerzeit in seiner Heimat (etwa in Segovia, ebenfalls ein UNESCO-Welterbe) zurück, während die Verwendung von Lehmziegeln eine in Spanien ebenso wie in Amerika weit verbreitete Bauweise war. Die Verwendung von Adobe für den Bau einer Rüstung und Schalung beim Bau von Aquäduktbögen hat allerdings – außer in der Römerzeit – für beide Kulturen eher Seltenheitswert.

Im Einzugsbereich des Netzwerks haben neben mehreren Verteilerbecken und Kanalgäben vor allem weitere, etwas kleinere Aquädukte bis heute überlebt, so etwa auch der bei der Aquädukt Hacienda de Tecajete mit über 300 m Länge über 46 Steinbögen.



Bild 14 Ansicht des Mittelteils des Aquädukts von Otumba und Zempoala

Foto: Dirk Bühler

Das wasserbauliche Werk von Padre Tembleque ist ein ausgezeichnetes Beispiel für ein wohl durchdachtes System aus Wassergewinnung und -verteilung bis zu den Verbrauchsstellen, wie es vor allem in Lateinamerika seit der frühen Kolonialzeit bis ins 19. Jh. hinein häufig verwendet wurde. Weil das wasserbauliche Netzwerk des Padre Tembleque nicht nur ein bautechnisches Meisterwerk darstellt, sondern außerdem als Gemeinschaftswerk der Franziskanermönche und der Gemeinschaften vor Ort gelten muss, kann dieses Werk als einzigartiger Ausdruck für die Verschmelzung mittelamerikanischer und europäischer Bautraditionen angesehen werden. Dieses Netzwerk stellt darüber hinaus ein einmaliges technisches Ensemble aus Kanälen und Nebenbauwerken dar, das so außergewöhnlich gut erhalten ist, dass Teile davon bis heute funktionsfähig geblieben sind.

## 6 Zeit der Unabhängigkeit: Eisen- und Stahlbau

In der Zeit der Unabhängigkeit von der spanischen und portugiesischen Kolonialherrschaft konnten sich die neuen lateinamerikanischen Länder durch eine Öffnung zur Welt auch (bau-)technisch weiter entwickeln und nahmen so an der ersten industriellen Revolution und der folgenden Globalisierung teil. Gleichzeitig wurden im Laufe des 19. Jh. die Ausbildung von Architekten verbessert, Studiengänge für Bauingenieure eingeführt und Baugewerbeschulen gegründet. Viele Ausbildungsstätten verlangten von ihren Studenten den Nachweis von Studien im Ausland, meist in Frankreich oder Großbritannien.

Erst im späten 19. Jh. konnten die wenigen Eisenvorkommen in Lateinamerika genutzt, Eisen hergestellt und verarbeitet werden. Ähnliches gilt auch für die Herstellung von Zement, die erst ab Beginn des 20. Jh. wirtschaftlich wurde. So waren die Länder Lateinamerikas über das ganze 19. Jh. auf die Einfuhr von vorgefertigten Eisen- und Stahlstrukturen aus den USA und Europa sowie auf die Einfuhr von Zement für Betonbauwerke angewiesen.

Dennoch entstanden moderne Kaufhäuser als Eisen- und Stahlkonstruktionen, die meist in Europa angekauft, verschifft und in Lateinamerika wieder aufgebaut wurden. Sagenumwoben sind viele Metallkonstruktionen, die Gustave Eiffel (1832–1923) in Lateinamerika gebaut haben soll: in den meisten Fällen allerdings wurden sie lediglich in seinem Büro entworfen oder in seinen Werkstätten vorgefertigt, oft handelt sich aber auch nur um Vermutungen.

Eine der acht verbliebenen Schwebefähren der Welt ist noch in Buenos Aires erhalten und erst vor wenigen Jahren restauriert worden, Bild 15.

Besonders eindrucksvoll spiegeln sich diese Verhältnisse beim Eisenbahnbau wieder, der bereits 1837 auf dem damals noch spanischen Kuba mit der ersten Strecke in Lateinamerika begann und sich im Laufe der kommenden Jahrzehnte über den ganzen Kontinent mit einem dichten Netz verbreitete. Als Beispiel steht hier der Bau des *Ferrocarril Mexicano*, einem sehr frühen, besonders langwierigen aber schon globalisierten Unternehmen, das das Potential zum Weltkulturerbe hat.



Bild 15 Die Schwebefähre *Nicolás Avellaneda* in Buenos Aires (Argentinien) wurde 1914 erbaut und ist eins der acht noch bestehenden Beispiele für diesen Brückentyp. Sie ist heute restauriert und wieder funktionsfähig.  
Foto: Dirk Bühler

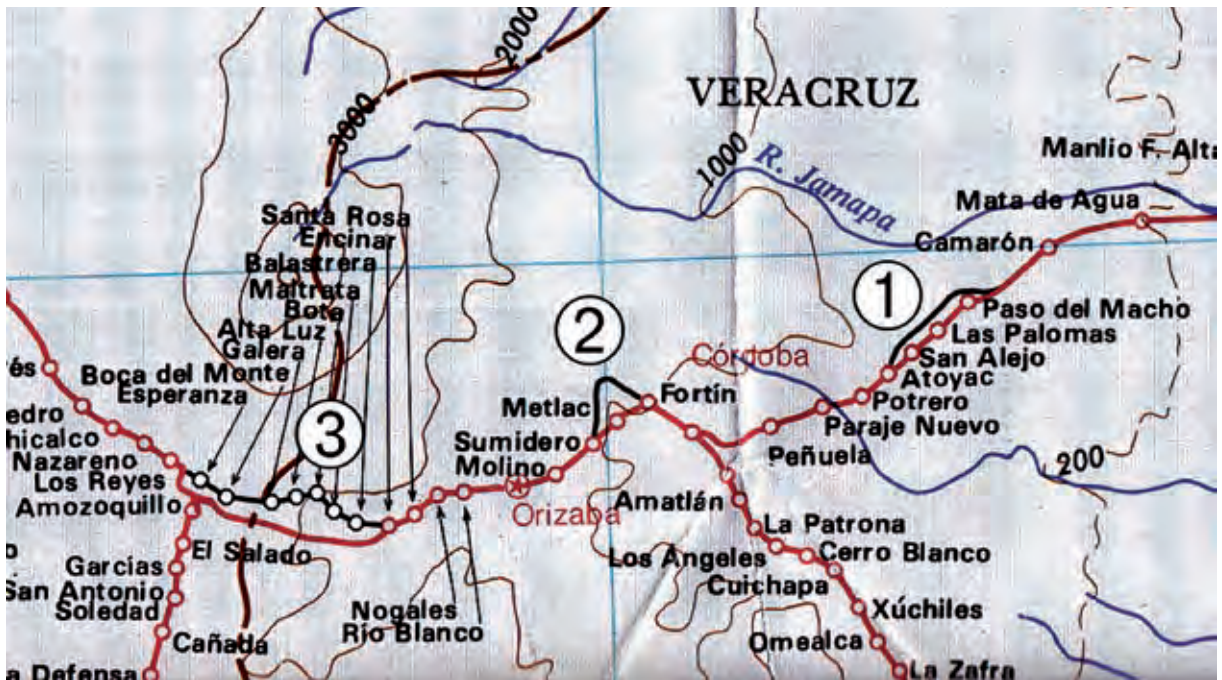


Bild 16 Plan des ursprünglichen (schwarz) und des neuen (rot) Streckenverlaufs des *Ferrocarril Mexicano* auf der schwierigen Bergstrecke

Foto: Dirk Bühler

## 7 Beispiel: Ferrocarril Mexicano

Als der mexikanische Präsident Sebastián Lerdo de Tejada (1823–1889) am 1. Januar 1873 den *Ferrocarril Mexicano* als erste Bahnlinie Mexikos feierlich eröffnet, ist das 36 Jahre zuvor begonnene Projekt einer 423,7 km langen Eisenbahnverbindung zwischen der Hauptstadt Mexiko und dem Hafen von Veracruz am Golf von Mexiko erfolgreich abgeschlossen. Politiker, Unternehmer und Ingenieure hatten in einer Zeit des Umbruchs nicht nur wirtschaftliche, politische und soziale Probleme bewältigt, sondern vor allem gewaltige topographische, technische und bauliche Hürden überwunden und eine Bahnstrecke der Superlative geschaffen. Besonders bemerkenswert ist die 203 km lange Strecke zwischen San Andrés Chalchicomula im Hochland und der Hafenstadt Veracruz mit ihren 23 Bahnhöfen, 39 Brücken und 16 Tunneln, in deren Verlauf etwa 2.500 Höhenmeter überwunden werden müssen, [19], [20].

Die erste Phase beim Bau des *Ferrocarril Mexicano* begann zwischen 1837 und 1854 mit der Fertigstellung einer bescheidenen, etwa 20 km langen Strecke zwischen der Hafenstadt Veracruz und dem Bahnhof Tejería. Ab 1855 wurde am anderen Ende der Strecke zwischen der Hauptstadt Mexiko und Villa de Guadalupe mit dem Eisenbahnbau begonnen. Diese 5 km lange Strecke wurde am 4. Juli 1857 eingeweiht und diente vor allem dem Personenverkehr an den Wochenenden.

Die Ankunft von Andrew Talcott (1797–1890), der am 4. Januar 1858 mit 40 anderen Ingenieuren in Veracruz an Land ging, markiert schließlich die entscheidende Phase des Unternehmens. Er vermaß bis zum 9. Juni 1858 die Route zwischen Veracruz und Mexiko. Nach Sicherung der Finanzierung wurden die Bauarbeiten im Juni 1861 wieder aufgenommen.

Die Brücken des *Ferrocarril Mexicano* entstanden in internationaler Zusammenarbeit und wurden weltweit von der Fachpresse kommentiert. So sprechen schon die Kontakte zwischen Andrew Talcott und Sir William Fairbairn (1789–1874) Bände. Letzterer, ein schottischer Ingenieur, war damals schon durch die Konstruktionen der Britannia-Brücke (1846–1850) und der Conway-Castle-Brücke (1849) in Wales berühmt geworden, die er mit Robert Stephenson zusammen gebaut hatte. Talcott suchte und bekam seine Hilfe, die sich gewiss auch über Fairbairns Publikationen hinaus erstreckte, in denen dieser etwa die Vorzüge des Schmiedeeisens gegenüber dem Gusseisen im Brückenbau erläutert und Berechnungshilfen gibt, [21].

Am interessantesten sind die Brücken, die zwischen den Bahnhöfen von Boca del Monte im Hochland und La Soledad, nur 42 km von Veracruz entfernt, entstanden sind.

Im ersten Abschnitt der Bergstrecke zwischen Boca del Monte und Maltrata überquert die Wim-

mer-Brücke eine Schlucht an den Hängen einer imposanten Bergkette, den sogenannten Cumbres de Maltrata, Bild 17. Die Brücke ist insgesamt 97,07 m lang, sie wird von vier Pfeilern gestützt, die bis zu 39,36 m hoch sind; über die fünf Öffnungen verläuft ein eiserner Durchlaufträger. Die originalen Eisenstützen sind heute ummauert und verfüllt. Der Hauptträger besteht aus zwei genieteten Doppel-T-Trägern mit 1,52 m Konstruktionshöhe. Diese seitlichen Träger sind über ein waagrecht liegendes Fachwerk miteinander verbunden und ausgesteift, [22].

Die Brücke ist die Einzige, die nach ihrem Erbauer benannt ist: Sebastian Wimmer. Er kam am 5. Januar 1831 in Thalmassing bei Regensburg zur Welt, besuchte die Polytechnische Schule in München und kam nach erfolgreichem Studienabschluss mit seinem Onkel Bonifaz, am 2. Juni 1851 nach New York. Er arbeitete als Ingenieur in den USA, bevor er schließlich am 29. März 1865 nach Mexiko aufbrach. Hier arbeitete er zwei Jahre lang als Ingenieur des Ferrocarril Mexicano vor Ort, bis er als Gesandter der Eisenbahngesellschaft nach London geschickt wurde.

Der Weg über die Wimmer-Brücke hinaus führt zu mehreren verlassenen Bahnhöfen und Wasserspeichern sowie zum heute aufgegebenen

Umspannwerk, der Subestación N° 1, in der noch fast alle technischen Einbauten vorhanden sind. In einem breiten Tal am Fuße der Bergkette erreicht die Trasse schließlich in einem weiten Bogen den Bahnhof von Maltrata. Die Strecke bis zum nächsten Bahnhof in Balastlera (km 146,62) führt über Tunnel und mehrere Schwergewichtsmauern, die die ehemaligen Brücken ersetzen, wiederum durch ein ausgedehntes Tal bis zu einer steil abfallenden Schlucht, an deren Hang sich die Trasse entlang windet. Die Stelle wird nicht umsonst *Infernillo* – kleine Hölle – genannt – ein wirklich bewegendes Erlebnis in einer stillen und wilden Landschaft.

Zwischen dem Bahnhof von Balastlera und Sumidero verläuft die jetzt unverändert genutzte Trasse auf ebener Strecke in einem Hochtal. Nur wenige hundert Meter vor dem Bahnhof von Sumidero wird die heutige Trasse über die neue Metlac-Brücke geleitet. Die aufgegebene Trasse führt kurvenreich zur alten Metlac-Brücke. Dieser Abschnitt ist der eindrucksvollste Teil der Strecke, der Techniker wie Künstler zu wahren Wunderwerken motiviert hat.

Die Schlucht des Río Metlac war das größte und schwierigste Hindernis, das es auf der gesamten Strecke zu überwinden galt: Das Tal hat zum Teil



Bild 17 Die Wimmer-Brücke von der darüber liegenden Autobahn aus gesehen

Foto: Dirk Bühler

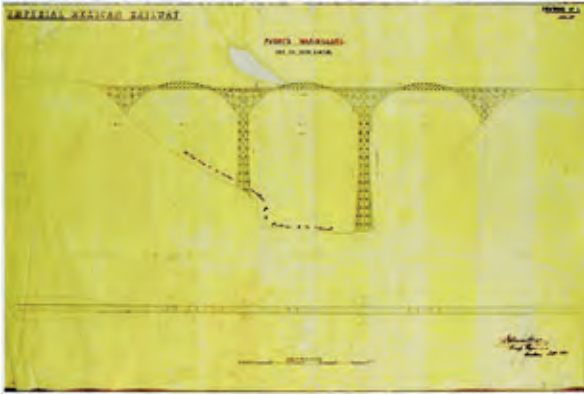


Bild 18 Zeichnung von William Lloyd der Brücke über die Metlac-Schlucht – des Puente Maximiliano  
Quelle: Centro Nacional para la Preservación del Patrimonio Cultural Ferrocarrilero – CEDIF – Puebla – Fondo Maximiliano

eine Breite von über 300 m und eine Tiefe von 115 m und war damit eine enorme Herausforderung für die Ingenieure, die zunächst einige interessante Vorschläge untereinander erörterten, bis die spätere Lösung gefunden war.

Andrew Talcott schlägt zunächst den Bau einer Hängebrücke über die Schlucht an einer 304 m breiten und 106 m tiefen Stelle vor, weil er die Lösung für die wirtschaftlichste hielt; doch bald verwarf er diese Variante wegen der zu erwartenden gefährlichen Schwingungen und der unkalkulierbaren Durchbiegungen. In einem zweiten Vorschlag dachte er über eine Röhrenbrücke aus Eisen nach, die über zwei oder drei Öffnungen reichen und von Stützen aus einem Rohrgerüst getragen werden sollte. Ein Bericht des Bauingenieurs W. T. Ingram aus dem Jahre 1916 enthält eine Zeichnung dieses Vorschlags, der der Britannia-Brücke recht ähnlich ist, [23]. Talcott zog bei diesem Vorschlag Stützen aus Eisen den gemauerten vor, weil er sie für preiswerter hielt. Eine weitere Alternative sah er darin, eine Brücke weiter flussaufwärts zu bauen, am Anfang der Schlucht, wo diese enger und nicht so tief eingeschnitten ist, obwohl dies eine Umleitung der Trasse ins Tal hinein und wieder heraus bedeutete. Diese Variante sollte die später verwirklichte Lösung sein.

William Lloyd (1822–1905), der die Bauarbeiten ab 1864 leitete, schlug eine Brücke mit drei Öffnungen vor (zwei seitliche mit 96,62 m und eine mittige mit 122 m). Sie sollte auf zwei gigantischen, sich nach oben verjüngenden Pfeilern aus Eisenrohren stehen, die im oberen Teil zum Träger hin als Kragarme ausgebildet waren, dazwischen war jeweils ein Fachwerkbogen geplant. Dieser innovative und gleichzeitig monumentale Vorschlag

machte in Fachzeitschriften der Zeit Furore: So pries ihn etwa der *Scientific American* 1866 [24] als ein Tragwerk an, das die Grenzen moderner Ingenieurkunst überwindet und schon alleine einen Besuch in Mexiko wert ist. Urheberrechtliche und verfahrenstechnische Probleme verhinderten den Bau, [25], [26], Bild 18.

Im Jahre 1866 lagen schließlich die endgültigen Pläne von Andrew Talcott für eine Röhrenbrücke vor. Am 26. April 1866 wurde der Grundstein gelegt. Doch schon zwei Wochen danach erschütterte ein Erdbeben das kaum begonnene Bauwerk und William Cross Buchanan, der Nachfolger Talcotts, wurde beauftragt, eine weniger erdbebengefährdete Lösung zu suchen. Der entwarf eine alternative Trassenführung durch das Tal mit einer kleineren, aber nicht weniger spektakulären Brücke, ein Vorschlag, der am 28. Juni 1871 genehmigt wurde. Schon ein Jahr später war die Metlac-Brücke fertiggestellt und bestand die Probelastung, die unter Aufsicht von Buchanan im Juli 1872 stattfand. Der ausgeführte Entwurf führte die Trasse in einer Schleife weit ins Tal des Metlac hinein zu einer schmalen Stelle der Schlucht, die von einer Brücke mit gekrümmtem Verlauf überspannt wird, damit die Bahn das Tal auf der entgegengesetzten Seite wieder in weitem Bogen verlassen konnte. Diese Brücke hat 164,65 m Gesamtlänge. Auf acht Stützen, die aus gusseisernen Rohren zusammengesetzt sind, verläuft ein Durchlaufträger, der die Schlucht in 28 m Höhe mit neun Öffnungen von je 15,29 m Spannweite überquert. Die Träger wurden von den Crumlin Shops in Großbritannien geliefert. Es sind genietete Doppel-T-Träger mit einer Konstruktionshöhe von 1,22 m. Wie die der anderen Brücken sind sie über waagrecht liegende Aussteifungen miteinander verbunden, [27] und Bilder 19 und 20.

Die ursprünglichen Brücken des *Ferrocarril Mexicano* wurden zwischen 1903 und 1910 erneuert. Die Elektrifizierung der 103 km langen Strecke zwischen Paso del Macho und Esperanza mit Steigungen von 2,5 % bis 4,1 % wurde zwischen 1922 und 1928 unternommen, denn die Fairlie-Lokomotiven, die seit der Eröffnung im Einsatz waren, erreichten dort nur Geschwindigkeiten von maximal 10,7 km/h. Neue Loks, die mit 3.000 Volt Gleichstrom fuhren, versprachen eine Verbesserung der Leistung um 25 %. Der erforderliche Strom wurde vom nahe gelegenen Wasserkraftwerk Tuxpango bezogen, das die Puebla Light and Power Company betrieb. In diese Zeit fällt auch die dritte Erneuerung von Brücken, bei der einige hangnahe Brücken durch gemauerte Stützwände ersetzt wurden. Aus neuester Zeit stammen die aktuelle Brücke über den Metlac (1984–1985), der Tunnel El Mexicano mit 3 km Länge und der



Bild 19 Kolorierter Stich aus dem Werk von Casimiro Castro über den Ferrocarril Mexicano, aus [27]

Viadukt-Tunnel Pensil (1986) mit 120 m Länge. Heute wird die Strecke nur noch vom Güterverkehr benutzt.

Im Jahre 1877 verfügte Mexiko noch über ein Eisenbahnnetz von 684 km, das bereits 1901 auf 14 319 km angewachsen war und das sich 1910, ein Jahrhundert nach Beginn der Unabhängigkeitsbewegung, auf 18.724 Streckenkilometer ausgedehnt hatte, [28].

## 8 Heute: Voll globalisiert

In der zweiten Hälfte des 20. Jh. beginnen in Lateinamerika die Bauvorhaben für große und eindrucksvolle Brücken, die nur exemplarisch dargestellt werden können. Da ist etwa die Brücke zwischen La Guaira und Caracas in Venezuela, die von Eugène Freyssinet (1879–1962) geplant und durch die Firma Campenon Bernard mit 390 m Länge und einer größten Spannweite von 154 m

zwischen 1951 und 1953 gebaut wurde oder – ebenfalls in Venezuela – die Brücke über den Maracaibo-See mit den berühmten Stützen von Riccardo Morandi (1902–1989), die 1959 bis 1962 unter Beteiligung dreier deutscher Baufirmen erbaut wurde, [29] und Bilder 21 und 22. In Mexiko sind es eher spanische Büros wie das von Leonardo Fernández Troyano aus Madrid, die Brücken planen, wie etwa die an der Autobahn zwischen Mexico-Stadt und Acapulco über den Río Mexcala und Río Papagayo (beide 1991)

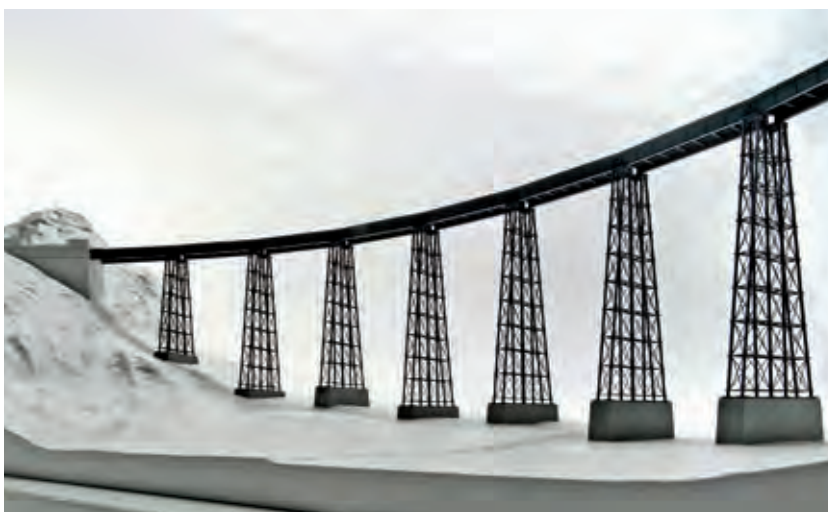


Bild 20 Modell der Metlac-Brücke (M 1:200) im Deutschen Museum  
Foto: Deutsches Museum



Bild 21 Gesamtansicht der Brücke über den Maracaibo-See in Venezuela

Foto: Deutsches Museum



Bild 22 Ansicht der von Riccardo Morandi entworfenen Stützen für die Brücke über den Maracaibo-See Foto: Deutsches Museum

[30] oder entlang der Golfküste über die Mündungen des Río Coatzacoalcos oder den Río Grijalva in Tabasco (2000–2001), [31]. Eine besonders spektakuläre Brücke in Mexiko ist derzeit eine 1.124 m lange Schrägseilbrücke mit 520 m Spannweite, die zwischen 2004 und 2012 im Zuge der Autobahn Durango-Mazatlán in 402,57 m Höhe über den Río Baluarte erbaut wurde, z. B. [32].

### Literatur

- [1] Bollinger, A.: So bauten die Inka. Dissenhofen: Rüeegger, 1979
- [2] Bühler, D.: La construcción de puentes en ciudades virreinales y su impacto en la estructura social y urbana. Boletín de Monumentos Históricos, Tercera Época 16 (2009) Mayo–Agosto, 142–154
- [3] Regal, A.: Los caminos del Inca en el antiguo Perú. Lima: Sanmartí, 1936
- [4] Estete, M.: Relación de la conquista del Perú (1535). In: Urteaga, H. (Hrsg.): Historia de los Incas y conquista del Perú. Lima: Sanmartí, 1924, 3–71
- [5] de Acosta, J.: Historia natural y moral de las Indias. México D.F.: Fondo de Cultura Económica, 1979, 122–123
- [6] Regal, A.: Los puentes del Inca en el antiguo Perú. Lima: im Selbstverlag, 1972

- [7] De la Vega, G. (El Inca): Comentarios Reales de los Incas. México D.F.: Fondo de Cultura Económica, 1991, 176
- [8] Herencia Ruiz, A.: El puente de barcas. In: Herencia, R.; Vázquez, R.; Alonso, E. (Hrsg.): Los puentes sobre el Guadalquivir en Sevilla, Sevilla: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Verlag der andalusischen Ingenieurkammer), 1999, 11–29
- [9] Squier, G. E.: Peru. Reise- und Forschungserlebnisse in dem Lande der Incas. Leipzig: Max Spohr, 1883
- [10] von Humboldt, A.: Ansichten der Cordilleren und Monumente der eingeborenen Völker Amerikas. Frankfurt: Eichborn, 2004, Tafel XXXIII
- [11] Diego y Álvarez, A.: Un viaje fascinante por la América hispana del Siglo XVI. Madrid: Studium Ediciones, 1969, 268
- [12] Waman, P.: Nueva Corónica y Buen Gobierno. México, D.F.: Siglo XXI, 1980
- [13] Bühler, D.: El puente Q'eswachaca sobre el río Apurímac en Perú. In: Huerta, S.; López Ulloa, F. (Hrsg.): Actas del Octavo Congreso Nacional de Historia de la Construcción, Madrid: Instituto Herrera, 2013, 123–132
- [14] Ochsendorf, J.: Engineering Analysis for Construction History: Opportunities and Perils. In: Dunkeld, M.; Campbell, J.; Louw, H.; Tutton, M.; Addis, B.; Thorne, R. (Eds.): Proceedings of the Second International Congress on Construction History, 29.3.–2.4.2006 in Cambridge (UK), Cambridge: Construction History Society, 2006, 89–107
- [15] Brachetti, Á.: El año en fiestas –La convivencia con los dioses en los Andes del Perú. Madrid: Ministerio de Cultura, 2005, 16–41
- [16] <http://whc.unesco.org/en/list/1463> (aufgerufen am 5.10.2016)
- [17] [https://de.wikipedia.org/wiki/Aquädukt\\_des\\_Padre\\_Templeque](https://de.wikipedia.org/wiki/Aquädukt_des_Padre_Templeque) (aufgerufen am 5.10.2016)
- [18] Castañeda de la Paz, M.: En busca de agua para no morir de sed – Fray Francisco de Templeque y la construcción del acueducto de Otumba y Zempoala. Toluca (Mexiko): Fondo Editorial Estado de México, 2015
- [19] Bühler, D.: Ferrocarril Mexicano: Die erste mexikanische Eisenbahn. Kurzführer zur Ausstellung im Deutschen Museum, München: Deutsches Museum, 2011
- [20] Bühler, D.: A monument of civil engineering: the first Mexican railway. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Engineering History and Heritage 167 (2014) EH 4, 171–181
- [21] Fairbairn, W.: Die eisernen Träger und ihre Anwendung beim Hochbau und Brückenbau. Braunschweig: Verlag der Schulbuchhandlung, 1859
- [22] Bühler, D.: La construcción del ferrocarril mexicano (1837–1873); Arte e Ingeniería. Boletín de Monumentos Históricos – Tercera Época 18 (2010) Enero–Abril, 78–95
- [23] Ingram, W.: Kommentar ohne Titel im Appendix G. in: Low, E.: A review of the report of Captain Andrew Talcott. Transactions of the American Society of Civil Engineers (1916), Paper No. 1371, 1611
- [24] Anonym: A great Railway Enterprise. The Scientific American 15 (1866) 2, July, 18
- [25] Brief von Charles G. Talcott an Alfred L. Rives, May 17, 1866. Manuskript, Fundort: Alfred Landon Rives Papers, David M. Rubenstein Rare Book & Manuscript Library, Duke University (Durham, NC).
- [26] Bühler, D.: Ingeniería e ingenieros: diseño y construcción del puente de Metlac, en México. In: Huerta, S.; Fuentes, P. (Hrsg.): Actas del Noveno Congreso Nacional y Primer Congreso Internacional Hispanoamericano de Historia de la Construcción, 13.–17.10.2015 in Segovia (Spain), Madrid: Instituto Juan Herrera Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, 2015, Vol. 1, 269–278
- [27] García Cubas, A.; Castro, C.: Álbum del Ferrocarril Mexicano. México D.F.: Victor Debray, 1877
- [28] Palacio, J. (Hrsg.): Los Ferrocarriles de México (1837–1987). México D.F.: Ferrocarriles Nacionales de México, 1987, 71–98
- [29] Simons, H.; Wind, H.; Moser, H. (Hrsg.): Die Brücke über den Maracaibo-See in Venezuela: Die General-Rafael-Urdaneta-Brücke. Wiesbaden und Berlin: Bauverlag, 1963
- [30] Fernández Troyano, L.: Tierra sobre el Agua. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Verlag der spanischen Ingenieurkammer), 1999
- [31] <http://www.cfcsl.com/en/cfcsl-bridges/> (aufgerufen am 13.01.2017)
- [32] <https://de.wikipedia.org/wiki/Baluarte-Brücke> (aufgerufen am 13.01.2017)



# Das alte und das neue Ottendorfer Viadukt

## **Prof. Dr.-Ing. Thomas Bösche**

*Curbach Bösche Ingenieurpartner, Dresden*

## **Dipl.-Ing. Elke Hering**

*DB Engineering & Consulting GmbH, Region Südost – Planung Konstruktiver Ingenieurbau, Zwickau*

## **Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing. Jens Otto**

*Ed. Züblin AG, Direktion Brückenbau, Dresden*

## **Dr.-Ing. Stephan Teich**

*Dittmann+Ingenieure Bauplanung GmbH & Co. KG, Dresden*

## 1 Geschichtliches

Im Mai 1845 begannen die Bauarbeiten für den ersten Streckenabschnitt der Eisenbahnstrecke von Riesa nach Chemnitz, [1]. Wegen der zunehmenden Industrialisierung der Chemnitzer Region wollte die eigens gegründete Chemnitz-Riesaer Eisenbahn-Gesellschaft eine Anbindung an die bereits seit dem 7. April 1839 mit Fertigstellung der Riesaer Elbebrücke durchgängig betriebene Leipzig-Dresdener-Eisenbahn und die Riesaer Hafenanlagen der Elbeschifffahrt herstellen. Der nördliche Abschnitt zwischen Riesa und dem am Rand des Zschopautals gelegenen Limmritz bei Döbeln wurde bis Ende 1847 fertiggestellt.

Der weitere Streckenverlauf über Steina und Waldheim, später über Mittweida nach Chemnitz, stellte den Ingenieuren dann jedoch besondere Aufgaben. Insbesondere die Überquerung der Zschopau bei Limmritz sowie die Überwindung ihrer Seitentäler in der Region erforderte die Planung einer Vielzahl von anspruchsvollen Ingenieurbauwerken. Alle Brücken wurden, wie damals üblich, vorwiegend aus in der unmittelbaren Nähe abgebauten Natursteinen als Gewölbeviadukte hergestellt und jeweils individuell der Talgeometrie und den Baugrundverhältnissen angepasst. Der Bau des Streckenabschnitts von Limmritz bis Waldheim erwies sich jedoch wegen den unerwartet hohen Baukosten für die Chemnitz-Riesaer Eisenbahn-Gesellschaft als unlösbares finanzielles Problem. Sie wurde schließlich 1850 von der Königlich Sächsischen Staatseisenbahn übernommen, welche dann bis 1852

den Bau der Eisenbahnstrecke bis nach Chemnitz vorantrieb, [1], [2]. Der schwierige Abschnitt zwischen Limmritz und Waldheim mit seinen vielen Stützmauern Viadukten und auch Tunneln, wird noch heute als „Bankrottmeile“ bezeichnet – die entstandenen Ingenieurbauwerke sind jedoch einzigartig (Tabelle 1)!

Im letzten Bauabschnitt quert die Bahnstrecke zwischen Mittweida und Chemnitz den Ort Ottendorf. Der Ort liegt entlang des kleinen Dorfbachs in einem langgestreckten Tal, zu dessen Querung auch hier ein Natursteinviadukt errichtet wurde. Als Baumaterial für die Pfeiler und

Tabelle 1 Eisenbahnviadukte auf der Strecke Riesa–Chemnitz

km	Bauwerk	Länge (ca.)
00,000	Riesa	
15,567	Viadukt Ostrau	157 m
24,773	Brücke Freiburger Mulde	97 m
28,820	Limmritz (Sachsen)	
29,981	Viadukt Limmritz (Bild 1)	260 m
31,459	Viadukt Saalbach	75 m
31,811	Viadukt Steina	225 m
32,362	Viadukt Kummersmühle	110 m
34,271	Viadukt Diedenmühle (Bild 2)	170 m
34,931	Waldheim	
36,055	Viadukt Heiligenborn (Bild 3)	173 m
43,095	Viadukt Crossen, 1991 verfüllt	155 m
50,330	Viadukt Altmittweida, 1991 verfüllt	90 m
54,450	Viadukt Ottendorf, Ersatzneubau 2015	84 m
65,890	Chemnitz	



Bild 1 Viadukt Limmritz bei km 29,981

Foto: Thomas Bösche



Bild 2 Viadukt Diedenmühle bei km 34,271

Foto: Thomas Bösche

Gewölbe kam vorwiegend ein in der Region gewonnener Melaphyrtuff zum Einsatz. Die Dämme wurden mit bis zu 17 m Höhe relativ weit in das Tal hineingeführt. Für das Viadukt ergab sich eine Gesamtlänge von etwa 85 m bei einer lichten Weite zwischen den Widerlagern von 76 m, welche mit insgesamt 6 Bögen überspannt wurde. Das Bauwerk überführt die von Beginn an zweigleisig angelegte Strecke in unmittelbarer Ortslage über die direkt am Widerlager Riesa verlaufende Dorfhauptstraße, über den Dorfbach und eine Anliegerstraße.

## 2 Bauwerkszustand 2010

Die Strecke 6255 Riesa–Chemnitz wurde mittlerweile elektrifiziert und ist wichtiger Bestandteil des Fern- und Ballungsnetzes der Deutschen Bahn. Viele der historischen Eisenbahnviadukte wurden in den vergangenen Jahren mehrfach umgebaut und saniert und verfügen meist über eine auch für die aktuellen Anforderungen des modernen Eisenbahnverkehrs völlig ausreichende Standsicherheit und Dauerhaftigkeit. Am Ottendorfer Viadukt erwies sich jedoch der Einsatz des äußerst feuchteempfindlichen Melaphyrtuffs für das Quadermauerwerk der Pfeiler und Gewölbe als Problem. Wahrscheinlich erfolgten auch aus diesem Grund bereits frühzeitig Instandsetzungsarbeiten an den Entwässerungseinrichtungen des Bauwerks (Bild 4). 1953 kam es zu einem Teileinsturz an den Parallelfügeln und an den Bauwerksoberflächen waren bereits erhebliche Schäden durch Wassereinwirkung zu verzeichnen. Als So-



Bild 3 Viadukt Heiligenborn bei km 36,055

Foto: Thomas Bösche

fortmaßnahme wurden die Flügelmauern provisorisch gesichert und zunächst ein eingleisiger Verkehr eingerichtet (Bild 5). Das verbleibende Gleis wurde dabei in die Mitte des Brückenquerschnitts gelegt. 1955 begann dann schließlich eine grundlegende Instandsetzung des Bauwerkes (Bild 6). Neben einer vollständigen Ummantelung der Oberflächen mit einer bewehrten Spritzbetonschicht erfolgten der Ersatz der baufälligen Parallelfügel durch gewaltige Schrägflügel aus Beton und der Einbau einer Fahrbahnwanne aus Stahlbeton zur Gewährleistung einer flächigen Abdichtung der Fahrbahn.

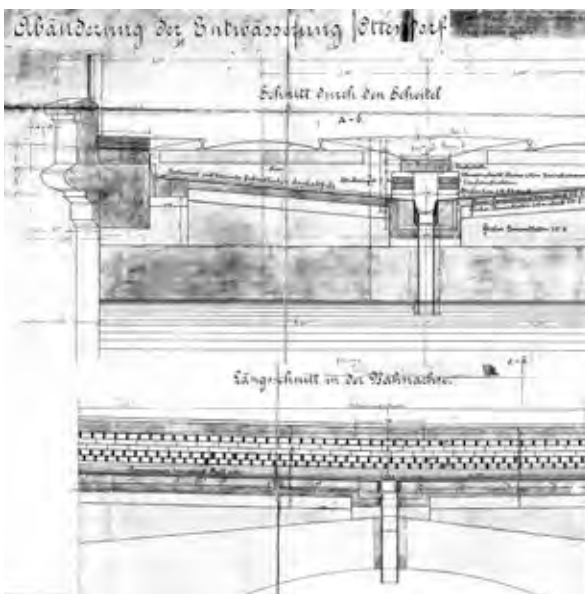


Bild 4 Instandsetzung der Abdichtung und Entwässerung Zeichnung: Archiv Deutsche Bahn

Nach fast 160 Jahren Betrieb erfolgte 2010 eine umfassende Untersuchung der Bauwerkssubstanz. Trotz Spritzbetonummantelung waren im Bauwerksinneren massive Schädigungen durch die Auflösung des Natursteins und des Mörtels zu verzeichnen. Der Bauwerkszustand ließ keine sinnvollen und angemessenen Sanierungslösungen zum weiteren Erhalt der Verfügbarkeit zu – Forderungen des Denkmalschutzes lagen wegen des bereits 1955 vollständig veränderten Erscheinungsbildes nicht vor (Bild 7). Unter Beachtung der gegebenen Umstände wurde daher 2011 die Entscheidung für den Abbruch des Viaduktes und die Planung sowie den Bau einer modernen Eisenbahnüberführung getroffen.

### 3 Randbedingungen für den Entwurf

#### Funktionale Anforderungen:

Entsprechend Lastenheft sollte das neue Bauwerk für eine Entwurfsgeschwindigkeit von 140 km/h ausgelegt werden und in der ursprünglichen Lage die Gleise der Strecke 6255 auch in Zukunft über die Dorfstraße und den Dorfbach überführen.

#### Bautechnologische Anforderungen:

Für den Abbruch und den Neubau konnte eine Vollsperrung der Strecke von maximal 4 Monaten zur Verfügung gestellt werden. Wegen der geringen zur Verfügung stehenden Umbauzeit wurde eine seitliche Vorfertigung des neuen Brückenüberbaus festgelegt. Innerhalb der Sperrpause

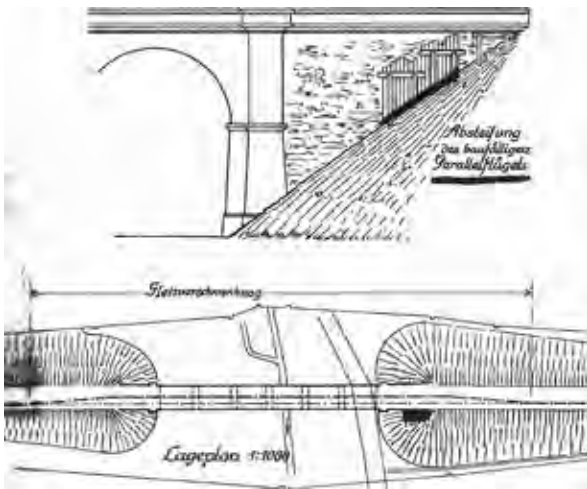


Bild 5 (oben)  
Übersicht über die Notinstandsetzung 1953  
Zeichnung:  
Archiv Deutsche Bahn

sollten dann der Abbruch des Bestandsbauwerks, die Herstellung der neuen Gründungen und Unterbauten und ein anschließender Querverschub erfolgen.

**Gestalterische Aspekte:**

Trotz der optisch etwas unvorteilhaften Spritzbetonverpackung liebten die Ottendorfer ihr altes Viadukt. Da ohne die Überzeugung der Bevölkerung von der angestrebten Neubaulösung die Durchführung der vorgesehenen Baumaßnahme mitten im Ort nicht vorstellbar gewesen wäre, sollte im Entwurf besonderes Augenmerk auf die Bauwerksgestaltung gelegt werden. Das neue Viadukt sollte außerdem mindestens die lichten Weiten der alten

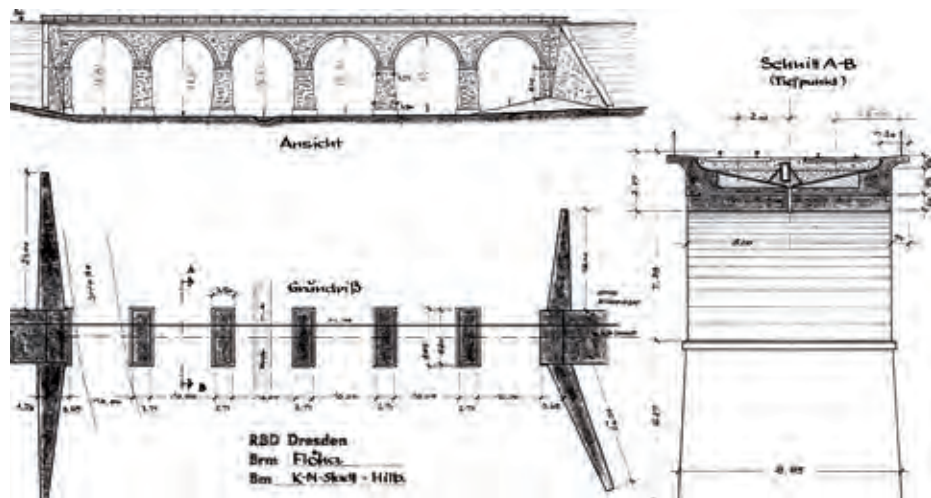


Bild 6 (rechts)  
Übersicht über die Instandsetzungsarbeiten 1955  
Zeichnung:  
Archiv Deutsche Bahn



Bild 7 Bauwerkszustand 2010

Foto: Thomas Bösche



Bild 8 Das 1991 verfüllte Viadukt Crossen

Foto: Thomas Bösche

Brücke wieder aufgreifen, um den Charakter des Tales und die Blickbeziehungen im Dorf nicht zu beeinträchtigen. Lösungen wie die noch 1990 umgesetzte Verschüttung des Crossener Viaduktes (Bild 8) nur wenige Kilometer entfernt auf derselben Strecke, mit lediglich einem verbliebenen Mauseloch für die querende Straße, schieden also aus.

#### 4 Entwurfslösung

Wegen des vorgesehenen Querverschubs schienen zunächst einteilige Überbauten mit großen Stützweiten wie zum Beispiel Fachwerkträger, Stabbogen- oder Netzwerkbogenlösungen vorteilhaft. Wegen der relativ großen Höhe über Talgrund erwiesen sich die Entwurfslösungen mit oberliegenden Tragwerken jedoch als gestalterisch unschön, außerdem stellte sich der Bau der hierfür erforderlichen bis zu 15 m hohen und massiven Widerlager in der vorgesehenen Sperrpause als nicht realisierbar heraus. Es musste also nach Lösungen mit ganz oder teilweise unter der Fahrbahn angeordneten Tragelementen und Möglichkeiten zur Reduzierung der Kubatur der neu herzustellenden Unterbauten gesucht werden.

Nach einem intensiven technischen und gestalterischen Abwägungsprozess wurden schließlich folgende Lösungskomponenten herausgearbeitet:

- ❑ traditionelle Stabbogenlösung im mittleren Bauwerksbereich,
- ❑ Fortsetzung des Bogens als Rahmenstiele unter die Versteifungsträgerebene,
- ❑ Lagerung der Stiele in den bisherigen Bauwerksendachsen und Öffnung des Talraumes im oberen Bereich zur Verlegung der Endauflager nach hinten,

- ❑ Nutzung der Substanz der bestehenden massiven Widerlager als Schwergewichtsgründung zur Reduzierung des Zeitaufwands und der Kosten für Abbruch und Neubau.

Auf der Basis dieser Randbedingungen entstand als Entwurfslösung ein interessantes und für den Eisenbahnbrückenbau bisher untypisches Bauwerk, welches sich mit seinen Proportionen unaufdringlich in die vorhandene Situation einfügt.

Entsprechend der gestalterischen und funktionalen Vorgaben wurde der Brückenüberbau als rahmenversteiftes Bogentragwerk konzipiert.

Den zentralen Bereich des Bauwerkes bilden zwei parallele Stahlbögen mit einer Länge von ca. 59 m und einem Bogenstich von 10 m. An den Bögen sind über 8 Flachstahlhänger je Seite die über die gesamte Bauwerkslänge von 90,95 m durchlaufenden Versteifungsträger befestigt. Die Bögen durchdringen die Versteifungsträger und bilden unterhalb der Fahrbahn ein zusätzlich tragendes Rahmensystem mit einer Stützweite von 74,94 m (Bild 9).

Der Achsabstand zwischen den beiden Bogenebenen beträgt zur Gewährleistung des Lichtraumprofils 9,90 m. Außerhalb beider Bögen sind Gehwegkonsolen zur Aufnahme der Dienstgehewege und Kabelkanäle angeordnet. Insgesamt ergibt sich somit eine Bauwerksbreite zwischen den Geländern von 12,35 m (Bild 10).

Die Lagerung des Überbaus erfolgte an insgesamt acht Punkten in vier Lagerachsen. Entsprechend der Tragwirkung wurde eine Lagerung der Bogenstiele auf vier allseits festen Kalottenlagern gewählt. In den Achsen der Endauflager wurden längsverschiebbliche Lager vorgesehen, wobei



Bild 9 Entwurfslösung – Ansicht

Zeichnung: Thomas Bösche

eine Lagerreihe die notwendige Querfesthaltung erhält.

Die Gründung des Bauwerks erfolgte auf massiven Widerlagern, wobei Teile der vorhandenen Gründungen mit darin integriert wurden. Die bestehenden Widerlagerwände und Parallelfügel wurden von einer Vorsatzschale umschlossen und durch Bohrpfehlwände erdseitig eingefasst. Sie bilden gemeinsam mit einer Grundplatte und den aufgehenden Widerlagerelementen eine Schwergewichtsgründung für die Endauflager der Brücke und die Lager der Bogenstiele. Neben der Einsparung von Kosten und Bauzeit für Abbruch und Entsorgung der kompletten Bestandswiderlager konnten so auch die Aufwendungen für die Neugründung reduziert werden.

## 5 Akzeptanz bei der Bevölkerung

Trotz des drohenden Verlustes der lieb gewonnenen Gewölbebrücke konnten sich viele der Ortsbewohner mit der großzügigen Öffnung des Talraumes und der schlanken Stahlkonstruktion unerwartet schnell anfreunden. In einer Bürgerveranstaltung wurde den Ottendorfern 2013 erstmals die Baumaßnahme erläutert und der Arbeitsstand des Bauwerksentwurfes präsentiert. Die zunächst gezeigte Farbgestaltung mit einem knallroten Bogen fand wahrscheinlich nur bei den Männern der freiwilligen Feuerwehr wirklich Zustimmung. Zur aktiven Einbeziehung der vom Baugeschehen betroffenen Bürger sollten die Ottendorfer schließlich selbst über die Farbgestaltung entscheiden – eine Maßnahme, die sicherlich zusätzlich zur Akzeptanz des Bauvorhabens beitrug.

Anfang 2014 wurden insgesamt vier Gestaltungskonzeptionen zu Wahl gestellt. Neben einer vollständig zurückhaltenden Gestaltungsvariante mit ausschließlich in hellen Grautönen gehaltenen Konstruktionselementen wurden 3 Lösungen mit einer bewussten farblichen Betonung der Haupttragwirkung in den Farbkombinationen rot-grau, blau-grau und grün-grau zur Diskussion gestellt (Bild 11).

Obwohl auf diesem Wege eine gewisse Begeisterung für das Baugeschehen und auch Neugier auf das neue Bauwerk entstanden, wurde die Geduld des ganzen Dorfes später während der Baumaßnahme auf das Äußerste beansprucht.

## 6 Genehmigung

Durch den offenen Umgang mit den Bürgern und den betroffenen Behörden konnte das Planfeststel-

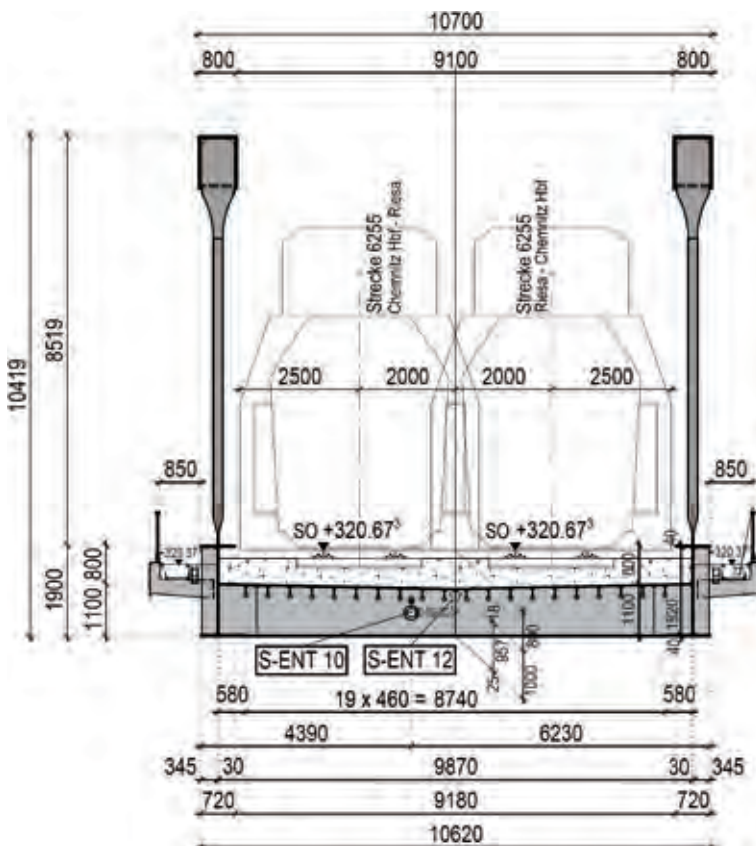


Bild 10 Entwurfslösung – Regelquerschnitt

Zeichnung: Thomas Bösche

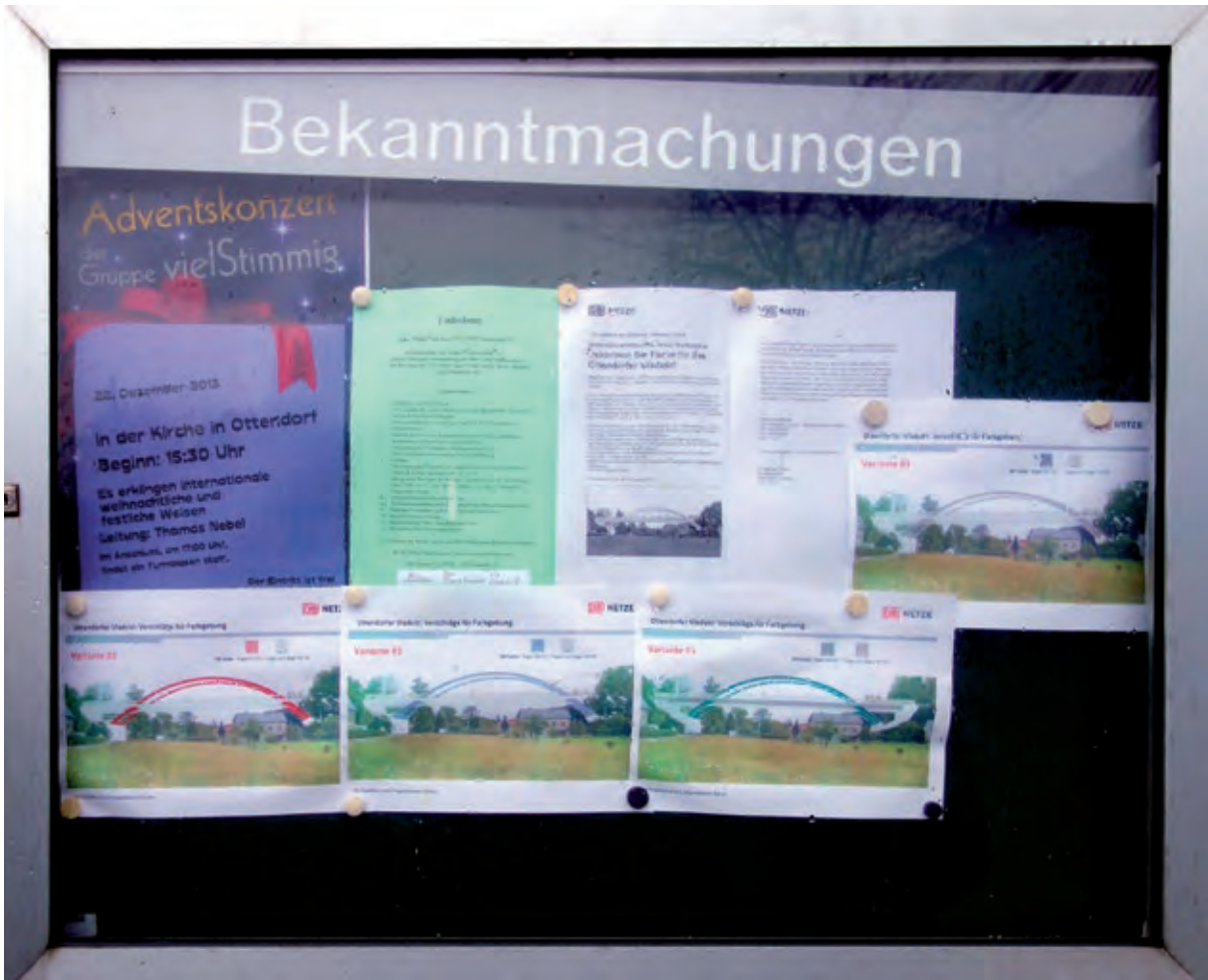


Bild 11 Bekennen Sie Farbe für das Ottendorfer Viadukt – Gestaltungsvarianten zur Farbgebung

Foto: Thomas Bösche

lungsverfahren für das Bauvorhaben relativ unproblematisch abgewickelt werden.

Größerer Abstimmungsbedarf ergab sich aus den technischen Besonderheiten des entstandenen Bauwerksentwurfes. Obwohl alle gewählten Lösungen statisch und konstruktiv logisch und richtig erschienen, ergab sich das Problem, dass einige Elemente dieses etwas ungewöhnlichen Bauwerks durch das aktuelle Regelwerk der Deutschen Bahn nicht beschrieben – also nicht geregelt sind. Und was nicht geregelt ist – ist verboten?

Bei Planungen von Eisenbahnanlagen darf an dieser Stelle nicht sofort verzagt werden! Bei der offensichtlichen Notwendigkeit von Ergänzungen zum Regelwerk oder der Erlaubnis, in begründeten Fällen sogar vom Regelwerk abweichen zu dürfen, kann hier von der Möglichkeit einer Unternehmensinternen Genehmigung (UiG) Gebrauch gemacht werden. Die Beantragung einer UiG ist dabei keineswegs ein Indikator für einen unzulänglichen Entwurf, sondern eine von den Verfassern

des Regelwerks ausdrücklich empfohlene Verfahrensweise, um Innovationen und interessanten, außergewöhnlichen Lösungen eine Chance zu geben. Sie sollte nicht als Ausnahme- oder Notlösung verstanden werden – vielmehr als normales Instrument zur Nachregelung und Genehmigung von speziellen Detaillösungen in Zeiten, wo nun mal eben alles geregelt sein muss. Die UiG selbst ist übrigens auch in der Ril 804.0101A01 [3] geregelt – ein Glück!

Die Beantragung der Unternehmensinternen Genehmigung und der Prozess bis zur abschließenden Erteilung benötigen einige Zeit und nicht immer beschränken sich die enthaltenen Bestimmungen und Auflagen auf den beantragten Themenkreis. Wichtig ist es daher, diesen Schritt bereits im Zuge der Entwurfsplanung einzuleiten, um mögliche Auswirkungen auf das Baugeschehen in zeitlicher, vertraglicher und technischer Hinsicht ausschließen zu können. Für den hier behandelten Entwurf wurde daher bereits am 29.3.2013 die Erteilung einer UiG unter anderem zur individuellen Regelung folgender Punkte beantragt:

**Ergänzende Regelungen für Berechnungsansätze:**

Präzisierung der durch das Regelwerk für dieses spezielle Bauwerk nicht eindeutig festgelegten maßgebenden Längen für den Durchbiegungsnachweis (Reisendenkomfort) und die Festlegung des dynamischen Beiwerts.

**Ergänzende Regelungen für konstruktive Lösungen:**

Die Ril 804.5101 [3] regelt die Anordnung von Bauwerkslagern für übliche Brückenkonstruktionen mit der Platzierung der Lager in einer Ebene. Für die Anordnung von mehreren Festpunkten wird dabei grundsätzlich eine UiG vorgeschrieben. Für die Entwurfslösung des neuen Ottendorfer Viaduktes waren jedoch für die 4 Bogenfußpunkte jeweils allseits feste Lager vorgesehen. Technisch logisch – aber formell ohne gesonderte Regelung nicht zulässig.

**Ausnahmen vom Regelwerk:**

Die Ril 804.5101 [3] schreibt im Abschnitt 4.1 die Berücksichtigung eines Lagerwechsels ohne Beeinträchtigung des Eisenbahnbetriebs als vorübergehende Bemessungssituation vor. Die Umsetzung dieser Forderung wäre aber bei der bevorzugten Entwurfslösung mit erheblichen und unangemessenen Mehraufwendungen verbunden gewesen.

Nachdem mit den Verantwortlichen die betrieblichen Möglichkeiten für die unproblematische Einrichtung entsprechender Sperrpausen abgestimmt und dokumentiert wurde, konnte auch diese Ausnahme zusammen mit den beantragten Umständen durch die mit der Technischen Mitteilung 3-2014-10380 I.NVT 4 am 14.5.2014 erteilten UiG geregelt werden.

Neben den beantragten Regelungen enthielt die Technische Mitteilung noch zusätzliche Hinweise und Auflagen. Zum Beispiel konnte den vereinfachten Nachweisen zur Untersuchung von Resonanzgefahr und Einhaltung der Schienenspannungen mit Verweis auf die Besonderheiten des Bauwerks nicht zugestimmt werden. In der Folge wurden in der Entwurfs- und Ausführungsplanung konkrete dynamische Untersuchungen und Schienenspannungsberechnungen durchgeführt. Die dynamischen Berechnungen zur Resonanzgefahr bestätigten ein unkritisches Verhalten des Bauwerks. Bei den Schienenspannungsnachweisen waren durch die Besonderheiten des Bauwerks grenzwertige Ergebnisse zu verzeichnen – der Verzicht auf Schienenauszüge konnte am Ende aber durch den Ansatz der Mitwirkung der hier erforderlichen Führungsschienen trotzdem durchgesetzt werden.

**7 Ausführungsplanung**

Jede Idee ist nur so gut wie ihre spätere Umsetzung. Um wertvolle Zeit für den Bauprozess zu gewinnen und den Entwurfsgedanken ohne Umwege in die Realisierung zu überführen, wurde die Ausführungsplanung des Ingenieurbauwerks in wesentlichen Teilen im Vorfeld erstellt und der Bauausführung beigelegt. Wegen den teilweise anspruchsvollen statischen Verhältnissen wurden die notwendigen Abstimmungen mit den beteiligten Fachleuten und mit dem Prüfenieur vorab geführt und die Ergebnisse konnten vorwiegend in die Ausschreibungsunterlagen eingearbeitet werden.

Um die technologischen Gedanken des zu diesem Zeitpunkt noch nicht gebundenen Bauunternehmens berücksichtigen zu können, wurden die Schal- und Bewehrungspläne in weiten Teilen zunächst vorbereitet und vorgeprüft – eine Präzisierung zu Bauabschnitten und den daraus resultierenden Arbeitsfugen erfolgte dann später gemeinsam mit der Bauausführung.

Bei der Nachweisführung für den Überbau wurde wegen des speziellen Verformungsverhaltens des Tragwerks dem Schienenspannungsnachweis und den Verformungsbegrenzungen an den Überbauenden besondere Aufmerksamkeit gewidmet.

Im Fall des Ottendorfer Viaduktes wird der größte Anteil der relevanten Beanspruchungen der Schienen durch die vertikalen Einwirkungen aus dem Zugverkehr hervorgerufen. Dies stellt im Gegensatz zu anderen Tragwerksformen eine Besonderheit dar. Durch die spezielle Tragwerksform entstehen bei asymmetrischen Laststellungen nicht nur Verdrehungen sondern auch größere Verschiebungen an den Bauwerksenden.

Auch im Hinblick auf die durchzuführende Berechnung zur Verformungsbegrenzung stellt das vorliegende Bauwerk damit einen Sonderfall dar. Im Regelfall sind die Bauwerkslängsverschiebungen infolge Überbauverdrehung aus Verkehrslasten nachzuweisen. Wegen der bei diesem Bogenbrückentyp vorhandenen Kombination der Verschiebungen des Überbauendes aus Translation und Rotation ist dieser Nachweis hier nicht ausreichend und es wurde daher auf der Basis der Bedingungen für die kombinierten Verformungswege entsprechend Ril 804.3101 [3] gearbeitet.

Im Gegensatz zur klassischen Stabbogenbrücke in Form eines Langerschen Balkens stellt sich beim vorliegenden Bauwerk eine kombinierte Tragwirkung aus Bogen mit angehängter Fahrbahn, Stabbogen und Sprengwerkrahmen ein. Die Bogen-



schubkräfte werden dadurch am Durchstoßpunkt Bogen-Versteifungsträger zu einem Teil in die Fahrbahnkonstruktion und zum anderen Teil in die hier vorhandenen Bogenstiele eingeleitet. In der Fahrbahn treten dabei je nach Laststellung sowohl Zugkräfte (System Langerscher Balken) als auch Druckkräfte (System Sprengwerk) auf. Neben diesen Normalkraftbeanspruchungen entstehen in den Haupttragelementen zusätzliche Biegemomente. Diese sind in den Versteifungsträgern und in den Bögen und besonders stark bei asymmetrischen Laststellungen ausgeprägt. Die lokale Lastweiterleitung der einwirkenden Beanspruchungen aus dem Bahnverkehr zu den Haupttragelementen in den Bogenebenen erfolgt auch bei dieser Brücke über die klassische Wirkungsweise einer orthotropen Platte aus Fahrbahnblech, Längsrippen und Querträgern.

Weitere Details zur Ausführungsplanung sind in [4] dokumentiert.

## 8 Bauausführung

Die Gesamtbauzeit für das Projekt betrug etwa 14 Monate von Sommer 2014 bis Ende 2015 mit einer Kernbauzeit von Frühjahr bis Herbst 2015. In der Kernbauzeit lag die vorgegebene Sperrpause der beiden auf dem Bauwerk überführten Gleise von vier Monaten (Juni bis September 2015). Neben dieser sehr kurzen Bauzeit war auch die

unmittelbare Nähe zur angrenzenden Wohnbebauung eine besondere Herausforderung [5]. Zur unmittelbaren Information der Ottendorfer Bevölkerung über das Baugeschehen wurde die Baustelle am 16.10.2014 mit einer Bürgerinformationsveranstaltung offiziell eröffnet (Bild 12).

Von der bauausführenden Arbeitsgemeinschaft (Ed. Züblin AG, Stahlbau Dessau GmbH & Co. KG, Wilfried Kessler Erdbau- und Abbruch GmbH) wurde auf der Basis des erteilten Bauauftrags folgender prinzipieller Ablauf für dieses Zeitfenster vorgeschlagen:

- Baufeldfreimachung,
- Montagegerüst und Vormontage Stahlüberbau,
- Beginn Sperrpause, Rückbau Oberleitungs- und Gleisanlage,
- Freilegen des Bestandsbauwerkes,
- Rückbau des Bestandsbauwerkes,
- Herstellung der Tiefgründung und der Widerlager,
- Montage und Querverschub des Stahlüberbaus,
- Einlagerung des Stahlüberbaus,



Bild 12 Bürgerinformationsveranstaltung zum Baubeginn

Foto: Thomas Bösche



Bild 13 Baustellenimpression: Abbruch, Stahlbetonarbeiten und Stahlbauarbeiten am Überbau gleichzeitig  
Foto: Thomas Bösche

- Hinterfüllung und Wiederherstellung der Bahndämme,
- Wiederaufbau der Gleis- und Oberleitungsanlage sowie
- Inbetriebnahme.

Die Bauablaufplanung wurde dabei von einigen maßgeblichen Kriterien beeinflusst. Neben der unbedingten Einhaltung der vorgesehenen Sperrpause war insbesondere die Beschränkung des Antransports von Großgeräten, Baustoffen und den vorgefertigten Stahlteilen in Dimensionierung und Gewicht bestimmend für den gewählten Bauablauf.

Unter Beachtung dieser Randbedingungen sah das Montagekonzept für den Überbau vor, den neuen Stahlüberbau seitlich neben dem noch in Betrieb befindlichen alten Viadukt bereits in einer Höhenlage von etwa 15 m herzustellen. Zwischen dem alten Bauwerk und dem neuen Überbau in Seitenlage verblieb lediglich ein Zwischenraum von 5 m.

Die orthotrope Fahrbahnplatte wurde aus insgesamt zehn vorgefertigten Segmenten hergestellt, für die Versteifungsträger wurden jeweils fünf Montage-segmente vorgesehen.

Die vier anspruchsvollen Durchdringungspunkte zwischen Bogen und Versteifungsträger wurden vollständig im Werk vorgefertigt und als separate Einheiten auf die Baustelle geliefert und dort montiert. Anschließend erfolgte die Montage der Bögen oberhalb der Fahrbahn aus jeweils drei Einzelsegmenten mit einer maximalen Länge von 25 m. Wegen geometrischen Überschneidungen des neuen Stahlüberbaus mit den Flügelwänden des alten Bauwerkes konnte die Komplettierung des Stahlüberbaus an den Brückenenden erst nach Abbruch der bestehenden Widerlager erfolgen.

Mit Beginn der Sperrpause erfolgte zunächst der Rückbau von Oberleitungen, Gleisen und Schotter auf dem alten Viadukt. Danach wurden die Baugruben mit einem Gesamtvolumen von 10.000 m<sup>3</sup> hinter dem alten Bauwerk ausgehoben und die sechs Bögen des alten Viadukts in Rekordzeit abgebrochen. Sämtliches Abbruchgut wurde auf dem Gelände eines ehemaligen Steinbruchs am Widerlager Chemnitz zwischengelagert und mit mobilen Aufbereitungsanlagen für den späteren Wiedereinbau als Bauwerkshinterfüllung aufgearbeitet.

Während die Abbrucharbeiten an den mittleren Pfeilern des alten Viaduktes noch liefen, begann der Neubau der beiden Widerlager mit der Her-



Bild 14 Querverschub

Foto: Thomas Bösche

stellung der Bohrpfehlwände und Vorsatzschalen sowie den aufgehenden Bauwerksteilen (Bild 13).

Nach der teilweisen Fertigstellung der beiden Widerlager wurde das Traggerüst für die Überbaumontage erweitert und 4 Verschubbahnen, welche jeweils an den Endauflagern sowie mittig zwischen erstem Hänger und Durchdringungspunkt Bogen/Versteifungsträger angeordnet wurden, auf den bevorstehenden Querverschub vorbereitet.

Elf Wochen nach Beginn der Sperrpause war der Überbau dann soweit komplettiert, dass der Verschub mit zwei synchron arbeitenden Hydraulikpressen beginnen konnte. Die gesamte 920 t schwere Stahlkonstruktion wurde etwa 16 m horizontal in Endlage verschoben (Bild 14). Dabei mussten die Verschubarbeiten mit einer hohen Präzision erfolgen, da zwischen den vier Bogenfußplatten des Stahlüberbaus und den oberen Lagerplatten der in den geneigten Lagersockeln temporär befestigten Lager während des Verschubs planmäßig nur ein Abstand von wenigen Millimetern vorhanden war.

Nach der Endmontage der Kalottenlager an den Bogenstielen und der geometrischen Feinausrichtung des Überbaus erfolgte, um temperaturbedingte Zwängungen zu vermeiden, in der dar-

auffolgenden Nacht der Verguss der Lagersockel an den Kämpfern. An den Bauwerksenden wurde anschließend der Überbau kraftgesteuert eingelagert und die vier restlichen Kalottenlager vergossen.

Anschließend erfolgten die Hinterfüllung der Widerlager und der Aufbau des bis zu 12 m hohen Bahndammes mit dem recycelten Abbruchmaterial, der Einbau des Gleisschotters auf Unterschottermatten sowie die Wiederherstellung der Gleisanlage und der Oberleitung. Die Inbetriebnahme konnte schließlich pünktlich zum festgesetzten Termin am 4.10.2015 vorgenommen werden.

## 9 Fazit

Nach über einem Jahr intensivem Baugeschehen mitten im Ort war Ende 2015 das neue Viadukt bereits seit einigen Wochen wieder in Betrieb und das Gelände, die Kreisstraße und die Grundstücke unter dem Bauwerk wurden wieder hergerichtet. Wie von den Bürgern ausgewählt, zeigt sich der Bogen in einem eleganten Grünton, während die restlichen Bauwerksteile in einem zurückhaltenden Grau gehalten wurden (Bild 15). Im Gegensatz zu den massiven Pfeilern und Widerlagerbauwerken des alten Viaduktes sind die neuen Unterbauten mit möglichst wenig Betonsichtflächen in die

Dämme integriert und das über 160 Jahre durch die massive Gewölbebrücke zerschnittene Tal wird durch die neue Lösung wieder geöffnet. Die Ottendorfer müssen sich sicher erst noch an die wiedergewonnenen Sichtbeziehungen im Dorf gewöhnen, die Akzeptanz für das neu entstandene Bauwerk ist jedoch allgemein groß.

Die Baumaßnahme zeigt, dass es sich durchaus lohnt, zunächst ohne Rücksicht auf alle Regularien des mannigfaltigen Vorschriftenwerks einen angemessenen Bauwerksentwurf aufzustellen. Sicher kostet die Einwerbung der Erlaubnisse und Genehmigungen für die so entstehenden Regelungslücken anschließend etwas mehr Kraft als die Planung eines Standardbauwerks. Als Ausgleich dazu kann aber – so wie an diesem Beispiel – auch bei allen Beteiligten ein besonderes Engagement für das anspruchsvolle Projekt entstehen. Wenn es um den Projekterfolg ging, haben hier bei Planung und Bau des neuen Ottendorfer Viaduktes die bauausführenden Unternehmen, die Projektleitung sowie die Planer und Bauüberwacher wirklich gemeinsam an einem Strang gezo-

gen. Das findet man im heutigen Baugeschehen immer seltener – dafür vielen Dank!

## Literatur

- [1] Ulbricht, L. F.: Geschichte der Königlich Sächsischen Staatseisenbahnen. Leipzig: Zentralantiquariat der DDR, 1989
- [2] Preuß, E.; Preuß, R.: Sächsische Staatseisenbahnen. 1. Aufl., Berlin: transpress Verlagsgesellschaft mbH, 1991
- [3] Richtlinie 804:01-2013: Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten. Verschiedene Teile
- [4] Teich, S.; Otto, J.; Bösche, T.: Das Ottendorfer Viadukt – Entwurf und Ausführung einer außergewöhnlichen Stahlbogenbrücke. Stahlbau 85 (2016) 2, S. 112–125
- [5] Otto, J.; Bösche, T.; Teich, S.: Eisenbahnüberführung Ottendorfer Viadukt – Brückenneubau innerhalb einer Sperrpause von vier Monaten. Bauingenieur 91 (2016), S. 393–400

## Projektbeteiligte

Bauherr:	DB Netz AG, Produktionsdurchführung Zwickau
Entwurf und Ausführungsplanung:	DB ProjektBau GmbH, Zwickau   Curbach Bösche Ingenieurpartner, Dresden   Dittmann+Ingenieure Bauplanung GmbH & Co. KG, Dresden
Prüfingenieur:	Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler
Bauausführung:	ARGE „Ottendorfer Viadukt“: Ed. Züblin AG, Dresden   Stahlbau Dessau GmbH & Co. KG, Dessau-Roßlau   Wilfried Keßler Erdbau- und Abbruch GmbH, Plauen-Oberlosa



Bild 15 Die neue Eisenbahnbrücke nach Fertigstellung

Foto: aeroSACHS für Deutsche Bahn

# Neubau einer „atmenden“ Stadtbahnbrücke in Düsseldorf

**Dipl.-Ing. Sonja Rode**

Landeshauptstadt Düsseldorf, Amt für Verkehrsmanagement

**Dipl.-Ing. Tobias Riebesehl, Dipl.-Ing. Thomas Neysters**

Ingenieurbüro Grassl GmbH, Hamburg

**Dipl.-Ing. Guido Herbrand**

Ingenieurbüro Grassl GmbH, Düsseldorf

## 1 Neubau der U81 in Düsseldorf

### 1.1 Gesamtmaßnahme U81

Die Stadt Düsseldorf erfüllt die Aufgaben eines sogenannten Oberzentrums in der Metropolregion Rhein-Ruhr, die insgesamt rund 10 Millionen Einwohner zählt. Die verkehrlichen Verflechtungen mit der Region sind aufgrund der Arbeitsplätze, der Ausbildungseinrichtungen, der Einkaufs- und Freizeitmöglichkeiten im Personenverkehr umfänglich. Nationale und internationale Verflechtungen ergeben sich durch die Messe und bedeutende international wirkende Firmen, die in Düsseldorf ansässig sind.

Um der künftigen Verkehrsnachfrage gerecht zu werden, hat der Rat der Stadt Düsseldorf u. a. die Netzergänzung durch die U81 beschlossen.

Mit einer besseren Erreichbarkeit und Erschließung durch den ÖPNV werden der Wirtschaftsstandort Düsseldorf gestärkt und die Lebensqualität erhöht. Durch die Verlagerung von Fahrten vom Individualverkehr zum öffentlichen Personennahverkehr kann das Verkehrsaufkommen

im Kraftfahrzeugverkehr gesenkt werden. Die Stadt Düsseldorf ist bestrebt, einen wirtschaftlichen öffentlichen Nahverkehr auf hohem Niveau sicherzustellen, durch den die Bürger innerhalb Düsseldorfs und in der Region noch mobiler mit Verkehrsmitteln des Umweltverbundes (Fuß, Rad, ÖPNV) werden.

Die Gesamtmaßnahme U81 umfasst vier Bauabschnitte und soll später einmal von der linksrheinischen Haltestelle Handweiser über die Messe/Arena, den Flughafen der Stadt Düsseldorf bis nach Ratingen verlaufen.

Der Flughafen Düsseldorf ist Deutschlands drittgrößter Passagierflughafen. Für den Wirtschaftsstandort Düsseldorf und seine international agierenden Unternehmen ist er ein unverzichtbarer Standortfaktor. Der Flughafen ist darüber hinaus die größte Arbeitsstätte Düsseldorfs und einer der wichtigsten Arbeitgeber der Region. Er gibt Beschäftigungsimpulse für ganz NRW. Die Messe Düsseldorf gehört zu den drei umsatzstärksten Messeplätzen in Deutschland. Von den jährlich über 40 internationalen Messen sind mehr als 20 weltweit die Leitmesse ihrer jeweiligen Branche.



Bild 1 Gesamtübersicht U81 (1. bis 4. Bauabschnitt)  
Grafik: Landeshauptstadt Düsseldorf

### 1.2 Erster Bauabschnitt der U81

Mit dem ersten Bauabschnitt der U81 ist die Schaffung einer Stadtbahnverbindung zum Flughafen terminal vorgesehen (derzeit ist der Flughafen lediglich via S-Bahn vom Hauptbahnhof angebunden). Im Veranstaltungsfall besteht die Möglichkeit, direkt, d. h. ohne Umstieg, von der Messe/Arena zum Flughafen terminal zu fahren. Die neue Stadtbahnverbindung U81 ist insbesondere für Fahrgäste ab der Haltestelle Heinrich-Heine-Allee (Düsseldorfer Altstadt) in Richtung Norden sinnvoll. Heute beträgt die Fahrzeit von der Heinrich-Heine-Allee über den Hauptbahnhof und Umstieg in die S-Bahn S11 bis zum Flughafen terminal minimal 21 Minuten (mind. ein Umstieg erforderlich). Die zukünftige Fahrzeit

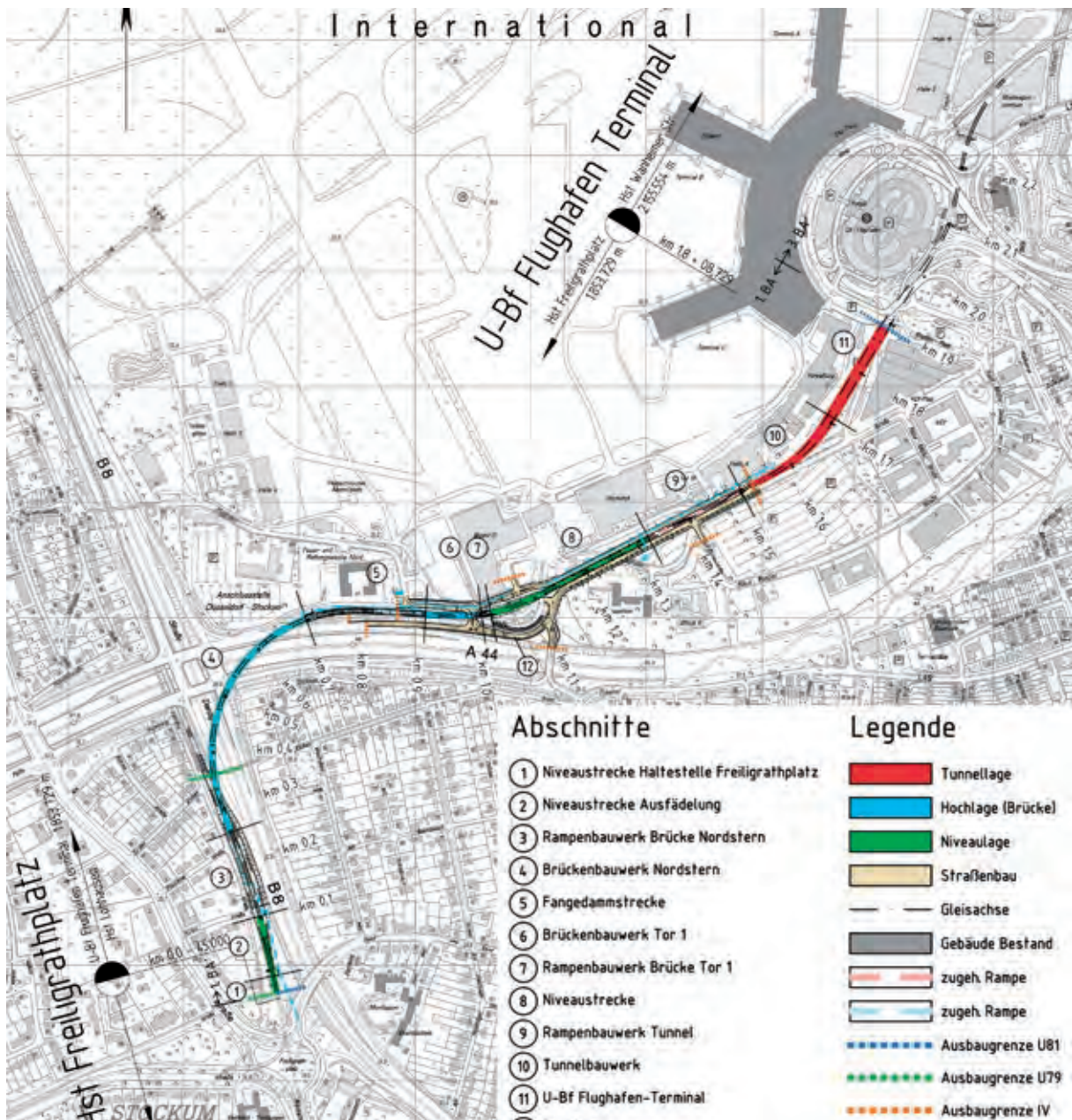


Bild 2 Übersicht U81 (1. Bauabschnitt)

Zeichnung: Ingenieurbüro Vössing GmbH

Tabelle 1 Projektdaten zum 1. Bauabschnitt der U81

Länge des 1. Bauabschnitts	1,9 km
Länge der Brücke über Nordstern (zwischen den Rampen)	441,2 m
Länge Tunnel inkl. U-Bahnhof	390 m
Projektstart	September 2011
Bedarfsbeschluss	November 2013
Variantenbeschluss	Oktober 2014
Beginn Planfeststellungsverfahren	September 2015
erwarteter Planfeststellungsbeschluss	Mitte 2017
geplanter Baubeginn	Ende 2017
voraussichtliche Inbetriebnahme	Ende 2022

von der Heinrich-Heine-Allee bis zum Flughafen-terminal beträgt mit der U81 15 Minuten (ohne Umstieg), daraus ergibt sich ein Fahrzeitleistungs-vorteil von mindestens 6 Minuten. Für die Nutzer, die heute indirekt über den Hauptbahnhof zum Flughafen fahren müssen, wird mit der neuen Stadtbahn U81 eine attraktive Verbindung zum Flughafen geschaffen.

Die künftige Stadtbahntrasse schließt nördlich der bestehenden Haltestelle Freiligrathplatz an die vorhandenen Gleise der Stadtbahnlinie U79 von und nach Duisburg an. Ab hier wird die neue Strecke mittig zwischen den Gleisen der U79 mit einem Rampenbauwerk auf die Brücke in Hochlage geführt.

Auf dieser neuen Brücke über den Verkehrsknotenpunkt Nordstern, die nachfolgend näher beschrieben wird, überquert die Trasse in einem weiten Rechtsbogen von Süden in Richtung Osten zunächst die Danziger Straße B8 (0-Ebene), die Verteilerebene des Nordsterns (+1-Ebene) sowie dessen zugehörige Rampen (Kreuzungspunkt Autobahn A44/B8) und anschließend die Autobahn A44 (-1-Ebene).

Nördlich der A44 wird die Strecke der U81 auf einem Damm bis auf Höhe Flughafentor 1 geführt. Dort soll der Individualverkehr die Stadtbahntrasse unterqueren. Weiter wird die U81 über eine Rampe wieder auf Niveaulage in Richtung Flughafenterrasse geführt.

Am westlichen Ende des Areals Airport City verläuft die Stadtbahntrasse von der Oberfläche unterirdisch in die Ebene -1 und danach in einem Linksbogen in den Bereich unterhalb der geplanten Flughafenbebauung.

Teilweise unterhalb der geplanten Flughafenbebauung sowie angrenzend zu einem bestehenden Hotel und Congress Center wird der neue U-Bahnhof Flughafenterrasse entstehen, welcher zukünftig die Erschließung des Flughafens durch die Stadtbahn übernimmt. Von hier aus werden der bestehende Terminal C, die geplante Flughafenbebauung sowie der Bereich Airport City erschlossen.

## 2 Brückenbauwerk über den Nordstern

### 2.1 Varianten

Für die Brücke über den Nordstern wurden im Rahmen der Vorplanung in einem mehrstufigen Planungsprozess mögliche Brückenvarianten un-

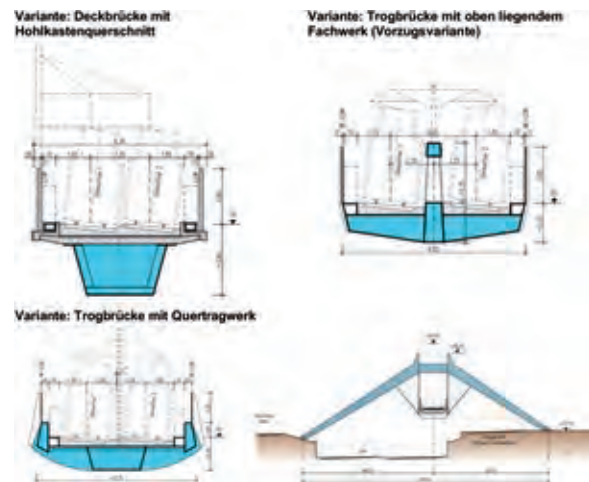


Bild 3 Brückenvarianten, Stufe 2

Zeichnung: Ingenieurbüro Grassl GmbH

tersucht. Dabei wurden insgesamt sieben Trassenverläufe und zwölf Brückenvarianten ausgearbeitet und bewertet.

Nach einer ersten Auswahl wurden in der zweiten Bearbeitungsstufe der Vorplanung drei verbleibende Varianten, die sich hauptsächlich durch ihre Konstruktionsart unterscheiden, vertieft betrachtet. Bewertungskriterien waren unter anderem Konfliktpunkte mit dem Bestand, Einfluss auf den Betriebsablauf, Bauwerksgestaltung, Konstruktion, Bauverfahren, Verkehrsbeeinflussung, Auswirkungen auf die Umwelt (insbesondere Schallbelastung) und Kosten für Bau und Unterhaltung.

Die im Rahmen der weiteren Planungsphasen vertieft ausgearbeitete Vorzugsvariante ist eine 6-feldrige Stahlkonstruktion mit mittig obenliegendem Tragwerk als Fachwerkträgerkonstruktion. Der Überbau wird an den beiden Widerlagern als semi-integrales Bauwerk fest eingespannt. Die Einspannung in die ohnehin vorhandenen schwergewichtigen Widerlager bietet den Vorteil, dass die Feldbereiche der großen Endfelder des Durchlaufträgers entlastet werden.

Die Vorzugsvariante zeichnet sich im Vergleich zu den übrigen Varianten durch den größten Trassierungsradius und die geringste Stützenanzahl aus. Infolge des obenliegenden Tragwerks ist es möglich, eine im unmittelbaren Umfeld des Nordsterns gelegene vorhandene Fußgängerbrücke zu erhalten, was bei Brückenkonstruktionen mit untenliegenden Tragwerken nicht möglich gewesen wäre. Zudem erzeugt das gewählte Mittelfachwerk kleine Ansichtsflächen und vermittelt somit ein harmonisches Erscheinungsbild.



Bild 4 Luftbild mit Trassierung der Brücke über den Nordstern

Zeichnung: Ingenieurbüro Grassl GmbH

## 2.2 Trassierung und Stützenstellungen

In der Draufsicht ist das Bauwerk über einen großen Bereich als Kreisbogen mit einem Radius von 245,35 m (in Bauwerksachse) trassiert. Eine Ausnahme bildet der Bereich zwischen Widerlagerachse 10 und Pfeiler 20. Dieser Bereich liegt mit einer Länge von ca. 90,0 m in einem Übergangsbogen. Das Bauwerk beschreibt dabei eine Richtungsänderung von 106,1 gon.

Bedingt durch den Ausrundungshalbmesser der Gleistrasse mit einem Radius von 4.000,0 m beschreibt der Überbau in der Ansicht ebenfalls einen Kreisbogen.

Durch die gewählte Trassierung, das statische Tragwerkskonzept mit Einspannung des Überbaus in die Widerlager und die Anordnung der Brückenpfeiler konnte ein annähernd symmetrisch zur Brückenmitte angeordnetes System geplant werden. Dabei stellte sich die Festlegung der Stützenstandorte, die sich ausschließlich aus der möglichen Positionierung in den Grünstreifen zwischen den vorhandenen Verkehrswegen ergaben, als eine große Herausforderung dar. Die Stützweiten der Brücke betragen in Brückenachse (von Achse 10 in Richtung Achse 70) 76,42 m – 76,86 m – 64,06 m – 62,75 m – 81,94 m – 79,15 m.

Zur Abtragung der großen vertikalen sowie horizontalen Einspannkkräfte des Überbaus in die Widerlager 10 und 70 werden diese ober-

halb des Bemessungsgrundwasserspiegels auf Pfählen tief gegründet. Die Nähe zum vorhandenen Trogbauwerk der A44 erfordert für die Pfeiler 50 und 60 ebenfalls eine Tiefgründung. Um hier direkte Mitnahmesetzungen der neuen Gründungen auf das Trogbauwerk zu verhindern, wird oberhalb der Gründungsebene des Troges die Abtragung von Lasten durch den Einbau von Hülsenschläuchen vermieden. Außerdem wird unterhalb der Pfahlkopfplatten ein Hohlraumbildner eingebaut, der den Kraftfluss ausschließlich in die Pfähle gewährleistet. Die Lasteintragung der Pfähle in den tragfähigen Baugrund erfolgt dadurch großflächig erst unterhalb der vorhandenen Sohle des Trogbauwerks der A44. Zur Reduzierung der Pfahllängen ist zudem eine Verpressung der Pfahlmantelfläche vorgesehen. Die Pfeiler 20, 30 und 40 werden oberhalb des Bemessungsgrundwasserstandes flach gegründet.

## 2.3 Überbau als Mittelfachwerkträger

Die Ausführung des Überbaus erfolgt als luftdicht verschweißte Stahlkonstruktion. Die Anzahl der Fachwerkfelder ergibt sich in Abhängigkeit der Stützweite zu: Feld 1 = 6 + 1, Feld 2 = 6, Feld 3 = 5, Feld 4 = 5, Feld 5 = 6 und Feld 6 = 6 + 1. Die Knotenabstände der Fachwerkfelder betragen je nach Stützweite der Felder zwischen 12,55 m im Feld 4 bis 13,66 m im Feld 5. Die Neigung der Diagonalen beträgt ca. 40°. Das zusätzliche Fachwerkfeld in den Endfeldern 1 und 6 wird für die Einspannung des Überbaus in die Widerlager benötigt.





Bild 5 Blick entlang der Brücke über den Nordstern

Visualisierung: Landeshauptstadt Düsseldorf

Die Konstruktionshöhe des Mittelfachwerkträgers beträgt zwischen Konstruktionsunterkante des Untergurts und Konstruktionsoberkante des Obergurts über die Bauwerkslänge konstant 6,60 m. Die Gesamtbreite des Querschnitts beträgt 11,85 m. Die annähernd quadratischen Grundabmessungen des Obergurts betragen 0,60 m. Zur Aufnahme der aus der Trassenkrümmung resultierenden Querbiegung erhält der Obergurt jeweils seitliche Erweiterungen von 0,50 m, so dass die Gesamtbreite des Obergurts 1,60 m beträgt. Die Diagonalen verjüngen sich von ca. 1,00 m am Untergurtanschnitt auf ca. 0,60 m im Obergurtanschnitt. In der Ansicht sind die Diagonalen 0,60 m und an den hoch belasteten Auflagerpunkten 0,70 m breit. Die Diagonalen und der Obergurt werden als luftdicht verschweißte Hohlkästen ausgebildet.

Am Untergurt des Hauptfachwerks schließen beidseitig Kragarme in Abständen von ca. 2,10 m bis 2,30 m zur Auflagerung der Fahrbahnplatten an. Diese werden als orthotrope Platten bestehend aus dem Fahrbahnblech, den Längsrippen und den Kragarmen ausgebildet. Zusammen mit den als durchgehendes Blech ausgeführten Untergurten der Kragarme bilden sie geschlossene Torsionskästen. Auch diese werden luftdicht verschweißet. Auf den Fahrbahnplatten lagert der Schotteroberbau mit einer Regelbauhöhe von 0,60 m. Nach außen schließen weiterhin die Dienstgehewege mit den Kabelkanälen, Entwässerungsleitungen, Lärmschutzwänden und Geländern an.

Die Brückenlager werden mit einer Spreizung von 5,00 m auf den Pfeilern angeordnet. Die Auflager-

träger ergeben sich aus den verlängerten Stegblechen der dortigen Kragarme und einem horizontalen Untergurt zu Hohlkästen, die im Inneren durch Bleche zur Aufnahme der Lagerlasten ausgesteift sind.

## 2.4 Tragsystem als „atmende Brücke“

Angesichts der Trassierung des Bauwerks in einem großen Bogen, der großen Länge sowie der relativ geringen Querbiegesteifigkeit aufgrund der geringen Überbaubreite und des in Brückenachse angeordneten Haupttragsystems bietet sich eine Ausführung des Tragsystems als „atmende Brücke“ an. Festpunkte sind nur an den beiden Widerlagern vorhanden. Für eine zusätzliche Einspannung der Stützen in den Überbau ist die Pfeilerhöhe zu gering. Auf den Pfeilern werden daher allseitig bewegliche Lager angeordnet, so dass sich die Längenänderung des Überbaus aufgrund von Temperatureinwirkung durch ein seitliches Ausweichen des Überbaus in Querrichtung einstellt. Durch die Möglichkeit des seitlichen Ausweichens werden die sich einstellenden Spannungen aufgrund von Zwängungen reduziert. Die verbleibenden Kräfte werden durch die tief gegründeten Widerlager aufgenommen.

Die Ausführung des Bauwerks als *atmende Brücke* bietet folgende Vorteile:

- Die Gleise können fugenlos ohne Schienenauszüge über das Bauwerk geführt werden.

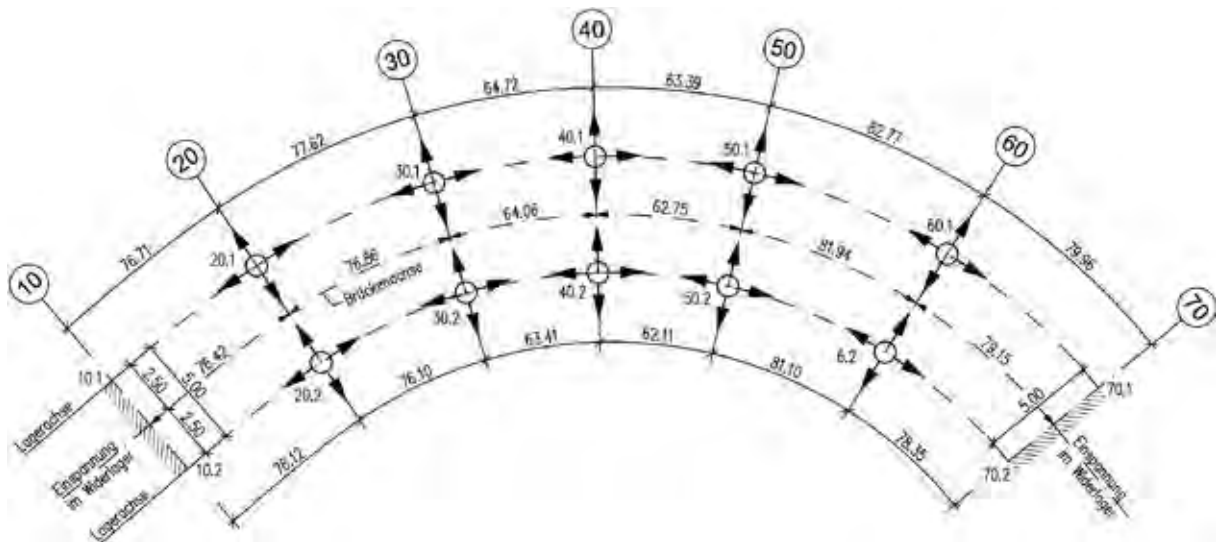


Bild 6 Lagerschema der Brücke über den Nordstern

Zeichnung: Ingenieurbüro Grassl GmbH

- ❑ Horizontale Auflagerkräfte entstehen an den Stützen nur aus Reibung und sind daher gering. Dieses ermöglicht die Ausführung relativ schlanker Gründungen auf den nur begrenzt zur Verfügung stehenden Flächen zwischen den vorhandenen Verkehrswegen.
- ❑ Die Anzahl der Verschleißteile wird verringert. Lager, Fahrbahnübergänge und Schienenauszüge an den Widerlagern entfallen.

Die entstehenden Querverformungen auf den Pfeilerköpfen definieren die Anforderung an die Lager, möglichst große Verschiebung in Querrichtung bei geringer Reibung aufnehmen zu können. Zur Bemessung von Stahlüberbauten sind, unter

der Annahme einer Aufstelltemperatur von 10 °C, konstante Temperaturunterschiede von -37 K und +43 K anzusetzen. Im Scheitelpunkt bei Lagerachse 40 stellen sich aus den charakteristischen Temperaturlasten Verschiebungen von -200 mm bis +230 mm ein. Es kommen allseitig bewegliche Lager mit einem geringen Reibwiderstand – Gleitlager – zur Ausführung.

## 2.5 Gestaltung

Die in einem weiten Bogen über den Nordstern verlaufende Brücke stellt aufgrund ihrer prominenten Lage sowie ihrer Form und Länge das prägendste Bauwerk des ersten Bauabschnitts dar.

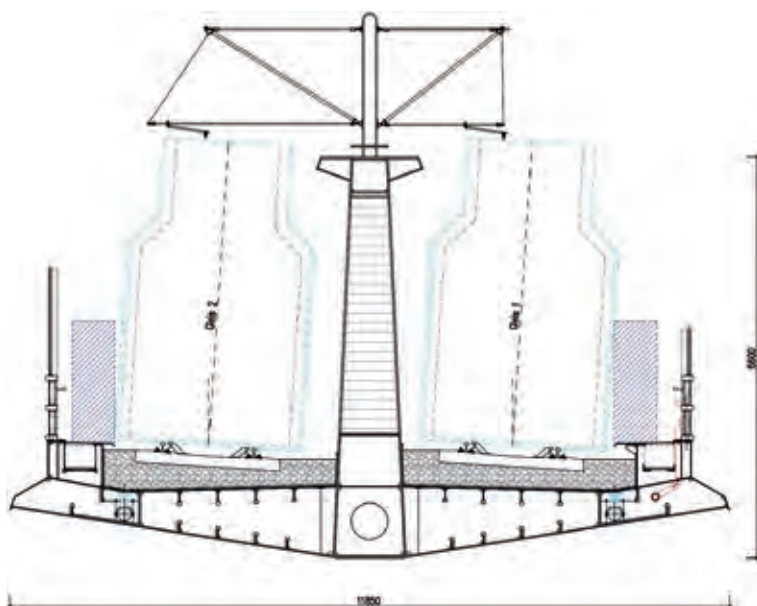


Bild 7 Regelquerschnitt der Brücke über den Nordstern

Zeichnung: Ingenieurbüro Grassl GmbH

Sie besitzt einen Stahlüberbau als Fachwerkträger. An dessen Untergurt ist der Fahrbahnträger mit schräg geneigten Unterseiten angeschlossen. Die außen angesetzten Gesimskappen werden über den statisch wirksamen Querschnitt hinaus erweitert und auf ihrer Oberseite ebenfalls angeschragt. Auch bei dem mittigen, durchlaufenden Fachwerkträger wird der Obergurt über die statisch benötigte Breite hinaus noch etwas verbreitert und dort die Unterseite mit einem schrägen Anzug versehen. Damit wird die schon vorhandene dynamische Grundform zusätzlich gesteigert.

Die Dynamik des Bauwerks wird durch die Gestaltung der Geländer und Lärmschutzwände an den Brückenrändern weiter unterstrichen.

Grundelement ist dabei ein Geländer mit drei deutlich vor die Pfosten vorstehenden Querholmen. Die Holme unterstreichen die horizontale Ausrichtung der Nordsternbrücke. In den Bereichen, in denen schallabsorbierende Kassetten benötigt werden, sind diese als Ausfachungen bündig zwischen die Pfosten und Holme des Geländers eingefügt. In den Bereichen, in denen darüber hinaus noch reflektierende Elemente vorzusehen sind, werden die Pfosten höher ausgebildet und eine entsprechende Verglasung eingesetzt.

Die Pfeiler der Brücke erhalten eine Rhombusform, die auch in den breiteren Pfeilerköpfen weitergeführt wird. Während die Pfeiler aus Stahlbeton bestehen, werden die Köpfe als Stahlbauteile mit deutlich dunklerer Farbgestaltung ausgebildet.

Für die Stahlteile des Brückenüberbaus und der beschriebenen Ausstattungselemente ist eine helle Farbgebung vorgesehen.



Bild 8 Blick von der B8, FR Süd auf die Brücke über den Nordstern

Visualisierung: Landeshauptstadt Düsseldorf



Bild 9 Blick von der A44-Ausfahrtsrampe zum Nordstern

Visualisierung: Landeshauptstadt Düsseldorf

## 2.6 Bauwerk-Baugrund-Interaktion

Bei der Berechnung integraler Brücken ist eine Sensitivanalyse für die Bauwerk-Baugrund-Interaktion durchzuführen. Ziel ist es, den Einfluss von oberen und unteren Grenzwerten der Baugrundsteifigkeiten an den Widerlagern auf die Bemessung des Überbaus zu bestimmen und ein Berechnungsmodell für die Ausführungsstatik des Überbaus festzulegen. Die Systemfindung, und hierbei insbesondere die Ausbildung und Anordnung der Tiefgründungen, fand in enger Abstimmung mit dem zuständigen Baugrundgutachter statt. Dabei handelt es sich um ein mehrstufiges Iterationsverfahren, bei dem die Anzahl und Neigung der Pfähle sowie die Steifigkeiten der Gründungsfedern am Berechnungsmodell mehrfach dem rechnerischen Setzungsverhalten angeglichen wurden.

Am Ende des 1. Abstimmungsprozesses stand ein Berechnungsmodell unter Berücksichtigung der Mittelwerte der Baugrundsteifigkeiten, welche durch Federsteifigkeiten und Bettungsansätze für die Bohrpfähle abgebildet werden. Die Pfähle mit einem Durchmesser von 0,90 m werden mit einer Neigung von 4 : 1 hergestellt. Durch die entgegengerichtete Neigung der Pfähle in Brückenlängsrichtung zur Mitte des Widerlagers sowie senkrecht dazu in Brückenquerrichtung entsteht ein räumlicher Pfahlbock, der die Abtragung der Einspannkräfte in den Baugrund gewährleistet. Aufgrund des hohen Eigengewichts werden ausschließlich Druckpfähle ausgebildet.

Ausgehend von diesem Berechnungsmodell wurden weitere Analysen erstellt und der Einfluss der Bauwerk-Baugrund-Interaktion auf die Bemessung des Stahlüberbaus an verschiedenen Systemvarianten untersucht. Neben einer star-

ren Lagerung der Pfahlkopfplatte werden weitere drei Systeme inkl. Pfahlgründung generiert. Gemäß den Ermittlungen des Baugrundgutachters ist eine Variation der Federsteifigkeiten der Gründungspfähle von 140 % bis 80 % (obere und untere Grenzwerte) zu den Mittelwerten durchzuführen. An den beschriebenen Systemen wurden verschiedene Lastfälle (ständige Einwirkungen, Temperatur und Verkehrslasten) untersucht und ausgewertet. Der Systemvergleich erfolgt beim vorliegenden Fachwerk vornehmlich über die Auswertung von Normalkräften (Obergurt und Diagonalen). Weiterhin wird für die Fahrbahn bzw. den Untergurt die Einspannsituation am Widerlager untersucht (Biegemomente  $M_V$  und  $M_Z$ ).

Generell ist bei den Systemvergleichen festzuhalten, dass die Steifigkeit der Widerlagergründungen nur bis zur nächsten Pfeilerachse 20 bzw. 60 nennenswerten Einfluss auf die Schnittgrößen des eingespannten Stahlüberbaus haben. Die Unterschiede zwischen den Ergebnissen der beiden Systeme mit oberen und unteren Grenzwerten gegenüber dem System mit Mittelwerten befinden sich größtenteils im Bereich von  $< 5\%$ . Die Stäbe außerhalb des widerlagernahen Bereichs weisen bereits mehrfach Differenzen von  $< 3\%$  auf.

Auf Grundlage dieser Ergebnisse der Bauwerk-Baugrund-Interaktion wurde abschließend festgelegt, dass die statischen Berechnungen der Ausführungsstatik am Gesamtsystem inkl. Abbildung der Widerlager sowie der zugehörigen Pfahlgründungen erfolgen und die Mittelwerte der Baugrundsteifigkeiten angesetzt werden. Eine komplette Berechnung des Überbaus an zwei Systemen, mit oberen und unteren Grenzwerten, ist aus ingenieurmäßiger Sicht und in Abstimmung mit dem zuständigen Prüfenieur nicht erforderlich.

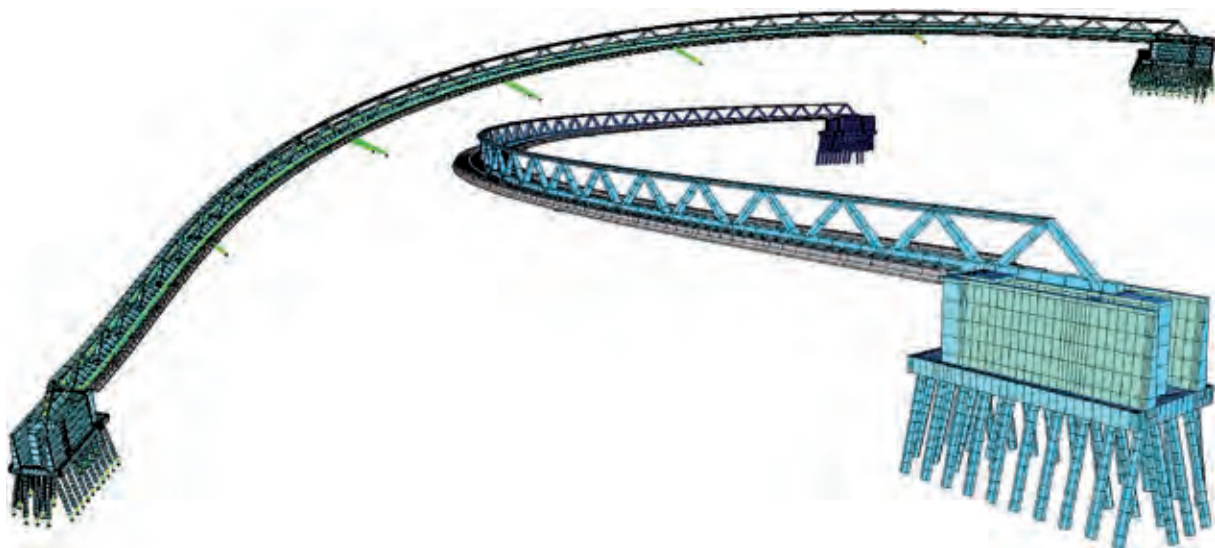


Bild 10 FE-Modell – links und oben: Ausdehnung aus Erwärmung

Grafik: Ingenieurbüro Grassl GmbH

## 2.7 Überbaueinspannung in die Widerlager

Die Widerlager in den Achsen 10 und 70 werden in Stahlbetonbauweise mit zur Trasse der U81 parallelen Flügelwänden hergestellt. Aufgrund der Überbaueinspannung sind keine Auflagerbänke mit Lagern und Fahrbahnübergängen vorhanden.

Zur Integration des Mittelfachwerks ins Widerlager wird zusätzlich zu den Flügelwänden eine mittige Wand in der Achse des Fachwerks erforderlich. Im Anschlusspunkt der Enddiagonale werden weiterhin Querwände angeordnet, welche die Mittelwand mit den beiden Flügelwänden verbindet und dadurch ein geschlossener Kasten entsteht. Die Einspannung des Stahlüberbaus erfolgt über einbetonierte Stahlbleche. Die betonberührten Stahlbleche werden mit Kopfbolzen versehen, welche den Verbund zum Beton herstellen.

Der Untergurt des Mittelfachwerks wird durchgehend bis zur Enddiagonale in die Stahlbetonmittelwand geführt. Im Bereich der Enddiagonalen werden seitlich an die Stege des Untergurts weitere Stahlbleche angeordnet. Diese Stahlbleche stellen den direkten Verbund zu den Querwänden her und gewährleisten den Lastabtrag der überwiegend zugbeanspruchten Enddiagonalen. Zur Abtragung der horizontalen Einspannkräfte werden die Randträger des Überbaus in die Flügelwände des Widerlagers geführt. Das Fahrbahnblech und die oberen Längsrippen weisen aufgrund des vertikalen Einspannmomentes am Widerlager überwiegend Zugbeanspruchungen auf. Zur Abtragung dieser Zugkräfte werden die Längsrippen in die Widerlagerwand bzw. die Schleppplatte verlängert. Die Druckkräfte des Bodenblechs und der unteren Längsrippen werden über Druckplatten in die Widerlagerwand eingeleitet. Die maßgebend druckbeanspruchten Diagonalen in der



Bild 12 FE-Modell – Stahlbleche zur Einspannung ins Widerlager (ohne Fahrbahnblech)  
Grafik: Ingenieurbüro Grassl GmbH

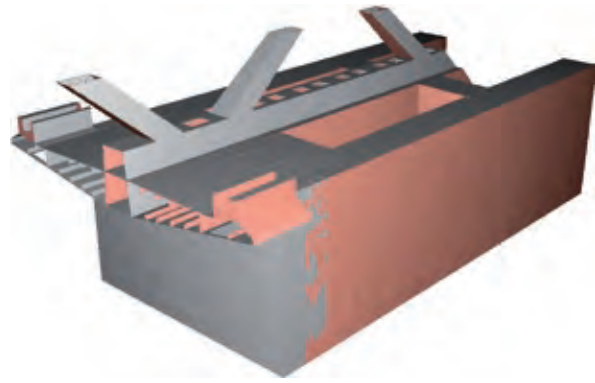


Bild 11 FE-Modell – Überbaueinspannung ins Widerlager  
Grafik: Ingenieurbüro Grassl GmbH

Widerlagerachse leiten die Kraft über die Stege und Querschotte des Untergurts sowie Druckplatten in das Widerlager ein.

Um eine handhabbare Verarbeitung der Bewehrungsstäbe zu ermöglichen und eine gute Qualität der komplexen Bewehrungsführung sowie des Verbunds zu gewährleisten, werden ausreichend große Montage- und Betonieröffnungen in der Fahrbahnplatte und im Untergurt vorgesehen. Die Öffnungen werden im Anschluss an die Betonage mit Stahlblechen verschlossen.

## 2.8 Lärmschutzmaßnahmen

Vor dem Hintergrund der vorhandenen hohen Vorbelastung der Anlieger durch Schallimmissionen durch den Flughafen, die A44, die B8 sowie die Stadtbahn U79 von und nach Duisburg wurde bei der Planung der Nordsternbrücke besonderes Augenmerk auf die Lärmschutzmaßnahmen gelegt.

Die Gleise werden mit Betonschwellen ausgerüstet und im Schotterbett verlegt. Für den Oberbau wird eine Regeleinbauhöhe von mindestens 60 cm bezogen auf die tiefer liegende Schiene eingehalten. Dabei wurde zur Vermeidung der infolge einer Überfahrt des Brückenbauwerks durch eine Stadtbahn entstehenden Körperschallanregungen, die zu einer zusätzlichen Geräuschabstrahlung der Brückenkonstruktion führen, der Einsatz von Unterschotter- und Seitenschutzmatte eingeplant.

Zur Vermeidung des sogenannten Kurvenquietschens und -kreischens werden auf dem Überbau Schienenschmieranlagen vorgesehen. Wegen der Überbaulänge werden je Richtungsgleis zwei Anlagen jeweils im Bereich des Mittelfachwerks angeordnet – je eine Anlage im Bereich der bei-

den Widerlager und eine Anlage für beide Gleise in Brückenmitte.

Außerdem werden parallel zur Trasse der U81 beidseitig Schallschutzwände auf dem Brückenbauwerk angeordnet, die entsprechend dem Schallschutzgutachten der Höhe nach gestaffelt werden. Die Ausführung der Schallschutzwände erfolgt im Bereich bis 1,0 m über Schienenoberkante als hochabsorbierende Wand und darüber als transparente Schallschutzwand.

## 2.9 Bauverfahren

Der Stahlüberbau der Brücke über den Nordstern soll weitestgehend im Werk vorgefertigt und in großen Vormontageeinheiten zur Baustelle befördert werden. Bedingt durch die Abmessungen des Überbaus sind mehrere Sektionen vorgesehen. Die Anlieferung zur Baustelle erfolgt in Sektionslängen bis ca. 28,0 m, was der Länge von zwei Fachwerkfeldern entspricht.



Bild 13 Vogelperspektive – Taktschieben bis Hilfsstütze im Trog der A44

Visualisierung: Ingenieurbüro Grassl GmbH



Bild 14 Vogelperspektive – Herstellung der Widerlager/Montage auf Traggerüsten

Visualisierung: Ingenieurbüro Grassl GmbH



Bild 15 Vogelperspektive Brücke über den Nordstern

Visualisierung: Landeshauptstadt Düsseldorf

Die Montage des Bauwerks gliedert sich aufgrund der Trassierung in zwei Bereiche. Der ca. 351,0 m lange Brückenabschnitt von Achse 20 bis Achse 70 liegt im Grundriss in einem konstanten Radius und kann somit auf einem Kreisbogen eingeschoben werden. Als Montagefläche ist der Bereich hinter dem Widerlager 70 vorgesehen. Auf den bereits hergestellten Unterbauten des Widerlagers und dem ersten Abschnitt des angrenzenden Dammbauwerks wird eine Montageebene mit Taktkeller hergestellt, auf der die Gerüste für die Stahlbaumontage errichtet werden. Die Anlieferung der Montageeinheiten erfolgt über die A44 auf die Rampe zum Verteilerkreuz des Nordsterns. Dort wird eine Aufstellfläche parallel zur Montagefläche eingerichtet, so dass mit einem Autokran die Montageeinheiten vom Schwerlasttransporter auf das Montagegerüst über dem Taktkeller gehoben, ausgerichtet und verschweißt werden können. Nach Fertigstellung eines Taktes erfolgt der schrittweise Vorschub des Überbaus, wobei der erste Takt nur aus dem Mittelfachwerk als Vorbauschnabel besteht.

Für den Überbauvershub ist die Herstellung mindestens einer Hilfsstütze jeweils in den Feldmitten der Überbaufelder erforderlich. Im Feld vor dem Widerlager 70 werden zwei Hilfsstützen ca. in den Drittelpunkten notwendig, um nach dem Einschub des Überbaus den letzten Takt mit der Einspannung in das Widerlager 70 montieren zu

können. Der Aufbau der Zwischenstützen erfolgt in Abhängigkeit des Vorschubzustandes. Die Hilfsstützen werden flach auf Betonfundamenten im Bereich des Mittelstreifens der A44 sowie der B8 und am Fahrbahnrand der Rampen gegründet. Eine entsprechende bauzeitliche Verkehrsführung muss um diese Stützpunkte herum eingerichtet werden. Damit das Montagegerüst im Trog der A44 relativ gleichmäßig verteilte Vertikallasten in das bauzeitliche Fundament einleitet, wird das Traggerüst mit Abspannungen in Richtung der Pfeiler 50 und 60 sowie senkrecht zur A44 versehen, welche die Reibungskräfte aus dem Vershub sowie die Windlasten aufnehmen.

Die Ergänzung der Fahrbahnplatten des ersten Taktes (Vorbauschnabel) erfolgt nach Einschub des Überbaus mit Autokränen über einem Montagegerüst oberhalb der Rampe vom Verteilerkreuz zur B8 im Zusammenhang mit der örtlichen Montage des Brückenabschnitts zwischen Achse 10 bis Achse 20. Dieser Bereich liegt mit einer Länge von ca. 90,0 m im Grundriss in einem Übergangsbogen und muss daher vor Ort auf Traggerüsten montiert werden.

Nach dem Einschub des Überbaus erfolgen zudem die Herstellung der Widerlager sowie die Verbindung mit dem Stahlüberbau. Abschließend wird die Ausrüstung des Überbaus mit Lärmschutzwänden, Oberbau, Oberleitungen usw. hergestellt.

### 3 Ausblick

Mit dem voraussichtlichen Planfeststellungsbeschluss Mitte des Jahres 2017 werden die Weichen für die Umsetzung des 1. Bauabschnittes der U81 gestellt.

Zum 2. Bauabschnitt mit der Rheinquerung liegt bereits eine Machbarkeitsuntersuchung vor. Die Vorplanung wird in 2017 aufgenommen, so dass ein weiterer wichtiger Planungsabschnitt zur Umsetzung der Gesamtmaßnahme begonnen wird.

### 4 Zusammenfassung

Der 1. Bauabschnitt der neuen zweigleisigen Stadtbahnlinie der U81 reicht von der bestehenden Haltestelle Freiligrathplatz bis zum Flughafen Düsseldorf. Im Zuge des 1,9 km langen Abschnitts muss der Verkehrsknotenpunkt Nordstern überquert werden. Durch die Trassierung im Radius, die Brückenlänge von 441,2 m sowie das gewählte Tragsystem einer 6-feldrigen Mittelfachwerkbrücke bietet sich die Möglichkeit, mit der Lösung als „atmende Brücke“ ein innovatives Tragsystem zu realisieren. Der Stahlüberbau wird als semi-integrales Bauwerk starr in die Widerlager eingespannt und liegt an den weiteren fünf Pfeilerachsen auf Gleitlagern auf. Der Überbau entzieht sich den Zwangsschnittgrößen aus Temperatur durch seitliches Ausweichen.

#### Projektbeteiligte

Bauherr:	Landeshauptstadt Düsseldorf, Amt für Verkehrsmanagement
Entwurf:	Ingenieurgemeinschaft U81 – Grassl/Vössing
Gestalterische Beratung:	Reinhart + Partner, Architekten und Stadtplaner
Genehmigungs- u. Ausführungsplanung:	Ingenieurgemeinschaft U81 – Grassl/Vössing
Baugrundgutachter:	geoteam Ingenieuresellschaft mbH
Statisch-konstruktive Prüfung:	Prüfgemeinschaft Meinsma/Löschmann



## Sanierung der historischen Betonbogenbrücke in Naila

**Dipl.-Ing. Ammar Al-Jamous**

*CarboCon GmbH, Dresden*

**Dipl.-Ing. Karsten Uhlig**

*K+U-Plan Ingenieurgesellschaft, Wunsiedel*

### 1 Das Bauwerk

Die Bogenbrücke Naila wurde im Jahr 1910 errichtet und diente bis 1973 der Überführung der ehemaligen Bahnstrecke Naila–Schwarzenbach am Wald. Wegen ihrer Lage wird die Brücke auch als Eingangstor zur Stadt Naila bzw. in das Selbitztal bei Naila bezeichnet. Nach über 40-jähriger Lethargie sollte das imposante und unter Denkmalschutz stehende Bauwerk im Zuge des Döbberberg-Radweges von Grund auf instand gesetzt und einer neuen Nutzung zugeführt werden.

Das Bauwerk besteht aus 3 Hauptbögen mit lichten Weiten von 15,00 m bei einem Stichmaß von je 9,30 m und einem kleinen Bogen am westlichen Ende. Die Wandungsdicken betragen im Scheitel 60 cm bis ca. 140 cm im Kämpfer.

Die Bögen bestehen aus einem unbewehrten Stampfbeton, dessen Gefüge und Festigkeit herstellungsbedingt – trotz nahezu gleicher Zusammensetzung – stark schwanken.

Bezüglich der Lastannahmen zum originären Bauwerk waren keine Angaben vorhanden. Es ist aber von einem Belastungszug der Königlich Bayerischen Staatseisenbahnen mit 80 t Gewicht,

verteilt auf 5 Achsen à 16 t mit je 1,4 m Abstand, für eine Lokomotive auszugehen. Die statische Nachrechnung ergab eine maximal zulässige Tragfähigkeit für die Verkehrslast eines SLW 30 nach DIN 1072 [1], sodass dem Bauwerk eine ausreichende Tragfähigkeit für die künftige Nutzung als Geh- und Radwegbrücke bescheinigt werden konnte.

### 2 Das Schadensbild

Die Bögen waren mit quer verlaufenden Trennrissen in den Betonierabschnittsfugen und flächenhaften netzartigen bzw. ungerichteten Rissen übersät. Wegen der über 100 Jahre alten und schadhaften Teerabdichtung war das Bauwerk stark durchnässt, mit großflächigen Aussinterungen und Stalaktiten an der Betonoberfläche.

Die nahezu flächendeckende Rissbildung resultierte offensichtlich aus der damaligen Betontechnologie sowie der Betonzusammensetzung mit unausgewogenem Mischungsverhältnis der Zuschläge und lagenweisem Handeinbau mit nur einfachen Hilfsmitteln zur Verdichtung des Betons. Diese Vorgehensweise hatte ein mangelhaftes bzw. gestörtes Betongefüge mit Netz- und Trennrissbildung



Bild 1 Bauwerksansicht 2007

Foto: Karsten Uhlig

durch Fröhschwinden und plastische Setzungen nach Rückbau des Leergerüstes sowie Hohlräume und Fehlstellen bis ca. 1,5 cm Durchmesser zur Folge. Über den langen Stand- und Nutzungszeitraum verstärkte sich das Rissbild durch die Verkehrsbelastung aus jahrzehntelangem Bahnbetrieb und durch Zwangsspannungen infolge klimatischer Einflüsse wie tägliche und jahreszeitliche Schwankungen von Außenlufttemperatur, Sonneneinstrahlung, Regen und Schnee mit damit einhergehenden Änderungen der Temperaturverteilung in den massigen Betonquerschnitten der Bögen. Die senkrechte Stellung der Trennrissflächen zur Bogenachse bedeutet im statischen Sinne zwar eine Gelenkausbildung, die Druckbeanspruchungen konnten dennoch problemlos übertragen werden, womit kein grundsätzliches Standsicherheitsproblem vorlag.

Letztlich setzten dem Bauwerk Frost- und Tauwechsel mit entsprechenden Verwitterungserscheinungen und Ausbrüchen an der Betonoberfläche stark zu.

### 3 Das Ziel

Neben seiner Schlüsselrolle als Überbrückung des Selbitztals, mit der Staatsstraße und dem Fluss Selbitz, bei der geplanten Umnutzung der ehemaligen Bahnstrecke zum Radweg hat das historische Bauwerk vor allem eine ideelle Bedeutung für die Stadt Naila und seine Bewohner. Deshalb sollte eine denkmalgerechte Sanierungsvariante mit Wahrung der alten Geometrie und Optik bei gleichzeitiger Sicherstellung der aktuellen Anforderungen an die Standsicherheit, Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit entwickelt werden. Neben der Sanierung des Verblendmauerwerks, der Erneuerung der Gesimse mit den markanten Gesimskonsolen sowie dem Einbau eines Aufbetons mit Abdichtung und Belag lag die größte Herausforderung im Finden einer geeigneten Methode zur rissfreien und dauerhaften Instandsetzung der Betonbögen.

### 4 Die Suche nach der optimalen Sanierungsmethode

Es konnte nur ein System mit sehr guten rissüberbrückenden und rissverteilenden Eigenschaften zur Anwendung kommen. Begründet war dies darin, dass eine Rissverpressung beim vorhandenen Rissbild kaum steuer- bzw. kontrollierbar gewesen wäre. Das System sollte langfristig auftretende Zwangsspannungen infolge von Temperaturschwankungen aufnehmen können, um eine erneute Rissbildung zu



Bild 2 Schadensbild Bogen 2 Foto: Karsten Uhlig

vermeiden. Es musste diffusionsoffen sein, um eine für Beton typische Austrocknung über 4–6 Jahre des stark durchnässten Bauwerks zu gewährleisten. Zusätzlich waren ein niedriger E-Modul sowie die Witterungsbeständigkeit im Sprühnebelbereich von entscheidender Bedeutung.

Unter Berücksichtigung dieser Kriterien mussten typische Instandsetzungsverfahren mittels Rissverpressung, Betonersatz und Oberflächenschutzsystemen nach ZTV-ING, Teil 3, Abschnitt 4/5 [2] ausgeschlossen werden. Das Verpressen wäre in Bezug auf die Art und den Umfang der Risse sowie hinsichtlich des Kosten-Nutzen-Verhältnisses sehr unsicher gewesen, da die Gefahr bestand, dass Verpressgut unkontrolliert in Hohlräume der Bogenauffüllung gelangen könnte. Eine Schleierinjektion, die diesen Effekt vermeiden hätte, war aufgrund der mörtelgebundenen Auffüllung nicht möglich bzw. nicht kontrollierbar. Zudem war nicht auszuschließen, dass vorhandene Risse letztlich wieder durch die Beschichtung durchschlagen könnten. Eine rissüberbrückende Beschichtung musste wegen der mangelhaften Wasserdampfdiffusionsfähigkeit solcher Systeme ebenfalls ausgeschlossen werden.

Auch faserbewehrter Spritzbeton mit Makrokunststofffasern oder Edelstahlfasern wurde in

Betracht gezogen. Da diese Fasern jedoch nur sehr geringe Zugfestigkeiten aufnehmen können, vor allem aber durch die zufällige Anordnung der Fasern mit nicht steuerbarer Lage in Bezug zum Rissverlauf, wurde auch diese Variante verworfen.

Als einzig plausible und in Bezug auf die vorgenannten Anforderungen nachhaltige Lösung wurde deshalb in der Vorplanung im Jahr 2010 ein betonstahlbewehrter Spritzbeton nach ZTV-ING, Teil 3, Abschnitt 4 [2] favorisiert. Dazu hätte der Altbeton mittels Hochdruckwasserstrahlens ca. 10 cm tief abgetragen werden müssen. Anschließend wäre zur Überbrückung der Altrisse und Beschränkung der Rissbreite eine Betonstahlmatte aufgedübelt und in einen der Festigkeit und dem E-Modul des Bestandsbetons entsprechenden, 4–6 cm starken Spritzbeton C 25/30 eingebettet worden. Zur Gewährleistung einer ausreichenden Betondeckung und Sicherstellung der Dauerhaftigkeit gegenüber Umwelteinflüssen musste eine zweite, 2,5 cm starke Lage Spritzbeton C 30/37 vorgesehen werden. Abschließend sollte zur Gewährleistung einer optisch ansprechenden Betonoberfläche ein dritte, 1,5 cm starke Lage Spritzmörtel C30/37 eingebaut und geglättet werden.

Wie entstand nun die Idee, carbonbewehrten Beton zu verwenden? Ein Grund ist die regional ansässige Firma V. FRAAS Solutions in Textile GmbH als direkter Hersteller von technischen Textilien. Deshalb bestand seitens der Stadt Naila bereits seit einiger Zeit ein großes Interesse zur praktischen Anwendung von Textilbeton resp. Carbonbeton, vorzugsweise im Zuge eines Brückenneubaus. Des Weiteren hatte sich zufällig der Planer, Karsten Uhlig, im Rahmen seiner Diplomarbeit bei Professor Curbach am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität Dresden im Jahr 2001 sowohl theoretisch als auch in praktischen Versuchsreihen mit der Thematik der Rissverteilung von Textilbeton auseinandergesetzt, [3]. So entstand schon im Zuge der Entwurfsplanung für die Sanierung der historischen Bogenbrücke im Jahr 2012 die Idee, die Stampfbetonbögen mit Textilbeton unter Verwendung von Carbonbewehrung zu verstärken.

Wesentliches Kriterium war das seitens des Planers im Zuge der Diplomarbeit erlangte Wissen um das große Potenzial von textilbewehrtem Beton zur Rissüberbrückung und -verteilung sowie dessen einfache praktische Anwendung mittels Spritz- bzw. Laminierverfahrens. Darüber hinaus spielten die deutlich geringeren Schichtstärken

eine wesentliche Rolle bei der Entscheidungsfindung. Erste Kostenberechnungen ergaben trotz höherer Materialkosten eine mögliche Kostenersparnis bei der Instandsetzung der Untersicht von bis zu 20 Prozent. Somit entwickelte sich aus einer Idee die Vorzugslösung zum altbewährten Verfahren, die ab diesem Zeitpunkt gemeinsam mit dem Deutschen Zentrum Textilbeton (DZT, [4]) konsequent verfolgt wurde.

Es dauerte danach noch ganze 3 Jahre bis zur Umsetzung des Projektes. Dazu mussten zunächst die technischen Rahmenbedingungen geklärt werden, da noch keine Erfahrungswerte in Bezug auf den geplanten Einsatz vorlagen.

Es musste eine ausreichende Zugfestigkeit zur Aufnahme von Zwangsspannungen aus Temperatur und zur Überbrückung von Altrissen mit einer nahezu „rissfreien“ Oberfläche sichergestellt werden. Der E-Modul der Verstärkungsschicht sollte im Bereich des an Bohrkernen des Bestandsbauwerkes ermittelten Elastizitätsmoduls von 27.600 N/mm<sup>2</sup> liegen. Der Beton sollte mindestens die Anforderungen der Expositionsklassen XD1, XF2, XA1 erfüllen und diffusionsoffen sein.

Durch die hohe Zugfestigkeit der Gitterstruktur mit Einbau von zwei senkrecht zueinander parallelen Lagen Carbontextil (Haupttragrichtung einmal um 90° gedreht), konnten die Aufnahme von Zwangsspannungen und eine planmäßige Rissüberbrückung sichergestellt werden. Aufgrund seiner feinen Struktur und des durch eine filmbildende Dispersion als Beschichtungsmittel verbesserten Verbundverhaltens des Carbongeleges TUDALIT®-BZT2-V.FRAAS, s. [5], hat die textile Bewehrung eine deutlich bessere rissverteilende Wirkung als Betonstahlmatten. Mit einem ausgewiesenen E-Modul von 25.000 N/mm<sup>2</sup>, der Zuordnung zu nahezu allen Expositionsklassen nach DIN 1045-2 [6] / EN 206-1 [7] sowie seiner rein mineralischen Zusammensetzung mit entsprechender Diffusionsfähigkeit war der Pagel TUDALIT®-Feinbeton TF-10, s. z. B. [5], für die Anforderungen bestens geeignet. Somit waren aus bautechnischer Sicht alle Bedenken ausgeräumt.

Letztlich musste die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens noch im freien Wettbewerb zum Spritzbeton bestehen. Dazu wurde die Variante mittels Alternativposition als Zulageposition mit Gesamtpreis im Ausschreibungsverfahren berücksichtigt. Die Kostenvorteile konnten dabei bestätigt werden und das Verfahren damit als wirtschaftlichere Lösung den Zuschlag erhalten.



Bild 3 Auftrag des Spritzmörtels auf mittels HDW vorbereiteter Betonoberfläche

Foto: Karsten Uhlig

## 5 Die Baudurchführung

Die Umsetzung erfolgte in direkter Abstimmung zwischen dem Planer und der CarboCon GmbH Dresden, welche auch die Ausführungsplanung mit Zuschnitt und Verlegeplan lieferte und im Rahmen der Fremdüberwachung die Qualitätssicherung übernahm.

Zunächst musste eine verstärkungsfähige Betonoberfläche nach Abschnitt 4.5 der abZ [5] geschaffen werden. Dazu erfolgte die Oberflächenvorbereitung analog zum Spritzbeton mit Höchstdruckwasserstrahlen (HDW). Wegen der durch ein Größtkorn bis 63 mm bedingten Rautiefen von bis zu 40 mm erfolgte nach dem Reinigen der Oberfläche von Feinbestandteilen und dem Vornässen durch Druckwasserstrahlen die Egalisierung und Reprofilierung der Bögen mit einfachem Spritzmörtel SM 4 C 25/30 im Trockenspritzverfahren.

Der Spritzmörtel wurde abgezogen und die angesteifte Oberfläche mit einem Rabbotiereisen aufgeraut, sodass ggf. vorhandene Kanten entgratet und die Sinterschicht zerstört wurden. Gleichzeitig wurde eine mittlere Rautiefe von mindestens

1 mm bis maximal 3 mm gemäß Abschnitt 4.5 abZ erreicht. Nach einer Standzeit von 14 Tagen erfolgten die Begutachtung der Oberfläche und die Durchführung von je 3 Haftzugprüfungen mit Ringnut gemäß DIN EN 1542 [8] pro Abschnitt. Die Prüfwerte der Oberflächenzugfestigkeit lagen bei einem Minimalwert bzw. Ausreißer von 1,94 N/mm<sup>2</sup> zwischen 2,6 und 4,0 N/mm<sup>2</sup> und damit deutlich über den gemäß Abschnitt 4.5 abZ geforderten 1,0 N/mm<sup>2</sup>.

Jetzt konnten die Spritz- und Laminierarbeiten nach Abschnitt 4.6 abZ durchgeführt werden. Dazu wurde der Untergrund 24 Stunden vor Beginn mittels Druckwasserstrahlens vorgehäst und gleichzeitig von Feinbestandteilen gereinigt. Anschließend wurde tagsüber aller 2 Stunden nachgenässt und die Flächen über Nacht mit Folie abgedeckt. Letztendlich wurde ca. 20 Minuten vor dem Aufbringen der Carbonbetonschicht vorgehäst.

Der Einbau des Carbonbetons begann mit dem Aufsprühen der ersten 6 mm dünnen Feinbetonschicht im Nassspritzverfahren. In diese wurde die erste, quer zur Bogenlängsachse und in die Bogenstirnseite umlaufende Carbonbewehrungslage einlaminiert.

Da die Instandsetzungsarbeiten aufgrund der zu verstärkenden Flächengrößen unterbrochen werden mussten, wurde die letzte Feinbetonschicht – vor Überschreitung der Verarbeitungszeit – durch einen Besenstrich aufgeraut. Am nächsten Tag erfolgte das Aufspritzen einer weiteren Feinbetonschicht, in die dann die zweite Lage Carbonbewehrung eingebaut wurde. Eine letzte Feinbetonschicht diente dann als Überdeckung der zweiten Bewehrungslage.



Bild 4 Einbau der Carbonbewehrung in die frisch gespritzte Feinbetonschicht Foto: C<sup>3</sup> – Jörg Singer

Zur Vermeidung von Krackeleerissen in der Sichtbetonschicht wurde die Oberfläche abschließend geschwammt. Danach erfolgte die Nachbehandlung durch kontinuierliches Besprühen der Betonoberfläche. Der Schichtaufbau des Carbonbetons betrug insgesamt ca. 20 mm.

Nach Abschluss der Arbeiten wurden die Carbonbetonflächen flächendeckend auf Fehl- und Hohlstellen überprüft.

## 6 Die Qualitätssicherung

Die Ausführung erfolgte ausschließlich durch ein gemäß abZ [5] zertifiziertes Unternehmen mit entsprechendem geschultem Fachpersonal, welches neben dem SIVV-Schein und dem Düsenführerschein auch an baupraktischen Schulungen des Deutschen Zentrums Textilbeton und der EIPOS GmbH teilgenommen hatte [9], [10], [11].

Darüber hinaus wurde im Vorfeld der Sanierung planungsseitig ein detaillierter digitaler Schadensplan erstellt, in welchem alle während der Bauausführung aufgetretenen Mängel eingetragen wurden bzw. spätere Mängel eingearbeitet werden können, um somit eine lückenlose Dokumentation zur Dauerhaftigkeit des Verfahrens zu gewährleisten.

Darüber hinaus erfolgte durch die CarboCon GmbH die Begutachtung der Oberflächenvorbereitung sowie eine entsprechende Einweisung und Belehrung der Bauausführenden. Seitens der Bauüberwachung wurden die einzelnen Arbeitsschritte detailliert koordiniert und vor Ort begleitet.

## 7 Die ersten Erfahrungen

Im Zuge der Baumaßnahme konnten bereits erste und wesentliche Erfahrungen gesammelt werden. So ist eine lückenlose Nachbehandlung gemäß abZ [5] unabdingbar, da sich schon bei kleinsten Nachlässigkeiten Schwindrisse mit Gefügestörungen bilden.

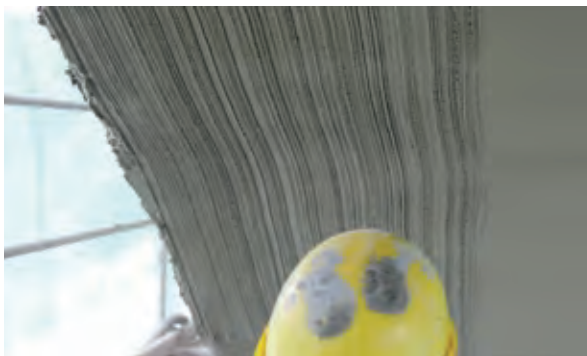


Bild 5 Herstellung einer rauen Oberfläche mittels Besenstrich Foto: Ammar Al-Jamous

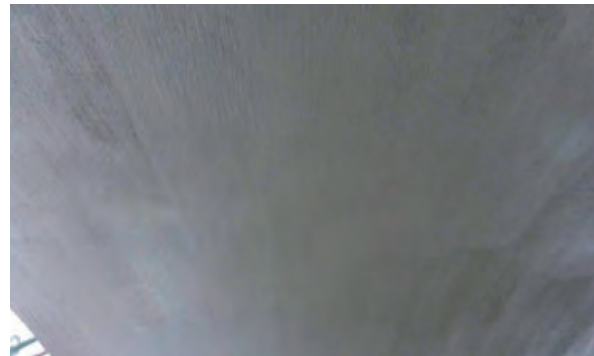


Bild 6 Ansicht der fertiggestellten Carbonbetonschicht Foto: Ammar Al-Jamous



Bild 7 Lessons Learnt – links freigestemmt und rechts instandgesetzte Hohlstellen am Bogen 2  
Fotos: Ammar Al-Jamous und Karsten Uhlig

Bei der Überprüfung der Ausführung wurden an einem Bogen Hohlstellen festgestellt, die auf Widrigkeiten beim Einbau und dadurch bedingte Ausführungsmängel zurückzuführen waren. Dem wurde besondere Beachtung geschenkt, da dieser Fehler in der Praxis immer wieder auftreten könnte. Hier zeigte sich jedoch gleichzeitig ein weiterer Vorteil der Anwendung von Carbonbeton, da die Schadstellen durch vorsichtiges Aufstemmen und anschließendes Nachlaminiieren mit Feinbeton relativ unproblematisch beseitigt werden konnten. Vorteil ist dabei im Gegensatz zum Spritzbetonverfahren mit Betonstahl eine deutlich geringere Gefahr von Verbundstörungen der angrenzenden Bereiche. Bei einer späteren Überprüfung wurden keine Hohlstellen mehr festgestellt.

Außerdem zeigten sich an einem Bogen rissartig verlaufende Durchfeuchtungen, die offensichtlich auf die hohe Restfeuchte innerhalb des ehemals

stark durchnässten Bauwerks zurückzuführen waren und konzentriert im Bereich alter Trennrisse auftraten. Bei der handnahen Prüfung waren mit bloßem Auge zunächst keine Risse erkennbar, auch konnten keine Hohlstellen festgestellt werden. Erst bei der Auswertung der digitalen Bilder zeigten sich vereinzelte Mikrorisse. Da der Sachverhalt schadens- und konstruktionsbedingt bereits im Vorfeld der Maßnahmen nicht ausgeschlossen werden konnte, wurden keine Maßnahmen zur Mängelbeseitigung ergriffen. Nach ca. 3 Monaten waren die Stellen größtenteils austrocknet und bis auf vereinzelte leichte Sinteradern kaum noch erkennbar.

## 8 Das Ergebnis

Bei einer Gesamtbauzeit von 11 Monaten betrug die Kernbauzeit mit Abbruch und Instandsetzung



Bild 8 Durchfeuchtung mit Riss und Aussinterung am Bogen 3 vor (links) und nach (rechts) der Austrocknung  
Fotos: Ammar Al-Jamous und Karsten Uhlig



Bild 9 Ansicht Nord der fertig instandgesetzten Brücke

Foto: Ammar Al-Jamous

lediglich 7 Monate. Die veranschlagten Baukosten wurden eingehalten, wodurch die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens bewiesen werden konnte.

Nach Abschluss der Maßnahme konnten Eignung und nachfolgende wesentliche Vorteile des Carbonbetons als Instandsetzungsverfahren für Ingenieurbauwerke herausgestellt werden:

- ❑ Aufnahme von Zugkräften im Vergleich zu herkömmlichen Oberflächenschutzsystemen,
- ❑ deutlich bessere Rissverteilung als bei Verwendung von Betonstahl bei adäquater Fähigkeit zur Rissüberbrückung,
- ❑ höhere Dauerhaftigkeit, da keine Bewehrungskorrosion stattfinden wird, und Zuordnung des verwendeten Feinbetons zu nahezu allen Expositionsklassen der DIN EN 206-1/DIN 1045-2,
- ❑ ausreichend geringer E-Modul der Sanierungsschicht und damit besondere Eignung zur Instandsetzung von älteren Bauwerken mit geringeren Betonfestigkeiten,
- ❑ rein mineralische Zusammensetzung des Feinbetons und damit diffusionsoffener als kunststoffmodifizierte Spritzmörtel und Betone,
- ❑ Wirtschaftlichkeit durch geringeren Materialverbrauch und einfache Verarbeitung bei gleichzeitig lediglich geringer Zunahme des Eigengewichts der Konstruktion und minimaler Veränderung der ursprünglichen Geometrie (Lichtprofil) des Bauwerks.

In Bezug auf den hohen Sanierungsbedarf von Ingenieurbauwerken im Zuge von Verkehrswegen ist Carbonbeton eine technische Lösung, die über die Grenzen bestehender Instandsetzungssysteme hinaus einsetzbar ist.

## Literatur

- [1] DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken. Berlin: Beuth, 1985
- [2] ZTV-ING, Teil 3: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Teil 3: Massivbau. Bundesanstalt für Straßenwesen (Stand 12/2013).
- [3] Uhlig, K.: Kappen von Straßenbrücken aus textilbewehrtem Beton. Diplomarbeit, TU Dresden, 2001
- [4] Homepage des Deutschen Zentrums Textilbeton: <http://www.textilbetonzentrum.de/> (geprüft am 20.1.2017)
- [5] abZ Z-31.10-182: Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit TUDALIT (Textilbewehrter Beton). DIBt, Berlin, 2014
- [6] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. Berlin: Beuth, Ausgabe 08/2008.
- [7] EN 206-1: Beton: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Berlin: Beuth, Ausgabe 07/2001
- [8] DIN EN 1542: Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Prüfverfahren – Messung der Haftfestigkeit im Abreißversuch; Deutsche Fassung EN 1542:199. Berlin: Beuth.

- [9] Reese, U.: Innovative Werkstoffe am Bau – Weiterbildung Textilbeton. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) S1 – Verstärken mit Textilbeton, Jan., S. 106–108
- [10] Assmann, U.; Offermann, P.: Nutzung der abZ „Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit TUDALIT® (Textilbewehrter Beton)“. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) S1 – Verstärken mit Textilbeton, Jan., S. 109
- [11] Homepage des Europäischen Instituts für postgraduale Bildung GmbH zu Schulungen zu Textilbeton: <http://www.eipos.de/weiterbildung/kurs/verfahren-zur-verstaerkung-von-stahlbetonbauteilen-mit-tudalitr-textilbewehrter-beton/> (geprüft am 201.1.2017)

### **Beteiligte am Bau**

Bauherr:	Stadt Naila
Planung:	K+U-Plan Ingenieurgesellschaft, Wunsiedel   CarboCon GmbH, Dresden
Hauptauftragnehmer:	WTU GmbH, Weischlitz
CarbonTextilbetonarbeiten:	Laumer Bautechnik Ost GmbH, Leipzig



## Georg Christoph Mehrrens (1843–1917): Protagonist des Stahlbrückenbaus im wilhelminischen Deutschland

**Dr.-Ing. Karl-Eugen Kurrer**  
Ernst & Sohn, Berlin

Wie kein anderer trieb der vor 100 Jahre verstorbene Georg Christoph Mehrrens in Deutschland den Übergang vom Eisen- zum Stahlbrückenbau voran. Als Wilhelm II. (1859–1941) 1888 zum Kaiser des Deutschen Reichs inthronisiert wurde, schickte sich der preußische Bau- und Betriebsinspektor Mehrrens in Bromberg an, das Schmiedeeisen im Großbrückenbau durch den Flusstahl im Allgemeinen und den Thomasstahl im Besonderen zu ersetzen. Mit dem großmaßstäblichen Einsatz des Thomasstahls für die Wechselbrücke bei Fordon (1891–1893) erreichte die Wechselwirkung zwischen der deutschen Stahlindustrie und der Stahlbauindustrie eine neue Qualität, die ihr alsbald international Geltung verschaffte und sich zum wichtigen Element der Wirtschaftspolitik der deutschen Schwerindustrie entwickeln sollte. In seiner Zeit als Professor an der TH Dresden von 1895 bis 1913 schuf Mehrrens (Bild 1) mit seinen Monografien über Baustatik und Brückenbau ein enzyklopädisches Werk, das damals im Konstruktiven Ingenieurbau ohne Beispiel war. Zu seinen Schülern zählten die späteren Professoren der TH Dresden Max Foerster (1867–1930), Willy Gehler (1876–1953) und Kurt Beyer (1881–1952), welche zum Fortschritt des Konstruktiven Ingenieurbaus und der Baustatik in ihrer Konsolidierungsperiode (1900–1950) signifikant beitrugen. Als begehrter Gutachter und Juror bei Wettbewerben sowie als Zeitschriftenautor beeinflusste Mehrrens den deutschen Großbrückenbau naufch konstruktiver und naufch ästhetischer Seite bis weit in das zweite Dezennium des vorigen Jahrhunderts. Doch Mehrrens ist nicht nur Protagonist des Stahlbrückenbaus im wilhelminischen Deutschland, sondern kann auch als Pionier der Historiografie der Bautechnik in Deutschland gelten.

### 1 Der Schmied Carsten und sein Sohn Georg

An der Mündung der Geeste in die Weser entstand in den frühen 1820er Jahren ein Hafen des Königreichs Hannover, der 1827 von der Hansestadt Bremen erworben und zum urbanen Kristallisationskern Bremerhavens wurde. Dort siedelten sich zuerst Gewerbebetriebe an, welche die Frühindustrialisierung Bremerhavens einleiteten. Einer ihrer Pioniere war Carsten Mehrrens (1798–1861) ([1] u. [2]), der von Bremen die Erlaub-



Bild 1 Georg Christoph Mehrrens, 1901  
Foto: Universitätsarchiv der TU Dresden

nis erhielt, am linken Geesteufer zwischen dem Geestedeich und der Karlsbergstraße seine neue Schmiede mit Wohnhaus zu errichten. Nach dem Tod seiner Frau Katharina verw. von Glahn, geb. Wrede (1775–1835) heiratete der große stattliche Carsten Mehrrens am 4. Juni 1836 die wesentlich jüngere Tochter eines Maurermeisters aus Lehe, Metta Dorothea, geb. Labouseur (1811–ca. 1875) (s. [1] bis [3]). Aus dieser Ehe gingen die Söhne Johann, Carl, Georg und Hermann sowie die Tochter Metta hervor.

Etwa ein Jahr vor der Geburt des zweitjüngsten Sohnes [4] Georg Christoph Mehrrens am 31. Mai 1843 erweiterte sein Vater das Grundstück erheblich und ließ für die gewachsene Familie ein neues Anwesen bauen. Dort betrieb Metta Dorothea Mehrrens eine renommierte, vorwiegend von Kapitänen, Steuerleuten und Lotsen besuchte



Bild 2

Werbeprospekt der Dampfhammerschmiede, 1865 Quelle: Christian Mehrrens, Wuppertal

Gastwirtschaft mit Kegelbahn sowie ein Einzelhandelsgeschäft. Das Obergeschoss des neuen Wohnhauses diente zumeist als Logis für Kapitänsfrauen, die mit ihren Männern die letzten Stunden vor der

Ausfahrt in die See verbringen wollten. Gegen Ende der 1850er Jahre muss Carsten Mehrrens seine florierende Schmiede zu einer *Dampfhammerschmiede & Fabrik schmiedeeiserner Schiffsartikel etc.* (Bild 2) erweitert haben [2]. Zu dieser Zeit verließ der 16jährige Georg Christoph Mehrrens das Bremerhavener Realgymnasium und sein Elternhaus, um ein zweijähriges Praktikum in der Maschinenfabrik Balcke in Altena (Sauerland) anzutreten, das er 1861 abschließen konnte.

Als Carsten Mehrrens am 15. August 1861 nach längerer Krankheit starb, übernahm die Witwe die gesamten Geschäfte. Später übertrug sie ihrem ältesten Sohn, Johann Hinrich Mehrrens (1836–1917), die technische Leitung der *Dampfhammerschmiede & Fabrik schmiedeeiserner Schiffsartikel etc.*, wohingegen Carl Christian Mehrrens teilweise die Verantwortung für die Gastwirtschaft und das Einzelhandelsgeschäft von seiner Mutter übernahm. Gleichwohl gab die geschäftstüchtige Mutter die Gesamtleitung der Mehrrens'schen Betriebe erst kurz vor ihrem Lebensende (ca. 1875) aus der Hand.

Unmittelbar nach dem Tod seines Vaters bezog Georg Christoph Mehrrens die Polytechnische Schule Hannover, wo er bis 1866 Ingenieurwissenschaften studierte [5]. Mit auf den Weg in die Fremde nahm der 18jährige Georg Christoph Mehrrens seine Einsichten in den Produktionsablauf der väterlichen Dampfhammerschmiede, die bei Balcke gesammelten Erfahrungen und den Geist maritimer Gastlichkeit seines Elternhauses. Diese Prägungen sollten ihn später befähigen, sich nicht nur zum Mittler zwischen dem Eisenhüttenwesen und dem Brückenbau zu entwickeln, sondern auch die Internationalisierung des deutschen Brückenbaus voranzutreiben.

In Hannover weckte Moritz Rühlmann (1811–1896) mit seinen historisch akzentuierten Lehrveranstaltungen über Maschinenlehre bei Georg Christoph Mehrrens das Interesse an der Geschichte der Mechanik. Bei August Ritter (1826–1908) eignete er sich die Mechanik und die Baustatik an. Schließ-

lich ist noch August von Kaven (1827–1891) zu nennen, der von 1861 bis 1865 an der Polytechnischen Schule Hannover den Straßen-, Eisenbahn- und Eisenbahnbrückenbau vertrat. August von Kaven, im Nebenamt Baurat bei der Generaldirektion der Eisenbahnen und Telegraphen des im Gefolge des Preußisch-Österreichischen Kriegs (1866) von Preußen annektierten Königreichs Hannover, bahnte dem jungen Mehrrens den Weg zum Eisenbahnbau. Nach der Regierungsbauführerprüfung für Eisenbahn- und Maschinenbau im Jahr 1867 trat er in den preußischen Staatsdienst der Eisenbahndirektion Hannover ein und legte zwei Jahre später die Prüfung zum Regierungsbaumeister ab [6].

## 2 Etablierung im Eisenbahnbau

Das durch Bismarcks Politik von Blut und Eisen begründete deutsche Kaiserreich erlebte alsbald einen wirtschaftlichen Aufschwung, der durch die im Friedensvertrag von Frankfurt/Main vom 10. Mai 1871 Frankreich auferlegten Kriegskontributionen von 5 Mrd. Goldmark beflügelt wurde, aber zwei Jahre später im Gründerkrach ein jähes Ende fand. In der Vita von Georg Christoph Mehrrens sollte die Annexion von Elsaß-Lothringen durch das Deutsche Reich wegen der phosphorhaltigen Eisenerzlagerstätten eine tragende Rolle spielen; bei den Verhandlungen über den Verlauf der neuen Grenze wirkte der preußische Bergbeamte und Geologe Wilhelm Hauchecorne (1828–1900) maßgebend mit und sicherte damit dem Reich den größten Teil der riesigen Eisenerzlagerstätten Lothringens. Aber vorerst ging Mehrrens beruflich im Eisenbahnbau auf.

Wenige Wochen nach dem Frankfurter Friedensschluss heiratet der frischgebackene Regierungsbaumeister die aus Judenbach bei Sonneberg stammende Bäckerstochter Eva Barbara Wittig. Er erkennt die Zeichen der Zeit, quittiert 1872 den preußischen Staatsbaudienst und wird für Privatbahnen tätig: Zuerst als Sektionsbaumeister beim Bau der Lüneburg–Wittenberger Bahn, dann als Abteilungsbaumeister beim Bau der Berlin–Dresdener Bahn und schließlich 1874 bis 1878 als Oberingenieur beim Bau der Bahnlinie Frankfurt/Oder–Cottbus. Dort sammelt er reiche Erfahrungen, die er schon 1875 in seinem umfangreichen Beitrag *Ausführung und Unterhaltung der steinernen Brücken* für die 1. Auflage des *Handbuchs der Ingenieur-Wissenschaften* (s. [7, S. 156–157]) präsentierte und das 1886 die nächste Auflage erlebte [8]. Aber die Tage der Privatbahnen waren gezählt. 1878 leitete Bismarck in Preußen ihre weitgehende Verstaatlichung ein, die in mehreren Stufen zu der dem Ministerium der öffentlichen

Arbeiten unterstellten preußischen Staatsbahn führte und sich bis zur Jahrhundertwende zum weltgrößten technischen Betrieb entwickeln sollte. Wieder erwies sich Mehrstens in seiner Karriereplanung als instinktsicher: 1878 kehrte er in den Schoß des preußischen Staatsbaudienstes zurück und befasste sich im Technischen Büro des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten unter Johann Wilhelm Schwedler (1823–1894) in Berlin mit den allgemeinen Vorarbeiten für die Gebirgsbahn Erfurt–Ritschenhausen. Ein Jahr später übernahm er an der TH Charlottenburg bei Emil Winkler (1835–1888) im Nebenamt eine Assistentenstelle für Brückenbau und Statik der Baukonstruktionen, habilitierte sich und vertrat als Privatdozent die Lehrgebiete *Ausführung der Brücken* und *Bewegliche Brücken*.

1880 gebar seine Frau Eva Barbara Mehrstens in Berlin Kurt Georg, der seinen Vater nur ein Jahr überleben sollte. Im Geburtsjahr seines Sohnes bereiste Georg Christoph Mehrstens im Auftrag des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten Betriebe der eisenschaffenden Industrie und Brückenbauwerkstätten in Preußen. Seine Aufzeichnungen legte er 1882 in einer Aufsatzserie in der *Deutsche Bauzeitung* nieder [9], die Mehrstens noch im selben Jahr im Selbstverlag zu einer Broschüre unter dem Titel *Notizen über die Fabrication des Eisens und der eisernen Brücken* [10] zusammenfasste. Dort stritt er für die „moderne Eisen-Gewinnung“, d. h. den Übergang vom Schmiedeeisen zum Flussstahl, beschrieb u. a. die ersten Versuche der deutschen Hütten, die Erzeugung des Flussstahls im industriellen Maßstab umzusetzen und ihn für den Brückenbau dienstbar zu machen. In den Mittelpunkt des technisch-wissenschaftlichen Interesses der Hüttenleute rückte Stahl, peu à peu das Eisen verdrängend. Geradezu programmatisch kommt diese Verdrängung im Titel der im Juli 1881 vom Verein Deutscher Eisenhüttenleute (VDEh) begründeten Zeitschrift *Stahl und Eisen* (Bild 3) zum Ausdruck: erst Stahl, dann Eisen.

### 3 Sauer macht lustig und basisch noch nicht

In der Februarausgabe 1883 von *Stahl und Eisen* erschien eine ausführliche und kritische Würdigung der ein Jahr zuvor von Mehrstens veröffentlichten Broschüre *Notizen über die Fabrication des Eisens und der eisernen Brücken* [10]: „Der Verfasser legt dar, daß die Bedeutung des Thomas-Processes sich im Wesentlichen zu einer Kostenfrage zugespitzt hat, und gelangt zu dem gewiß richtigen Schluß, daß die künftige Verwendung der in kolossalen Ablagerungen in Deutschland vorkom-



Bild 3 Titelblatt der Erstausgabe von *Stahl und Eisen*  
Quelle: Bibliothek des Stahlinstituts VDEh, Düsseldorf

menden phosphorhaltigen Eisenerze die selbständige Stellung der deutschen Eisen-Industrie dem Auslande gegenüber stärken und das Nationalvermögen vermehren wird“ [11, S. 61–62]. Während Mehrstens im Flussstahl das Zukunftsmaterial des Brückenbaus sieht, verweist sein wohlgewogener Kritiker auf dessen Nachteile – wie etwa die ausgeprägte Plastizität, die zu inakzeptablen Verformungen führen würde – und plädiert deshalb für die Entwicklung eines Brückenbaustahls, „der außer der wünschenswerthen Festigkeit, Dehnung und Biegsamkeit auch eine hausbackene Bearbeitung vertragen kann. Diese Eigenschaften und auch die Gleichmäßigkeit wird wahrscheinlich mit Sicherheit nur mit Hülfe der chemischen Analyse festzustellen sein“ [11, S. 63].

Diese Einwände sollten den 1883 von Berlin nach Frankfurt/Oder versetzten Eisenbahnbau- und Betriebsinspektor Mehrstens herausfordern. Zwar endete damit seine Privatdozententätigkeit an der TH Charlottenburg, aber er verlegte seinen Schwerpunkt auf die Flussstahlfrage im Brückenbau, obwohl er noch 1885 das Buch *Mechanik fester Körper* veröffentlichte [12], das schon zwei Jahre später in zweiter Auflage erschien [13]; wie Winkler manche seiner Publikationen über Baustatik geschichtlich einleitete, so schrieb sein

ehemaliger Assistent an der TH Charlottenburg, Mehrtens, diese Tradition in seiner *Mechanik fort* [13, S. 488–500] und sollte sie später in seinen 1903 bis 1905 veröffentlichten Lehrbüchern über Baustatik auf eine neue Stufe heben (s. [14, S. 72–86], [15, S. 242–265] u. [16, S. 425–460]). Wie aber wandelte sich in den 1880er Jahren die Flusstahlfrage?

Das von Henry Bessemer (1813–1885) 1855 erfundene Verfahren zum Frischen von Roheisen durch Einblasen von Sauerstoff in den birnenförmigen Konverter etablierte sich nach dessen Vortrag *The manufacture of iron without fuel* vom 13. August 1856 in Celtenham [17, S. 36] und der am nächsten Tag erfolgenden Veröffentlichung in der *Times* alsbald neben dem Puddelverfahren: Es leitete nicht nur dessen Untergang und den Übergang vom Schmiedeeisen zum Stahl ein, sondern induzierte eine neue Stufe der Industrialisierung im Eisenhüttenwesen. „Im Bessemer-Prozess ist

es nun gelungen“, notierte Mehrtens, „ein scheinbar unerreichbares Ideal, die Umwandlung von Roheisen ohne Anwendung eines besonderen Brennmaterials in Stahl (...) zu verwirklichen. (...) Da hier das Silicium als eigentliches Brennmaterial fungiert, so steht in Bezug auf Brennmaterial-Ersparnis der Bessemer-Prozess oben an“ [10, S. 8]. Die mit kieselensäurereichem, feuerfestem Futter ausgekleidete Bessemerbirne führt in der ersten Phase des Frischens zur Schlackenbildung und wurde deshalb auch „saures“ Verfahren der Stahlerzeugung genannt. Im Gegensatz zum Puddelverfahren können mit dem Bessemerverfahren keine phosphorhaltigen Eisenerze verhüttet werden. So musste das Deutsche Reich aus Nordafrika und Spanien für seine Bessemerhütten phosphorarme Eisenerze einführen, da es überwiegend auf phosphorhaltigen Eisenerzlagern saß – ein technisch-wirtschaftliches Problem, das sich nach der Annexion von Elsaß-Lothringen zum Politikum ersten Ranges potenzierte.

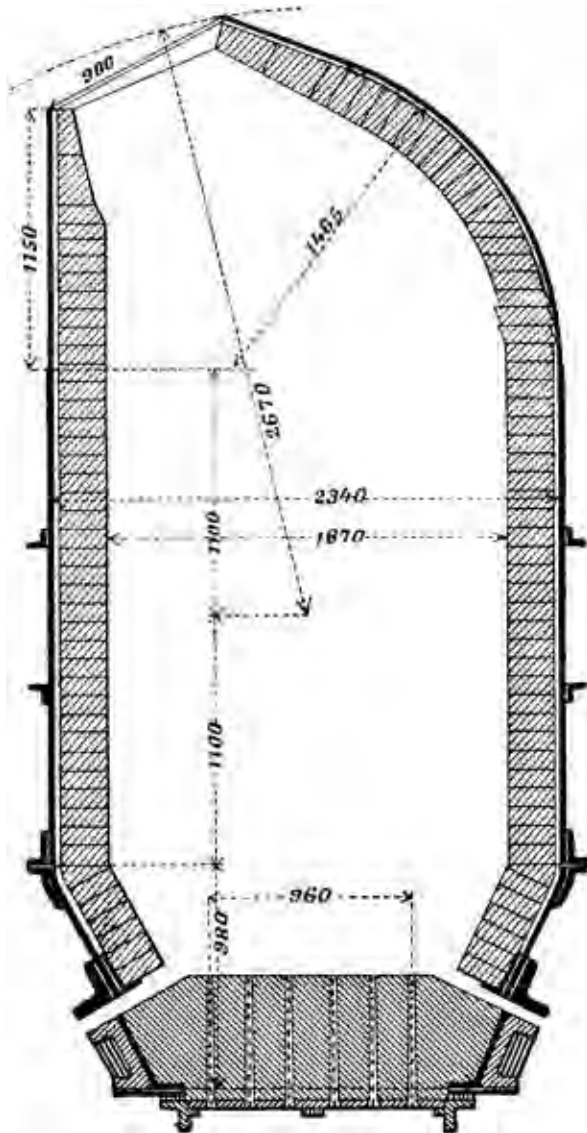


Bild 4 Thomasbirne der Rheinischen Stahlwerke zu Ruhrort, aus [19, S. 100]

Nach mehreren Versuchen gelang Sydney Gilchrist Thomas (1850–1885) im Jahr 1878 die Lösung, die er kurz darauf in mehreren Patenten im Deutschen Reich schützen ließ [18, S. 57]: Er kleidete die Birne mit einem basischen Futter aus (Bild 4). Die feuerfesten Dolomitsteine entziehen dem geschmolzenen Eisen den Phosphor und bilden damit eine phosphorsäure Schlacke, die – fein zerkleinert – später in der Landwirtschaft als Düngemittel (Thomasmehl) Verwendung finden sollte [20, S. 292–294].

Mehrtens verfolgte die komplizierte Umsetzung des Dreischrittes der Invention, Innovation und Diffusion des Thomasverfahrens in Deutschland seit seiner durch das Ministerium der öffentlichen Arbeiten ermöglichten Studienreise in die preußischen Hütten, Walzwerke und Brückenbauwerkstätten im Jahre 1880 mit beispielloser Intensität. Eine Frucht ist sein Beitrag *Eisen und Eisenkonstruktionen in geschichtlicher, hüttentechnischer und technologischer Beziehung* für das *Handbuch der Baukunde*, das 1887 von den Herausgebern der *Deutschen Bauzeitung* und des *Deutschen Baukalenders* veranstaltet wurde und den Mehrtens noch im selben Jahr als selbständiges Werk publizierte [19]. Dort zeigt Mehrtens den Lageplan der Thomashütte in Peine (Bild 5); dieser enthält u. a.

- die Thomas-Frischhütte (1) mit sechs Birnen (9 t Fassungsvermögen/Birne),
- die vorgeschaltete Schmelzhütte (2),
- die nachgeschaltete Gießhütte (3),

- die Fabrik für die Dolomitsteine (20),
- das neue Walzwerk (28) sowie
- das alte Puddelwalzwerk (27).

Mit der Entphosphorung des Roheisens durch das Thomasverfahren gelingt es, den Phosphorgehalt von 1,5 bis 3 % auf Werte unter 0,1 % zu senken, einem tolerierbaren Wert dieses schädlichen Eisenbegleiters. Nach Mehrtens zeichnet sich der Thomasstahl „durch Zähigkeit und Dehnbarkeit, bei geringer Härte und meistens auch durch leichte Schweissbarkeit (aus)“ [19, S. 113].

Ein alternatives Verfahren zur Entphosphorung phosphorhaltigen Roheisens bildete sich 1864 mit dem Herdofen von Pierre-Émile Martin (1824–1915) heraus, welcher mit der von Carl Wilhelm Siemens (1823–1883) erfundenen Regenerativ-Gasfeuerung betrieben und später als Siemens-Martin-Verfahren bezeichnet wurde. Wie im Bessemerverfahren kleidete Martin seinen Herdofen mit saurem und feuerfestem Futter aus. Schon bald eroberte der saure Martinstahl den Löwenanteil des sich etablierenden Flussstahlmarktes. Angeregt durch das Thomasverfahren wagten die Eisenhüttenleute 1882 den Schritt, den Martinofen mit basischem Futter zu versehen, so dass auch das Siemens-Martin-Verfahren die Entphosphorung phosphorhaltigen Roheisens ermöglichte. Mit dem daraus erschmolzenen basischen Martinstahl betrat ein weiterer Konkurrent des Thomasstahls den Flussstahlmarkt. Aber 10 Jahre nach der Erfindung des Thomasverfahrens bahnte sich in Deutschland die Wende zugunsten des Thomasstahls an [21]. Im Dreikaiserjahr 1888 hob der Bau von drei Großbrücken bei Bromberg an, der fünf Jahre später erfolgreich abgeschlossen werden konnte.

#### 4 Mit Eisen und Stahl über die Weichsel

Schon wenige Jahre nach den 1857 fertiggestellten Weichselquerungen der preußischen Ostbahn bei Dirschau und Marienburg entwickelten sich diese kombinierten Eisenbahn- und Straßenbrücken zu einem Nadelöhr; verschärft wurde dies Ende der 1860er Jahre durch die Verlegung eines zweiten Eisenbahngleises, was das Verkehrsaufkommen weiter steigerte. Die unzureichende Trennung der eingleisigen Eisenbahnüberführung von der Fahrstraße führte oft zur gegenseitigen

Fig. 105. 1. Thomas-Frischhütte. — 2. Schmelzhütte. — 3. Gießhütte. — 4. Maschinenhaus für Gehäuse und Pumpen. — 5. Wasserturm. — 6. Aufzug. — 7. Waagen. — 8. Kalkofen. — 9. Theerziegelofen. — 10. Bureau. — 11. Kesselhaus. — 12. Kesselhaus. — 13. Schornsteine. — 14. Brunnen. — 15. Gassanstalt. — 16. Gasbehälter. — 17. Theerraum. — 18. Lokomotivschuppen. — 19. Kohlen-schuppen. — 20. Stofabrik. — 21. Trockenofen. — 22. Theerkocher. — 23. Dampfessel. — 24. Dolomit-Brennofen. — 25. Brechraum für Steine. — 26. Brennofen. — 27. Altes Walzwerk. — 28. Neues Walzwerk. — 29. Magazin. — 30. Waage. — 31. Werkstatt. — 32. Schlackenhalde

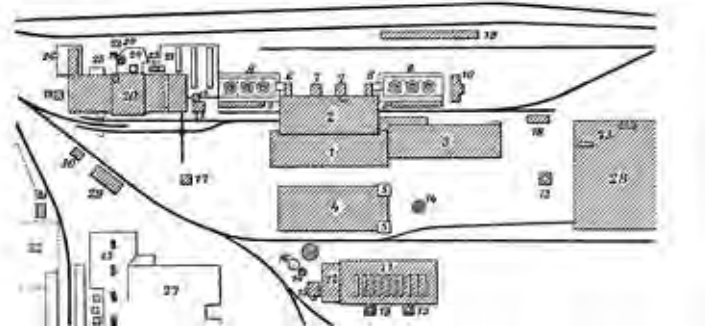


Bild 5 Lageplan der 1882 errichteten Thomashütte in Peine, aus [19, S. 101]

Behinderung der beiden Verkehrsträger. So verursachten Achsbrüche von Fuhrwerken längere Sperrungen des Eisenbahnverkehrs [22, Sp. 236]. Auch die preußischen Militärs, welche Eisenbahnen in den Kriegen von 1866 und 1870/71 erfolgreich einsetzten, plädierten für den Neubau von zweigleisigen Eisenbahnbrücken bei Dirschau und Marienburg. So kam es am 1. November 1887 zu einem Abkommen zwischen dem Deutschen Reich und Preußen, wo sich das Reich verpflichtete, 60 % der auf 15 Mio. Mark bezifferten Gesamtbaukosten zu tragen. Nachdem dieses Abkommen durch Beschluss des Reichstages bestätigt wurde, passierte es die beiden Häuser des preußischen Landtages und erfuhr die königliche Bestätigung durch ein Gesetz vom 11. Mai 1888. Schon durch Erlass des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 7. Januar 1888 wurde „ein besonderes Bureau für die Bearbeitung der Bauangelegenheiten unter Leitung des (...) Bauinspectors (...) Mehrtens, errichtet“ [22, Sp. 237]. Das Neubaubüro für die Weichselbrücken saß in Bromberg. Mit der Oberleitung der Bauausführungen betraute das Ministeriums den Geheimen Regierungsrat Suche, seines Zeichens Dirigent der IV. Abteilung der königlichen Eisenbahndirektion Bromberg.

Bei der Erstellung der Ausführungsplanung wurde Mehrtens von den Regierungsbaumeistern

- Lüpcke, Thiele, Reiser, Öhlmann (Pfeiler),
- Liesegang, Leipziger, Labes und Teichgräber (Überbauten)
- unterstützt. Auf der Brückenbaustelle in Dirschau waren die Regierungsbaumeister
- Grevemeyer, Lüpcke (Pfeilerbau),

□ Roths Schuh (Strombauten) und

□ Labes (Überbauten)

beschäftigt; Bauinspektor Mackensen leitete die Baustelle. In Marienburg verantwortete Regierungsbaumeister Dietrich den Pfeilerbau und Regierungsbaumeister Krome die Erdarbeiten usw. einschließlich der Überbauten; die Bauleitung lag in den Händen von Eisenbahnbau- und Betriebsinspektor Matthes. Regierungsbaumeister Liesegang schließlich war zuständig für die Materialprüfung und die Abnahme der Konstruktion in der Brückenbauwerkstatt von Harkort in Duisburg [22, Sp. 238]. Das Brückenteam von Mehrstens bestand also aus 13 hochqualifizierten Baubeamten, die ihre Aufgaben mit Bravour lösen sollten.

#### 4.1 Schwedlers abgestumpfter Linsenträger

Die Brückenentwürfe stammen von Johann Wilhelm Schwedler, durch dessen Hände sämtliche größeren Entwürfe von Ingenieurbauten des preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten gingen. Schwedler wählte für die Querung der Weichsel bei Dirschau sechs Einfeldträger mit jeweils 129 m Weite, die er als abgestumpfter Linsenträger mit zweiteiligem Strebenfachwerk und Mittelturt ausbildete (s. Cover des vorliegenden Tagungsbandes u. Bild 6). Die Brücke über die Nogat, einem 63 km langen Mündungsarm der Weichsel, besaß dieselbe Tragstruktur mit zwei Einfeldträgern bei einer Weite von jeweils 103,20 m. Den abgestumpften Linsenträger legte Schwedler 1850/51 seinem Alternativentwurf im Nachgang des Kölner Rheinbrückenwettbewerbs zugrunde [23]. Hierzu lieferte er 1851 im zweiten Teil seiner dreiteiligen Aufsatzserie über die Grundlegung der Fachwerktheorie eine baustatische Analyse (Bild 7) ([24, Sp. 162–167] und [25, S. 352]).

Gegenüber dem an den Auflagern spitz zulaufenden Linsenträger hatte der abgestumpfte Linsenträger den Vorteil, dass die großen Querkräfte im Auflagerbereich konstruktiv mit einem kräftigen Kreuzverband in die

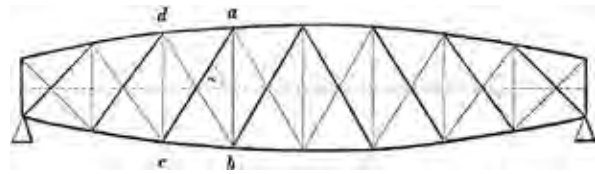


Bild 7 Schwedlers baustatisches Modell des abgestumpften Linsenträgers, aus [24, Sp. 162]

Lager abgetragen werden konnten. Schwedlers zukunftsweisender Alternativentwurf wurde nicht realisiert. Erst mit der 1872–1875 erbauten Memelbrücke bei Tilsit im Zuge der Eisenbahnlinie Tilsit–Memel konnte er seine Tragwerksinnovation verwirklichen; dabei erreichten die fünf Felder der Strombrücken mit ellipsenförmigen Gurten schon eine Weite von jeweils 96,70 m [26, S. 61]. Später nannte Winkler diesen Trägertyp *Polygonal-Träger* [26, S. 17]. Seine klassische Gestalt mit kreisförmigen Ober- und Untergurten nahm der abgestumpfte Linsenträger Schwedlers aber erst mit der Nogatbrücke bei Marienburg und der Weichselbrücke bei Dirschau an.

#### 4.2 Die neue Nogatbrücke bei Marienburg

Der Achsabstand der neuen von der alten Nogatbrücke wurde mit 40 m festgelegt. Die Stärke des Mittelpfeilers konnten wegen der höheren Werk-



Bild 6 Neue Weichselbrücke, Dirschau – Ansicht vor Fertigstellung 1891

Foto: Ferdinand Schwarz, Architekturmuseum der TU Berlin, Inv. Nr. BZ-F 14,025

stoffqualität der Überbauten von 6,7 m auf 5,6 m reduziert werden. Bis auf den oberen Windverband entsprach die am 25. Oktober 1890 nach 2½jähriger Bauzeit fertiggestellte Brücke bei Marienburg ihrer größeren und etwas jüngeren Schwester bei Dirschau. Das Gesamtgewicht der eisernen Überbauten ohne Besichtigungswagen betrug 1.650 t bei einem Preis von 0,716 Mio. Mark [22, Sp. 558].

### 4.3 Die neue Weichselbrücke bei Dirschau

Die Höhe der im lichten Abstand von 8,508 m liegenden abgestumpften Linsenträger (Bild 6) legte Mehrstens mit 3,36 m an den Auflagern und 18 m in Feldmitte fest, so dass sich der Krümmungsradius des Ober- bzw. Untergurtes zu rd. 288 m ergibt. Sie waren mit einer untenliegenden Fahrbahn ausgestattet, welche die Zugkräfte über Hänger in die Untergurtnoten des Hauptträgers einleiteten. Um Nebenspannungen in den Knoten zu minimieren, wurden fast alle Schwerachsen der Fachwerkkonstruktion so gelegt, dass sie mit den Grundlinien des Stabsystems zusammenfallen. Das Gesamtgewicht der eisernen Überbauten ohne Besichtigungswagen betrug rd. 7.000 t bei einem Preis von 2,544 Mio. Mark [22, Sp. 438]. Am 28. Oktober 1891 konnte die Brücke bei Dirschau nach 3½jähriger Bauzeit eröffnet werden. Kurz darauf wurde Mehrstens für seine Verdienste um die erfolgreiche Projektleitung zum Regierungs- und Baurat befördert. Damit gehörte er endlich zu den höheren Rängen des preußischen Baubeamtentums.

### 4.4 Die Dritte im Bund: Die Weichselbrücke bei Fordon

Im Zuge der Eisenbahnlinie Bromberg–Fordon–Culmsee–Schönsee entstand von Mai 1891 bis November 1893 mit dem über 1,3 km langen Brückenzug über die Weichsel bei Fordon die längste Brücke Deutschlands [21]. Die Fordoner Weichselbrücke ist eine kombinierte Straßen- und eingleisige Eisenbahnbrücke. Für die Überbrückung



Bild 8 Weichselbrücke (Rudolf-Modrzejewski-Brücke), Fordon – Seitenansicht der Vorlandbrücke während der Errichtung

Foto: Ferdinand Schwarz, Architekturmuseum der TU Berlin, Inv. Nr. BZ-F 16.006

der fünf Stromöffnungen mit einem Pfeilerachsabstand von 100 m wählte Mehrstens Halbparabelträger mit zweiteiligem Strebenfachwerk und Mittelgurt (Bild 8). Die Strombrücken bestehen aus 4.500 t basischem Martin Stahl.

Mehrstens teilte die Vorlandbrücken in 13 Felder ein, so dass sich ein Pfeilerachsabstand von  $13 \times 62$  m ergab. Alle 13 Einfeldträger entwarf er als Parallelträger mit zweiteiligem Strebenfachwerk und Mittelgurt (Bild 9). Die über dem Untergurt liegende Fahrbahn, welche durch eine Gitterkonstruktion die eingleisige Eisenbahn von der zweispurigen Straße trennte, war 10,8 m breit. Mit den Vorlandbrücken hielt insofern eine Innovation im Großbrückenbau Einzug, als erstmals im großen Stil Thomasstahl verwendet wurde, der vom Aachener Hütten-Aktienverein in Rothe Erde geliefert wurde, einem Hüttenwerk, das sich in den 1880er Jahren zum leistungsfähigsten Thomasstahlwerk Deutschlands entwickelte [27, S. 259]. Insgesamt wurden 6.000 t verbaut. So vollzog Mehrstens mit seinem Brückenteam und dem Aachener Hüttenwerk in Rothe Erde unter Fritz Kintzlé (1852–1908) im letzten Dezennium des 19. Jahrhunderts den Übergang vom Eisen zum Stahlbrückenbau im Allgemeinen und zur Hegemonie des Thomasstahls im deutschen Großbrückenbau im Besonderen.

Die Resultate der von der preußischen Bauverwaltung vorangetriebenen vergleichenden Untersuchungen von Martin- und Thomasstahl stieß nicht nur in deutschsprachigen Fachzeitschriften auf großes Interesse, sondern auch in Zeitschriften wie *The Engineering and Mining Journal* und *Le Genie Civil*. Aber damit nicht genug: Im August 1893 hält der 50jährige Mehrrens auf dem internationalen Ingenieurkongress zur Weltausstellung in Chicago seinen Vortrag *The use of mild steel for engineering structures*, der kurz darauf in den *Transactions der American Society of Civil Engineers (ASCE)* publiziert wird [28] und dessen deutsche Fassung noch im selben Jahr unter dem Titel *Über die Verwendung des Flusseisens für Bauconstructionen* in der Zeitschrift *Stahl und Eisen* erscheint [29]. Damit schrieb sich Mehrrens endgültig als führender deutscher Vertreter in die sich herausbildende Internationale des Stahlbrückenbaus ein.

## 5 Endlich Professor

Kaum aus Chicago nach Bromberg zurückgekehrt, erreichte Mehrrens ein Ruf der TH Aachen als Nachfolger Philipp Forchheimers (1852–1933), der an die TH Graz wechselte. Mehrrens übernahm zu Beginn des Studienjahres 1894/95 dessen Vorträge und Übungen in Straßenbau, Wasserversorgung und Entwässerung der Städte, Baumaterialienlehre und Enzyklopädie des Bauingenieurwesens. Aber diese Disziplinen entsprachen nicht seinem fachlichen Profil; Mehrrens' Arbeitsschwerpunkte wurden in Aachen schon seit langem von Friedrich Heinzerling (1824–1906), Professor für Brückenbau und höhere Baukonstruktionen, prominent vertreten. Aber der Ruhestand des 70jährigen Heinzerlings lag in greifbarer Nähe. Möglicherweise beabsichtigte die Aachener Hochschule, sich Mehrrens zu sichern, um ihm dann den Lehrstuhl Heinzerlings anzubieten – vielleicht war dies auch eine stille Hoffnung Mehrrens'.

Im Mai 1895 überschlugen sich jedoch die Ereignisse in der Vita von Mehrrens. Am 13. April 1895 starb überraschend der Dresdener TH-Professor für Brückenbau und Statik der Baukonstruktionen,



Bild 9 Weichselbrücke (Rudolf-Modrzejewski-Brücke), Fordon –  
Blick durch den Überbau der Vorlandbrücke

Foto: Ferdinand Schwarz, Architekturmuseum der TU Berlin,  
Inv. Nr. BZ-F 16.005

Wilhelm Fränkel (1841–1895), und Mehrrens folgte dem Ruf der TH Dresden auf die vakante Professur und übernahm am 1. Oktober 1895 seine Lehrverpflichtung. Heinzerling dagegen blieb der Aachener Hochschule bis 1905 treu; drei Jahre zuvor übernahm der 30jährige Schüler Müller-Breslau, August Hertwig (1872–1955), von Heinzerling die Statik der Baukonstruktionen. 1905 und 1906 sollte Hertwig für die Prioritätsansprüche Heinrich Müller-Breslaus (1851–1925) bei der Grundlegung der Baustatik und Mehrrens für jene Otto Mohrs (1835–1918) streiten [30, S. 509–511].

Für die TH Dresden war die Berufung von Mehrrens ebenso wie die von Hubert Engels (1854–1945) fünf Jahre zuvor ein Glücksfall, gewann sie doch mit Mehrrens einen führenden Vertreter des deutschen Stahlbrückenbaus, der alsbald mit seinen brillanten Vorträgen die Studenten begeisterte. Bild 10 zeigt die Portraits der 39 Dresdner TH-Professoren im Visitformat aus dem Jahre 1897.

Schon drei Jahre nach seiner Berufung wird Mehrrens zum Geheimen Hofrat ernannt. Er veröffentlicht von 1896 bis 1899 zahlreiche Zeitschriftenaufsätze, vornehmlich zur Geschichte des Brückenbaus, aber auch zwei kürzere Aufsätze zur Fachwerktheorie ([31] und [32]). Mehrrens' immenses bautechnikhistorisches Wissen über Brückenbau erfuhr im Jahr 1900 eine einzigartige Synthese in der Monografie *Der deutsche Brückenbau im XIX. Jahrhundert* [26].





Bild 10 Professoren-Kollegium der Königlich Technischen Hochschule in Dresden 1897: 39 Fotografien im Visitformat von Wilhelm Höffert

Quelle: Sächsische Landes- und Universitätsbibliothek Dresden, Deutsche Fotothek  
Zu sehen sind dort u.a. der Großmeister der Technischen Mechanik **Otto Mohr** in der 1. Reihe, rechts, der Schöpfer des weltweiten Flussbaulaboratoriums **Hubert Engels** in der 1. Reihe, Dritter von rechts, der allzu früh verstorbene Inhaber des Lehrstuhls für Eisenbahnbau-, Straßen- und Tunnelbau **Paul Schmidt** (1851–1898) in der 4. Reihe, Zweiter von rechts, und schließlich **Georg Christoph Mehrrens** in der 6. Reihe, links.

## 6 Deutscher Stahlbrückenbau in Paris

Auf einer Sitzung im Mai 1898 in Frankfurt/Main beschlossen Vertreter der

- Maschinenfabrik Esslingen,
- Gutehoffnungshütte Oberhausen,
- Gesellschaft Harkort Duisburg,
- Philipp Holzmann Frankfurt/Main,
- Vereinigte Maschinenfabrik Augsburg und Maschinenbaugesellschaft Nürnberg (der späteren MAN mit ihrem Zweigwerk in Gustavsburg) und
- Gesellschaft Union Dortmund,

die Leistungen des deutschen Brückenbaus zur Pariser Weltausstellung im Jahre 1900 mit einer Monografie zur Geltung zu bringen. Dort sollten nicht nur die genannten Firmen portraitiert, sondern auch die *Entwicklung des Brückenbaus in Bezug auf Theorie, Konstruktion und Bauausführung* beschrieben werden [26, Vorwort]. Mit dieser Aufgabe wurde Mehrtens betraut. Dabei

durchbricht Mehrtens den inhaltlichen Rahmen, indem er auch auf das Eisenhüttenwesen eingeht sowie ausländische Eisenbrücken heranzieht, um die deutschen Leistungen „besser zu beleuchten“ [26, Vorwort]. So gelang ihm eine konzise Darstellung des gesamten Eisenbrückenbaus des 19. Jahrhunderts aus deutscher Perspektive.

Mehrtens gliedert sein Buch in die folgenden Kapitel:

- I. Einleitung,
- II. Entwicklung der Träger-Systeme und der Brückentheorie,
- III. Fortschritte in der Konstruktion der eisernen Brücken,
- IV. Die Herstellung der Konstruktion durch die Brückenbau-Anstalten,
- V. Anhang (Ausstellung der sechs Brückenbaufirmen in Paris und Literaturnachweis).

In Bild 11 sind die Leistungsdaten aus dem IV. Kapitel des Auftragswerks zusammengestellt. Sie zeigen die Hegemonie der rheinpreußischen Brückenbaufirmen, der nur das Gustavsburger MAN-

	Produktionspalette bei der Gründung	Produktionspalette um 1900	Vorherrschende Produktionszweige	Brücken und Hochbauten pro Jahr (to)	Export von Brücken	Anzahl der Beschäftigten
Maschinenfabrik Eßlingen AG	Lokomotiven Eisenbahnwagen In den 1850er Jahren: Dampfmaschinen Brückenbau	Allgemeiner Maschinenbau Brückenbau	Allgemeiner Maschinenbau	über 2000	gering	2600
Gutehoffnungshütte AG	gegründet als Handelsgesellschaft Brückenbau ab 1864	Montanindustrie Schwermaschinenbau Brückenbau	Montanindustrie	11000	sehr hoch	13000
Gesellschaft Harkort AG	1846 als Brückenbaufirma gegründet	Walzwerk Wagenbau Brückenbau	Brückenbau	12000	hoch	keine Angaben
Philipp Holzmann GmbH	1856 als Baufirma gegründet	Ziegeleien Baulabrien Sägewerke Hoch- u. Tiefbau Brückenbau	Massivbau	keine Angaben	gering	12000 bis 15000
Vereinigte Maschinenfabrik Augsburg und Masch. bauges. Nürnberg AG	1837 als Maschinenwerkstatt gegründet ab 1852 Brückenbau	Allgemeiner Maschinenbau Wagenbau Brückenbau	Allgemeiner Maschinenbau Brückenbau	17000	mäßig	2000 (nur Brückenbau)
Gesellschaft Union AG	1872 als Zusammenfassung von Montanbetrieben gegründet	Montanindustrie Brückenbau	Montanindustrie	15000	mäßig	keine Angaben

Bild 11 Leistungsdaten der sechs größten deutschen Brückenbaufirmen,

aus [33, S. 58]

Werk Paroli bieten konnte. Die württembergische Maschinenfabrik Esslingen dagegen spielte die Rolle eines Benjamins.

Gleichwohl erreichten die vier größten deutschen Brückenbaufirmen mit 62.000 t/Jahr Stahlbauproduktion nicht einmal jene der Pencoyd Iron Works in Pencoyd bei Philadelphia mit 75.500 t/Jahr, welche freilich mit Abstand die leistungsstärkste Stahlbaufirma der USA war [30, S. 94]. Nach Mehrstens hatte der deutsche Stahlbrückenbau den folgenden qualitativen Vorteil: „Die grossen deutschen Brückenbau-Anstalten besitzen heute einen ausgezeichneten Stab von theoretisch und praktisch durchgebildeten Beamten (...)“ [26, S. 93]. Das systemische Zusammenwirken von Wissenschaft, Industrie und Staat bescherte Deutschland nicht nur im Stahlbrückenbau, sondern auch in der Chemie und Elektrotechnik international Wettbewerbsvorteile.

So konnte Mehrstens in seinem Buch, das auf der Weltausstellung mit einer Auflage von jeweils 1.000 Exemplaren in Deutsch, Englisch und Französisch den Interessenten ausgegeben sowie mit weiteren 500 Exemplaren im Buchhandel verbreitet wurde, eine eindrucksvolle Bilanz des Brückenbaus ziehen. Um die Verbreitung weiter zu steigern, erschien der gesamte Inhalt des Buchwerks auf Wunsch der sechs Firmen noch im selben

Jahr als umfangreiche Aufsatzserie in der *Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure* [34].

Mehrstens' Buch atmet den Geist des durch die Baustatik wissenschaftlich begründeten Brückenbaus und bringt die Koinzidenz der Vollendung der Disziplinbildungsperiode der Baustatik in Gestalt der klassischen Baustatik (1875–1900) und der technisch-wirtschaftlichen Entwicklung des Brückenbaus zur großen Industrie klar zum Ausdruck: Es ist ein Klassiker der Technik in der Zeit der Hochindustrialisierung von 1890 bis 1914.

## 7 Lehren und enzyklopädisches Erzählen

Die Enzyklopädie sei „Archiv und Antizipation“ [35, S. 748], notierte Hans Jörg Sandkühler; sie sei nicht bloße Summe katalogisierten Wissens, sondern immer auch ein normatives Programm. Als enzyklopädisches Erzählen können die insgesamt acht Monografien von Mehrstens gelten, die er von 1903 bis 1912, d. h. ein Jahr vor seiner Verabschiedung in den Ruhestand im Jahre 1913, publizierte: Das sind acht Bücher in 10 Jahren! So veröffentlichte Mehrstens von 1903 bis 1905 seine dreibändigen *Vorlesungen über Statik der Baukonstruktionen und Festigkeitslehre* ([14] bis [16], Bild 12) und von 1908



Bild 12 Titelblatt des ersten Bandes der Statik-Vorlesungen von Mehrstens, aus [14]



Bild 13 Titelblatt des ersten Bandes der Vorlesungen über Eisenbrückenbau von Mehrstens, aus [36]

bis 1912 die noch umfassenderen fünfbändigen *Vorlesungen über Ingenieur-Wissenschaften* ([36] bis [40], Bild 13); dagegen hielt sich Mehrstens im ersten Dezennium des 20. Jahrhunderts mit Zeitschriftenaufsätzen sehr zurück. Erst posthum erschienen 1920 [41] und 1923 [42] die beiden letzten Bände zum auf drei Bände angelegten Werk über Stahlbrückenbau, so dass die *Vorlesungen über Ingenieur-Wissenschaften* von Mehrstens insgesamt sieben Bände umfassen.

Das ist aber nur die quantitative Seite der *Vorlesungen* Mehrstens'. Seine historische Leistung für die Literatur des Konstruktiven Ingenieurbaus besteht zum Ersten darin, das erste moderne Lehrwerk der Baustatik in der ersten Hälfte ihrer Konsolidierungsperiode (1900–1925) geschaffen und dabei den ersten systematischen Überblick zur Genese der Baustatik von der frühen Neuzeit bis 1900 gebracht zu haben. Zum Zweiten stellen die dreibändigen Statikbücher von Mehrstens ([14] bis [16]) auch formal eine Innovation in der Bauingenieurliteratur dar: Die Bände sind nicht in sich abgeschlossen, sondern durch ein effizientes Verweissystem vernetzt, das die Erschließung des Stoffes wesentlich erleichtert; am Ende des dritten Bandes befindet sich ein umfangreiches, nach Sachgebieten strukturiertes Literaturverzeichnis sowie ein Stichwort- und Namensverzeichnis [16, S. 453–478], welches integraler Bestandteil des Verweissystems ist. Mit Mehrstens' erstem Band zum zweiten Teil seiner *Vorlesungen über Ingenieur-Wissenschaften*, der dem Stahlbrückenbau gewidmet ist, legte er eine schwergewichtige Monografie zur Entwicklungsgeschichte des Eisen- und Stahlbrückenbaus vor, die den wissenschaftlichen Kriterien der durch Conrad Matschoß (1871–1942) im ersten Dezennium des 20. Jahrhunderts wesentlich beförderten Technikgeschichtsschreibung entsprach. So ist Mehrstens' Entwicklungsgeschichte des Eisen- und Stahlbrückenbaus bis heute ohne Beispiel, ein erratischer Block in der Historiografie der Bautechnik. Dies zum Dritten.

## 7.1 Statik und Festigkeitslehre

Mit der Übernahme der *Festigkeitslehre* von Otto Mohr und der Abgabe des Lehrgebietes *Holz- und Steinbrücken* an Max Foerster vertrat Mehrstens seit 1901 nunmehr die Statik, Festigkeitslehre und den Stahlbrückenbau. Im selben Jahr wurde er zum Rektor gewählt und hielt den Festvortrag *Bilder aus der Geschichte der Technik* zur Feier des Geburtstages des sächsischen Königs Albert am 23. April 1901. Dort entwarf er im Parforceritt exemplarisch – eben in

Bildern – eine Geschichte der Technik von den Stromtalkulturen bis zur Konstituierung des Systems der klassischen Technikwissenschaften gegen Ende des 19. Jahrhunderts. Als Ursachen des Rückstandes der vorindustriellen gegenüber der industriellen Gesellschaft sieht Mehrstens die Einflüsse der unfreien Arbeit sowie das Fehlen der Technikwissenschaften und des Eisens als Baustoff. „Erst im 19. Jahrhundert“, führt er fort, „hat man gelernt, das Eisen mit Hilfe der Dampfkraft auf maschinell Wege in passende Formen und haltbare Verbindungen zu zwingen und damit erst waren die Grundbedingungen für den Werdegang des eisernen Jahrhunderts vollständig gegeben“ [43, S. 30]. Es ist nicht verwunderlich, dass der Topos vom „eisernen Jahrhundert“ Mehrstens' Festrede durchzieht, trug er doch zu dessen Endspurt mit seinen drei Weichselbrücken bei. Gleichzeitig sorgte Mehrstens mit seinem unermüdlichen Einsatz für die Anwendung des Flusstahls im Bauwesen für das Ende des eisernen Jahrhunderts.

Auch seine dreibändigen *Vorlesungen über Statik der Baukonstruktionen und Festigkeitslehre* zeugen davon, wie das Vergangene in neuer Form aufgehoben wird: Denn Mehrstens gelang eine neuartige Darstellung der im 19. Jahrhundert entstandenen Baustatik, ohne sie durch neue Erkenntnisse zu bereichern. Besonders deutlich wird dies durch die historiografische Rückversicherung Mehrstens' (s. [14, S. 72–86], [15, S. 242–265] und [16, S. 425–460]) des sich um 1900 in klassischer Gestalt auskristallisierten disziplinären Selbstverständnisses dieser technikwissenschaftlichen Grundlagendisziplin. Die Messen waren also gelesen. Die Grundlegung der Baustatik war schon Geschichte und der Streit darum (Mitte der 1880er Jahre) ebenso.

Die Lehrbelastung von Mehrstens war in den ersten zehn Jahren an der TH Dresden exorbitant hoch. Von 1900 bis 1904 betrug sie durchschnittlich 27 Semesterwochenstunden [44, Anlage 2].

In der Mitte der Erarbeitung seines dreibändigen Lehrwerks der Baustatik verlor Mehrstens am 20. Mai 1904 seine Ehefrau Eva Barbara. Der dritte Band war so gut wie fertig, erschien 1905 und enthielt mehrere kritische Anmerkungen zu Müller-Breslaus Interpretation der klassischen Phase der Baustatik (1875–1900) [16, S. V]. Der Tod seiner 55jährigen Frau muss Mehrstens tief getroffen haben, denn erst 1908 legte er den ersten Band seiner *Vorlesungen über Ingenieur-Wissenschaften* [36] vor, dem von 1909 bis 1912 vier weitere Bände folgten [37] bis [40]).

## 7.2 Opus Magnum

Mit der 814 Druckseiten umfassenden Monografie über Eisenbrückenbau [36] eröffnet Mehrrens seine *Vorlesungen über Ingenieur-Wissenschaften*. Sie enthält die Abschnitte *Eisenbrücken und Eisen im Allgemeinen* [36, S. 1–215], *Die geschichtliche Entwicklung des Eisenbrückenbaues* [36, S. 216–776] und einen Anhang über Belastungen und zulässige Spannungen eiserner Brücken in Deutschland, deutsche und US-amerikanische Bedingungen für die Gesamtanordnung von Eisenbrücken sowie ein Personenverzeichnis und Sachregister [36, S. 777–813]. Der *Eisenbrückenbau* Mehrrens' ist nicht nur die erste deutschsprachige Darstellung dieser Ingenieurdisziplin, sondern der Auftakt der Historiografie des Eisen- und Stahlbrückenbaus überhaupt. Das Ziel seiner Monografie sieht Mehrrens darin, „wie der Entwurf einer Eisenbrücke mit seinen Einzelheiten zu berechnen und zu gestalten ist, um in dem fertigen Bauwerke neben einer ausreichenden Sicherheit aller Teile eine möglichst geringe Baustoffmenge und gefällige, seiner Bedeutung und seiner Örtlichkeit angemessene Formen zu erhalten“ [36, S. 18]. Die Berechnung, der Entwurf, die Konstruktion und Herstellung von Stahlbrücken bilden bei Mehrrens eine Einheit. Nach Mehrrens zeichnet sich eine Stahlbrücke nicht nur durch ihre Sicherheit und Wirtschaftlichkeit, sondern auch durch ihre Ästhetik aus. Seine Entwicklungsgeschichte des Eisenbrückenbaus begründet Mehrrens damit, „dass man auf keinem besseren Wege lernt, (...) den Wert verschiedener Anordnungen für die Gegenwart richtig (zu) beurteilen und erkennen, was heute vom Veralteten mit Recht beiseite zu lassen ist“ [36, S. 18/19]. Mehrrens ging es um nicht mehr und nicht weniger als um das Lernen aus der Geschichte.

### 7.2.1 Stahlbrückenbau als industrieförmige Wissenschaft

Den deutschen Beitrag zum Stahlbrückenbau maß Mehrrens mit dem US-amerikanischen und nicht mehr mit dem britischen Beitrag. So zitierte er den belgischen Ingenieur Gérard, der 1906 den Ursachen des „sichtbaren Niederganges der englischen Brückenbaukunst nachgeht“. Gérard sieht sie „einerseits in dem allgemeinen Tiefstande der englischen technischen Bildung und Literatur und andererseits in der in England gebräuchlichen Art der Entwurfsbearbeitung, die in der Regel von sog. Ingenieurräten (consulting engineers) besorgt werde, ohne daß diese immer dazu notwendigen, umfassenden Kenntnisse besäßen und mit den ausführenden Werken gehörig Hand in Hand arbeiteten, wie das in Deutschland und Nordamerika geschähe.

In diesen Ländern herrscht allerdings ein mehr wissenschaftlich technischer Geist. Dort ist es guter Gebrauch die Herstellung eines Entwurfes in den Zeichensälen, sowie auch dessen Verwirklichung in der Werkstatt und auf der Baustelle unter einheitlicher Leitung zu stellen“ [36, S. 763/764]. Mehrrens folgt Gérards Einschätzung in den wichtigsten Punkten und hebt dabei noch das Fehlen technischer Bildungseinrichtungen in Großbritannien hervor und ergänzt sie um „die bekannte Sprachunkundigkeit des Engländers, der die maßgebende technische Literatur des Auslandes nicht versteht und dabei in seiner eigenen Literatur keinen ausreichenden Ersatz findet“ [36, S. 764]. Bei aller Wertschätzung des britischen Eisenbrückenbaus im 19. Jahrhundert sollte diese Argumentationsfigur von Mehrrens während der ersten Kriegsjahre in nationalistischer Weise wiederkehren [45]. Gleichwohl traf Mehrrens den Kern des Erfolgsgeheimnisses des deutschen Stahlbrückenbaus: Wie in der Chemie und der Elektrotechnik, so wurde auch der Stahlbrückenbau im wilhelminischen Deutschland mit großem Erfolg als industrieförmige Wissenschaft betrieben. Was Wunder, wenn Mehrrens 1902 als Rektor der TH Dresden seine Alma Mater auf der ersten Kuratoriumssitzung der Jubiläums-Stiftung der deutschen Industrie vertrat – einer Stiftung, die aus Anlass der Verleihung des Promotionsrechtes an die TH Berlin durch Wilhelm II. im Oktober 1899 kurz darauf von der Industrie zur Förderung der Technikwissenschaften begründet wurde und mit einem Stiftungskapital von 1,75 Mio. Mark ausgestattet war.

### 7.2.2 Eine Dissertation und eine Habilitation

Mit seinem *Eisenbrückenbau* regte Mehrrens seinen Assistenten Kurt Beyer zu seiner 1907 abgeschlossenen Dissertation über *Eigengewichte, günstige Grundmaße und geschichtliche Entwicklung des Auslegeträgers* [46] an. Dort behandelt Beyer das Thema des Gerberträgers aus der Perspektive der konstruktionsorientierten Baustatik seines Doktorvaters. Aus derselben Sicht untersucht Willy Gehler in seiner 1910 publizierte Habilitation die Bestimmung von Nebenspannungen stählerner Fachwerkbrücken [47] durch Theorie und Experiment. 1909 bis 1912 veröffentlichte Mehrrens die 2., verbesserte und stark vermehrte Auflage seiner *Statik und Festigkeitslehre*, die er auf vier Bände erweiterte ([37] bis [40]). Dort arbeitete er Gehlers Habilitation im Schlussabschnitt über die Berechnung der Nebenspannungen in Fachwerkträgern ein [40, S. 212–237]. Allerdings erkannte Mehrrens nicht das Entwicklungspotenzial der Nebenspannungstheorie von Mohr in der Fassung Gehlers. So blieb die Schaffung der Deformationsmethode der nächsten Bauingenie-

urgeneration vorbehalten. Ein wichtiger Schritt in diese Richtung sollte seinem ehemaligen Assistenten Gehler 1916 gelingen (s. [30, S. 801]).

## 8 Erste publizistische Autorität des Stahlbrückenbaus im wilhelminischen Deutschland

Der stetige Fluss des enzyklopädischen Erzählens von Mehrtens auf den Gebieten der Baustatik und des Stahlbrückenbaus sollte mit der Gründung der Zeitschrift *Der Eisenbau* 1910 alsbald eine andere Richtung einschlagen – weg vom Buch und hin zur Zeitschrift. Die bis 1922 in 13 Jahrgängen erscheinende Zeitschrift *Der Eisenbau – Constructions en fer – Steel constructions. Internationale Monatschrift für Theorie und Praxis des Eisenbaues* ist die erste deutschsprachige Fachzeitschrift für den Stahlbau mit internationaler Ausrichtung. Sie konzentrierte sich neben der Darstellung von vorbildlichen Stahlbauten jener Zeit in Abgrenzung zum aufstrebenden Stahlbetonbau auch auf die baustatische Theoriebildung in der Konsolidierungsperiode dieser technikwissenschaftlichen Grundlagendisziplin sowie den technisch-wirtschaftlichen, technikhistorischen und ästhetischen Aspekten des Stahlbaus. Als Mitglied des Schriftleitungsausschusses prägte Mehrtens mit dem Wiener Stahlbauingenieur Friedrich Bleich (1878–1950) das Profil von *Der Eisenbau* wesentlich. An der Zeitschrift wirkten namhafte Vertreter des Stahlbaus und der Baustatik mit, deren Auflistung auf dem Titelblatt der Erstausgabe sich wie ein *Who is Who?* der internationalen Community aus Industrie, Wissenschaft und Bauverwaltung liest. Mehrtens stand nicht nur für ihre internationale Ausrichtung, sondern garantierte die enge Verbindung zwischen der Theorie und Praxis des Stahlbaus und der Baustatik, die sich als industrieformige Stahlbauwissenschaft beschreiben lässt. Aber um die II. Internationale des Stahlbaus war es mit der Kriegserklärung Österreich-Ungarns an Serbien am 28. Juli 1914 ebenso geschehen wie mit der II. Internationale der Sozialisten: Sie marschierten nicht mehr vereint für eine gemeinsame Sache, sondern getrennt fürs Vaterland.

### 8.1 Der zweistufige Kölner Wettbewerb um eine Straßenbrücke über den Rhein

1911 bis 1912 berichten Mehrtens und Friedrich Bleich in einer 7teiligen Aufsatzserie im *Eisenbau* über die Ergebnisse des von der Stadt Köln im Juli 1910 ausgeschriebenen Wettbewerbs um

den Bau einer Straßenbrücke über den Rhein [48]. In ihren Ausschreibungsbedingungen forderte die Stadt, „daß die neue Brücke künstlerisch als ein Ingenieurbauwerk erscheine, dessen Formen und Grundlinien sich zwanglos und harmonisch in das schöne Kölner Stadtbild auf beiden Rheinufern einfügen solle“ [48, S. 400]. Darüber hinaus ließ die Stadt Köln deutlich durchblicken, dass sie für die neue Brücke die Hängebogenform ihrer Hauptglieder bevorzugen würde. Am Wettbewerb beteiligten sich die führenden Brückenbauunternehmen Deutschlands, die von prominenten Bauingenieuren und Architekten unterstützt wurden. In 24 Sendungen der einzelnen Firmen waren 29 Entwürfe eingegangen, davon 20 als Hänge-, sechs als Ausleger-, zwei als Durchlaufträgerbrücken und schließlich eine als Auslegerbogenbrücke [48, S. 400]. Das hochkarätige 11köpfige Preisgericht beurteilte die 29 Entwürfe nach technischen, wirtschaftlichen und künstlerischen Gesichtspunkten und befand, dass die Form der Hängebrücke in erster Linie „der Erfüllung der ästhetischen Forderung am nächsten kommt“ [48, S. 401]. Mehrtens und Bleich beschreiben im ausgewogenen Verhältnis von Detail und Übersicht die Entwürfe [48]. Aber die Stadt Köln konnte sich nicht entscheiden. Zwar wurden fünf Entwürfe preisgekrönt oder angekauft, die Stadt hielt aber keinen für geeignet, um ihn der Ausführung zugrunde zu legen. Deshalb beschloss die Kölner Stadtverordneten-Versammlung am 30. Juli 1912, einen zweiten engeren Wettbewerb auszuschreiben [49, S. 213]. Auch darüber erstatteten Mehrtens und Bleich umfassend Bericht – diesmal 1913 bis 1914 in einer 9teiligen Aufsatzserie [49].

Die Jury empfahl auf ihrer Sitzung vom 15. bis 17. März 1913 den Entwurf *Freie Bahn* der Firmen Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. (Werk Gustavsburg) und Grün & Bilfinger A.-G. sowie des Kölner Architekten Karl Moritz (1843–1944) zur Ausführung [49, S. 214]. Acht Tage nach der Entscheidung der Jury veröffentlichten verschiedene Tageszeitungen einen an den Kölner Oberbürgermeister gerichteten offenen Brief der Deutsch-Luxemburgischen Bergwerks- und Hütten-Aktiengesellschaft (Abteilung Dortmund-Union), worin sie den preisgekrönten Entwurf *Freie Bahn* als Plagiat des von ihr im ersten Wettbewerb eingereichten Entwurfs *Kunst und Technik* bezeichnet: „Alle nach dem preisgekrönten Entwürfe nachgerühmten Vorzüge, wie z. B. freie Bahn und freier Ausblick auf Strom und Ufer, ferner vor allen Dingen das System einer in sich verankerten Hängebrücke mit aufgehobenem Horizontalschub, das wir als einzige Firma bei dem ersten Wettbewerb angewandt haben, ferner die Anordnung der Versteifungsträger als

vollwandige, außenliegende und nur etwa 1,20 m über der Fahrbahn ragende Blechträger, ferner die vollwandige Kette, sowie sogar die einzelnen Konstruktionsdetails sind unserem Entwurfe direkt nachgebildet“ (zitiert nach [49, S. 214]). Damit hob der Kölner Brückenstreit an, den Roland May im damaligen Kontext der Diskussionen um die Frage, ob Ingenieurkonstruktion überhaupt Kunstwerke sein können, vortrefflich untersucht hatte [50]. Die Jury und die Stadt Köln ließen sich vom Vorstoß der Dortmunder Firma nicht beeindrucken. Schon am 2. April 1913 ermächtigte die Stadtverordneten-Versammlung einstimmig die Stadtverwaltung mit der Umsetzung des Gustavsburger Entwurfs *Freie Bahn*. Im Sommer 1915 konnte die Deutzer Hängebrücke bzw. Hindenburgbrücke mit einer Spannweite der Stromöffnung von 184,46 m fertiggestellt werden (Bild 14). Sie avancierte Ende der 1920er Jahre zum Vorbild mehrerer Brücken in den USA und Japan. Der US-amerikanische Ingenieur Howard Mullins charakterisierte 1936 die Hindenburgbrücke als „one of the most beautiful suspension bridges ever built“ (zitiert nach [50, S. 1016]).

Kurz nach seinem 70. Geburtstag, der ihm mehrere Laudationes in angesehenen Fachzeitschriften bescherte (s. [6], [7] und [52]), setzte sich Mehrrens in einem zweiteiligen Aufsatz vor dem Hintergrund des 1907 erlassenen Kunstschutz-

gesetzes und des Kölner Brückenstreits mit der Ästhetik von Ingenieurbauwerken – insbesondere solchen aus Stahl – auseinander [53]. Seine Bewertung des Kölner Brückenstreits ließ Mehrrens aus zeitlicher Distanz in das im Juni 1916 vollendete Manuskript des zweiten Bandes seines Werks *Eisenbrückenbau* im Paragraph *Ästhetische Fragen des Eisenbrückenbaues* [41, S. 47–102] einfließen. Dort resümiert er: „Die Ingenieurkunst, im besonderen die Kunst des Eisenbaues hat alle Ursache, mit dem Verlaufe des Kölner Streites zufrieden zu sein. Die Ingenieurkunst deshalb, weil die von ihren Vertretern bisher wenig beachteten ästhetischen Fragen im Verlaufe des Streites eine neue verheißungsvolle Beleuchtung und Klärung gefunden haben; die Kunst des Eisenbaues deshalb, weil die im Streite laut gewordenen Meinungen von hervorragenden Ingenieuren, Architekten und Ästheten Gewähr dafür bieten, daß bei der Entscheidung in Kunstschutzfragen des Eisenbaues künftig den Arbeiten des Ingenieurs eine verständnisvollere und gerechtere Beurteilung zuteil werden wird, als bisher geschehen“ [41, S. 102]. Diese Sätze klingen wie ein Vermächtnis – sie erblickten erst drei Jahre nach dem Tod Mehrrens' im Jahr 1920 das Licht der Öffentlichkeit. So trug Mehrrens mit seinen Zeitschriftenveröffentlichungen im zweiten Dezennium des 20. Jahrhunderts signifikant zur Weiterentwicklung des Ästhetikdiskurses im Stahlbrückenbau bei.



*Hängebrücke über den Rhein*

Bild 14 Grafik der ersten Hängebrücke Kölns von Fritz Jacobsen, Bremen,

aus [51]

## 8.2 Spätsommer 1914

Sechs Wochen nach Vollendung seines 69. Lebensjahres heiratet Georg Christoph Mehrrens am 16. Juli 1912 die 34jährige Maria Margaretha Utsch in Dresden. Ihr Ehebund hielt weniger als zwei Jahre und wurde am 23. April 1914 durch Beschluss des Landgerichts Dresden rechtskräftig geschieden. Maria Margaretha Mehrrens geb. Utsch nahm nach Antrag und Bestätigung durch das Amtsgericht Dresden vom 27. Juli 1914 ihren früheren Namen an. Am nächsten Tag erklärte die Donaumonarchie mit Rückendeckung Deutschlands dem Königreich Serbien den Krieg. Deutschland folgte am 1. August mit der Kriegserklärung an Russland, fiel zwischen dem 2. und 4. August in Belgien und Luxemburg ein und erklärte am 3. August Frankreich den Krieg – die britische Kriegserklärung an Deutschland folgte am 4. August. „Die Welt von gestern“ (Stefan Zweig) marschierte in ihren Untergang. Nichts blieb wie es war.

Am 26. August konnte die von Kronprinz Wilhelm und Generalleutnant Konstantin Schmidt von Knobelsdorff geführte 5. Armee die Schlacht von Longwy siegreich beenden. Damit fielen auch die westlich der Mosel über die lothringische Hochebene sich erstreckenden phosphorreichen Eisenerzlagerrstätten von Longwy und Briey an Deutschland (Bild 15). So konnte der Eisenerzhunger der deutschen Thomasstahlwerke vorläufig gestillt werden.

Schon zwei Tage nach dem Sieg meldete sich August Thyssen (1842–1926) mit einer Kriegszielenkenkschrift über den Zentrum-Abgeordneten Matthias Erzberger (1875–1921) bei Reichskanzler Theobald von Bethmann Hollweg (1856–1921) zu Wort: „Mit der Einverleibung der Departements Meurthe und Moselle würde Deutschland in den Besitz der mächtigen französischen Minette-Vorkommen gelangen, deren Bestand man auf mindestens drei Milliarden Tonnen schätzt“ (zitiert nach

[54, S. 136]). Bethmann Hollweg gab am 9. September die Kriegsziele des deutschen Kaiserreiches zu Papier, die als *September-Denkschrift* in die Historiografie eingehen sollte und das Projekt einer europäischen Friedensordnung unter deutscher Vorherrschaft enthielt. Dort formulierte der Reichskanzler lakonisch: „In jedem Falle abzutreten, weil für die Erzgewinnung unserer Industrie nötig, das Erzbecken von Briey“ (zitiert nach [55, S. 113]). Bethmann Hollweg ordnete die Bildung eines Ständigen Industriellen Beirats an, der die Eisenerzförderung zu gewährleisten und die Erzgruben schnell und reibungslos in die deutsche Kriegswirtschaft einzugliedern hatte [54, S. 139]. Der aus sieben prominenten Vertretern der Schwerindustrie bestehende Beirat erfüllte seine Aufgabe erfolgreich.

Die Forderung nach Annexion der Erzbecken von Briey und Longwy war eine Konstante der Kriegszielpropaganda der herrschenden Kasten des kaiserlichen Deutschlands. Noch 1918 veröffent-



Bild 15 Die Lothringener Eisenerzlagerrstätten und die Schlacht bei Longwy vom 22. bis 25. August 1914  
Quelle: Archiv Kurrer



lichte der Hauptgeschäftsführer des Vereins Deutscher Eisen- und Stahlindustrieller, Jakob Wilhelm Reichert (1885–1948), die Broschüre „Was sind uns die Erzbecken von Briey und Longwy?“ [56]. Ein Jahr später mussten die Annexionsträume in Versailles begraben werden.

Georg Christoph Mehrrens gehörte nicht zu den herrschenden Kreisen des kaiserlichen Deutschlands und trägt keinerlei Verantwortung für deren Torheiten und Illusionen. Seine Verdienste um die breite Einführung des Thomasstahls im Stahlbrückenbau trugen in erheblichem Maße zum hohen Stand und zum internationalen Prestige des deutschen Brückenbaus bei. Dadurch vertiefte sich aber die Abhängigkeit der im Wesentlichen auf dem Thomasverfahren basierenden deutschen Stahlindustrie von den phosphorhaltigen Eisenerzlagertstätten Frankreichs mehr und mehr. Mehrrens' war sich dieses Grundzusammenhangs stets bewusst und bewahrte „nationale Haltung“, welche – bis auf wenige Ausnahmen – die Akademiker des wilhelminischen Deutschlands charakterisierten. Gleichwohl ließ er sich nicht vom Strom nationalistischer Obsessionen mitreißen, obwohl er hin und wieder seinen nationalen Strauß mit den britischen Gepflogenheiten im Ingenieurwesen ausfocht [45].

### 8.3 Januar 1917 und danach

Georg Christoph Mehrrens starb am 9. Januar 1917 nach kurzem Krankenlager an den Folgen einer Lungenentzündung. Am selben Tag beschloss der Kronrat, den uneingeschränkten U-Boot-Krieg zum 1. Februar ohne weitere Verhandlungen und Vorankündigungen zu eröffnen. Der *Dresdner Anzeiger* veröffentlichte am 12. Januar die beiden Todesanzeigen der Professorenschaft der TH Dresden und des Akademischen Ingenieur-Vereins, dessen Ehrenmitglied Mehrrens war [44, S. 42]. Mehrere angesehene Ingenieur-Zeitschriften publizierten Nekrologe (z. B. [57] bis [61]); in großem Abstand folgte eine Kurzbiografie aus der Feder Kurt Beyers, die 1928 erscheint [62] und mit der 100-Jahrfeier der TH Dresden koinzidiert.

Mehrrens' publizistisches Œuvre umfasst 17 Bücher, 12 Buchbeiträge und etwas mehr als 90 Zeitschriftenveröffentlichungen, so dass sich insgesamt ca. 120 Veröffentlichungen ergeben. Damit ist er einer der produktivsten professoralen Publizisten des Konstruktiven Ingenieurbaus im wilhelminischen Deutschland. Seine umfangreiche Monografie über Eisenbrückenbau und dessen Genese [36] begründete die wissenschaftliche Technikgeschichte auf dem Gebiet des Brücken-

baus und wurde nach dem Urteil Klaus Stiglats bis heute nicht überboten [63]: So ist Mehrrens' *Eisenbrückenbau* für die Historiografie des Brückenbaus als Quellenwerk unhintergebar.

## 9 Danksagung

Bei den Recherchen zum Leben und Werk von Georg Christoph Mehrrens wurde der Autor von folgenden Persönlichkeiten und Institutionen unterstützt:

- Universitätsarchiv der TU Dresden (Dr. Matthias Lienert und Jutta Wiese),
- Stadtarchiv Bremerhaven (Uwe Jürgensen),
- Stadtarchiv Dresden (Anett Hillert),
- Bibliothek des Stahlinstituts VDEh im Stahlzentrum, Düsseldorf (Marina Lopez und Petra Svenson),
- Deutsche Fotothek, Dresden (Petra Dolle und Kerstin Oehme),
- Architekturmuseum der TU Berlin (Mitarbeiterinnen des Bereichs „Sammlungen“),
- Ev.-luth. Kirchenamt Elbe-Weser, Bremerhaven (Andrea Seebeck-Hentze),
- Kirchenbuchamt des Ev.-luth. Stadtkirchenverbandes Hannover (Birgit Klein),
- Christian Mehrrens, Wuppertal,
- Dr.-Ing. Michael Damme, Dresden.

Dadurch war es auch möglich, manchen Unstimmigkeiten in den Laudationes und Nekrologen auf die Spur zu kommen. Dem Spezialisten für Digitalisate historischer Kartenwerke, Peter Palm (Berlin), verdankt der Verfasser die Erstellung von Bild 15. Schließlich sei noch Nicole Rediske von der Fa. LVD Gesellschaft für Datenverarbeitung mbH (Berlin) Dank für die Herstellung der Scans aus gedruckten Quellen abgestattet.

## Literaturverzeichnis

- [1] Homepage der Familie Mehrrens: <http://mehrrens-online.com/historie.htm> [geprüft am 1.12.2016]
- [2] Bickelmann, H.: Mehrrens, Carsten. In: Bickelmann, H. (Hrsg.): Bremerhavener Persönlichkeiten aus vier Jahrhunderten: Ein

- biographisches Lexikon. Veröffentlichungen des Stadtarchivs Bremerhaven, Bd. 16, Bremerhaven: Stadtarchiv, 2002, 216–217
- [3] Bickelmann, H.: Mehrstens, Metta Dorothea. In: Bickelmann, H. (Hrsg.): Bremerhavener Persönlichkeiten aus vier Jahrhunderten: Ein biographisches Lexikon. Veröffentlichungen des Stadtarchivs Bremerhaven, Bd. 16, Bremerhaven: Stadtarchiv, 2002, 217
- [4] Bickelmann, H.: Mehrstens, Georg Christoph. In: Bickelmann, H. (Hrsg.): Bremerhavener Persönlichkeiten aus vier Jahrhunderten: Ein biographisches Lexikon. Veröffentlichungen des Stadtarchivs Bremerhaven, Bd. 16, Bremerhaven: Stadtarchiv, 2002, 217–218
- [5] Nather, F.: Mehrstens, Georg Christoph. In: Neue Deutsche Biographie, hrsgn. v. d. Historischen Kommission bei der Bayerischen Akademie der Wissenschaften, Bd. 16. Berlin: Duncker & Humblot, 1990, 628–629
- [6] Eiselen, F.: Zum 70. Geburtstag von G. Christoph Mehrstens. Deutsche Bauzeitung 47 (1913), 44, 406–407
- [7] Bleich, F.: G. Ch. Mehrstens zum siebenzigsten Geburtstag. Der Eisenbau 4 (1913) 5, 155–157
- [8] Mehrstens, G.: Ausführung und Unterhaltung der steinernen Brücken. In: Schäffer, T.; Sonne, E. (Hrsg.): Handbuch der Ingenieurwissenschaften in vier Bänden; Zweiter Band: Der Brückenbau, Erste Abteilung. Die Brücken im allgemeinen. Steinernen und hölzerne Brücken, Aquadukt- und Kanalbrücken, Kunstformen des Brückenbaues, 2. verm. Aufl., Leipzig: Wilhelm Engelmann, 1886, 227–374
- [9] Mehrstens, G.: Notizen über die Herstellung eiserner Brücken. Deutsche Bauzeitung 16 (1882) 22, 125–128 | 32, 185–187 | 36, 210–213 | 40, 234–237 | 50, 292–294 | 54, 315–319 | 58, 341–343 | 62, 363–366 | 63, 369–370
- [10] Mehrstens, G.: Notizen über die Fabrikation des Eisens und der Eisernen Brücken. Berlin: Selbst-Verlag des Verfassers, 1882 (Separat-Abdruck aus der Deutschen Bauzeitung des Jahrganges 1882)
- [11] O. O.: Notizen über die Fabrication des Eisens und der eisernen Brücken. Stahl und Eisen 3 (1883) 2, 61–66
- [12] Mehrstens, G.: Mechanik fester Körper mit Berücksichtigung der Geschichte und Literatur für Techniker (...). Sonderabdruck aus: Handbuch der Baukunde. Abtheilung I: Hilfswissenschaften. Band I, 3. Heft. Technische Mechanik fester, flüssiger und luftförmiger Körper. Berlin: W. Moeser Hofbuchdruckerei, 1885, 487–717
- [13] Mehrstens, G.: Mechanik fester Körper. In: Handbuch der Baukunde. Abtheilung I: Hilfswissenschaften. Band I, 3. Heft. Technische Mechanik fester, flüssiger und luftförmiger Körper. Berlin: Kommissions-Verlag von Ernst Toeche, 1887, 487–717
- [14] Mehrstens, G. C.: Vorlesungen über Statik der Baukonstruktionen und Festigkeitslehre. Erster Band: Einführung in die Grundlagen. Leipzig: Wilhelm Engelmann, 1903
- [15] Mehrstens, G. C.: Vorlesungen über Statik der Baukonstruktionen und Festigkeitslehre. Zweiter Band: Statisch bestimmte Systeme. Leipzig: Wilhelm Engelmann, 1904
- [16] Mehrstens, G. C.: Vorlesungen über Statik der Baukonstruktionen und Festigkeitslehre. Dritter Band: Formänderungen und statisch unbestimmte Träger. Leipzig: Wilhelm Engelmann, 1905
- [17] Paulinyi, Á.: Vom Frischherd und Puddelofen zum Bessemer- und Thomas-Verfahren. In: Rasch, M.; Maas, J. (Hrsg.) in Verb. m. Toncourt, M.: Das Thomas-Verfahren in Europa. Entstehung – Entwicklung – Ende, Essen: Klartext, 2009, 25–49
- [18] Bleidick, D.: Zur Einführung des Thomas-Verfahrens in Deutschland. In: Rasch, M.; Maas, J. (Hrsg.) in Verb. m. Toncourt, M.: Das Thomas-Verfahren in Europa. Entstehung – Entwicklung – Ende, Essen: Klartext, 2009, 50–112
- [19] Mehrstens, G.: Eisen und Eisenkonstruktionen in geschichtlicher, hüttentechnischer und technologischer Beziehung. In: Handbuch der Baukunde. Abtheilung I: Hilfswissenschaften. Band II, Heft 1. Eisen und Eisenkonstruktionen. Berlin: Kommissions-Verlag von Ernst Toeche, 1887, 1–398
- [20] Geiseler, J.: Zur Nutzung und Erforschung der Thomas-Schlacke. In: Rasch, M.; Maas, J. (Hrsg.) in Verb. m. Toncourt, M.: Das Thomas-Verfahren in Europa. Entstehung – Entwicklung – Ende, Essen: Klartext, 2009, 292–308
- [21] Mehrstens, G. C.: Die Straßen- und Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Fordon. Stahl und Eisen 13 (1893) 21, 917–920
- [22] N. N.: Der Bau der neuen Eisenbahnbrücken über die Weichsel bei Dirschau und über die Nogat bei Marienburg. Zeitschrift für Bauwesen 45 (1895), H. IV–VI, Sp. 235–266, H. VII–IX, Sp. 399–438 u. H. X–XII, Sp. 541–558
- [23] Kierdorf, A.: Zwischen Genie und Utopie – Johann Wilhelm Schwedlers vergessener Alternativentwurf für die erste Kölner Rheinbrücke. Stahlbau 80 (2011) 11, 198–204
- [24] Schwedler, J. W.: Theorie der Brückenbalkensysteme. Zeitschrift für Bauwesen 1 (1851), Sp. 114–123 | Sp. 162–174 | Sp. 265–278
- [25] Kurrer, K.-E.: Die Tragwerksinnovationen

- Johann Wilhelm Schwedlers (1823–1894). Stahlbau 85 (2016) 5, 350–359
- [26] Mehrtens, G. C.: Der deutsche Brückenbau im XIX. Jahrhundert. Denkschrift bei Gelegenheit der Weltausstellung 1900 in Paris. Berlin: Springer, 1900
- [27] Krebs, S.: Die Aachener Thomas-Stahlforschung als kulturelles Kampffeld. In: Rasch, M.; Maas, J. (Hrsg.) in Verb. m. Toncourt, M.: Das Thomas-Verfahren in Europa. Entstehung – Entwicklung – Ende, Essen: Klartext, 2009, 256–271
- [28] Mehrtens, G. C.: The use of mild steel for engineering structures. Transactions of the American Society of Civil Engineers XXX (1893) 3, 204–218
- [29] Mehrtens, G. C.: Über die Verwendung des Flusseisens für Bauconstructionen. Stahl und Eisen 13 (1893) 14, 581–589 | 15, 631–639
- [30] Kurrer, K.-E.: Geschichte der Baustatik. Auf der Suche nach dem Gleichgewicht. Berlin: Ernst & Sohn, 2016
- [31] Mehrtens, G. C.: Summen-Einflusslinien und A-Polygone. Zentralblatt der Bauverwaltung 16 (1897) 16, 178–179
- [32] Mehrtens, G. C.: Statisch bestimmte mehrtheilige Wandgliederungen. Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen (Wochen-Ausgabe) 44 (1898) 19, 329–332
- [33] Kurrer, K.-E.: Geschichte der Baustatik. Berlin: Ernst & Sohn, 2002
- [34] Mehrtens, G. C.: Der deutsche Brückenbau im XIX. Jahrhundert. Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure 44 (1900) 16, 494–503 | 17, 531–539 | 18, 570–580 | 20, 631–637 | 22, 691–700 | 25, 803–810 | 28, 911–917 | 30, 982–989 | 34, 1118–1128 | 40, 1337–1345 | 45, 1536–1544 | 46, 1561–1568
- [35] Sandkühler, H. J.: Enzyklopädie, Krise des Wissens, Emanzipation. In: Sandkühler, H. J. (Hrsg.): Europäische Enzyklopädie zu Philosophie und Wissenschaften, Band 1, Hamburg: Felix Meiner, 1990, 746–757
- [36] Mehrtens, G. C.: Vorlesungen über Ingenieur-Wissenschaften. Zweiter Teil: Eisenbrückenbau. Erster Band: Gesamtanordnung der festen Eisenbrücken und ihre geschichtliche Entwicklung bis auf die Gegenwart. Leipzig: Wilhelm Engelmann, 1908
- [37] Mehrtens, G. C.: Vorlesungen über Ingenieur-Wissenschaften. Erster Teil: Statik und Festigkeitslehre; Erster Band, I. Hälfte: Einführung in die Grundlagen. 2., verb. u. stark verm. Aufl. Leipzig: Wilhelm Engelmann, 1909
- [38] Mehrtens, G. C.: Vorlesungen über Ingenieur-Wissenschaften. Erster Teil: Statik und Festigkeitslehre; Erster Band, II. Hälfte: Äußere und innere Kräfte, sowie die Formänderungen statisch bestimmter Träger. 2., verb. u. stark verm. Aufl., Leipzig: Wilhelm Engelmann, 1910
- [39] Mehrtens, G. C.: Vorlesungen über Ingenieur-Wissenschaften. Erster Teil: Statik und Festigkeitslehre; Dritter Band, I. Hälfte: Gewölbe und Stützmauern. 2., umgearb. u. stark verm. Aufl. Leipzig: Verlag von Wilhelm Engelmann, 1912
- [40] Mehrtens, G. C.: Vorlesungen über Ingenieur-Wissenschaften. Erster Teil: Statik und Festigkeitslehre; Dritter Band, II. Hälfte: Statisch unbestimmte Tragwerke. 2., umgearb. u. stark verm. Aufl. Leipzig: Wilhelm Engelmann, 1912
- [41] Mehrtens, G. C.: Vorlesungen über Ingenieur-Wissenschaften. Zweiter Teil: Eisenbrückenbau. Zweiter Band: Eisenbrücken im allgemeinen. Vollwand- und Rahmenträgerbrücken. Leipzig: Wilhelm Engelmann, 1920
- [42] Mehrtens, G. C.: Vorlesungen über Ingenieur-Wissenschaften. Zweiter Teil: Eisenbrückenbau. Dritter Band: Die Hauptträger-systeme nebst ihrer Berechnung. Bauliche Einzelheiten der Balken-, Bogen- und Hängebrücken. Herstellung der Eisenbahnbrücken in der Werkstatt und auf der Baustelle. Leipzig: Wilhelm Engelmann, 1923
- [43] Mehrtens, G. C.: Bilder aus der Geschichte der Technik. In: Bericht über die Königl. Sächs. Technische Hochschule zu Dresden. Dresden: TH Dresden, 1901, 29–38
- [44] Damme, M.: Georg Christoph Mehrtens. Biographie als Beitrag zur Geschichte der Technischen Universität Dresden. Maschinenschr. Manuskript, Dresden: TU Dresden, 1981
- [45] Mehrtens, G. C.: Herzenergieleistungen eines englischen Ingenieurs. Der Eisenbau 6 (1915) 1, 13–16
- [46] Beyer, K.: Eigengewicht, günstige Grundmaße und geschichtliche Entwicklung des Auslegerträgers. Leipzig: Wilhelm Engelmann, 1908
- [47] Gehler, W.: Die Ermittlung der Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken und das praktische Rechenverfahren nach Mohr. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1910
- [48] Mehrtens, G. C.; Bleich, F.: Der Wettbewerb um den Bau einer Rheinstraßenbrücke in Köln. Der Eisenbau 2 (1911) 10, 399–427 | 11, 455–469 | 12, 500–515 sowie 3 (1912) 1, 22–38 | 2, 65–76 | 3, 113–122 | 5, 188–193
- [49] Mehrtens, G. C.; Bleich, F.: Der zweite engere Wettbewerb um den Bau einer Rheinstraßenbrücke in Köln. Der Eisenbau 4 (1913) 6, 213–229 | 7, 254–266 | 8, 291–302 und 316 | 9, 317–329 | 10, 361–367 | 12, 428–439 so-

- wie 5 (1914) 2, 58–67 | 4, 136–142 | 6, 194–201
- [50] May, R.: Discovering Construction as an Art – The ‘Cologne Bridge Quarrel’. In: Kurrer, K.-E.; Lorenz W.; Wetzka, V. (Hrsg.): Proceedings of the Third International Congress on Construction History, Vol. 2, Berlin: NEUNPLUS1 Verlag+Service GmbH, 2009, 1011–1018
- [51] Zörner, R. (Hrsg.): 25 Jahre Deutscher Stahlbau-Verband. Essen: Graphische Anstalt der Fried. Krupp Aktiengesellschaft, 1929
- [52] N.N.: Zum 70. Geburtstage von Geheimrat G. Ch. Mehrrens. Stahl und Eisen 33 (1913) 22, 909
- [53] Mehrrens, G. C.: Ästhetische Fragen der Ingenieurkunst, besonders des Eisenbaues. Der Eisenbau 4 (1913) 11, 452–458 sowie 5 (1914) 7, 251–259
- [54] Zilkenat, R.: Eiserner Atem. In: Das Jahr 1914, junge-Welt-Reserven. Berlin u. Böklund: Wiljo Heinen, 2015, 134–143
- [55] Bratanovic, D.: Pax Germanica. In: Das Jahr 1914, junge-Welt-Reserven. Berlin u. Böklund: Wiljo Heinen, 2015, 112–121
- [56] Reichert, J. W.: Was sind uns die Erzbecken von Briey und Longwy? Berlin: Heymann, 1918
- [57] Eiselen, F.: G. Christoph Mehrrens †. Deutsche Bauzeitung 51 (1917) 5, 24
- [58] Foerster, M.: Georg Mehrrens †. Zentralblatt der Bauverwaltung 37 (1917) 8, 46–47
- [59] N.N.: Georg Christoph Mehrrens †. Stahl und Eisen 37 (1917) 4, 100
- [60] Foerster, M.: Georg Mehrrens †. Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure 61 (1917) 6, 113–114
- [61] Bleich, F.: G. Ch. Mehrrens †. Der Eisenbau 8 (1917) 5, 123–124
- [62] Beyer, K.: Mehrrens, Georg Christoph. In: Verband der Deutschen Akademien (Hrsg.): Deutsches Biographisches Jahrbuch, Überleitungsband II: 1917–1920. Berlin/Leipzig: Deutsche Verlags-Anstalt, 1928, 103–106
- [63] Stiglat, K.: Bücher sind Brücken. Ein Streifzug durch 300 Jahre Bauingenieurliteratur. Berlin: Ernst & Sohn, 2017 (in Drucklegung)

# Lebenslanger Korrosionsschutz – Pilotprojekt Stahlverbundbrücke

**Dr.-Ing. Stefan Franz**

DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH, Berlin

## 1 Einführung

In den vergangenen Jahren haben der Begriff und das Verständnis vom nachhaltigen Bauen mehr und mehr Einzug in alle Belange des Baugeschehens erhalten. Der Leitgedanke eines ressourcenschonenden Bauens durch besonders langlebige und umweltschonende Bauprodukte fasste zunächst im Hochbau Fuß. Mittlerweile hat die überzeugende Betrachtung der Lebenszykluskosten (*life cycle costs*) auch die Domäne des Ingenieurbaus erreicht. Das gilt zumindest für die Beachtung in der Planungsphase; in der Vergabepaxis ist dieser Aspekt bisher kaum umgesetzt worden.

Das Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit nimmt hierbei durchaus eine Vorreiterrolle ein. Bereits im April 2002 wurde von der Bundesregierung die nationale Nachhaltigkeitsstrategie „Perspektiven für Deutschland“ verabschiedet, aktuell „Deutsche Nachhaltigkeitsstrategie – Neuauflage 2016“ [1]. Seither engagieren sich die zuständigen Ressorts für die Entwicklung von Leitfäden (z. B. Leitfaden für Nachhaltiges Bauen, aktuell Stand Februar 2016 [2]), hierauf ausgerichtete Forschungsförderung und konkrete Projekte (z. B. Null-Energie- oder Plus-Energie-Häuser). Daraufhin befassten sich auch diverse Forschungsarbeiten mit der Übertragung der gewonnenen Erkenntnisse auf den Ingenieurbau.

Im Rahmen einer Nachhaltigkeitsanalyse im Brückenbau spielen neben der Recyclingfähigkeit der verwendeten Baustoffe und einer CO<sub>2</sub>-minimierten Herstellung auch Sekundäreffekte, wie eine Minimierung der Verkehrseinschränkungen bei der Herstellung und während der Nutzung, eine entscheidende Rolle. Der Geldwert eines Mehrverbrauchs an fossilen Brennstoffen für den Antrieb von Fahrzeugen infolge Stausituationen oder Umleitungsstrecken sowie der volkswirtschaftliche Schaden aus den entstehenden Verzögerungen summieren sich schnell zu einer beachtlichen Größe, die bei hochfrequentierten Verkehrswegen die Herstellungskosten deutlich übersteigen können.

Bei Brückenbauwerken ist während des langen Lebenszyklus eine Vielzahl von kleineren und größeren Instandsetzungsmaßnahmen erforderlich,

die für eine ganzheitliche Betrachtung nicht zu vernachlässigen sind. Insbesondere für Stahl- und Stahlverbundbrücken stellen der Korrosionsschutz und dessen Erhaltung wichtige Aspekte dar.

Der hohe Stahlanteil bei Stahl- bzw. Stahlverbundbrücken führt hinsichtlich der Nachhaltigkeit grundsätzlich zu einer guten Bewertung, da der Stahl nahezu vollständig recycelt werden kann. Zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit der Stahlkonstruktion ist allerdings die Applikation eines Korrosionsschutzes erforderlich. Heute wird der Korrosionsschutz zwar nicht mehr auf Basis von Schwermetallen (wie z. B. Bleioxid/Mennige) ausgeführt, sondern in der Regel mittels mehrlagiger organischer Beschichtungen (gespritzt oder mit Pinsel aufgetragen). Dennoch ist die Haltbarkeit selbst hochwertiger Beschichtungssysteme unter heutigen Umweltbedingungen auf 25 bis 30 Jahre begrenzt. Damit ist eine vollständige Erneuerung mindestens zweimal während der Lebensdauer eines Bauwerks erforderlich. Das hierbei anfallende Strahlgut muss umweltgerecht und somit kostenintensiv entsorgt werden.

Gerade die Erneuerung des Korrosionsschutzes kann aber die oben genannten Sekundäreffekte nach sich ziehen. Ein Beispiel hierfür sind Stahlverbundkonstruktionen für Wirtschaftswegeüberführungen, die zwar in ihrer Erscheinung attraktiv sind, deren Instandsetzung aber den untenliegenden Verkehr des Hauptverkehrsweges beeinträchtigen kann. Ferner genannt seien Straßenbrücken über Bahnanlagen, die unter Umständen schon wegen der geringen zur Verfügung stehenden Konstruktionshöhe oder aus Montagegründen als Stahl- oder Stahlverbundkonstruktionen ausgebildet wurden. Hier ist bei einer Erneuerung des Korrosionsschutzes unmittelbar mit längerfristigen Auswirkungen auf den Gleisbetrieb zu rechnen.

Offensichtlich gibt es also aus volkswirtschaftlichen und umweltfachlichen Gesichtspunkten ein großes Interesse an einem langlebigen und recyclingfähigen Korrosionsschutz für Brückenbauwerke. Vor dem Hintergrund der langjährigen und ausgezeichneten Erfahrungen im Hochbau entstand die Idee, die Methode des Feuerverzinkens auch im Brückenbau zum Einsatz zu bringen.



Bild 1 Tauchbecken zur Vorbehandlung in einer Verzinkerei

Foto: © DEGES

Bislang lagen jedoch keine ausreichenden, wissenschaftlich abgesicherten Erkenntnisse dazu vor, ob sich eine Feuerverzinkung nachteilig auf den Ermüdungswiderstand von Stahlkonstruktionen auswirkt. Daher kam das Feuerverzinken für Verkehrswegebrücken in Stahl- und Verbundbauweise bislang innerhalb Deutschlands nicht zum Einsatz.

In dem Forschungsvorhaben P 853 der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. (FOSTA) „Feuerverzinken im Stahl- und Verbundbrückenbau“ wurde unter der Federführung der TU Dortmund in Zusammenarbeit mit der MPA Darmstadt und dem IKS Dresden untersucht, ob und wie sich die Feuerverzinkung auf den Ermüdungswiderstand geschweißter Stahlkonstruktionen auswirkt [3].

Nach dem Vorliegen erster Forschungsergebnisse setzte sich DEGES gemeinsam mit dem Forschungsträger dafür ein, die Feuerverzinkung einer Stahlverbundbrücke in einem Pilotprojekt erstmalig in Deutschland im Zuständigkeitsbereich der Straßenbauverwaltung zu realisieren. Hierüber soll im Folgenden berichtet werden.

## 2 Feuerverzinken – Grundlagen

Zum besseren Verständnis sollen zunächst einige verfahrenstechnische Grundlagen des Feuerverzinkens zusammengetragen werden. Dies erfolgt im Sinne einer Einführung in die Materie und erhebt selbstverständlich nicht den Anspruch auf Vollständigkeit.

Beim Feuerverzinken oder auch Stückverzinken nach DIN EN ISO 1461 [4] werden vorgefertigte und vorbehandelte Bauteile in eine flüssige Zinkschmelze (ca. 450 °C) eingetaucht. Im Kontakt mit dem Stahl bilden sich eine dünne Legierungsschicht und darauf eine kristalline Zinkdeckschicht aus. Die erreichbare Gesamtdicke der Zinkschicht hängt im Wesentlichen von der chemischen Zusammensetzung des Grundwerkstoffes (Stahl) und dessen Materialstärke ab, weniger von der Verweildauer im Zinkbad, da sich ein ausgeprägter Sättigungseffekt einstellt.

Für den Tauchvorgang müssen ausreichend große Becken zur Verfügung stehen. Umgekehrt begrenzen die verfügbaren Beckengrößen die möglichen Bauteilabmessungen, die in einem Stück verzinkt werden können. Derzeit gibt es nur wenige Verzinkereien, die Becken mit mehr als 19 m Länge besitzen. Hieraus folgt, dass größere Bauteile nach dem Verzinken gestoßen werden müssen.

In dem Pilotprojekt wurden Schweißstöße ausgebildet, da diese durch die Ergebnisse des oben genannten Forschungsvorhabens abgedeckt waren. Andere Stoßausbildungen sind grundsätzlich möglich, aber derzeit noch Gegenstand weiterer Forschungsarbeiten. Im Bereich der Schweißstöße muss nachverzinkt werden. Hierfür kommt das thermische Spritzverzinken nach DIN EN 2063 [5] zum Einsatz, bei dem auf die vorbehandelte (und normaltemperierte) Stahloberfläche das in einem Lichtbogen oder einer Flamme verflüssigte Zink aufgespritzt wird. Die Schweißnahtbereiche werden vorher

im Zinkbad durch geeignete Abklebungen gegen Zinkanlagerung geschützt.

Die Verfahrensschritte bei der Feuerverzinkung gliedern sich in drei wesentliche Phasen:

- Vorbehandeln,
- Tauchen,
- Nachbehandeln.

Die Vorbehandlung ähnelt der vor dem Aufbringen einer konventionellen organischen Beschichtung. Zunächst werden die Bauteile entzundert und gestrahlt. Letzte Oberflächenverunreinigungen werden nach dem Entfetten in einer Lauge und dem Spülen dann in einem Säurebad (verdünnte Salzsäure) bei ca. 40 °C entfernt. Um die blasenfreie Ausbreitung des Zinks auf der Stahloberfläche günstig zu beeinflussen, wird der warme Stahl in ein Bad mit Fließmittel getaucht („Fluxen“) und anschließend getrocknet.

Der Transport der Bauteile innerhalb der Werkhalle einer Verzinkerei erfolgt üblicherweise über Kranbahnen mittels Traversen, an denen die Bauteile befestigt sind (mit Rödeldraht oder Ketten, je nach Gewicht). Die Bauteile werden zuvor nach Materialart und -stärke im Hinblick auf die Verarbeitungszeiten (z. B. Durchwärmen) und die angestrebte Zinkschichtdicke sortiert und so von Becken zu Becken verfahren.

Das Tauchen erfolgt nach einer zuvor festgelegten Prozedur (z. B. hinsichtlich Eintauchgeschwindigkeit, Verweildauer). Ein schnelleres Eintauchen reduziert das Risiko des Verzugs infolge Eigenspannungen des Werksstücks, erfordert aber ggf. größere Öffnungen, damit das Zink schnell alle Bauteiloberflächen erreichen kann. Die Einhaltung einer Mindestverweildauer stellt das Erreichen der planmäßigen Zinkschichtdicke sicher.

Da die spezifischen Dichten von Eisen (7,87 g/cm<sup>3</sup>) und Zink (7,19 g/cm<sup>3</sup>) ziemlich nah beieinander liegen, schwimmen die Bauteile quasi in der Zinkschmelze. Darauf ist bei der Befestigung der Bauteile und bei einem Schwenken im Bad unbedingt zu achten. Weitere Hinweise können der DAST-Richtlinie 022 „Feuerverzinken von tragenden Stahlbauteilen“ [6] entnommen werden, die nach dem Auftreten von Schäden u. a. an Mautbrücken eingeführt wurde.

Zur Nachbehandlung gehört in erster Linie das Entgraten nach dem Herausheben aus dem Zinkbad. Je nach Anforderung können aber auch noch weitere Beschichtungen aufgebracht werden.

Häufig wird eine Passivierung vorgenommen, um die Reaktionsbereitschaft des reinen Zinks an der Oberfläche zu reduzieren. Eine Passivierung tritt aber auch von alleine durch die Ausbildung einer Patina (Zinkcarbonate) ein, die die Reaktionsgeschwindigkeit innerhalb kurzer Zeit deutlich absinken lässt.

Nach dem Abkühlen können aber auch zusätzliche organische Farbbeschichtungen aufgebracht werden. Solche Duplexsysteme erhöhen die Korrosionsschutzwirkung nochmals erheblich, da sich hier eine unabhängige Schutzwirkung überlagert. Erst wenn die organische Beschichtung versagt, beginnt überhaupt der Zinkabtrag. Zu einer Korrosion des Stahls kommt es erst, wenn auch die Zinkschicht aufgezehrt ist. Da dies in der Regel nicht flächig der Fall ist, können mit örtlichen Ausbesserungen sehr lange Schutzdauern erreicht werden.

Während des gesamten Verzinkungsprozesses sind umfangreiche Arbeitsschutzbestimmungen zu beachten, zu deren Einhaltung das Personal regelmäßig geschult wird. Der Umgang mit Säuren und Laugen, aber auch die großen Temperaturunterschiede beim Tauchen und der Umgang mit den erhitzten Bauteilen und nicht zuletzt die Steuerung des Prozesses und die geeignete Gruppierung von Bauteile stellen hohe Anforderungen an die Qualifikation des eingesetzten Personals.

Aus umweltfachlicher Sicht ist bemerkenswert, dass alle im Prozess verwendeten Substanzen aufbereitet und dem Werkstoffkreislauf wieder zugeführt werden. Je nach Ausstattung des Betriebes findet dies zum Teil sogar betriebsintern statt.

Die Dauerhaftigkeit einer Zinkbeschichtung und damit deren Wirksamkeit als Korrosionsschutz für ein Stahlbauteil sind in erster Linie von der Dicke

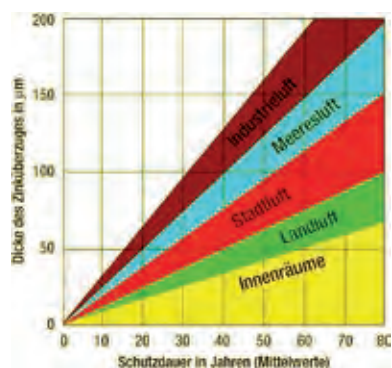


Bild 2 Schutzdauer von Zinküberzügen  
aus: © Handbuch Feuerverzinken [8]

der Zinkschicht und der Aggressivität der Umweltbedingungen abhängig. Demnach wächst die Schutzdauer mit größeren Zinkschichtdicken und sinkt bei größerer Umweltaggressivität. Um eine

Schutzdauer erreichen zu können, bedarf es also einer Mindestschichtdicke der Zinkschutzschicht. Für die Zukunft wird sich günstig auswirken, dass seit geraumer Zeit – und hoffentlich weiterhin – die Luftverschmutzung mit chemisch aggressiven Schadstoffen allgemein rückläufig ist [7].

### 3 Stand der Forschung

Für den Korrosionsschutz von atmosphärisch beanspruchten Stahlbauteilen unter vorwiegend ruhender Beanspruchung hat sich das Feuerverzinken bewährt, ein wirksamer Korrosionsschutz über viele Jahrzehnte ohne Wartungs- und Instandhaltungszwang ist die Regel.

Brücken für Schienenwege und Straßen unterliegen nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen. Für diese Bauwerke sind daher Ermüdungsnachweise zu führen und eine Reihe von baustoffspezifischen Konstruktionsregeln zu beachten. Bislang lagen jedoch keine ausreichenden, wissenschaftlich abgesicherten Erkenntnisse dazu vor, ob sich eine Feuerverzinkung nachteilig auf den Ermüdungswiderstand von Stahlkonstruktionen auswirkt. Daher konnte das Feuerverzinken für Verkehrswegebrücken in Stahl- und Verbundbauweise bislang innerhalb Deutschlands nicht zum Einsatz kommen.

Für den Nachweis einer Stahlkonstruktion gegen Ermüdung wird der negative Einfluss von lokalen Spannungsspitzen infolge von mehr oder weniger starken Steifigkeitssprüngen bzw. herstellungsbedingten Eigenspannungen durch die Einstufung regelmäßig wiederkehrender Konstruktionsdetails in Kerbfallklassen erfasst. Entsprechend der Zuordnung wird das zulässige Spannungsspiel infolge der veränderlichen Lastanteile ggf. abhängig von der zu erwartenden Lastspielzahl reduziert. Ausgehend von vorhandenen oder auch erst entstehenden Mikrorissen entwickelt sich infolge der lokalen Spannungsspitzen im Risstiefsten und infolge inelastischer Verfestigungseffekte ein Makroriss, der im Weiteren progressiv wächst und zu einem unterkritischen Versagen führt, d. h. bevor die rechnerische Bruttoquerschnittsfläche Spannungen auch nur annähernd in der Nähe der Streckgrenze ausgesetzt ist.

Solche anfänglichen Mikrorisse sind auch nach dem Feuerverzinken von Stahlbauteilen festgestellt worden, z. B. [3]. Allerdings liegen diese Risse bei ordnungsgemäßen Herstellungsbedingungen nicht im Grundmaterial des Stahls, sondern innerhalb der hauchdünnen innersten Legierungsschicht, der sogenannten  $\delta_1$ -Phase. Aber auch von dort aus kann bei nicht vorwiegend ruhender Belastung ein Risswachstum einsetzen und letztlich zum Versagen führen.

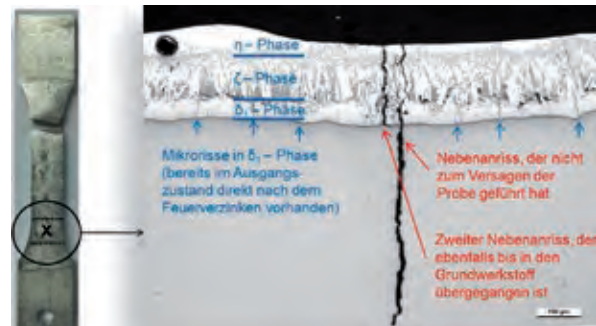


Bild 3 Rissentwicklung an einer verzinkten Stahlprobe

aus: FOSTA-Forschungsbericht P 853 [3]

Es hat sich gezeigt, dass im Vergleich zu einer unverzinkten Stahlprobe das Versagen des feuerverzinkten Probekörpers früher auftritt. Im Umkehrschluss darf man bei feuerverzinktem Stahl und sonst gleichem Konstruktionsdetail nur ein geringeres Spannungsspiel zulassen. Dieser Effekt ist bei günstigen Kerbfallklassen stärker ausgeprägt als bei schlechteren und macht maximal eine Stufe (Kerbfallklasse) aus. Dies hat zu der vorläufigen Einschätzung geführt, dass einheitlich eine Herabstufung um eine Kerbfallstufe ausreichend ist, falls die Konstruktion feuerverzinkt werden soll. Diese konservative Festlegung ist zutreffend für ermüdungsarme Konstruktionsdetails und bietet zusätzliche Sicherheit für ermüdungsempfindliche.

Zusammenfassend ließen sich für die Anwendung bei dem geplanten Pilotprojekt folgende Schlussfolgerungen ziehen [9]:

- Aufgrund der Größe der verfügbaren Verzinkungsbecken waren Bauteilgrößen möglichst nur bis maximal 16 m Länge und ca. 10 t Einzelgewicht zu planen.
- Stöße waren als Schweißstöße auszubilden und im Stoßbereich nachträglich mit einer thermischen Spritzverzinkung zu versehen.
- Hinsichtlich der Stahlzusammensetzung waren zum Erreichen einer Mindestzinkschichtdicke von 200  $\mu\text{m}$  Grenzwerte für den Silizium- und den Phosphorgehalt einzuhalten.
- Es waren Arbeitsproben als Nachweis für das Erreichen der Schichtdicken und die Qualität der Stoßausbildung (einschließlich Spritzverzinkung) zu erstellen.
- Für die Nachweise gegen Ermüdung war jeweils eine Einstufung in die nächstschlechtere Kerbfallstufe vorzunehmen.
- Im Rahmen des Pilotprojektes wurde ein ge-



sondertes Überwachungs- und Monitoringprogramm vorgesehen.

Darüber hinaus war eine Reihe konstruktiver Regeln zu beachten:

- g. Es war feuerverzinkungsgerecht zu konstruieren. Auf DIN EN ISO 14713-2 [10], Anhang A, und DASt-Richtlinie 022 [6] wird verwiesen.
- h. Bei thermisch geschnittenen Blechen sollten die Kanten mit mindestens 2 mm ausgerundet werden. Die Verwendung von kaltverformten und kaltumgeformten Blechen war unzulässig.
- i. Für den Verzinkungsvorgang waren ausreichend viele Durchflussöffnungen (Freischnitte mit 50 mm Durchmesser) bei eventuellen Aussteifungsrippen und am Ende des Steges vorzusehen.
- j. Es waren geeignete Anschlagpunkte für den Verzinkungsprozess und den Transport zu planen.
- k. Beim Zusammenbau war besonderes Augenmerk auf eine Schweißfolgeplanung zur spannungsarmen Fertigung zu legen. Vorteilhaft sind symmetrische Profilquerschnitte, eine symmetrische Anordnung der Schweißnähte, keine überdimensionierten Schweißnähte und der Eintrag geringer Streckenergie beim Schweißen.

## 4 Auswahl eines Pilotprojektes

Ein Pilotprojekt bewegt sich immer in dem Spannungsspiel zwischen verantwortungsvollem Umgang mit Steuermitteln und der damit verbundenen Zurückhaltung gegenüber ungerichteten und vermeintlich riskanten, in Zukunft möglicherweise kostenträchtigen Bauweisen und demgegenüber der Aussicht, gerade durch innovative Bauweisen und Technologien künftig erhebliche Aufwendungen im Unterhalt und Betrieb der Bauwerke einsparen zu können. Im vorliegenden Fall war der Anreiz, die Unterhaltskosten für solche Bauwerke einschließlich der Kosten für die eingangs genannten Sekundäreffekte einsparen oder zumindest reduzieren zu können, besonders groß.

Die Auswahl des Pilotprojektes bzw. des Pilotbauwerks erfolgte anhand mehrerer Gesichtspunkte. Es sollte sich bei dem Bauwerk um einen Neubau handeln, damit alle Aspekte der Planung und Herstellung abgebildet werden können. Im Hinblick auf die im Rahmen des Forschungsprojektes [3] bestätigten erhöhten Anforderungen an die Er-

müdungssicherheit drängte sich auf, grundsätzlich einen Bauwerkstyp auszuwählen, der nur ein geringes Verkehrsaufkommen zu ertragen hat, so dass möglicherweise der Ermüdungsnachweis gar nicht bemessungsrelevant wird. Idealerweise sollte schließlich in unmittelbarer Nachbarschaft ein Vergleichsbauwerk existieren, das unter gleichen Herstellungsbedingungen mit einem konventionellen Korrosionsschutz ausgestattet wird. Damit wäre auch in Zukunft ein direkter Vergleich der Korrosionsschutzkonzepte möglich.

Nach diesen Gesichtspunkten konnte tatsächlich ein Überführungsbauwerk für einen Wirtschaftsweg über die neu herzustellende BAB 44 als besonders geeignet identifiziert werden. Eine Wirtschaftswegüberführung zeichnet sich bekanntlich durch ein sehr geringes Verkehrsaufkommen mit vergleichsweise kleinen Verkehrslasten in Bezug auf die Bemessungslasten nach Eurocode aus. In 660 m Entfernung befindet sich zudem ein nahezu baugleiches Referenzbauwerk für einen weiteren Wirtschaftsweg ebenfalls in Nord-Süd-Ausrichtung.

Mit der Planung der beiden Bauwerke wurde noch während des laufenden Forschungsvorhabens begonnen. Die Versuchsreihen waren allerdings bereits abgeschlossen, so dass die Ergebnisse verwertet werden konnten.

## 5 Der Bauwerksentwurf

### 5.1 Allgemeines

Im Zuge des Neubaus der BAB 44 von Kassel nach Herleshausen werden von DEGES im Auftrag des Landes Hessen die östlichen ca. 30 km baulich realisiert. Das Bauwerk befindet sich innerhalb der westlichsten von vier Verkehrseinheiten bei Bischhausen. Es dient der Überführung eines vorhandenen Wirtschaftsweges über die spätere BAB 44.

Im Bauwerksbereich ist die unterführte BAB 44 in einer Klothoide  $A = 900,000$  trassiert, während der überführte Wirtschaftsweg im Brückenbereich in einer Geraden trassiert ist. Der Kreuzungswinkel zwischen der BAB 44 und dem Wirtschaftsweg beträgt 96,089 gon. Die Gradienten des überführten Wirtschaftsweges verläuft im Bauwerksbereich in einer Geraden mit einem von Norden nach Süden gerichteten Gefälle von 3,0 %.

Die lichte Weite der Brücke beträgt am Fußpunkt der Widerlager 38,60 m, während sich infolge der im oberen Bereich zur Luftseite hin schrägen Widerlagerwände die lichte Weite am Widerla-

gerkopf zu 35,64 m ergibt. Für die Brücke ist eine Breite zwischen den Geländern von 5,00 m vorgesehen, wobei die Fahrbahnbreite 4,00 m und die beidseitige Kappenbreite jeweils 0,825 m beträgt. Die kleinste lichte Höhe zwischen Unterkante Überbau und Oberkante der unterführten Autobahn beträgt am südlichen Rand der BAB 44 5,262 m.

Das Bauwerk wurde für zivile Verkehrslasten nach Eurocode 1 [11] bemessen. Für Ermüdungsnachweise wurde die Verkehrskategorie 4 (örtliche Straßen mit geringem LKW-Anteil) nach EC 1 sowie die Verkehrsklasse Kurzstreckenverkehr nach EC 2 [12] berücksichtigt. Die zulässige Militärlastklasse nach STANAG 2021 [13] wurde anhand einer Einstufungsberechnung festgelegt.

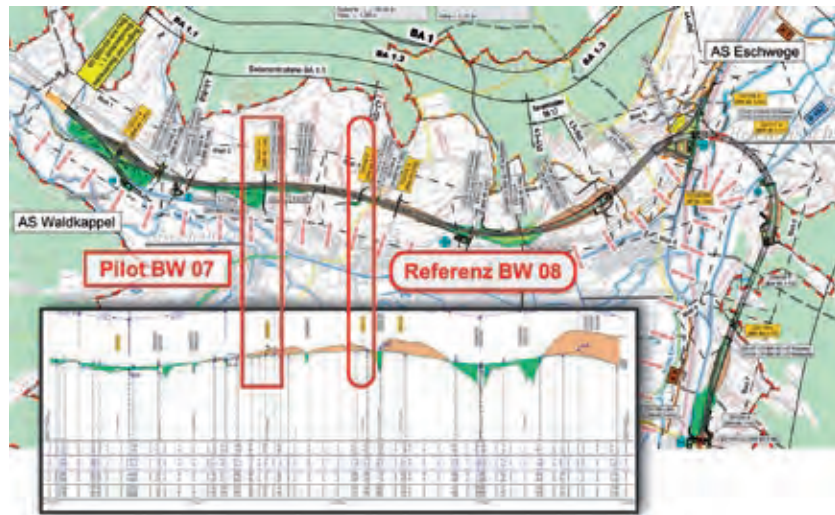


Bild 4 Lage des Pilotbauwerks und des Referenzbauwerks © DEGES

ausgeführt. Die Bohrpfähle waren mindestens 3 m in den Felshorizont einzubinden. Grundwasser im Sinne eines geschlossenen Grundwasserstockwerks steht nicht an.

## 5.2 Baugrund

Gemäß Baugrunderkundung sind die ab Oberkante Gelände anstehenden Schichten (Oberboden/Hanglehm/Lößlehm) bis zu einer Tiefe von ca. 4 bis 5 m u. GOK nicht ausreichend tragfähig. Der ab dieser Tiefe anstehende Boden ist als stark setzungswillig zu beurteilen.

Aufgrund der Lage der Bauwerksachse in Hangrichtung und der damit verbundenen unterschiedlichen Gründungshorizonte bezüglich des in etwa hangparallelen Schichtgrenzenverlaufs wurde zur Minimierung von möglichen Setzungsdifferenzen eine Tiefgründung auf Großbohrpfählen

## 5.3 Bauwerkskonstruktion

Die Brücke wurde als integrales Einfeldbauwerk mit einer Stützweite von 40,00 m ausgeführt. Der Überbau ist als Stahlverbundtragwerk mit einer parabolisch veränderlichen Konstruktionshöhe ausgebildet, die in Feldmitte 1,40 m und am Anschnitt zu den Widerlagern 2,10 m beträgt. Um für den Überbau einen gestalterisch ansprechenden Übergang zu den Widerlagern zu erhalten, wurden die Widerlagervorderseiten zur Luftseite hin mit einer Neigung von etwa 30° gegen die Vertikale abgeschrägt.

Die beiden Hauptträger des zweistegigen Plattenbalkenquerschnittes wurden als geschweißte

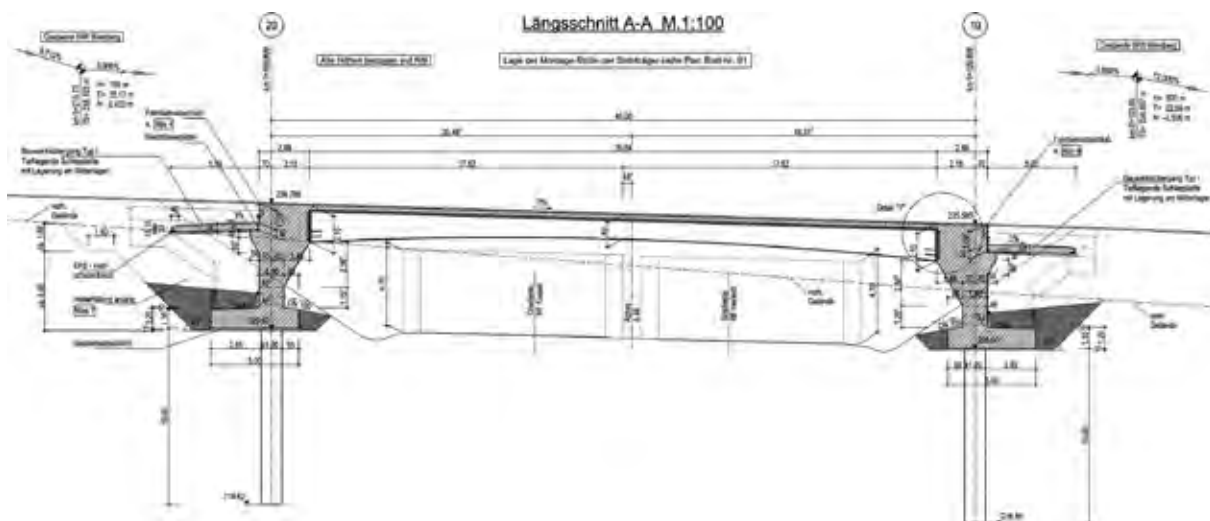


Bild 5 Bauwerksplan – Längsschnitt © DEGES

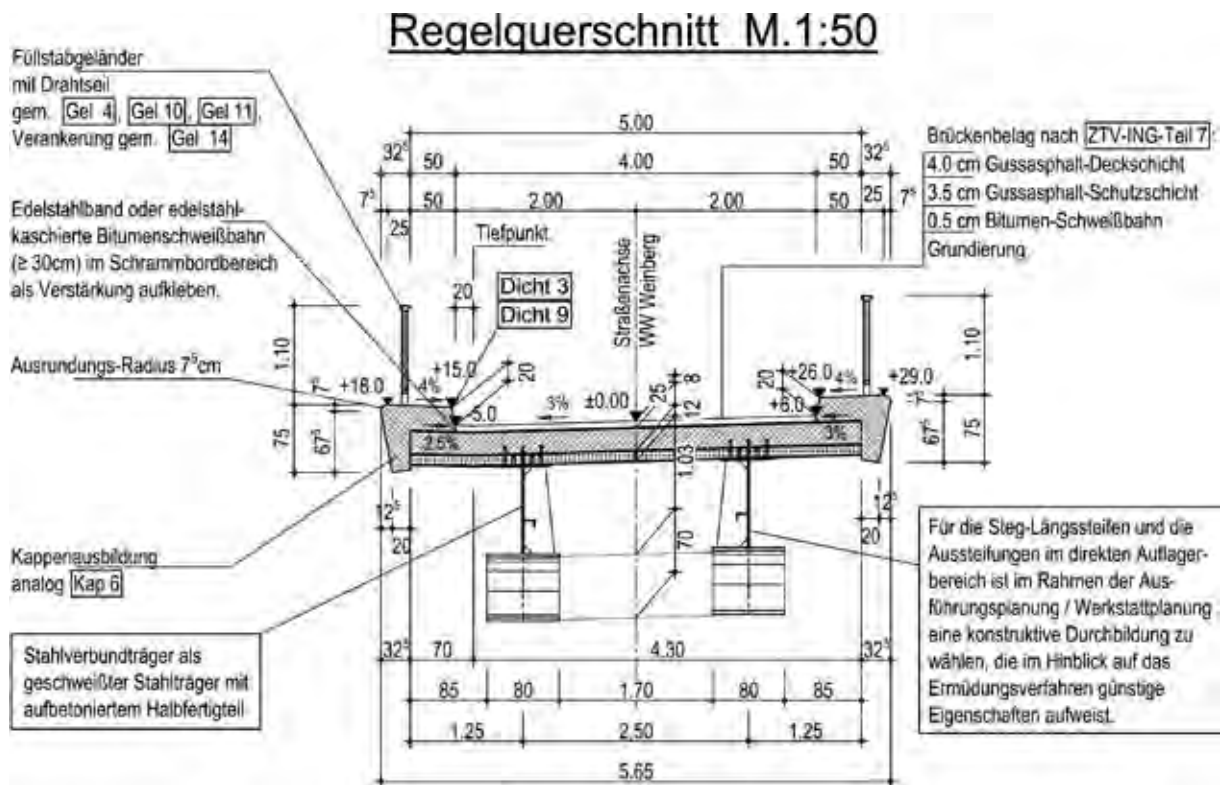


Bild 6 Bauwerksplan – Querschnitt

© DEGES

Stahlträger mit aufbetoniertem Halffertigteile ausgebildet. Die Stahlträger sind hierbei jeweils I-Träger aus Stahl der Festigkeitsklasse S 355, während die Stahlbetonbauteile des Überbaues in Beton der Festigkeitsklasse C 35/45 mit Betonstahl der Sorte B 500 B hergestellt wurden. Die Fahrbahnplatte erhält auf gesamter Überbaulänge eine Gesamtdicke von 37 cm, wobei 12 cm auf die aufbetonierten Halffertigteile und 25 cm auf die Ortbetonergänzung entfallen. Die Stahlbetonbauteile des Überbaues sind in Längs- und Querrichtung schlaff bewehrt, Vorspannung wurde nicht vorgesehen.

Die Herstellung der Feuerverzinkung im Werk ist für einen 35,64 m langen Stahlträger aufgrund der begrenzten Längskapazität der zur Verfügung stehenden Zinkbäder nicht möglich. Um die Stöße im Hinblick auf eine leichtere Begutachtung bzw. eventuell erforderliche Nachbesserungen leicht zugänglich zu machen, wurde eine Einteilung in drei Teilstücke gewählt. Damit liegt der Stoßbereich über dem Standstreifen der BAB. Der Zusammenbau erfolgte auf der Baustelle vor dem Einheben.

Der Überbau besitzt einen Brückenbelag gemäß ZTV-ING, Teil 7 [14], Abschnitt 1 aus 4,0 cm Gussasphaltdeckschicht, 3,5 cm Gussasphaltschutzschicht und 0,5 cm Bitumenschweißbahn auf einer Versiegelung.

Die Kappen besitzen gemäß dem Gestaltungskonzept eine zur Brücke hin geneigte Ansichtsfläche.

Die Kappenansichtsflächen wurden mit einer gehobelten Brettschalung mit in Längsrichtung verlaufenden Brettern hergestellt, um die Dynamik des Überbaues weiter zu betonen. Die oberen Kanten der Kappen wurden mit einem Radius von 7,5 cm etwas abgerundet, wodurch optisch die Gesimshöhe verringert wird.

Die Geländer wurden als Füllstabgeländer mit dem Farbton rubinrot ausgeführt und sind an den Flügelenden parallel zu den Widerlagervorderkanten abgeschrägt. Es entsteht somit eine gut strukturierte Geländeransicht, die sich gestalterisch vorteilhaft in das Gesamtbild des Brückenbauwerkes einfügt.

Das Bauwerk wurde infolge der errechneten Gesamtverschiebungen an den Überbauenden von jeweils 20 mm mit Fahrbahnabschlüssen nach ABS 4 in Verbindung mit Schleppplatten ausgestattet. Die Widerlager und Flügel sitzen auf einer 1,10 m bis 1,20 m dicken Pfahlkopfplatte. Die Gründung erfolgte für beide Widerlager auf einer einreihigen Bohrpfahlgründung aus jeweils drei 10,00 m langen Pfählen mit einem Durchmesser von 1,20 m. Dadurch werden die Zwangsbeanspruchungen des integralen Bauwerkes auf eine verträgliche Größenordnung beschränkt. Die Widerlagerwände besitzen aus gestalterischen Gründen eine luftseitige Abschrägung, so dass eine veränderliche Wanddicke entsteht, die am Fuß der Widerlagerwände 1,40 m und am Kopf 2,88 m beträgt.



Bild 7 Tauchvorgang in der 450 °C heißen Zinkschmelze

© DEGES

Die Pfähle, Pfahlkopfplatten, Widerlagerwände und Flügelwände wurden aus Stahlbeton der Festigkeitsklasse C 30/37 mit Bewehrung der Sorte B 500 B hergestellt. Die Rahmeneckbereiche zwischen Widerlager und Überbau wurden aufgrund der hohen Biegedruckbeanspruchung in Stahlbeton der Festigkeitsklasse C 35/45 mit Bewehrung der Sorte B 500 B hergestellt.

## 5.4 Herstellung

Die Herstellung des Brückenbauwerkes erfolgte in folgenden Schritten:

- a. Bauvorbereitende Maßnahmen,
- b. Herstellen der Gründungen, Pfahlkopfplatten, Flügel und des unteren Bereiches der Widerlager,
- c. Herstellung von Hilfsfundamenten und Hilfsunterstützungen vor den Widerlagern,
- d. Herstellung von 2 × 3 Stahlträgerteilstücken für den Überbau in der Stahlbauwerkstatt; die Längen der Stahlträgerteilstücke betragen hierbei 8,57 m – 18,50 m – 8,57 m,
- e. Transport der 2 × 3 Stahlträgerteilstücke zu einer Feuerverzinkerei; Herstellung der kompletten Feuerverzinkung der Stahlträgerteilstücke in einem Verzinkungsbad,
- f. Transport der feuerverzinkten Stahlträgerteilstücke auf die Baustelle; Schweißnahtver-

bindung der 3 Stahlträgerteilstücke zu einem 35,64 m langen Hauptträger auf der Baustelle; Aufbringen des nachträglichen Korrosionsschutzes im Bereich der Schweißnahtverbindungen durch thermisches Spritzverzinken in einem Schutzzelt,

- g. Einschalen, Bewehren und Betonieren der Obergurte für den Montagezustand,
- h. Einheben der Träger (Halbfertigteile) mit 2 Autokränen und Absetzen auf die Hilfsunterstützungen; Justierung der Träger und Einbau von Montageverbänden,
- i. Einschalen, Bewehren und Betonieren der Ortbetonfahrbahnplatte und der Restwiderlager (Rahmenecken);
- j. Rückbau der Hilfsunterstützungen und Hilfsfundamente sowie der Montageverbände; Ausbessern des Korrosionsschutzes für die Stahlträger im Bereich von Auflagerungen, Montageverbänden und Beschädigungen durch thermische Spritzverzinkung,
- k. Restarbeiten/Ausstattungsarbeiten zur Herstellung des Brückenbauwerkes.

## 5.5 Kosten

Die Kosten für die Herstellung der Feuerverzinkung liegen etwa in der gleichen Größenordnung wie die für eine konventionelle organische



Bild 8 Vormontage auf der Baustelle

© DEGES

Beschichtung, jedenfalls nur geringfügig darüber. Selbst unter Berücksichtigung des erhöhten Aufwands für Transporte und die Stoßausbildung auf der Baustelle in einem Schutzzelt liegen die Mehrkosten in einer vernachlässigbaren Größenordnung in Bezug auf die Gesamtkosten.

In Anbetracht der erheblichen höheren Kosten allein für die Verkehrssicherung zur Einrichtung einer mehrmonatigen halbseitigen Verkehrsführung der unterführten BAB 44 bei der ersten Grundinstandsetzung einer alternativen organischen Beschichtung ist die Nachhaltigkeit der Ausführung mit einer Feuerverzinkung schon heute belegt.

## 6 Erkenntnisse und Hinweise

In diesem Abschnitt werden zum einen die bereits weiter oben benannten Aspekte ergänzt, die in der Planung und Bauvorbereitung direkt Berücksichtigung fanden. Ferner werden auch die Erkenntnisse aufgeführt, die erst in Zusammenhang mit der Ausführung anhand der Probekörper gewonnen werden konnten. Ein ausführlicher Bericht wird nach vollständiger Auswertung aller Aspekte voraussichtlich über die Internetseiten der BASt [15] verfügbar sein.

### 6.1 Hinweise

Die nach dem Säurebad und dem Fluxen etwa 20 °C bis 40 °C warmen Stahlbauteile werden beim Tauchvorgang innerhalb weniger Sekunden

auf die Temperatur des Zinkbades (450 °C) aufgeheizt. Hierbei wird eine Temperaturdehnung von ca. 5 % (also immerhin 5 mm auf 1 m Bauteillänge) eingepreßt. Es liegt auf der Hand, dass ein ungleichmäßiges oder zu langsames Eintauchen bzw. Erwärmen erhebliche Spannungen im Bauteil und unter Umständen bleibende Verformungen auslösen kann, denn bereits bei einer Dehnungsbehinderung von 1,1 % erreicht normaler Konstruktionsstahl bei Raumtemperatur seine Streckgrenze, die bei 450 °C sogar fast auf die Hälfte absinkt. Sollten also bereits vor dem Tauchen nennenswerte Eigenspannungen im Bauteil vorliegen, werden diese im Zinkbad ggf. durch plastische Verformungen abgebaut, so dass auch ein optimaler Tauchvorgang zu bleibenden Verformungen am Bauteil führen kann<sup>1</sup>. Es ist daher beim Zusammenbau auf eine besonders sorgfältige Schweißabfolge zu achten, um den Einfluss des Schweißverzugs so gering wie möglich zu halten. Ein mechanisches Richten des Bauteils vor dem Tauchen ist nicht zulässig, da die scheinbare Formhaltigkeit von einem asymmetrischen Eigenspannungszustand begleitet wird, der sich im Zinkbad teilweise umlagern kann. Das verzinkte Bauteil wäre dann wieder verformt. Ein nachträgliches Richten scheidet im Hinblick auf mögliche mechanische Beschädigungen des Korrosionsschutzes ebenfalls aus.

<sup>1</sup> Dies dürfte auch die Ursache dafür sein, dass ungünstige Kerbfalldetails nicht zu einer weiteren Verschlechterung der Einstufung führen, da die herstellungsbedingten und ermüdungsrelevanten Eigenspannungsspitzen im Zinkbad sogar abgebaut werden.

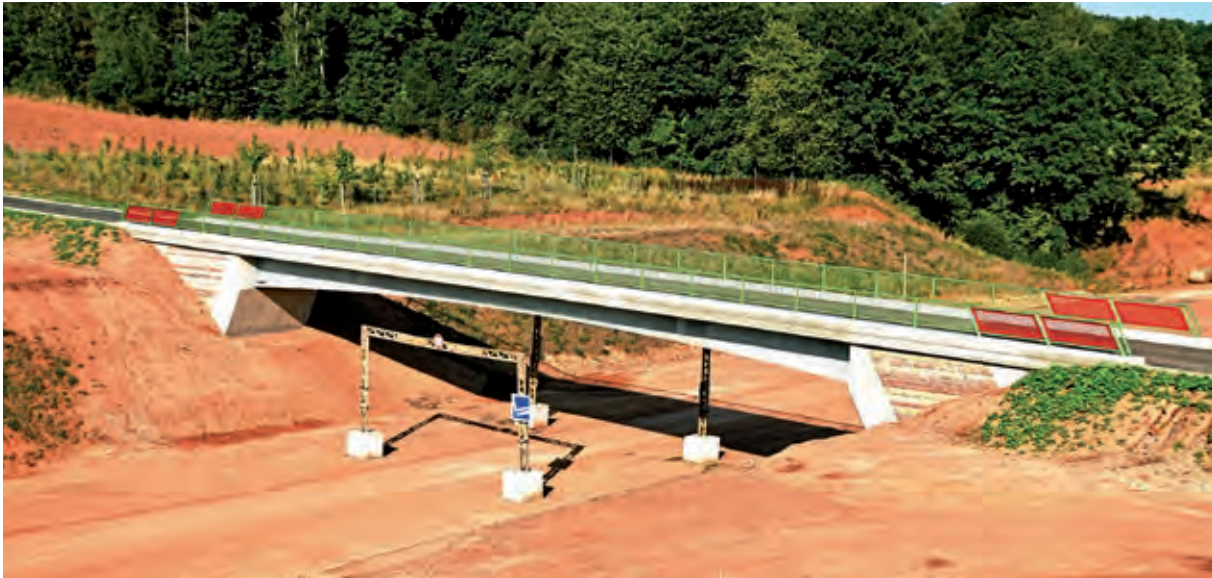


Bild 9 Fertiggestelltes Bauwerk

© DEGES

Aufgrund dieser großen Temperaturunterschiede sind auch bei einfach symmetrischen Profilen erhebliche elastische Verformungen zu beachten, die während des Abkühlprozesses auftreten können. Im vorliegenden Fall besitzt der Untergurt aus statischen Gründen eine Blechdicke von 40 mm, während der Obergurt nur 20 mm stark und gerade nur so breit ist, dass die erforderlichen Kopfbolzendübel Platz finden. Aufgrund der geringeren Abkühlgeschwindigkeit des massiveren Untergurts stellte sich eine über Stunden näherungsweise konstante Temperaturdifferenz zwischen Obergurt und Untergurt ein. Folglich stellt sich eine elastische Verkrümmung ein, die einen zusätzlichen Stich von über 200 mm bewirkte (bei 18,5 m Trägerlänge). Damit passten die vorbereiteten Auflagerpunkte nicht. Durch einen rechnerischen Überschlag konnte aber die Sorge um ein verzogenes Bauteil schnell ausgeräumt werden.

## 6.2 Erkenntnisse

Bei der Herstellung der Probestücke wurden eine Reihe weiterer Aspekte diskutiert und offenbar. Aufgrund der unterschiedlichen Blechdicken hat der Auftragnehmer Stahl aus verschiedenen Chargen bzw. sogar Herstellwerken bestellt, obwohl hiervon gemäß Ausschreibung ausdrücklich abgeraten wurde. Nun ergab sich also die Möglichkeit, die Konsequenzen genauer zu untersuchen. Erwartet wurde eine unterschiedliche Neigung zur Zinkanlagerung mit Auswirkungen auf eine unterschiedliche Schichtdicke nach gleicher Tauchzeit. Dem überlagert sich aber auch der Effekt, dass unterschiedliche Blechdicken bedingt durch die Gefügeänderungen im Walzprozess ebenfalls Auswirkungen auf die Zinkschichtdicke

haben. In der Tat stellten sich deutliche Unterschiede zwischen den Blechen ein (Zinkschichtdicke im Mittel 300 bzw. 500  $\mu\text{m}$ ), die jedoch jeweils sicher oberhalb der geforderten Mindestschichtdicke lagen.

Zur Vermeidung von Unsicherheiten ist daher zu empfehlen, bei der konstruktiven Ausbildung nur geringe Blechdickendifferenzen und Stahl einer Sorte, am besten aus einer Charge zu verwenden.

Die größte Überraschung stellte jedoch der signifikante Abfall der Zinkschichtdicke im Bereich der Brennschnitte des 40-mm-Blechtes auf unter 100  $\mu\text{m}$  dar. Die Ursachenanalyse ergab, dass im unmittelbaren Nahbereich der Brennkante (ca. 0,2 mm) bei der größeren Blechdicke infolge des höheren Wärmeenergieeintrags Gefügeänderungen auftraten, die zu einer Verminderung der Zinkanlagerung führten. Dieser Effekt war bei den 20-mm-Blechen nicht nachweisbar. Nach einem Abschleifen der Brennkanten bei ergänzenden Probekörpern trat der Effekt nicht mehr auf.

Daher sollten bei Blechen mit mehr als 20 mm Stärke Brennkanten durch Abschleifen mechanisch nachbearbeitet werden (Abtrag 0,2 mm), um eine gleichmäßige Zinkschichtdicke sicherzustellen. Alternativ kann der Blechzuschnitt z. B. mit Wasserstrahl erfolgen, da hier nicht mit Gefügeänderungen zu rechnen ist.

Selbst für eine große Verzinkerei waren die massigen Bauteile (Brückenhauptträger) eine echte Herausforderung. Die vergleichsweise großen Blechdicken und vor allem die Gesamttonnage

der Mittelstücke (über 10 t) stellten für Hebezeuge, Anschlagmittel und letztlich das Zinkbad eine eher seltene Bewährungsprobe dar. 10 t Stahl innerhalb kürzester Zeit von ca. 40 °C auf 450 °C zu erwärmen entzieht im Nahbereich des Trägers dem Zinkbad in erster Linie viel Wärme. Trotz hervorragender Wärmeleitfähigkeit im Zink und im Stahl kann dabei die Zinktemperatur auch unter den Schmelzpunkt sinken, so dass Zink erstarrt und sich mechanisch am Stahl anlagert. Dies führt aber zu einer Blockierung des Legierungsprozesses in diesem Bereich und kann zu Fehlstellen führen.

Mit zwei Methoden kann man diesem Phänomen wirksam entgegenwirken: zum einen empfiehlt es sich, das Zinkbad vorher etwas höher anzuheizen. Das Maß lässt sich leicht aus den Massenverhältnissen Zink/Stahl und den Wärmekapazitäten ermitteln und führt auf nur ca. 10 bis 20 K empfohlene Temperaturerhöhung. Zum zweiten sollte das Bauteil unmittelbar nach dem Eintauchen kontinuierlich vorzugsweise in Trägerlängsrichtung leicht bewegt werden, damit ständig frisches, warmes Zink am Stahl anliegt und ein „Festfrieren“ des Zinks nicht erfolgen kann. Durch die große Wärmekapazität des Zinkbades ist dies nur in den ersten Minuten erforderlich, danach ist alles gleichmäßig durchgewärmt.

Die Schweißstöße wurden nach den Vorgaben des Gutachtens zur Erteilung der Zustimmung im Einzelfall [9] ausgebildet. Um eine möglichst geringe farbliche und strukturelle Abweichung der dann thermisch spritzverzinkten Bereiche von den stückverzinkten Bauteilen zu erreichen, wurde mit verschiedenen Abdecklacken experimentiert. Die Oberflächenansicht der stückverzinkten Bauteile ist letztlich abhängig von der Stahlzusammensetzung und der davon abhängigen Zinkschichtdicke. Dünne Zinkschichten bilden die aus dem Hochbau bekannten Musterungen und „Blüten“ aus. Bei den hier geforderten Schichtdicken bilden sich sehr homogene und feinkristalline Erscheinungsformen aus.

Die Abdecklacke für die Spritzverzinkung können Farbpigmente enthalten und dienen der Passivierung der in diesen Bereichen etwas rauerer, fast granularen Oberfläche. Es hat sich gezeigt, dass farblose Versiegelungen das beste Ergebnis bringen.

## 7 Zusammenfassung und Ausblick

Mit der Realisierung dieses Pilotprojektes wird dem Bestreben der Straßenbauverwaltung, Brückenbauwerke in Zukunft innovativ, nachhaltig und

wirtschaftlich zu bauen, Rechnung getragen. Für die dauerhafte Aufrechterhaltung des Korrosionsschutzes ist die Feuerverzinkung der Stahlkonstruktion für Brückenbauwerke ein vielversprechender Lösungsansatz im Vergleich zu organischen Beschichtungen.

Da bei ausreichender Schichtdicke der Verzinkung eine Schutzdauer in der Größenordnung der Lebensdauer der Brückentragwerke zu erreichen ist, kann auf mehrfache aufwendige Instandhaltungsmaßnahmen während der Nutzungsphase verzichtet werden. Verkehrseinschränkungen und die damit direkt oder indirekt verbundenen Kosten können somit erheblich reduziert werden.

Sowohl im Herstellungsprozess als auch bei einem späteren Rückbau ist der Rohstoff Zink nahezu vollständig wiederverwertbar. Im Fertigungsprozess existieren seit Jahren geschlossene Rohstoffkreisläufe mit hochwertigen Aufbereitungsverfahren. Auch nach einem Rückbau des Bauwerks lässt sich der Zinkanteil problemlos vom Stahl separieren und dem Werkstoffkreislauf wieder zuführen. Im Vergleich hierzu muss das Strahlgut beim Abtrag einer organischen Beschichtung als Sonderabfall entsorgt werden.

Unter Berücksichtigung aller relevanten Einflüsse auf die Umweltverträglichkeit und die Lebenszykluskosten stellt sich schon heute die Feuerverzinkung als eine kostengünstige Variante im Vergleich zu herkömmlichen Beschichtungssystemen dar.

Die für die Herstellung des Überbaus erforderliche Segmentierung der Stahlteile im Hinblick auf begrenzte Zinkbadgrößen muss sich sowohl für den Transport der Segmente als auch für die Bau-durchführung nicht immer als Nachteil auswirken. Die geringeren Abmessungen, die reduzierte Tonnage der Einzelelemente sowie die mögliche Aktivierung des Eigengewichtverbunds (im Rahmen von Synergieeffekten bei der Montage) können den Nachteil eines erhöhten Montageaufwandes vor Ort aufwiegen.

Mit einer erfolgreichen Anwendung der Feuerverzinkung im Rahmen dieses und ggf. weiterer Pilotprojekte steht mittelfristig die Berücksichtigung in künftigen Regelwerken in Aussicht. Die vorgesehene Dokumentation des Projektes einschließlich eines Abschluss- bzw. Erfahrungsberichts wird auf diesem Weg für eine weitere Anwendung auch durch andere Vorhabenträger eine wertvolle Unterstützung sein. Hessen Mobil und DEGES festigen mit diesem Pilotprojekt ihre besondere Stellung bei der Förderung und Begleitung von innovativen Ideen im konstruktiven Ingenieurbau.

## Literatur

- [1] Presse- und Informationsamt der Bundesregierung: Deutsche Nachhaltigkeitsstrategie – Neuauflage 2016, Broschüre, 258 Seiten, [www.bundesregierung.de](http://www.bundesregierung.de) (geprüft am 14.2.2017)
- [2] Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit: Leitfaden Nachhaltiges Bauen, aktuell Ausgabe Februar 2016, 176 Seiten zzgl. Anlagen, [www.nachhaltigesbauen.de](http://www.nachhaltigesbauen.de) (geprüft am 14.2.2017)
- [3] Ungermann, D.; Rademacher, D.; Oechsner, M.; Landgrebe, R.; Adelman, J.; Simonsen, F.; Friedrich, S.; Lebelt, P.; Nüsse, G.: Forschungsvorhaben P 835 / IGF-Nr. 351 ZBG – Feuerverzinken im Stahl- und Verbundbrückenbau. Bericht zum Forschungsvorhaben, Düsseldorf: Verlag und Vertriebsgesellschaft, FOSTA, Forschung für die Praxis P835, 2014, 289 S.
- [4] DIN EN ISO 1461:2009-10: Durch Feuerverzinken auf Stahl aufgetragene Zinküberzüge (Stückverzinken) – Anforderungen und Prüfungen (ISO 1461:2009); Deutsche Fassung EN ISO 1461:2009
- [5] DIN EN 2063:1995-10: Luft- und Raumfahrt – Flugwerkklager – Technische Lieferbedingungen; Nicht für Neukonstruktionen; Deutsche Fassung EN 2063:1992
- [6] Deutscher Ausschuss für Stahlbau (DASt, Hrsg.): DASt-Richtlinie 022 – Feuerverzinken von tragenden Stahlbauteilen. 2009, überarbeitet 6/2016
- [7] Umweltbundesamt: Entwicklung der Luftqualität in Deutschland, Luftqualität 2016, Broschüre, 22 Seiten, [www.umweltbundesamt.de](http://www.umweltbundesamt.de)
- [8] Maaß, P.; Peißker, P.: Handbuch Feuerverzinken. 3. vollst. überarbeitete Aufl., Weinheim: Wiley-VCH Verlag, 2008
- [9] Ungermann, D.: Gutachten zur Antragsstellung auf ZiE. 2013
- [10] DIN EN ISO 14713-2: 2010-05: Zinküberzüge – Leitfäden und Empfehlungen zum Schutz von Eisen- und Stahlkonstruktionen vor Korrosion – Teil 2: Feuerverzinken (ISO 14713-2:2009); Deutsche Fassung EN ISO 14713-2:2009
- [11] DIN EN 1991-1-1:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002 + AC:2009
- [12] DIN EN 1992-2:2010-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008
- [13] STANAG 2021: Klassifizierung von Brücken, Fähren, Flößen und Fahrzeugen. 6. Aufl. 2006
- [14] ZTV-ING, Teil 7: Brückenbeläge, Bundesanstalt für Straßenwesen BASt, Ausgabe 2014
- [15] Homepage der BASt: <http://www.bast.de> (geprüft am 2.2.2017)

## Projektbeteiligte:

Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch das Land Hessen, endvertreten durch die DEGES Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH, Berlin
Entwurf:	Hensel Ingenieur GmbH Ingenieurbüro für Bauwesen, Kassel
Gutachter ZiE:	Prof. Dr.-Ing. Dieter Ungermann, Dortmund
Prüfingenieur:	Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Stuttgart
Bauausführung:	Laudemann GmbH Bauunternehmen, Sontra
Nachunternehmer Stahlbau:	Rädlinger Maschinen- und Anlagenbau GmbH, Cham
Fertigstellung:	2016



# Interaktion zwischen Praxis und Forschung – Systematische Nachrechnung des Brückenbestands in Mecklenburg-Vorpommern

**Dipl.-Ing. Oliver Steinbock**

*Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden*

**Hon.-Prof. Dr.-Ing. habil. Olaf Mertzsch**

*Landesamt für Straßenbau und Verkehr Mecklenburg-Vorpommern*

**Dr.-Ing. Torsten Hampel**

*Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden*

**Dipl.-Ing. Nico Schmidt**

*ehemals Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden*

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

*Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden*

## 1 Praxis und Forschung in Interaktion

Die Ingenieurwissenschaften vereinen seit jeher die Erkenntnisse aus der Forschung und ihre Anwendung in der Praxis. Es liegt daher im Berufsbild und Selbstverständnis von Ingenieuren, auf der Grundlage aktueller Forschung und/oder Erfahrung stets die konstruktiv beste Lösung zu erarbeiten. Dennoch ist es auch für uns Bauingenieure überraschend, dass der Austausch zwischen Forschung und Praxis noch immer Verbesserungspotenzial bietet, wo doch ein intensiver Austausch zwischen Praxispartnern und Forschungseinrichtungen die beste Grundlage für die Erarbeitung der konstruktiv, aber auch baupraktisch günstigsten Lösungen bildet. Genau hier setzt die wissenschaftlich-technische Betreuung (nachfolgend WTB genannt) beim Projekt zur Anwendung der Nachrechnungsrichtlinie auf den Brückenbestand in Mecklenburg-Vorpommern (M-V) an [1].

Über die Anforderungen und die Problematik beim Umgang mit Bestandsbrücken wurde in der jüngeren Fachliteratur bereits ausführlich publiziert, z. B. in [2]. Dies soll daher nicht weiter thematisiert werden. Einig ist man sich in der Fachwelt, dass gerade die Bewertung bestehender Brückenbauwerke hohe Anforderungen an die

damit befassten Ingenieure stellt. Die Nachrechnungsrichtlinie [3] gewährt „einen erweiterten Handlungsrahmen und bietet die Möglichkeit, die Reserven des Tragwerks und der Baustoffe stärker auszunutzen, ohne das [...] geforderte Zuverlässigkeitsniveau einzuschränken.“ Die Nachrechnungsrichtlinie wurde im Jahr 2011 eingeführt und im Jahre 2015 erstmals fortgeschrieben, um die Ergebnisse aus Anwendung und Forschung einfließen zu lassen [4].

Das in den vergangenen Jahren bearbeitete Projekt WTB wurde im Auftrag des Landesamtes für Straßenbau und Verkehr M-V am Institut für Massivbau der TU Dresden betreut. Die Nachrechnungen der insgesamt 27 Teilbauwerke erfolgten dabei durch externe Ingenieurbüros. Die Aufgabe



Bild 1 Nachgerechnetes Bauwerk – Brücke im Zuge der B 104 von Paulsdamm nach Schwerin  
Foto: Silke Scheerer

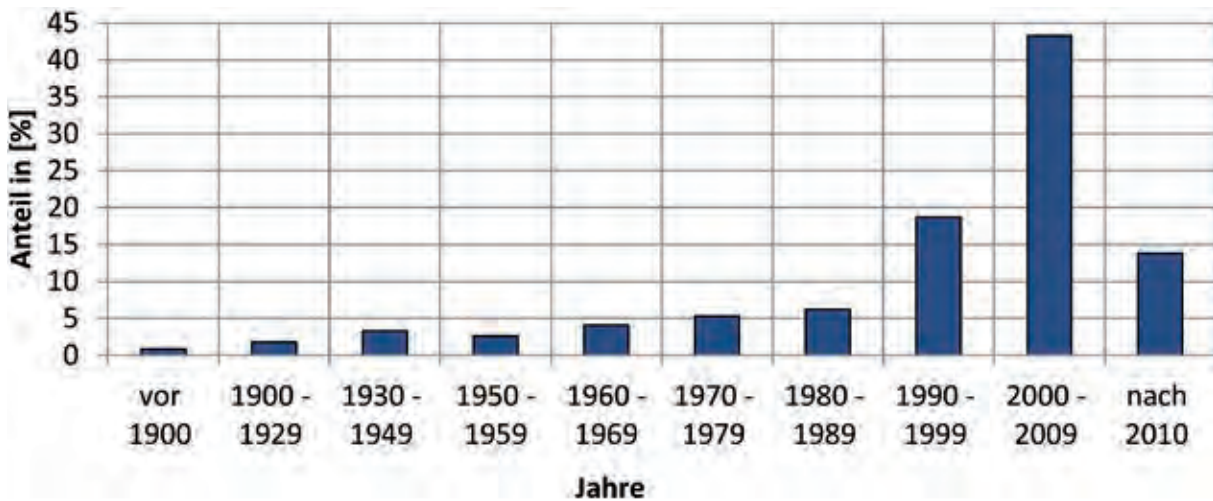


Bild 2 Brücken in M-V – Altersstruktur nach Anzahl der Teilbauwerke in Prozent, nach [15]

Grafik: Oliver Steinbock

der TU Dresden bestand einerseits in der Priorisierung des Datenbestandes [5] zu Projektbeginn, der Erarbeitung einer Reihung der nachzurechnenden Bauwerke und im Anschluss an die Nachrechnung in der Mitwirkung bei der Festlegung des weiteren Umgangs mit den nachgerechneten Bauwerken (Bild 1). Andererseits diente die TU Dresden als Ansprechpartner der Ingenieurbüros bei der Optimierung von Einzelnachweisen [6] bzw. deren Überprüfung und bei der Auslegung der Nachrechnungsrichtlinie [7]. Im Laufe des Projektes erfolgte eine Erweiterung des ursprünglichen Projektumfanges dahingehend, dass auch mögliche Tragreserven erschlossen bzw. aufgezeigt werden sollten. Dies betraf insbesondere die in den neuen Bundesländern typischen Brücken aus Balkenreihen [8], [9], aber auch ein Bauwerk der Nachweisstufe 3 [10]. Bereits in den Jahren zuvor war in Verbindung mit der Einführung der sogenannten Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion [11] das Gefährdungspotenzial älterer Spannbetonbrücken des gleichen Bestandes in Mecklenburg-Vorpommern untersucht worden [12].

## 2 Bestandsübersicht – Unterschiede und Gemeinsamkeiten

Mecklenburg-Vorpommern liegt auf dem Gebiet der ehemaligen DDR. Ein erheblicher Anteil der älteren Brückenbauwerke stammt noch aus der Zeit vor der deutschen Wiedervereinigung. Die Unterschiede im Brückenbestand der alten und neuen Bundesländer sind daher in erster Linie historisch bedingt. So lag der Schwerpunkt des Brückenbaus im Ostdeutschland der Nachkriegszeit bei der Vereinheitlichung und Typisierung in Verbindung mit Fertigteilkonstruktionen [8], [13], wo-

hingegen sich in Westdeutschland eine größere Bandbreite bot. Weitere Unterschiede resultieren aus der verschiedenartigen Topographie der einzelnen Bundesländer bzw. dem wirtschaftlichen Umfeld.

Grundsätzlich ist bei der Analyse des Straßenbrückenbestandes zwischen Brücken in der Verwaltung des Bundes, der Länder, der Kommunen und der Wasserstraßenämter zu unterscheiden. Bei der hier vorgestellten Untersuchung wurden neben Brückenbauwerken in der Baulast des Bundes auch solche in Landesbaulast mit einbezogen. Mecklenburg-Vorpommern ist nach Brandenburg das flächenmäßig größte neue Bundesland. Obwohl lediglich Bayern, Niedersachsen, Baden-Württemberg und Nordrhein-Westfalen eine größere Fläche als M-V haben, liegen lediglich  $\approx 1,9\%$  (Anteil nach Teilbauwerken) bzw.  $2,2\%$  (Anteil nach Brückenfläche) des Brückenbestandes der Bundesfernstraßen im Gebiet von Mecklenburg-Vorpommern [14]. Die Untersuchung dieses vergleichsweise kleinen Bestandes ist dennoch von Bedeutung, da die speziellen Bauweisen in dieser Region und die besonderen administrativen Rahmenbedingungen eine Übertragbarkeit auf die gesamten neuen Bundesländer ermöglichen. Nachfolgende Grafiken geben einen Einblick zum Brückenbestand in M-V zum Projektstart 2011.

Vor einer Analyse des Brückenbestandes soll zunächst ein Überblick über dessen Altersstruktur gegeben werden (Bild 2). Gegenüber den Verteilungen in den alten Bundesländern zeigt sich hier ein anderer Verlauf. Üblicherweise spiegeln die Statistiken der alten Bundesländer die großen Bautätigkeiten zwischen 1965 und 1984 wider [14]. In den neuen Bundesländern ist erst nach der

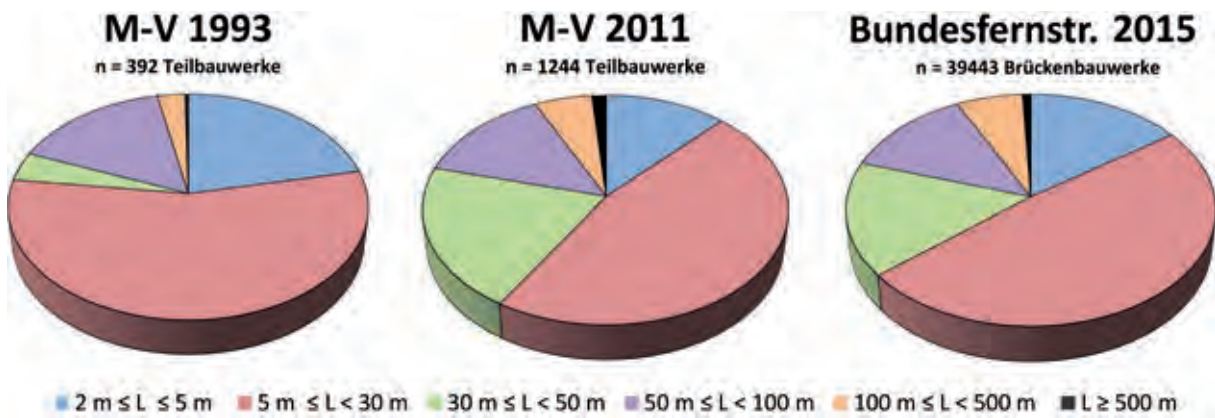


Bild 3 Brückenbestand der Bundesfernstraßen, Vergleich nach Anzahl der Teilbauwerke nach Längensklassen in Prozent; links (Teilbauwerke bis Bj.1993) und Mitte (Teilbauwerke bis Bj.2011): Brücken in der Baulast von Bund und Land M-V (Stand 2011, nach [15]), rechts: Brücken in der Baulast von Bund und Ländern in Deutschland (Stand 2015, nach [14]) Grafik: Oliver Steinbock

Wiedervereinigung ein vergleichbarer Anstieg zu verzeichnen. Dies zeigt sich insbesondere beim Bestand von M-V, der mit dem Bau der BAB A 20 zu begründen ist. Demnach liegt der Anteil von Teilbauwerken, die in der Zeit von 2000 bis 2009 hergestellt wurden, bei mehr als 40 % des Gesamtbestands. Der Großteil der Brücken ist somit im Vergleich zu dem in den alten Bundesländern deutlich jünger.

Wie bereits eingangs erwähnt, ist der Einfluss der Topographie für die Ausbildung der Konstruktions- und Bauweisen von Bedeutung. Bild 3 zeigt die prozentuale Verteilung nach Anzahl der Teilbauwerke in Längensklassen. Zunächst zeigen sich bei der Gegenüberstellung von Brücken der Bundesfernstraßen in der Verwaltung des Bundes und Brücken im Bestand von M-V nur geringe Un-

terschiede. Der Längenbereich  $5\text{ m} \leq L < 30\text{ m}$  liegt bei jeweils  $\approx 47\%$ . Die Unterschiede in den restlichen Längensklassen sind ebenfalls gering. Betrachtet man jedoch die prozentuale Verteilung der bis zum Jahr 1993 in M-V ausgeführten Bauwerke, zeigt sich eine Verlagerung hin zu kleinen Stützweiten. So weisen mehr als  $\frac{3}{4}$  aller Brücken eine Gesamtlänge von weniger als 30 m auf. Auch hierbei spielt die große Differenz zwischen der Anzahl der Brücken, die vor 1993 errichtet wurden (392 Teilbauwerke), zu denen im Jahre 2011 (1.244 Teilbauwerke) eine Rolle.

Die Abgrenzung zum Baujahr 1993 wurde aus zwei Gründen vorgenommen. Zum einen vollzogen sich im Verlauf der 1980er Jahre in Ost- und Westdeutschland eine Reihe von Normenanpassungen [16] insbesondere im Bereich des Stahl- und Spannbetonbaus, sodass die umgesetzten Bauwerke der 1990er Jahre weniger problematisch zu bewerten sind als frühere.

Des Weiteren wurden bis zum Jahr 1993 noch Bauwerke bzw. Fertigteile aus Beständen der ehemaligen DDR verbaut, bei denen spannungsrisikokorrosionsgefährdeter Spannstahl zur Anwendung kam [11]. Der Schwerpunkt der Bestandsanalyse und der Projektbearbeitung lag daher bei Bauwerken, die bis 1993 errichtet wurden.

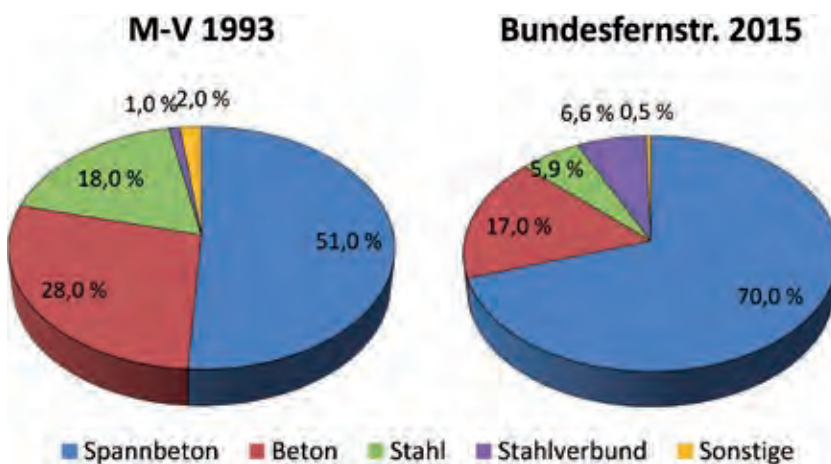


Bild 4 Brückenbestand der Bundesfernstraßen, Vergleich nach Brückenfläche entsprechend des Hauptbaustoffs des Überbaus in Prozent; links: Brücken in der Baulast von Bund und Land M-V (Stand 2011, nach [15]), rechts: Brücken in der Baulast von Bund und Ländern (Stand 2015, nach [14]) Grafik: Oliver Steinbock

Differenzen gegenüber dem Bestand der alten Bundesländer ergeben sich auch bei der Verteilung der Brücken-

flächen nach dem Hauptbaustoff des Überbaus (Bild 4). Während der Brückenbestand beispielsweise in Nordrhein-Westfalen eine ähnliche Verteilung aufweist wie auf Bundesebene [2], zeigt sich bei M-V auch hier ein anderes Bild. Wiederrum werden die Bauwerke bis zum Jahr 1993 herangezogen. Der Anteil der Spannbetonkonstruktionen liegt mit  $\approx 50\%$  deutlich unterhalb des bundesweiten Durchschnitts von  $70\%$ . Die Betonkonstruktionen haben dagegen mit  $28\%$  in M-V einen deutlich höheren Anteil. Die wenigen Stahlbrücken (Anteil nach Teilbauwerken  $\approx 10\%$ ) nehmen aufgrund ihrer großen Bauwerkslängen bzw. Stützweiten fast ein Fünftel der Brückenfläche ein. Die Gruppe der Stahlverbundkonstruktionen ist bis zum Jahr 1993 in M-V eine Ausnahme. Der geringfügig größere Teil 'sonstiger Baustoffe' ist auf gemauerte Gewölbe zurückzuführen, die bereits zum Großteil vor 1945 errichtet wurden.

### 3 Möglichkeiten der Priorisierung

Die Priorisierung des gesamten Brückenbestandes des Bundeslandes M-V nahm in der ersten Projektphase eine Schlüsselstelle ein. Das oberste Ziel einer Priorisierung ist es, die kritischsten Bauwerke aus einer großen Datenmenge herauszufiltern und eine Dringlichkeitsreihenfolge für die tiefergehende Untersuchung von ausgewählten Bauwerken festzulegen. Aufgrund der Vielzahl von Einflussparametern gestaltet es sich schwierig, insbesondere materialübergreifende Priorisierungsverfahren zu entwickeln, die allen Besonderheiten der verschiedenen Konstruktionen gerecht werden. Vor Einführung der Nachrechnungsrichtlinie wurde von der BAST ein Verfahren mit Fokus auf Massivbrücken erarbeitet [17], welches verschiedentlich an besondere Randbedingungen oder Wertigkeiten angepasst wurde, z. B. bei der Anwendung auf den Brückenbestand von Nordrhein-Westfalen [17]. Im Bereich der Stahlbrücken wurde beispielsweise ebenfalls ein Priorisierungsschema ent-

wickelt [20], welches aber nur für Stahlbrücken mit orthotroper Fahrbahnplatte gilt. Grundlage der Priorisierung nach dem in [17] vorgestellten Schema ist eine Bewertung mittels einer objektbezogenen Prioritätszahl. Das Verfahren war auf „Brücken mit balkenartigem oder plattenartigem Tragwerk“ [18] in Betonbauweise ausgelegt. Es wurde auch auf den Bestand von M-V angewendet, jedoch in Absprache mit dem Auftraggeber geringfügig modifiziert. Anstatt der Zustandsnote des Überbaus wurde die Substanzkennzahl des Überbaus eingepflegt. Diese Substanzkennzahl ist kennzeichnend für den baulichen Zustand des Brückenüberbaus in Abhängigkeit von Dauerhaftigkeit (D) und Standsicherheit (S), der für die Nachrechnung in den meisten Fällen von besonderer Bedeutung ist [7]. Die Verkehrssicherheit (V) ist hier im Gegensatz zur Zustandsnote nicht enthalten.

Zuerst wurden die Bauwerke mit einer Prioritätszahl  $PZ \geq 14$  aus dem gesamten Brückenbestand herausgefiltert. Weitere Gesichtspunkte wurden durch den Auftraggeber vorgegeben, woraus sich schlussendlich eine konkrete Auswahl und deren Reihenfolge für eine detailliertere Nachrechnung entsprechend der Dringlichkeit ergab. Daneben wurden die Teilbauwerke in die Auswahl mit einbezogen, die auf Bundesebene im Rahmen einer gesonderten Erhebung im Vorfeld durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) ermittelt worden waren [19].

Das beschriebene Priorisierungsverfahren war auf die Anwendung von Betonbrücken beschränkt. Für die Priorisierung der Stahlbrücken wurde auf das Verfahren nach [20] zurückgegriffen. Aufgrund der überschaubaren Anzahl an Verbundtragwerken und Steinbrücken wurde die Auswahl in Abstimmung mit dem Auftraggeber im Einzelfall festgelegt.

Bild 5 zeigt die Altersstruktur der ausgewählten Brückenbauwerke. Es wurden vier Brücken ausgewählt, die vor 1949 errichtet wurden. Es han-

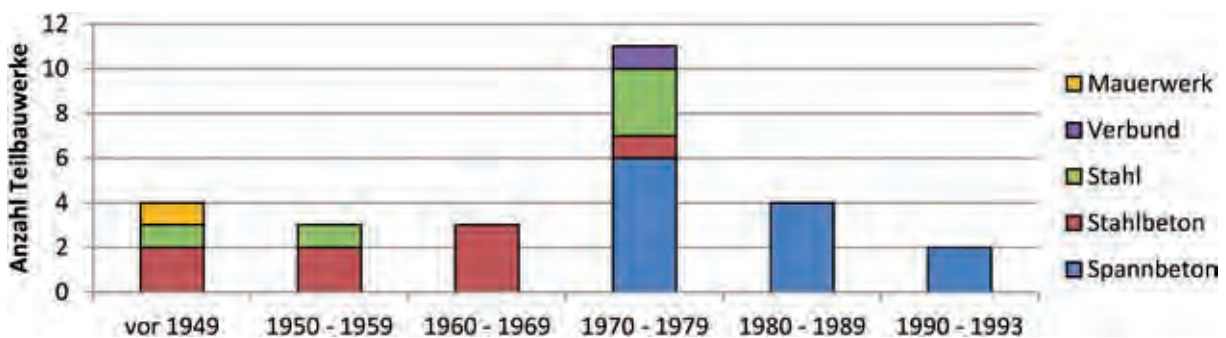


Bild 5 Verteilung der zur Nachrechnung ausgewählten Teilbauwerke nach Baujahr und Hauptbaustoff des Überbaus, Daten aus [15]

Grafik: Oliver Steinbock

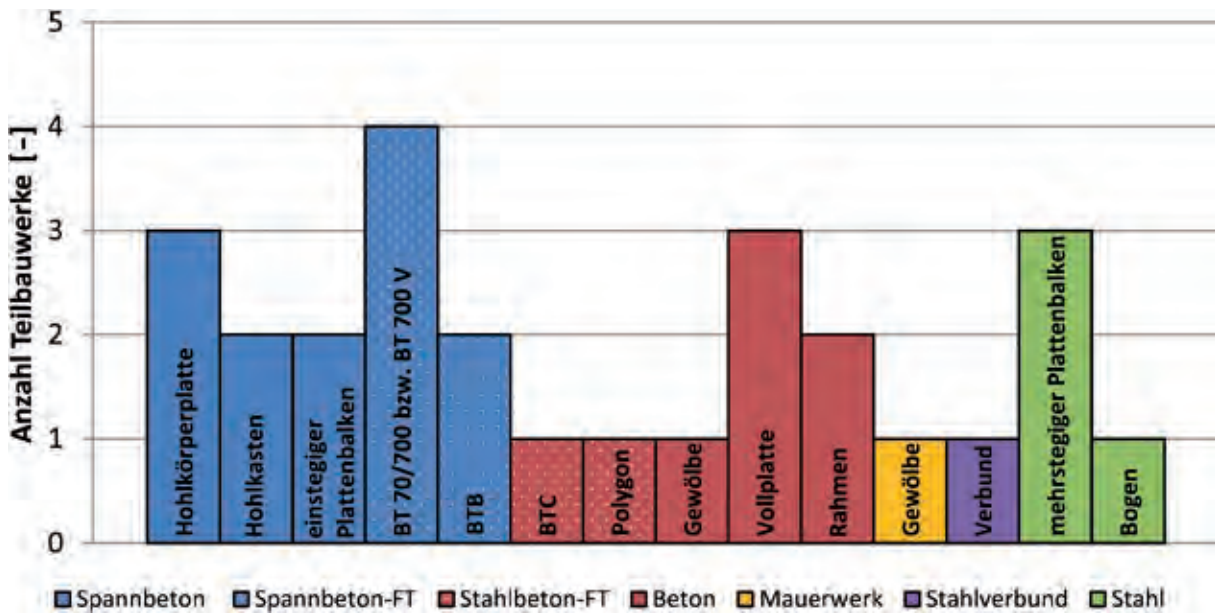


Bild 6 Verteilung der zur Nachrechnung ausgewählten Teilbauwerke nach Tragstruktur und Hauptbaustoff des Überbaus, Daten aus [15] Grafik: Oliver Steinbock

delt sich dabei um zwei Bauwerke aus Stahlbeton (ein Rahmen und eine Vollplatte), um eine Stahlkonstruktion als Klappbrücke sowie um eine Gewölbebrücke aus Mauerwerk. Aus den beiden folgenden Jahrzehnten wurden eine weitere Stahlkonstruktion und ansonsten Stahlbetonkonstruktionen ausgewählt. Ab etwa 1970 bis 1993 wurden überwiegend Spannbetonkonstruktionen herausgegriffen. Das zu untersuchende Verbundtragwerk, eine Kombination aus querverlegten Betonfertigteilen und zwei Stahlhauptträgern, wurde in den 1970er Jahren errichtet. Ein Stahlbetonbauwerk und drei weitere Stahlbrücken, jeweils mit plattenbalkenartigen Überbauten, fallen ebenfalls in diese Zeitspanne.

Die Auswahl der Überbaukonstruktionen deckt einen Großteil der für M-V üblichen Querschnitte von Bestandsbrücken ab (Bild 6). Die Bandbreite der untersuchten Spannbetonkonstruktionen umfasst sowohl Fertigteile in Balken- bzw. Plattenbauweise als auch Ortbetonkonstruktionen wie Hohlkörperplatten und einsteigige Plattenbalken bis hin zu ein- und mehrzelligen Hohlkastenüberbauten. Auch die gängigen Konstruktionen im Stahlbetonbau reichen von den Plattentragwerken über Rahmen bis hin zu Gewölben in Ortbeton- und Vorfertigungsbauweise. Des Weiteren konnten Erkenntnisse zu Mauerwerksgewölben und zu den speziellen Verbundtragwerken der DDR erlangt werden. Einen weiteren großen Untersuchungsbereich stellten die Stahlbrücken dar. Neben einem Bogentragwerk wurden drei Bauwerke mit plattenbalkenartigen Querschnitten untersucht.

## 4 Ausgewählte Ergebnisse

### 4.1 Fertigteilkonstruktionen im Brückenbau der DDR

Wie bereits eingangs erwähnt, spielte das Konzept der Vorfertigung in der ehemaligen DDR eine besonders große Rolle. Hinsichtlich der weiteren Rationalisierung bzw. Automatisierung im Bauwesen wird diese Idee auch heutzutage wieder vermehrt national und international aufgegriffen [21]. In der ehemaligen DDR ging man aber deutlich weiter als heute. Hier wurden typisierte Überbau- und Unterkonstruktionen entworfen, die eine möglichst breite Anwendung boten und dennoch eine Serienfertigung ermöglichten. Die Variation der Fertigteile war dementsprechend groß, um die knapp vorhandenen Ressourcen möglichst effektiv zu nutzen. Mit Bezug auf den Bestand von M-V wurden bis 1993 etwa 40 % der Teilbauwerke in Fertigteilbauweise ausgeführt. Daher werden in diesem Beitrag speziell die Ergebnisse der Nachrechnung von Fertigteilbrücken vorgestellt.

Grundsätzlich kann zwischen Brückenüberbauten mit längs- und quergegliederten Fertigteilen unterschieden werden (Bild 7).

Die Fertigteilmessungen waren durch die Kapazitäten der Geräte für Herstellung, Transport und Montage beschränkt. Da für einen Großteil der Brücken kleine Spannweiten ausreichten und die längsgegliederten Fertigteile eine große Variabilität der Brückenbreite in Querrichtung boten, war dies die bevorzugte Bauweise [8]. Die sehr klei-

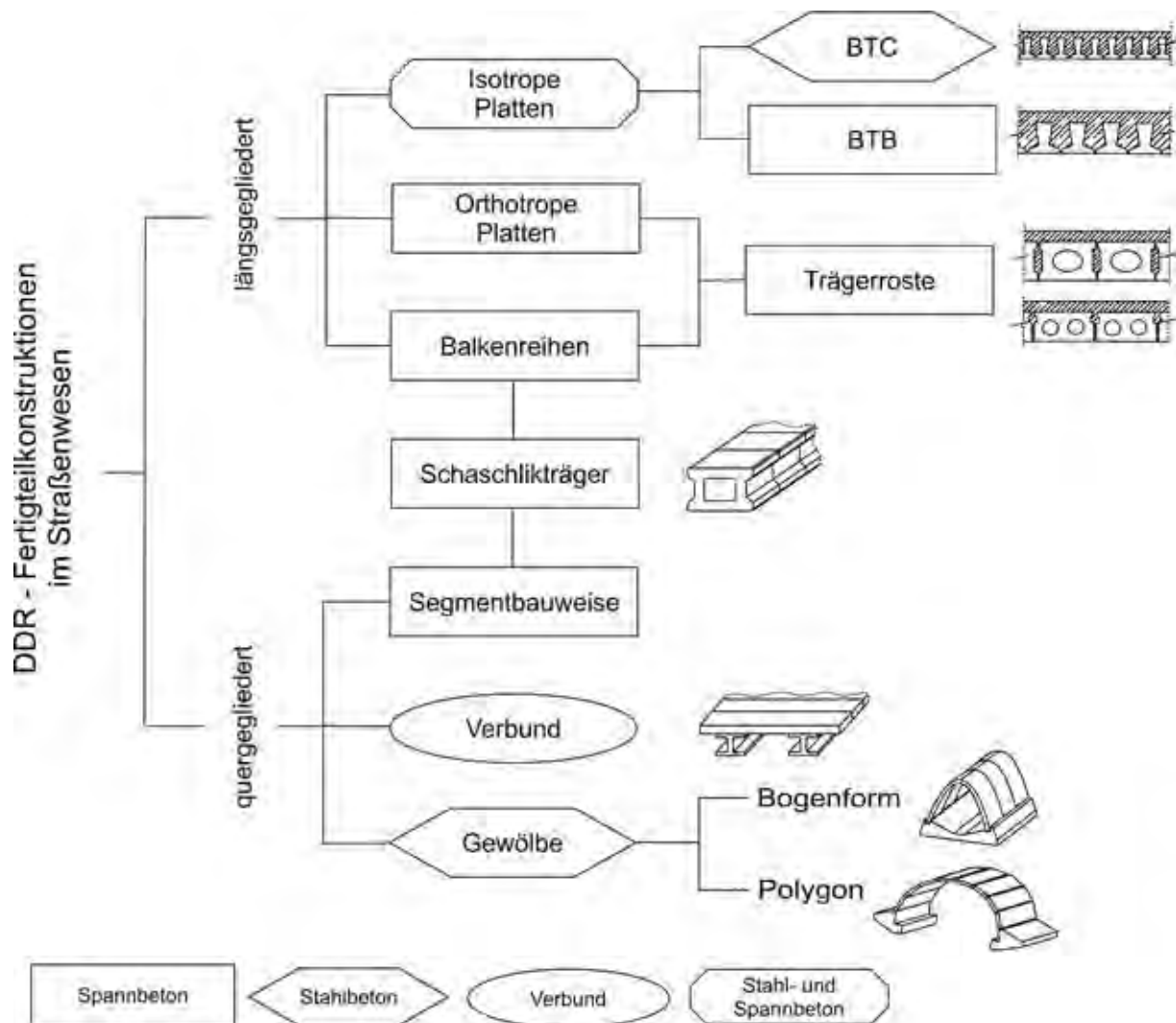


Bild 7 Überblick über typisierte Konstruktionen der ehemaligen DDR

Grafik: Oliver Steinbock/Laura Drechsel, nach [8]

nen Stützweiten bis etwa 9 m wurden mit Fertigteilen aus Stahlbeton ausgeführt, bis etwa 24 m Stützweite wurden Spannbetonfertigteile verwendet. Entscheidend hinsichtlich des Tragverhaltens der längsgegliederten Tragwerke ist die Ausbildung der Verbindungen in Querrichtung. Während den Fertigteilquerschnitten der Reihe BTB/BTC in Verbindung mit einer ausreichenden Querbewehrung ein nahezu isotropes Plattentragverhalten unterstellt werden kann, ist bei den Balkenreihentragwerken zu differenzieren. Anfangs erfolgte die Querverteilung der Balkenreihentragwerke fast ausschließlich über sog. Querkraftschlösser in Verbindung mit einer dünnen Aufbetonschicht zur Lastverteilung. In der späteren Anwendung (ab ca. 1973) wurden die Balkenreihentragwerke vom Typ BT 700 V mit einer dickeren Ortbetonschicht im konstruktiven Verbund mit den Fertigteilen ausgeführt. Eine untergeordnete Rolle im Bestand spielen die quergegliederten Balkenreihentragwerke. Die sog. „Schaschlikträger“ der Balkenreihen BT 70 markieren dabei den Übergang vom quer-

zum längsgegliederten Tragwerk. Hierbei wurden die Segmente einzeln hergestellt und dann längs zusammengespant. Das System wurde nur bis Mitte der 1960er Jahre angewendet und ist heute aus dem Bestand nahezu verschwunden. Ebenfalls nur über einen kurzen Zeitraum ( $\approx$  1970 bis 1975) kamen beim Ausbau der Autobahn zwischen Leipzig und Dresden bzw. Berlin–Rostock die sog. Polygonbrücken bzw. Segmentbogenbrücken zur Anwendung [13]. Vereinzelt wurden zudem Verbundtragwerke mit quergegliederten vorgespannten Betonfertigteilkonstruktionen ausgeführt.

#### 4.2 Zukunftsfähigkeit untersuchter Spannbetonfertigteilkonstruktionen

Spannbetonfertigteilkonstruktionen kamen sowohl bei den isotropen als auch bei den sog. Balkenreihentragwerken zur Anwendung, wobei hier lediglich die Balkenreihen behandelt werden sollen (Bild 8).

Aufgrund der vielfältigen Anwendung der Spannbetonfertigteilkonstruktionen war die Variation der Balkenreihen entsprechend groß. [23] gibt einen Überblick über die Unterschiede bei Fertigung und Anwendung. Beispielsweise ist der Vorspanngrad auch vom Konstruktionsprinzip abhängig. So wurden die aus Einzelementen zusammengesetzten Schaschlikträger voll vorgespannt, wohingegen die späteren Balkenreihenträger beschränkt vorgespannt sind und über eine meist geringe Längsbewehrung verfügen. Das Gros der Balkenreihenträger ist in nachträglichem Verbund mit den in der ehemaligen DDR üblichen Bündelspanngliedern ausgeführt, aber auch Spannbettvorspannungen mit sofortigem Verbund waren gängig. Um möglichst ressourcenschonend zu bauen, wurden sowohl Spannstahlquerschnitt als auch Spannstahlanzahl variiert. Auch die eingelegten Bewehrungsmengen (Quer- und Längsbewehrung) sowie die Betonfestigkeitsklasse wurden in erster Linie in Abhängigkeit der Brückenklasse abgestuft. Weitere Einflussgrößen auf die Balkenkonfiguration ergaben sich aus den örtlichen bzw. bauwerksspezifischen Anpassungen. Neben der Stützweite und der Schiefe im Grundriss ist die Überbaubreite in Verbindung mit unterschiedlichen Randträgerausbildungen zu beachten. Die Dicke und Ausführung der Ortbetonergänzung (mit und ohne Verbund möglich) ist für die Bewertung des Tragverhaltens ebenfalls von Relevanz. Für die Identifikation der Fertigteilträger wurden Typenbezeichnungen ent-

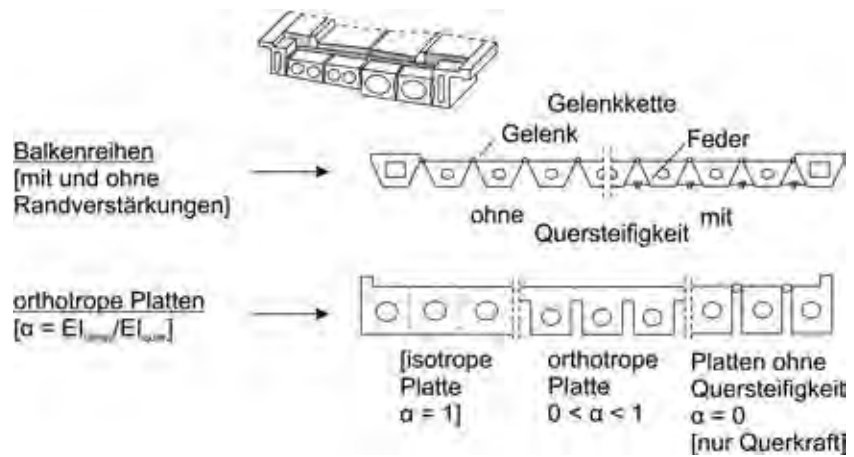


Bild 8 Modellierungsmöglichkeiten von Balkenreihentragwerken der VE Projektierungsbetriebe des Straßenwesens der ehemaligen DDR  
 Grafik: Oliver Steinbock/Laura Drechsel, nach [22], [23]

wickelt, anhand derer die Konfiguration des Trägers ablesbar war. Trotz nominell gleicher Bezeichnungen können sich aber Unterschiede in Abhängigkeit des Baujahrs ergeben. Die Bezeichnung hat sich während der Anwendungszeit der Balkenreihentragwerke verändert (Tabelle 1).

Aufbauend auf der Gesamtbestandsanalyse sowie Erkenntnissen aus vorangegangenen Untersuchungen [12] und parallelen Projekten am Institut für Massivbau [24] konnten grundlegende Aussagen zum Brückentyp abgeleitet werden. Im Bestand von M-V befinden sich aktuell noch etwa 80 Teilbauwerke mit Balkenreihenüberbauten unter Verkehr. Es ist zu vermuten, dass die Bauweise auf dem gesamten Gebiet der ehemaligen DDR noch weit verbreitet ist. Exemplarisch hierfür zeigt Bild 9 eine 4feldrige Brücke über die BAB A 14 zwischen Dresden und Leipzig als typisches Überführungsbauwerk.

Tabelle 1 Kennzeichnung von Trägerkonfigurationen entsprechend der Typenkataloge  
 (nähere Angaben dazu in [24])

Exemplarische Trägerkonfiguration für einen Fertigteilträger älteren Typs (bis ≈ 1975)					
<b>BT</b>	<b>50</b>	<b>N</b>	<b>12</b>	<b>A</b>	
Balkenreihentragwerk	Querschnittshöhe in [cm]	N Normalträger NSp Normalträger Spannbett R Randträger	Länge in [m]	Bewehrungskonfiguration	
Exemplarische Trägerkonfiguration für einen Fertigteilträger neueren Typs (ab ≈ 1976)					
<b>BT</b>	<b>700</b>	<b>N</b>	<b>16</b>	<b>4</b>	<b>30</b>
Balkenreihentragwerk	Querschnittshöhe in [mm]	N Normalträger NSp Normalträger Spannbett R Randträger V Verbund	Länge in [m]	Anzahl Bündelspannglieder (BSG)	Brückenklasse

Der Bauwerkszustand zeigte die für Fertigteilkonstruktionen typischen Auffälligkeiten. So traten in Fugen zwischen den Längsträgern häufig Durchfeuchtungen infolge einer unzureichenden bzw. schadhafte Abdichtung auf. Insbesondere waren auch die Übergangsbereiche bei mehrfeldrigen Brücken (Tragwirkung Einfeldträgerkette) betroffen. Zahlreiche Betonabplatzungen ergeben sich aus zu geringer Betondeckung.



Bild 9 Untersicht einer 4feldrigen Balkenreihenbrücke über die BAB A 14 zwischen Wendischbora und Nossen (SÜ K8052)

Foto: Oliver Steinbock

Die bisher genannten Schäden beeinträchtigen in erster Linie die Dauerhaftigkeit des Tragwerks. Hinsichtlich der Tragsicherheit sind Auffälligkeiten wie beispielsweise Höhenversätze zwischen den Fertigteilen von größerer Bedeutung. Die Ursache für die unterschiedliche Durchbiegung der Balken kann vielfältig sein. Einerseits kann bereits bei der Montage ein Höhenunterschied in das System eingepreßt worden sein, andererseits könnte es auch auf eine mangelhafte Ausbildung der Querkraftschlösser oder sogar auf einen lokalen Ausfall der Spannglieder infolge Spannungsrissskorrosion zurückzuführen sein. Eine objektbezogene Schadensanalyse ist in diesem Zusammenhang empfehlenswert. Anzumerken ist, dass bei keinem der untersuchten Fertigteilüberbauten ein Anzeichen für Spannungsrissskorrosion festgestellt wurde.

Auf Grundlage der Priorisierung wurden vier Teilbauwerke bzw. Überbauten mit unterschiedlichen Konfigurationen des Balkenreihentragwerks BT 70/700 einer rechnerischen Bewertung unterzogen. In Abschn. 4.1 wurde bereits auf den Zusammenhang zwischen Querverteilung und Fugenausbildung bzw. deren Zustand verwiesen. Das Tragverhalten der Balkenreihentragwerke mit Ortbetonergänzung ist rechnerisch schwierig zu erfassen. Es kann entweder als Gelenkkette oder als orthotrope Platte beschrieben werden (Bild 8). Die Gelenkkette bildet das tatsächliche Tragverhalten der Balkenreihen zu ungünstig ab, wurde aber bei der Projektierung in der ehemaligen DDR als Bemessungsgrundlage herangezogen [22], [23], [25]. Eine verbindliche Festlegung der Querbiegesteifigkeit fällt somit schwer. In vorangegangenen Untersuchungen [22], [23], [25] wurde zur Abbildung des Tragverhaltens das Verhältnis  $\alpha$  aus Querbiegesteifigkeit  $K_{y,wirksam}$  zur Längsbiegesteifigkeit  $K_x$  im jeweiligen statischen Modell ermit-

telt. Hierbei ergaben sich Verhältnisse von  $\approx 2\%$  bis  $\approx 13\%$  [23]. Experimentelle Untersuchungen ergaben Werte von  $\approx 17\%$  [26]. Bei den Nachrechnungen in Verbindung mit dem Projekt wurde vorwiegend auf übliche Trägerrostmodellierungen bzw. auf kombinierte Stab-Schalenmodelle zurückgegriffen, die rechnerisch große Torsionsmomente ergaben. In Verbindung mit aktuellen Untersuchungen wird ein Berechnungsansatz mit stark reduzierter Torsionssteifigkeit (auf weniger als 40 % des Wertes für den ungerissenen Querschnitt) infolge Mikrorissbildung verfolgt [9], der letztlich vergleichbare Ergebnisse wie in den Empfehlungen nach [23] liefert.

Die Biegetragfähigkeit ist bei den vorgespannten Balkenreihentragwerken weniger kritisch zu bewerten als die Schubtragfähigkeit. Beim Nachweis der Biegetragfähigkeit ergaben sich zumeist tolerierbare Ausnutzungsgrade. Dagegen resultierten aus dem Nachweis der Betonzugspannungen im Gebrauchszustand Einschränkungen bei der Dauerhaftigkeit und damit eine ungünstigere Nachweisklasse. Bei der Schubtragfähigkeit zeigten sich Unterschiede in Abhängigkeit des Bauwerksalters. Die Trägertypen älterer Bezeichnung verfügen über geringere Reserven als ihre Nachfolger. Die Träger, die zu den Auflagern hin als Vollquerschnitt und dazwischen als Hohlquerschnitt ausgeführt sind, erwiesen sich gerade im Übergangsbereich als kritisch bei kombinierter Schub- und Torsionsbeanspruchung. Die in der ersten Fassung der Nachrechnungsrichtlinie [3] enthaltenen Anpassungen für die Querkraftnachweise reichten hier nicht aus. Es wurde daher auf alternative Nachweise wie z. B. das Hauptzugspannungskriterium, dass bei der 1. Ergänzung



der Nachrechnungsrichtlinie [4] als Stufe-2-Berechnung aufgenommen wurde, zurückgegriffen, um das Ziellastniveau zu erreichen. Die Einführung der alternativen Querkraftmodelle hat sich in diesem Zusammenhang bewährt. Während das Tragwerk mit BT 700 V mit planmäßigem Verbund der Fertigteile und einer dicken Ortbetoner-gängung für das Lastmodell LM 1 nach DIN-FB 101 [27] nachgewiesen werden konnte, musste sich bei den Tragwerken ohne Verbund mit der Brückenklasse BK 30/30 begnügt werden. Das Ankündungsverhalten der Balkenreihentragwerke der Typen BT 70/700 bzw. BT 700 V kann zumeist unter Anwendung des stochastischen Verfahrens gemäß der sog. Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion [11] nachgewiesen werden, insbesondere wenn eine größere Anzahl von Einzelbalken bei intaktem Querkraftschloss angesetzt wird [28]. Eine allgemeingültige Aussage fällt schwer, da die Zulagen an Bewehrungs-eisen stark von der jeweiligen Trägerkonfiguration bzw. dem Baujahr abhängig sind [29].

Bei den Balkenreihentragwerken der Typen BT 50/500 zeigt sich ein zweigeteiltes Bild. Manche Trägerkonfigurationen weisen eine ausreichende Mindestbewehrung nach aktuellem Stand der Normung aus, womit eine Untersuchung des Ankündungsverhaltens entfallen kann. Andere Ausführungen dieses Typs verfügen jedoch nicht über eine ausreichende Mindestbewehrung. In Verbindung mit den meist kleinen Stützweiten kann das Riss-vor-Bruch-Kriterium insbesondere beim Nachweis am Einzelträger häufig nicht erfüllt werden [24]. Eine Prüfung im Einzelfall ist hier jedoch empfehlenswert.

Die Restnutzungsdauer ist bei den Spannbetonfertigteilkonstruktionen vom Typ BT 700 gemäß Nachweisklasse C zunächst auf einen Zeitraum von 20 Jahren beschränkt worden. Gemäß [3] ist im Anschluss daran eine Neubewertung des Bauwerks erforderlich. Eine günstigere Beurteilung ergibt sich für die Fertigteiltrücken mit Verbundwirkung BT 700 V. Bei diesen wurde keine Einschränkung der Nutzungsdauer abgeleitet.

Bei Fertigteiltrücken des älteren Typs BT 70 wurde dagegen auch wegen verschiedener anderer Gründe der kurzfristige Ersatzneubau empfohlen.

Folgt man den Empfehlungen bzw. den Rückschlüssen aus [2], so sind Spannbetonhohlkörperplatten bzw. Spannbetonbrücken als Einfeldträgersysteme als nicht zukunftsfähig einzustufen. Neben einer fehlenden Systemredundanz wird vor allem die problematische Verstärkung bzw. Er-tüchtigung dieser Tragwerke genannt. Gegenüber gewöhnlichen Spannbetonkonstruktionen wirkt sich die hochgradig statische Unbestimmtheit der Balkenreihentragwerke in Querrichtung aber positiv aus. Dennoch muss beachtet werden, dass bei diesen Bauwerken aus der DDR-Zeit spannungsrissskorrosionsgefährdeter Spannstahl verbaut wurde, der die Zuverlässigkeit des Tragwerks grundsätzlich einschränkt. Mittelfristig sind die Überbauten aber als ausreichend tragfähig anzusehen. Auf längere Sicht sollten die Bauwerke einer Wirtschaftlichkeitsbetrachtung unterzogen werden.

## 5 Praxis mit Forschung – ein Resümee

Im vorliegenden Beitrag konnte lediglich ein exemplarischer Einblick in das Projekt WTB des Instituts für Massivbau der TU Dresden gegeben werden. Alle aus der mehrjährigen Projektbearbeitung abgeleiteten Erkenntnisse sind wegen der Komplexität der Aufgabenstellung innerhalb dieser Veröffentlichung nicht darstellbar. Die dargelegten Ergebnisse beschränken sich auf die Spannbetontragwerke in Fertigteiltrückbauweise, da diese einen Großteil der Bauwerke im Erfassungszeitraum bis 1993 bildeten.

Letztlich kann jedoch festgestellt werden, dass in Anbetracht der planmäßigen Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie eine wissenschaftliche Betreuung sinnvoll ist. Der Mehrwert einer wissenschaftlich-technischen Betreuung ist hierbei schwer messbar, schließlich sind viele

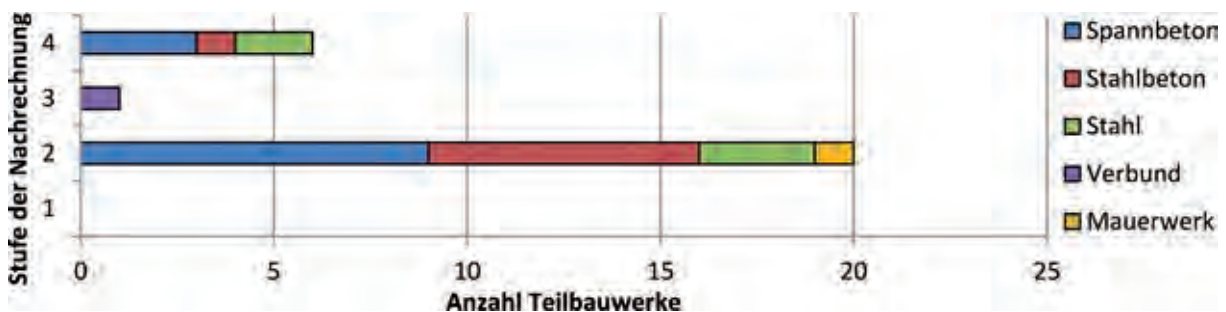


Bild 10 Übersicht über die vorläufigen Einstufungsergebnisse der untersuchten Bauwerke nach Material  
 Grafik: Oliver Steinbock nach Daten aus [7]

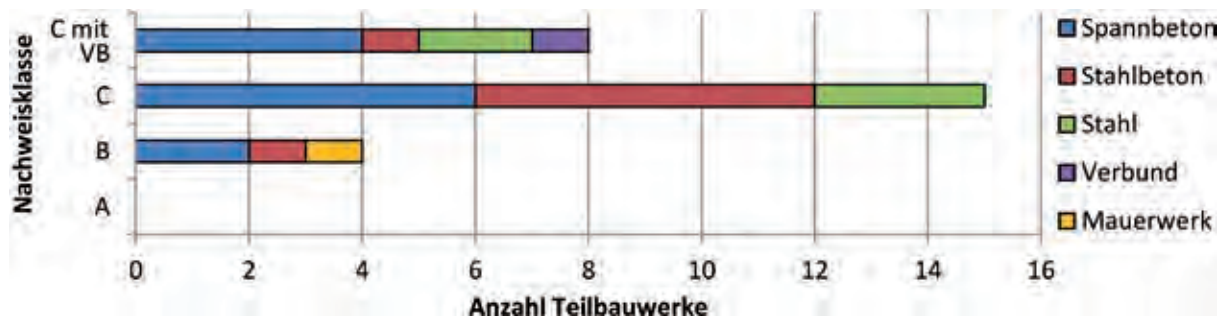


Bild 11 Übersicht über die vorläufige Zuordnung in Nutzungsklassen der untersuchten Bauwerke nach Material  
Grafik: Oliver Steinbock nach Daten aus [7]

Anmerkungen und Hinweise direkt in die Untersuchungen eingeflossen. Ein erstes Indiz ist die Anzahl der in Stufe 3 und 4 eingeordneten Bauwerke (Bild 10). Immerhin sieben Teilbauwerke und somit  $\frac{1}{4}$  der Untersuchungsmenge sind diesen Stufen zuzuordnen. Ein weiteres Indiz dafür, dass auch die Praxis von Forschungsergebnissen profitieren kann, ist daran zu erkennen, dass bereits drei Bauwerke unter Anwendung der 1. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie [4] nach Stufe 2 nachgewiesen wurden, die zuvor der Stufe 4 hätten zugeordnet werden müssen. Aufwendige Zustimmungen der obersten Baubehörde konnten somit entfallen.

Bild 11 zeigt die Verteilung der erreichten Nutzungsklassen des untersuchten Bestandes. Demnach konnte keines der Bauwerke der Nachweisklasse A gemäß Nachrechnungsrichtlinie [3] zugeordnet werden. Immerhin fünf Bauwerke können aus statischer Sicht bis zum Ende ihrer planmäßigen Nutzungsdauer ohne Einschränkung genutzt werden (Nachweisklasse B). Die übrigen Bauwerke sind der Nachweisklasse C zuzuordnen, wobei bei acht Bauwerken zusätzliche Kompensationsmaßnahmen in Form von verkehrlichen Nutzungsaufgaben wie z. B. Reduktion/Verlegung von Fahrstreifen notwendig wurden. In Verbindung mit der Nutzungsklasse C ist die vorläufige Nutzungsdauer auf max. 20 Jahre beschränkt (Neubewertung). Bei sechs Bauwerken musste die vorläufige Nutzungsdauer zusätzlich reduziert werden, ein Bauwerk musste zeitnah verstärkt werden.

## Danksagung

Das Institut für Massivbau dankt dem Landesamt für Straßenbau und Verkehr Mecklenburg-Vorpommern für die Beauftragung des beschriebenen Forschungsvorhabens. Des Weiteren gilt der Dank den Ingenieurbüros, die für die rechnerische Bewertung der Brücken verantwortlich waren. Im Besonderen sind dies:

- Ing.-Büro Thiele + Partner (Neustrelitz),
- Ingenieurbüro Wurm (Schwerin),
- Ingenieurbüro Koldrack GmbH (Rostock),
- Prof. Krüger & Partner – Ingenieure für Bauwesen (Wismar),
- Ingenieurbüro Grassl GmbH (Greifswald),
- B+J Engineering – Gesellschaft für Ingenieurwissenschaft und angewandte Forschung im Bauwesen mbH (Wismar),
- Ingenieurbüro Otte & Schulz GmbH & Co. KG (Neustrelitz),
- IBD Ingenieurgesellschaft mbH (Raben-Steinfeld),
- BDC Dorsch Consult Ingenieurgesellschaft mbH (Rostock und Berlin),
- EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH (Schwerin und Braunschweig),
- Mecklenburgisches Ingenieurbüro für Verkehrsbau (MIV) GmbH (Schwerin und Neustrelitz),
- SCHWESIG+LINDSCHULTE GmbH (Rostock),
- INROS LACKNER AG (Rostock).

Gedankt sei auch den Baustoffprüflaboren, den Gutachtern sowie den Mitarbeitern bei Baubehörden und Straßenbauämtern sowie allen weiteren Projektbeteiligten. Ein besonderer Dank gilt dem Ingenieurbüro VIC in Potsdam für die Einsicht in Typenkataloge der ehemaligen DDR.

## Literatur

- [1] Homepage zum Projekt WTB: <https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/forschung/Forschungsfelder/Weiteres/WTB> [geprüft am 14.12.2016]
- [2] Marzahn, G.; Hegger, J.; Maurer, R.; Zilch, K.; Dunkelberg, D.; Kolodziejczyk, A.; Teworte, F.: Die Nachrechnung von Betonbrücken – Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Betonkalender 2015: Bauen im Bestand, Brücken, Berlin: Ernst & Sohn, 2015, 819–904
- [3] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe: 05/2011
- [4] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Ausgabe: 05/2011 – 1. Ergänzung. Ausgabe 04/2015
- [5] Curbach, M.; Scheerer, S.; Hampel, T.; Schmidt, N.; Wellner, S.: Structural Reassessment of Existing Road Bridges in Germany. In: IABSE Conference Report – Assessment, Upgrading and Refurbishment of Infrastructures, Rotterdam, IABSCCE c/o ETH Hönggerberg, 2013, abstract 420–421, full paper published digitally, 8 pages
- [6] Schmidt, N.; Ewertowski, M.; Curbach, M.; Hampel, T.: Gutachterliche Stellungnahme zum Nachweis der Schubtragfähigkeit für die rechnerisch gerissenen Bereiche des Überbaus der Brücke Paulsdamm beim Projekt zur Anwendung der Nachrechnungsrichtlinie auf den Brückenbestand Mecklenburg-Vorpommern. unveröffentlichter Bericht, Institut für Massivbau, TU Dresden, 06/2015
- [7] Schmidt, N.; Hampel, T.; Steinbock, O.; Scheerer, S.; Curbach, M.; Fiederer, H.; Wellner, S.: Wissenschaftlich-Technische Betreuung (WTB) beim Projekt zur Anwendung der Nachrechnungsrichtlinie auf den Brückenbestand in Mecklenburg-Vorpommern. Projektbericht in Bearbeitung im Auftrag von LS M-V, Institut für Massivbau, TU Dresden
- [8] Verch, W.: Fertigteilüberbauten. In: Langrock, J.; Schuchardt, J.; Verch, W. (Hrsg.): Betonbrückenbau, Berlin: VEB Verlag für Bauwesen, 1979, 85–277
- [9] Steinbock, O.; Curbach, M.; Hampel, T.; Ewertowski, M.; Schmidt, N.: Wissenschaftliche Untersuchung zum räumlichen Lastabtrag von Balkenreihenüberbauten am Beispiel des Brückenbauwerks A14-BW1Ü4 Lübesse im Brückenbestand Mecklenburg-Vorpommern. Projektbericht in Bearbeitung im Auftrag von LS M-V, Institut für Massivbau, TU Dresden
- [10] Steinbock, O.; Hampel, T.; Curbach, M.: Bearbeitung einer gutachterlichen Stellungnahme für das Bauwerk Brücke A19, AS Laage bei Kritzkow. Projektbericht in Bearbeitung im Auftrag von LS M-V, Institut für Massivbau, TU Dresden
- [11] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) – Abteilung Straßenbau (Hrsg.): Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion). Ausgabe 06/2011
- [12] Curbach, M.; Hampel, T.; Scheerer, S.; Anker, S.: Untersuchung des Gefährdungspotentials älterer Spannbetonbrücken infolge Spannungsrissskorrosion in Mecklenburg-Vorpommern. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 20. Dresdner Brückenbausymposium Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 15./16.3.2010 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2010, 255–267
- [13] Fiedler, E.; Näser, R.; Verch, W.: Straßenbrücken. In: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.): Das Straßenwesen der DDR 1949–1989, Archiv für die Geschichte des Straßen- und Verkehrswesens, Heft 17, Bonn: Kirschbaum, 2002, 119–211
- [14] BASt (Hrsg.): Brückenstatistik 2015. Download unter: <http://www.bast.de/DE/Statistik/Bruecken/Brueckenstatistik.html> [geprüft am 14.12.2016]
- [15] Bauwerksdatenbank zum Brückenbestand in Mecklenburg-Vorpommern. Auszug aus SIB-Bauwerke, Stand: 16.6.2011 (Unterlage zur Aufgabenstellung, übergeben auf Datenträger)
- [16] Mertzsch, O.: Entwicklung der Spannbetonvorschriften in der DDR – 50 Jahre TGL 0-4227. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014) 1, 60–68
- [17] Kaschner, R.: Priorisierung zur Nachrechnung des Brückenbestandes. Vortrag auf der Bund/Länder-Dienstbesprechung am 29.5.2009 (nicht veröffentlicht)
- [18] Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt, Hrsg.): Ertüchtigung des Brückenbestandes der Bundesfernstraßen. Ermittlung relevanter Bauwerke zur Priorisierung und Reihung (Bauwerksdaten\_Länderabfrage.pdf). Bergisch-Gladbach, 13.6.2008
- [19] Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt):

- Liste der vordringlich zu untersuchenden Brücken im Bestand der Bundesfernstraßen (BASt-Liste), Erhebung im Jahre 2010. Download unter: <http://www.bast.de/DE/Ingenieurbau/Fachthemen/b4-nachrechnung-bruecken/b4-nachrechnung-bruecken.html> (abgerufen am 22.1.2017)
- [20] Friedrich, H.; Quaas, B.: Zukunftsfähigkeit des Bestandes; Zukünftiger Bedarf an Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen bei orthotropen Fahrbahnplatten von Stahlbrücken. Bericht, Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 7/2010
- [21] Steinbock, O.; Garibaldi, M. P.; Curbach, M.: Der Umgang mit dem Brückenbestand – Ein Vergleich zwischen Deutschland und den USA. In: Krieger, B.; Isecke, J. (Hrsg.): Tagungshandbuch zum 2. Brückenkolloquium – Beurteilung, Ertüchtigung und Instandsetzung von Brücken, 21./22.6.2016 an der Technischen Akademie Esslingen 2016, 155–167 – Zweitabdruck in: Bauingenieur 91 (2016) 6, 215–226
- [22] Pust, G.-J.: Ein Beitrag zum Tragverhalten von ortbetonverstärkten Balkenreihenbrücken. Diss., TU Dresden, 1973
- [23] Kaschner, R.: Zur Nutzungserweiterung bisher in Brückenklasse 30, 45 oder 60 eingestufte Fertigteilbrücken BT 50/70 bzw. BT 500/700. Abschlussbericht, BASt/Bundesanstalt für Straßenwesen (Hrsg.), Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, 1997
- [24] Steinbock, O.; Hampel, T.; Curbach, M.; Wellner, S.: Bewertung des Ankündungsverhaltens infolge Spannungsrissskorrosion anhand vergleichender Betrachtungen. Abschlussbericht zum Projekt GWT 10733/2010401, 03/2016 (unveröffentlicht)
- [25] Späthe, G.: Ein Beitrag zur Berechnung von Brückentragwerken aus Balkenreihen. Diss., TU Dresden, 1965
- [26] Haser, H.: Untersuchungen zu Fertigteilbrücken BT 70/700. In: BASt (Hrsg.): Schriftenreihe der BASt, Heft B2, Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, 1993
- [27] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Berlin: Beuth. Ausgabe 03/2009
- [28] Bösche, T.; Hampel, T.; Scheerer, S.: Ermittlung des Gefährdungspotentials von Spannungsrissskorrosion bei Straßenbrückenbauwerken des Landes Mecklenburg-Vorpommern – Bearbeitungsphase 4: Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse – Bewertung und Empfehlungen. unveröffentlichter Bericht, Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, 12/2011
- [29] VEB Entwurfs- und Ingenieurbüro des Straßenwesens (Hrsg.): Erzeugnisse Bauwesen und Bauwerksteile; Straßen- und Fußgängerbrücken. Projektierungskatalog Balkenreihenüberbauten BT500/700, Katalog SW 1-79, Ausgabe 12/1979

# Chemnitztalviadukt – Neubau versus Bestandserhaltung

**Univ.-Prof. Dr.-Ing. Richard Stroetmann**

KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH, Dresden

**Dipl.-Ing. (FH) Lutz Buchmann**

DB ProjektBau, Regionalbereich Südost, Dresden

**Dipl.-Ing. Toralf Zeißler**

ehemals KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH, Erfurt

**Dipl.-Ing. Steffen Oertel**

KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH, Dresden

## 1 Einführung

Mit dem ersten gesamtdeutschen Bundesverkehrswegeplan von 1992 ist auch die erste Ausbaustufe der Strecke Karlsruhe–Stuttgart–Nürnberg–Leipzig/Dresden beschlossen worden. Sie ist als Projekt L13 im Bundesverkehrswegeplan 2030 verankert. Im Jahr 1993 wurde das entsprechende Bundesschienenwegeausbaugesetz mit dem Ausbau der o. g. Strecke als vordringlicher Bedarf (Anlage 1, Zif. 13 zu §1 BSchwAG) verabschiedet. Damit lagen die Grundlagen für das Planungsrecht und die Finanzierung zur Projektrealisierung der Gesamtmaßnahme vor. Mit dem Streckenausbau werden die Voraussetzungen für ein durchgängiges bogenschnelles Fahren mit Neigetechnikzügen und die Streckenklasse D4 (Achslast 22,5 t) für den Güterschienenverkehr geschaffen. Von besonderer Bedeutung für die gesamtdeutsche Verkehrspolitik ist insbesondere die sog. *Sachsen-Franken-Magistrale* zwischen Hof und Dresden, die einer grundlegenden Erneuerung und Modernisierung bedurfte (Bild 1).

Die verkehrspolitischen Ziele für die Sachsen-Franken-Magistrale sind:

- ❑ die Erhöhung der Verfügbarkeit und die qualitative Verbesserung der Infrastruktur, um einen

dauerhaft sicheren und leistungsfähigen Bahnbetrieb zu ermöglichen,

- ❑ die Neugestaltung von 55 Verkehrsstationen unter Berücksichtigung der Barrierefreiheit,
- ❑ die Verbesserung der Schnittstellen zu anderen Verkehrsträgern, insbesondere dem Straßen- und dem Schienenpersonennahverkehr (SPNV),
- ❑ die Verringerung der bestehenden Lärmbelastungen an der Bahntrasse,
- ❑ die Verbesserung der städtebaulichen Situation in den betreffenden Städten und Gemeinden.

Um die genannten Ziele zu erreichen, sind die grundlegende Erneuerung der durchgehenden Hauptgleise mit Oberleitungsanlagen, die Modernisierung der Leit- und Sicherungstechnik sowie der Streckenausbau auf eine Geschwindigkeit von bis zu 160 km/h vorgesehen. Diese Maßnahmen konnten im Abschnitt der Sachsen-Franken-Magistrale zwischen Hof und Dresden/Leipzig in den vergangenen Jahren weitestgehend abgeschlossen werden. Allein die Modernisierung des rund 2,8 km langen Teilabschnittes der Sachsen-



Bild 1 Gesamtübersicht der Sachsen-Franken-Magistrale © DB Netz AG



Bild 2 Gesamtübersicht zum Chemnitzer Bahnbogen © DB Netz AG

Franken-Magistrale zwischen dem Chemnitzer Hauptbahnhof und Chemnitz-Kappel („Chemnitzer Bahnbogen“, Bild 2) steht noch aus.

Die Strecke des Chemnitzer Bahnbogens besteht aus zahlreichen Brücken und weiteren Kunstbauwerken, die einen erheblichen Sanierungsbedarf aufweisen. Im Rahmen der Modernisierung und Ertüchtigung dieser innerstädtischen Bahnstrecke sind Entwurfsgeschwindigkeiten von 160 km/h für Züge mit Neigetechnik und 120 km/h für konventionelle Züge vorgesehen. Für den Chemnitzer Bahnbogen sind ein Baubeginn im Jahr 2019 und eine Betriebsaufnahme im Jahr 2023 geplant. Die Bundesrepublik Deutschland und die Deutsche Bahn haben für die anstehenden Baumaßnahmen Kosten in Höhe von 120 Mio. Euro geplant.

## 2 Konstruktion und Zustand des Chemnitztalviaduktes

Das zwischen 1901 und 1909 errichtete Chemnitztalviadukt überspannt die Annaberger Straße, den Fluss Chemnitz und die Beckerstraße. Er ist Teil des Chemnitzer Bahnbogens. Mit 12 Öffnungen, bestehend aus 2 Bogen- und 10 Balkenfeldern, bildet er einen insgesamt rund 270 m langen Brückenzug (Bild 3). Auf den in Querrichtung vier Überbauten wurden vier Gleise überführt, von denen derzeit nur noch die beiden nördlichen befahren werden.

Die beiden südlichen Gleise wurden nach dem 2. Weltkrieg entfernt.

Das Viadukt wurde mit einer geschlossenen Fahrbahn und einem durchgehenden Schotterbett ausgeführt. Die Überbauten der Balkenfelder sind Ein-, Zwei- und Dreifeldsysteme aus genieteten Blechträgern mit annähernd konstanter Bauhöhe und Vouten über den Auflagern. Auf den Obergurten der Haupt- und Querträger wurden Buckelbleche mit 8 mm Dicke angeordnet, die die Lasten aus den Zügen, den Gleisen und dem Schotterbett aufnehmen und weiterleiten. Die Balkenbrücken sind auf Pendelstützen gelagert und über Federbleche an die Felder über den Fachwerkbögen angehängt. Die Enden des Brückenzuges werden über Rollen auf die Widerlager abgestützt. Jeweils zwei in einem Abstand von 1,60 m angeordnete Hauptträger stützen ein Gleis und werden durch Querträger und Vertikalverbände miteinander gekoppelt. In Verlängerung der Querträger sind beidseitig Kragarme zur Stützung der Buckelbleche unter dem Schotterbett angeordnet. Über das Fahrbahnblech besteht eine schwache vertikale Kopplung zwischen benachbarten Hauptträgerpaaren. In der Untergurtebene sind Verbände und Pfosten zur horizontalen Aussteifung ausgeführt. Die Stützenreihen unter den Balkenbrücken werden mit Kreuzverbänden ausgesteift.

Die Bogenfachwerkbrücken über den Öffnungen 2 und 7 haben jeweils eine Stützweite von rund

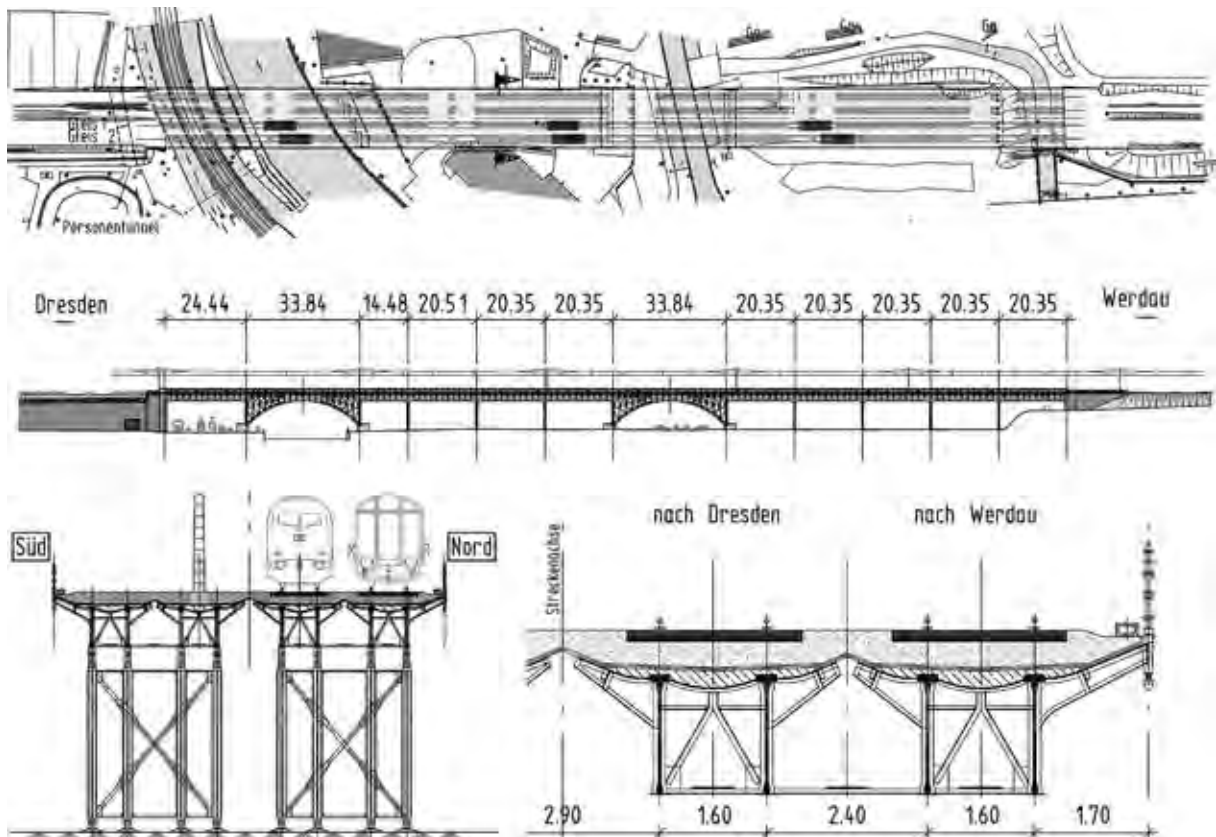


Bild 3 Ansicht, Grundriss und Querschnitte des Chemnitztalviaduktes

© KREBS+KIEFER

34 m. Entsprechend der Lage der Hauptträger der Balkenbrücken sind die vertikalen Fachwerkscheiden in einem Abstand von 1,60 m paarweise verbunden. Die Füllstäbe sind K-förmig angeordnet, die Untergurte eines Bogenpaars über Pfostenfachwerke verbunden. Das System der Querträger, Kragarme und Buckelbleche zur Unterstützung des Schotterbettes und der Gleise entspricht demjenigen im Bereich der Balkenbrücken.

Die normative Nutzungsdauer des 1909 mit allen vier Gleisen in Betrieb genommenen Chemnitztalviaduktes ist bereits deutlich überschritten. Auch fanden zu DDR-Zeiten und danach keine umfassenden Wartungs- und Instandsetzungsarbeiten statt. Unabhängig von den Ergebnissen der Nachrechnung des Brückenzuges wurde der Zustand des Chemnitztalviaduktes nach einer Brückeninspektion im Jahr 2010 im Durchschnitt in die Kategorie 3 – erhaltungsbedürftig – eingestuft. In die Schadensstufe 4 wurden u. a. die defekte Entwässerung und Abdichtung der Brücke, das Fahrbahnblech in den Bereichen der schadhafte Abdichtung, die Auflagerfugen der Schleppbleche auf den Kammermauern, die Brückengeländer, Gesimse und Zierbleche eingestuft. Kontaktfugen zwischen den Buckelblechen, den mehrteiligen Haupt- und Querträgern weisen insbesondere im Bereich der Undichtigkeiten der Abdichtung des Überbaus Treibrost auf. Die Widerlager und Fundamente sind sanierungsbedürftig, Bauteile müssen wegen starker Korrosion ausgetauscht werden. Neben der statischen Ertüchtigung des Bauwerks für die gegenüber der Auslegung des Viaduktes geänderten Nutz- und Ausbaulasten und der Beseitigung schadhafter Bauteile sind im Falle einer Ertüchtigung der Korrosionsschutz, die Brückenabdichtung und Entwässerung umfassend zu erneuern.

### 3 Nachrechnungen und Untersuchungen zur Restnutzungsdauer

Im Jahr 2000 wurde von der GMG Ingenieurgesellschaft eine statische Nachrechnung des Chemnitztalviaduktes nach der Bewertungsstufe 2 der DB-Richtlinie 805 [1] durchgeführt. Im Ergebnis dieser Nachrechnung konnte für die Fachwerkbögen eine bis auf geringe Überlastungen ausreichende Tragfähigkeit für die Lastmodelle UIC 71 und SSW nachgewiesen werden. Für die Balkenbrücken konnte dagegen keine ausreichende Tragfähigkeit und Restnutzungsdauer festgestellt werden.

Aufgrund der Notwendigkeit, das Chemnitztalviadukt für einen begrenzten Zeitraum weiter betrei-

ben zu können, wurden in den Jahren 2005 und 2006 Dehnungsmessungen an kritischen Bauwerksteilen durchgeführt um die tatsächlichen Querschnittsbeanspruchungen zu überprüfen (vgl. [2], [3]). Durch die GMG Ingenieurgesellschaft erfolgte eine Nachrechnung nach der Stufe 4 der DB-Richtlinie 805 [1]. Die Auswertung der Messungen lieferte u. a. Erkenntnisse zur Querverteilung der Lasten und zur Mitwirkung des Oberbaus beim Lastabtrag.

Die Nachweise der statischen Tragfähigkeit konnten für die Lastenzüge UIC 71 und SSW nach DS 804 [4] in vielen wesentlichen Bauwerksteilen nicht erbracht werden. Die Überschreitungen in den Spannungsnachweisen der Hauptträger liegen bei bis zu 30 % für das Lastmodell UIC 71 und bis zu 40 % für das Lastmodell SSW. Maßgebend sind jeweils die Spannungsnachweise der Hauptträger in Feldmitte bzw. an den Enden der Gurtlamellen. Der minimale Belastbarkeitswert für die Hauptträger beträgt  $\beta_{UIC} = 0,82$  (Öffnung 3 und 4). Die Stützen wurden unter Ausschluss von Verkehrsanprall als ausreichend tragfähig bewertet.

Zum Nachweis der Restnutzungsdauer wurde für den Schienenverkehr die jährliche Bruttotonnage je Gleis auf 7,0 Millionen ab dem Jahr 2005 abgemindert. Aus den Bauwerksmessungen wurde eine um 10 % abgeminderte Spannung und der Faktor für die Mehrgleisigkeit auf  $\rho_3 = 0,85$  abgeleitet. Unter diesen Randbedingungen, die abseits der Ausbauziele der DB für die Modernisierung der Strecke liegen (u. a. 15 Mio. Lasttonnen pro Jahr und Gleis), konnte die rechnerische Restnutzungsdauer mit 36 Jahren (Öffnung 12) nachgewiesen werden. Dieser Wert liegt oberhalb der gemäß Modul 805.0201 Abs. 3 (8) geforderten 15 Jahre. Die Berechnungsansätze und -ergebnisse wurden durch den damaligen Prüfenieur, Herrn Dr. Michael Mündecke, bestätigt. Vom Aufsteller der Nachrechnung wurde eine sorgfältige Kontrolle kritischer Konstruktionsdetails im Rahmen der Bauwerksinspektionen empfohlen und auf die dringende Erneuerungsbedürftigkeit des Korrosionsschutzes hingewiesen.

### 4 Wettbewerb zum Neubau

Aufgrund der Bedeutung des Chemnitztalviaduktes wurde im Jahr 2003 ein Realisierungswettbewerb von der DB Netz AG und der Stadt Chemnitz ausgeschrieben. Ziel dieses Wettbewerbes war es, eine dem vorhandenen Bauwerk qualitativ gleichwertige Lösung in moderner Formensprache zu finden und der besonderen städtebaulichen Bedeutung des Bauwerks (Tor zum Zentrum der Stadt) so-

wie der schrittweisen Entwicklung des Uferparks Rechnung zu tragen.

Die städtebauliche Entwicklung des Gebietes mit dem architektonisch bedeutsamen Gebäude der Deutschen Bank am Falkeplatz sollte im Entwurf berücksichtigt werden, sodass das vorhandene funktionale und gestalterische Potenzial, aufgewertet als moderner Stadteingang, erlebbar wird. Zudem bildet der Bereich das fehlende Verbindungsglied des Grünzuges Chemnitzfluss zwischen dem Stadtpark im Süden und dem Park am Falkeplatz nordwestlich. Daher war es neben der Herstellung einer Talquerung Teil der Aufgabenstellung, die Erlebbarkeit des Elementes Wasser zu ermöglichen sowie den Weg für eine geschlossene Entwicklung des Gesamtgrünzuges Stadtpark–Chemnitzfluss, unter der Einbeziehung der grünen Freiräume zwischen dem neuen Inneren Stadtring und dem stadtbildprägenden Eisenbahnviadukt als Verknüpfungspunkt zum gesamtstädtisch bedeutsamen Erholungsraum des Stadtparkes zu ebnen.

Die Brücke ist ein individuelles, auf die örtlichen Gegebenheiten, die technischen und gestalterischen Anforderungen anzupassendes Bauwerk, das keinem Leitbild für Eisenbahnbrücken unterworfen ist. Bei Einhaltung des Kostenrahmens hatten die Wettbewerbsteilnehmer die Freiheit der Wahl des Materials und der Materialkombinationen. Die technischen Planungsvorgaben und Forderungen aus dem Eisenbahnbetrieb beschränkten sich auf die Einhaltung der 16. Verordnung zur Durchführung des Bundes-Immissionsschutzgesetzes (16. BImSchV) mit Mitteln des passiven Schallschutzes (keine Lärmschutzwände) und der Forderung nach minimaler Beeinträchtigung des Eisenbahnverkehrs.

Zur Teilnahme an dem interdisziplinären Realisierungswettbewerb wurden sieben Ingenieurbüros ausgewählt (Tabelle 1).

Die Zusammenarbeit mit Architekten wurde vom Auslober gefordert. Die Teilnehmer erhielten umfangreiche Unterlagen zu Geometrie und Konstruktion der vorhandenen Brücke (Baubezeichnungen von 1901 und Revisionszeichnungen der Deutschen Reichsbahn von 1962), Bauwerks- und Baugrundgutachten aus dem Jahr 2000 und die aktuellen Rahmenbedingungen des Stadtentwicklungskonzeptes 2003. Fragen der Teilnehmer wurden in einem Rückfragekolloquium diskutiert sowie schriftlich beantwortet. Die Vorprüfung der Entwürfe erfolgte in zwei Stufen. In der ersten Stufe, der Prüfung von Formalien, wie z. B. die termingerechte und anonyme Abgabe, verblieben alle sieben Arbeiten im Wettbewerb. In der 2. Stu-

fe wurden die Arbeiten nach den in der Auslobung formulierten Beurteilungskriterien begutachtet. Diese waren:

- die ingenieurtechnische und konstruktive Qualität sowie technische Innovation,
- die städtebauliche Lösung und stadtgestalterische Aussage,
- die Umsetzung der funktionalen Anforderungen,
- gestaltungsbestimmende Teillösungen und Details,
- die Umweltverträglichkeit, der Schall- und Erschütterungsschutz,
- die Wirtschaftlichkeit, die Bauzeit und das Bauverfahren,
- Anforderungen an die Wartung und Instandhaltung,
- die Gesamtkosten über den Lebenszyklus einschließlich konkreter Aussagen zu den Kosten.

Die Wettbewerbsbeiträge waren zeichnerisch darzustellen und detailliert zu erläutern sowie im Bereich der Annaberger Straße und der Beckerstraße fotorealistisch zu visualisieren. Außerdem wurde eine statische Vorbemessung der wesentlichen Tragelemente gefordert. Zur umfassenden Beurteilung der Proportionen und der Gestaltung des Bauwerks aus allen Blickrichtungen war zusätzlich ein Modell des Viaduktes herzustellen.

Die Jury kürte in der Preisgerichtssitzung am 23.10.2003 den Entwurf des Darmstädter Ingenieurbüros Krebs und Kiefer (heute KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH) für eine aufgeständerte Stahlverbundbrücke mit weitgespanntem Bogen über der Chemnitz und der Annaberger Straße zum Siegerentwurf und begründete die Entscheidung wie folgt:

*„Die Torbogensituation öffnet sich als großzügige Geste zum Stadteingang. Durch das Hochziehen des Widerlagers und die gleichzeitige Abschrägung der Böschung wird diese Öffnung im städtebaulichen Raum dominant betont. In den anschließenden Seitenfeldern vermittelt das Bauwerk (die Brücke) trotz unterschiedlicher Tragelemente für die Stützung eine stadträumliche Offenheit zum Großgrün des Stadtparks, über den die Züge scheinbar schwerelos gleiten. Bei dem Tragsystem handelt es sich um eine klare und durchsich-*



tige Konstruktion. Dies wird durch die Wahl der schlanken Stahlstützen erreicht.

eindeutig ablesbarem Lastabtrag bei gleichzeitig gegebener Wirtschaftlichkeit. Dies betrifft sowohl die Herstellungskosten als auch die Life-Cycle-Costs.“

Es handelt sich um ein effizientes Tragsystem mit

Tabelle 1: Am Realisierungswettbewerb Beteiligte

Bauherr:	DB Netz AG	
Auslober:	Stadt Chemnitz	
	DB Netz AG	
Koordinierung:	Stadt Chemnitz, Stadtentwicklungsamt	
Art des Wettbewerbes:	Interdisziplinärer Realisierungswettbewerb für 7 ausgewählte Ingenieurbüros (Die Zusammenarbeit mit Architekten wurde vom Auslober gefordert.)	
Fachpreisrichter:	Herr Muncke	Deutsche Bahn AG
	Frau Wesseler	Stadt Chemnitz
	Herr Prof. Dr. Sobek	Stuttgart (Vorsitzender Preisgericht)
	Herr Prof. Dr. Maurer	Leipzig
	Herr Dr. Benedix	Freiberg
	Herr Butenop	Chemnitz
Sachpreisrichter:	Herr Prof. Dr. Reinke	Frankfurt/Main
	Herr Schollmeier	Eisenbahn-Bundesamt
	Herr Noltze	RP Chemnitz
	Herr Dr. Hofmann	Stadtrat Chemnitz
	Herr Müller	Stadtrat Chemnitz
	Herr Feldwisch	DB Netz AG
	Herr Schinkitz	Stadtrat Chemnitz
Teilnehmer:	Leonhardt, André und Partner Beratende Ingenieure VBI GmbH NL Dresden	
	Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft für Bau- und Verkehrswegeplanung mbH Frankfurt/Main	
	Krebs und Kiefer Beratende Ingenieure für das Bauwesen GmbH, Darmstadt	
	Erfurth + Partner GmbH Beratende Ingenieure, Chemnitz	
	EIBS Entwurfs- und Ingenieurbüro Straßenwesen GmbH, Dresden	
	Ingenieurbüro Grassl GmbH, München	
	Schlaich Bergermann und Partner Beratende Ingenieure im Bauwesen, Stuttgart	
Vorprüfung:	Herr Kaiser	DB Projektbau GmbH
	Herr Schulze	DB Projektbau GmbH
	Herr Gregorzyk	Stadt Chemnitz
	Herr Pilz	Stadt Chemnitz
	Herr Braun	Stadt Chemnitz
	Herr Prof. Dr. Diederichs	Wuppertal
	Herr Dr. Hänel	Dresden
	Herr Dr. Gutsfeld	Leipzig

## 5 Ausarbeitung des Wettbewerbsentwurfes für den Ersatzneubau

### 5.1 Entwurf

Beim Siegerentwurf handelt es sich um eine Stahlverbundbrücke mit 298 m Länge, die auf schlanken Stahlunterbauten lagert (Bilder 4, 5 und 6). Die stützenfreie Querung der Annaberger Straße und der Chemnitz wird durch ein flaches Bogentragwerk mit 63 m Stützweite ermöglicht. Zur Reduzierung des Bogenschubs auf die Gründung sind zusätzlich ein Halbbogen neben der Chemnitz sowie ein Schrägstiel in der Böschung des östlichen Widerlagers vorgesehen. Im Bereich der Beckerstraße wird der Überbau durch markante V-Stützen getragen (Bild 6). Durch die Trennung des Überbaus in vier Teilbauwerke werden die Dehnlängen ausreichend begrenzt, sodass eine fugenlose Ausbildung der Fahrschienen ermöglicht wird. Für die beiden Hauptträger des Überbaus sind luftdicht verschweißte Stahlhohlkästen vorgesehen. Damit werden der Korrosionsschutz erheblich vereinfacht und die Instandhaltungskosten reduziert. Durch den hohen Vorfertigungsgrad der Stahlbauteile ist ein zügiger Baufortschritt möglich. Die Einschränkungen für den Zugbetrieb und der vom Viadukt überspannten innerstädtischen Verkehrswege werden während der Ausführung durch die Bauweise stark begrenzt.

Im Anschluss an den Realisierungswettbewerb wurde das Projekt zunächst aus verkehrspolitischen Gründen zurückgestellt. Erst im Jahr 2013 konnte die weiterführende Planung des Ersatz-

neubaus beginnen. Für die gestalterische Optimierung der Brückenbauwerke des Chemnitzer Bahnbogens wurde das Architekturbüro Jean-Jaques Zimmermann, das über umfangreiche Erfahrungen bei der Gestaltung von Ingenieurbauwerken verfügt (z. B. Ausbau der Göltzschtalbrücke [5]), beratend tätig. Im Zuge einer kritischen und konstruktiven Auseinandersetzung mit dem Wettbewerbsentwurf wurden vom Planungsteam (DB ProjektBau, KREBS+KIEFER, Jean-Jaques Zimmermann) folgende Entwurfsmodifikationen beschlossen:

- Minimierung der Lager- und Fugenzahl (Ausbildung als semi-integrales Bauwerk),
- optische Verschmelzung des Bogens und der V-Stützen mit dem Überbau,
- Vereinheitlichung der Stützengestaltung in allen Bauwerksachsen.

Im Rahmen der Entwurfsfortschreibung wurde die semi-integrale Bauweise auf acht Bauwerksachsen erweitert. Lediglich in den drei Trennfugenachsen ist aufgrund der statisch-konstruktiven und gestalterischen Randbedingungen die Anordnung von Lagern erforderlich. Eine Verschmelzung des Bogens und der V-Stützen mit dem Überbau war mit den ursprünglich geplanten Stahlrohren konstruktiv zu aufwendig. Für den Bogen und die Stützen sind deshalb Stahlhohlkästen geplant. Auch in den Trennfugenachsen sind Hohlkästen als Koppелеlemente zwischen schlanken Stahlbetonstützen vorgesehen. Dadurch wird eine

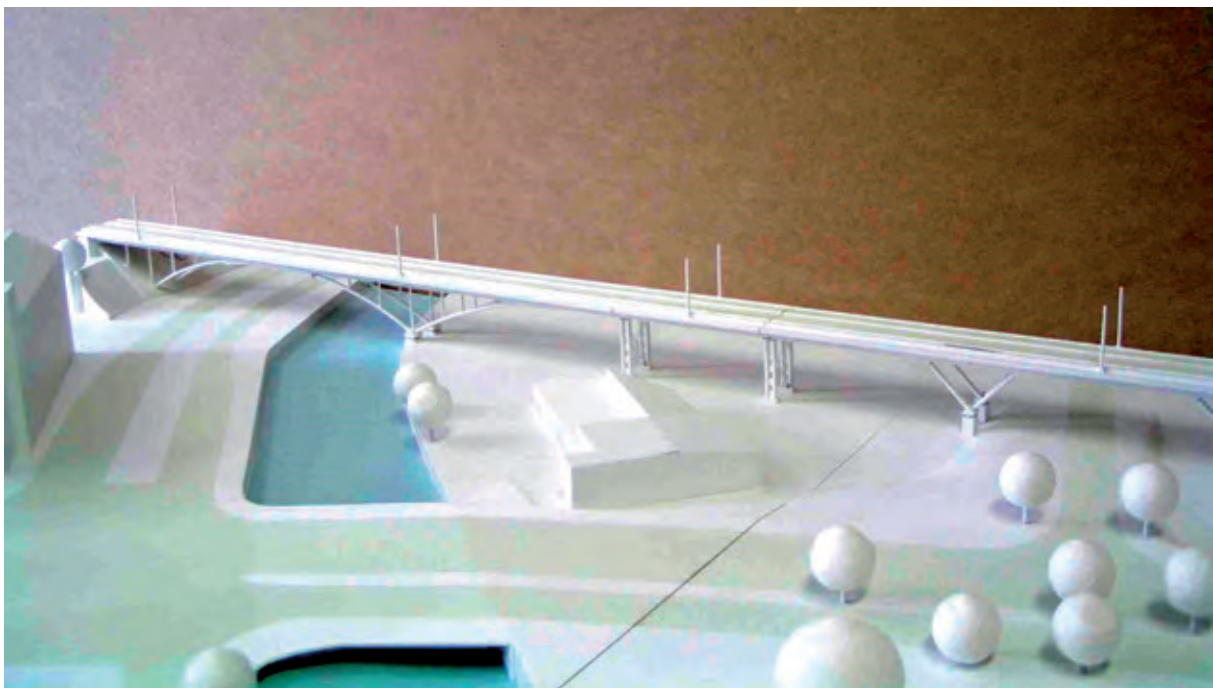


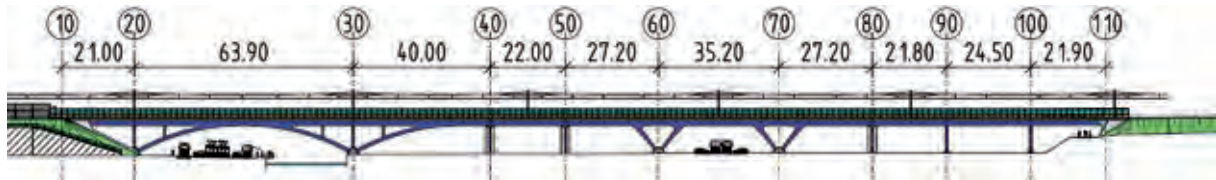
Bild 4 Entwurf Krebs+Kiefer mit Carlo Gross

1. Preis; Foto: DB Netz AG

Bild 5 (r.) Visualisierung des Siegerentwurfs im Bereich Annaberger Straße  
© KREBS+KIEFER



Bild 6 Ansicht des weiterentwickelten Wettbewerbsentwurfes  
© KREBS+KIEFER



einheitliche Gestaltung aller Bauwerksstützen erzielt. Gegenüber dem Wettbewerbsentwurf wurden auch die Einzelstützweiten optimiert, sodass sich nun eine Gesamtlänge von 304,7 m ergibt:

Teilbauwerk I (Achsen 10–40):  
-  $L = 21,0 + 63,9 + 40,0 = 124,9$  m  
- Festpunkt annähernd in Bogenmitte

Teilbauwerk II (Achsen 40–50):  
-  $L = 22,0$  m  
- Festpunkt am Trennpfeiler in Achse 40

Teilbauwerk III (Achsen 50–80):  
-  $L = 27,2 + 35,2 + 27,2 = 89,6$  m  
- Festpunkt zwischen den V-Stützen

Teilbauwerk IV (Achsen 80–110):  
-  $L = 21,8 + 24,5 + 21,9 = 68,2$  m  
- Festpunkt am Widerlager Achse 110

Die Verlängerung des Bauwerks um 6,70 m resultiert aus einer Verschiebung des hochgesetzten Widerlagers Achse 10 in Richtung des Dammbereiches (Bild 7). Dies ist notwendig, um im Gebrauchszustand eine Zugbeanspruchung der Großbohrpfähle des Widerlagers zu vermeiden. Die Dehnlängen der Teilbauwerke wurden so gewählt, dass die zulässigen Schienenspannungen ohne Schienenauszüge noch eingehalten sind.

## 5.2 Überbau

Der Überbau des Chemnitztalviaduktes ist als Stahlverbundkonstruktion mit zweistegigem Plattenbalkenquerschnitt konzipiert (Bild 8). Die beiden Längsträger sind als trapezförmige, luftdicht verschweißte Hohlkästen mit einem Achsabstand von 5,0 m und einer konstanten Bauhöhe von 1,30 m geplant. Sie werden mit einer Stahlbeton-

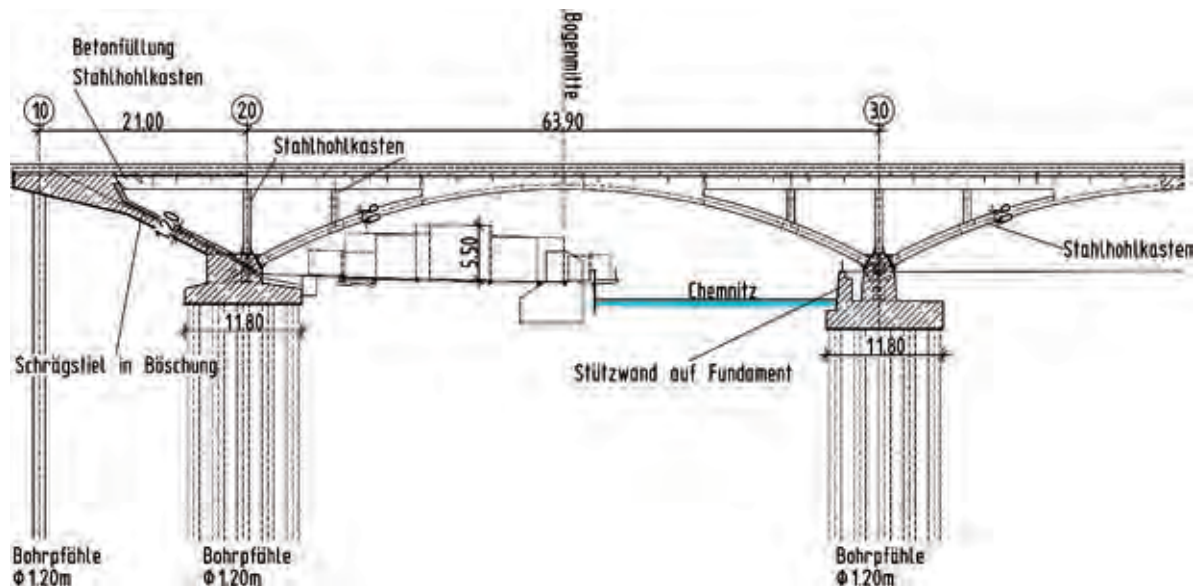


Bild 7 Längsschnitt Bogen

© Krebs und Kiefer

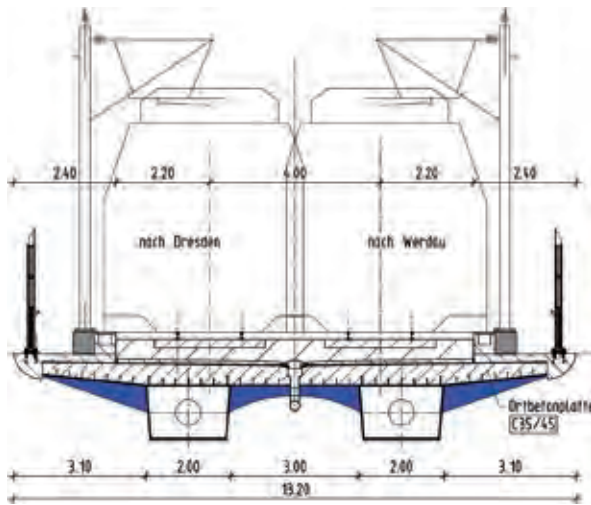


Bild 8 Regelquerschnitt des Überbaus  
© KREBS+KIEFER

fahrbahnplatte aus C35/45 und Kopfbolzendübeln zur Schubübertragung zu einem Verbundquerschnitt ergänzt. Die Plattendicke beträgt in Überbaumitte 43 cm und vergrößert sich aufgrund der Querneigung über den Hohlkästen auf ca. 47 cm. Die äußeren Kragarme der Fahrbahnplatte verjüngen sich bis zum Gesims auf 28 cm Bauhöhe. Die mittlere Konstruktionshöhe des Stahlverbundüberbaus beträgt in Brückenlängsrichtung konstant 1,77 m. Damit ergibt sich eine maximale Schlankheit für das Innenfeld des Durchlaufträgers von  $L/h = 24,5 / 1,77 \approx 14$ .

Für die Kastenträger sind Bleche der Güten S355 J2(+N) und S355 NL/ML vorgesehen. Die Breite des Obergurtes beträgt konstant 2,00 m, für den Untergurt ist im Regelbereich eine Breite von 1,80 m vorgesehen. Die Aussteifung erfolgt durch Querschotte im Abstand von ca. 3,50 m. In der Ebene dieser Schotte sind außerdem neben den Kastenträgern T-förmige Konsolen und Querträger angeordnet, die zur Aussteifung und optischen Gliederung des Überbaus in Querrichtung dienen.

### 5.3 Unterbauten in den Achsen 20 bis 100

Für die Unterbauten sind in den Achsen 20, 30, 60, 70, 90 und 100 geschweißte Stahlhohlkästen aus S355 geplant. Bei den Bögen sind trapezförmige Kastenprofile mit 900 mm Höhe vorgesehen. Die mittlere Breite beträgt am Überbauanschluss 1620 mm und verjüngt sich auf ca. 720 mm an den Kämpfern. Die Ständer zwischen den Bögen zum Überbau sind als Stahlhohlkästen mit konstantem Rechteckquerschnitt von 700 × 1150 mm geplant. Für die V-Stützen in den Achsen 60 und 70 sind trapezförmige Kastenprofile mit variabler Höhe

(740...1400 mm) und Breite (770...1800 mm) vorgesehen (Bild 9).

Die Stützen in den Achsen 90 und 100 werden als rechteckige Hohlprofile mit einem Querschnitt von 700 × 1000 mm ausgebildet. Zur besseren Anpassung an den Kraftfluss ist im Kopf- und Fußbereich der Stützen eine Aufweitung der Gurtbleche in Querrichtung geplant. Der Anschluss der Stahlhohlkästen an die Bogenkämpfer bzw. Stützensockel erfolgt über Fußplatten mit Schubknaggen. Die Fußplatten werden über verbundlose Stabspannglieder zugfest mit den Fundamenten verbunden.

An den Trennfugen in den Achsen 40, 50 und 80 sind Stahlbetondoppelstützen aus C35/45 angeordnet, die über die dazwischenliegenden Stahlhohlkästen und Kopfbolzendübel in Brückenlängsrichtung schubfest miteinander gekoppelt sind. Die schlanken Betonstützen sind jeweils mit einem Rechteckquerschnitt 90 × 140 cm geplant. Im Kopfbereich weiten sich die Stützen etwas auf, um Platz für die Pressenstellflächen vorzuhalten. Die Stahlhohlkästen, die als Koppellemente für die Doppelstützen dienen, nehmen mit ihrem Rechteckquerschnitt 700 × 1000 mm die Ansicht der Stahlstützen in den Achsen 90 und 100 wieder auf und tragen zu einem einheitlichen Erscheinungsbild bei (Bild 10).

### 5.4 Widerlager und Gründung

Der Überbau ist in Achse 10 mit einer niedrigen Widerlagerwand und in Achse 110 mit einem kastenförmigen Stahlbetonwiderlager monolithisch verbunden. Die kraftschlüssige Verbind-

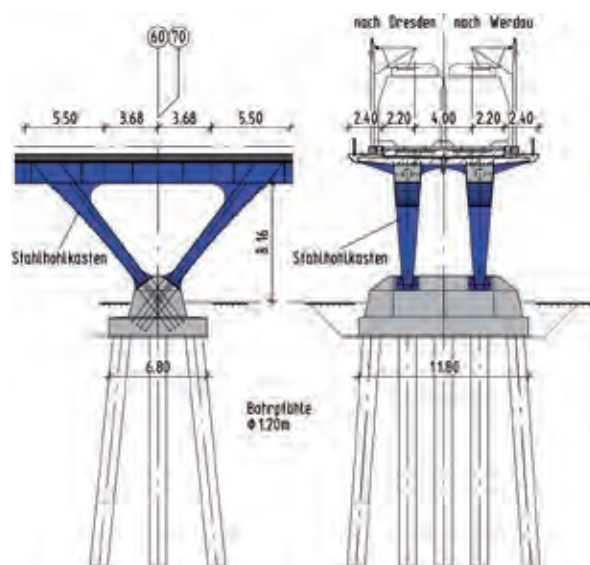


Bild 9 Ansicht und Querschnitt der V-Stützen  
© KREBS+KIEFER

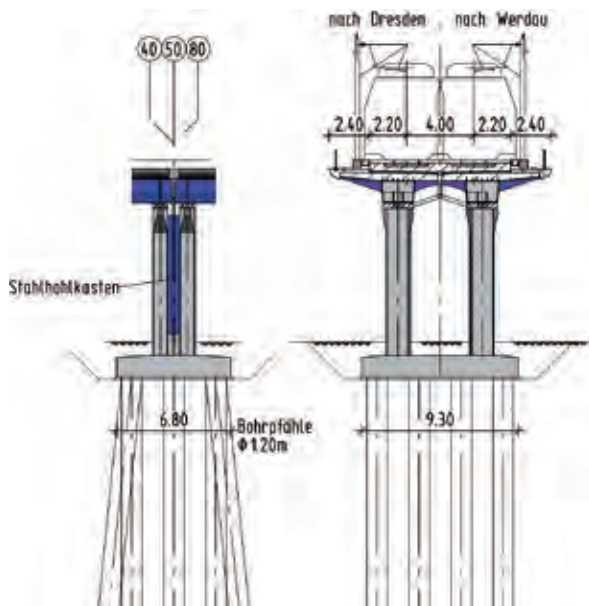


Bild 10 Gekoppelte Stahlbetonstützen an den Trennfugen  
© KREBS+KIEFER

zung zwischen dem Stahlverbundüberbau und den Widerlagern erfolgt jeweils über Kopfbolzendübel und bereichsweises Ausbetonieren der Kastenträger.

In allen Achsen sind Tiefgründungen auf Großbohrpfählen vorgesehen. Die außermittige Lage der Pfahlkopfplatten unter den Bogenkämpfern in Achse 20 und 30 wurde dabei so gewählt, dass sich unter ständigen Lasten eine möglichst gleichmäßige Ausnutzung aller Pfähle ergibt.

Um eine möglichst zwängungsarme Ausdehnung und Verkürzung des semi-integralen Bauwerks zu ermöglichen, ist am Widerlager in Achse 10 eine einreihige Pfahlanordnung vorgesehen. In den restlichen Achsen sind aufgrund der jeweiligen Randbedingungen (schlanke Stahlstützen, geringer Abstand zum Festpunkt etc.) mehrreihige Pfahlanordnungen möglich.

## 6 Variantenstudien unter Berücksichtigung des teilweisen und des weitestgehenden Erhalts des Chemnitztalviaduktes

### 6.1 Allgemeines

Durch den Wettbewerb zum Neubau des Chemnitztalviaduktes war die Vorzugsvariante für die Entwurfsplanung durch die Öffentlichkeit und den Bauherren festgelegt. Daher wurde diese Variante weiter geplant und verfolgt. Während der Leistungsphase 3 wurden durch die DB Netz AG mehrere Informationsveranstaltungen zum Bauvorhaben in Chemnitz durchgeführt. Zur Erhaltung des bestehenden Chemnitztalviaduktes gründete sich mit Beginn der Entwurfsplanung im Jahr 2013 eine Bürgerinitiative. Diese fordert eine Sanierung des Bauwerks. Um die Forderung objektiv bewerten zu können, war die Erstellung einer detaillierten Variantenstudie notwendig. Neben den Varianten Instandsetzung und Neubau wurden noch drei Mischvarianten untersucht, bei denen das Bestandsbauwerk teilweise erhalten bleibt und mit dem Neubau kombiniert wird.

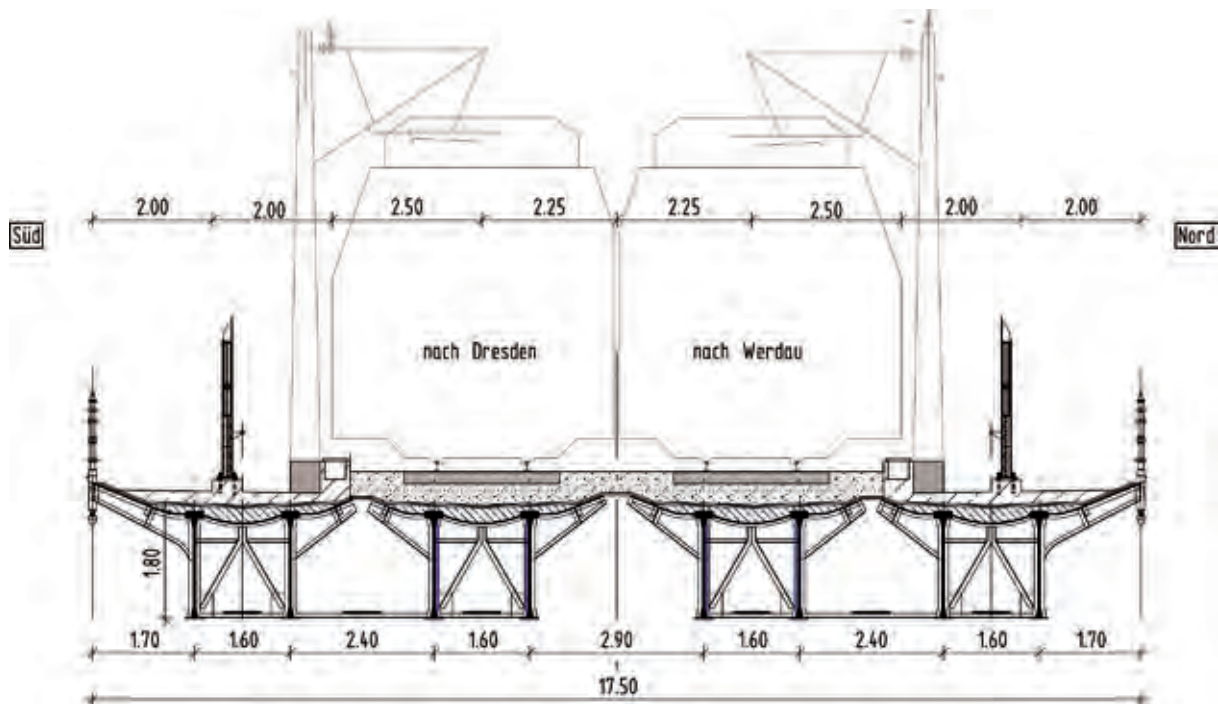


Bild 11 Regelquerschnitt der Instandsetzungsvariante

© KREBS+KIEFER

## 6.2 Variante Instandsetzung

Bei der Instandsetzungsvariante bleibt das bestehende Chemnitztalviadukt in der bisherigen Form weitestgehend erhalten. Der gesamte Oberbau sowie die Trassierung und Gleislage auf dem Viadukt müssen verändert werden. Die Gleise werden in Mittellage des Überbaus angeordnet, um beidseitig Platz für Randwege, Kabeltröge und Lärmschutzwände zu schaffen (Bild 11). Zur Sicherstellung einer ausreichenden Tragfähigkeit sind umfangreiche Verstärkungs- und Instandsetzungsmaßnahmen am Viadukt erforderlich (zusätzliche Gurtlamellen an den Hauptträgern, Austausch der Buckelbleche und Verschiedenes mehr). Die Eingriffe in den Bestand sind gemäß §1 Abs. 2 Nr. 2 der 16. Bundesimmissionsschutzverordnung (BImSchV) als erheblich einzustufen. Zur Einhaltung der zulässigen Lärmimmissionen ist die Anordnung von Lärmschutzwänden erforderlich.

Die Instandsetzungsvariante erfüllt die geforderten Ausbauziele der DB Netz AG. Nachteilig sind die langen Bau- und Sperrzeiten, die hohen Herstellungskosten sowie die erheblichen Instandhaltungskosten nach Inbetriebnahme. Ferner ist der Ausbau der Annaberger Straße mit zwei Fahrstreifen je Fahrtrichtung bei dieser Variante nicht umsetzbar. Ebenso birgt die Instandsetzung erhebliche Projektrisiken bei der Realisierung, u. a. in Bezug auf die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit der Kämpfer- und Stützenfundamente.

## 6.3 Variante Neubau

Die Neubauvariante ist bereits im Kap. 5 ausführlich beschrieben. Große Vorteile dieser Variante sind die verbesserten verkehrlichen Möglichkeiten im Zuge der Kreuzungsanlagen für die Stadt

Chemnitz sowie die geringen Projektrisiken. Bezüglich der Herstellungs- und laufenden Instandhaltungskosten ist diese Varianten gegenüber den anderen am günstigsten.

## 6.4 Mischvarianten aus Instandsetzung und Neubau

Im Rahmen der Variantenstudie wurden auch drei Mischvarianten untersucht. Bei der Mischvariante A wird das bestehende Viadukt im Bereich Widerlager Ost, Annaberger Straße und dem Fluss Chemnitz über eine Länge von ca. 129 m rückgebaut und durch einen Neubau ersetzt, der demjenigen aus Abschnitt 5 entspricht (Bild 12, oben). Im übrigen Bereich bleibt das bestehende Chemnitztalviadukt auf einer Länge von ca. 176 m in der bisherigen Form weitestgehend erhalten. Nach den im Abschnitt 6.2 beschriebenen Ertüchtigungs-, Instandsetzungs- und Lärmschutzmaßnahmen kann dieser Abschnitt weiterhin für den Bahnbetrieb genutzt werden.

Die Mischvariante B entspricht im Wesentlichen der Neubauvariante. Allerdings bleibt hier ein Teil des Bestandsbauwerks auf der Nordseite als technisches Denkmal ohne Bahnnutzung erhalten (Bild 12, Mitte).

Bei der Mischvariante C bleiben die äußeren Träger des bestehenden Viaduktes erhalten und dienen zur Aufnahme der Kappen, Randwege und Lärmschutzwände. Die inneren Träger werden vollständig rückgebaut und durch einen Neubau ersetzt, auf dem das Schotterbett und die beiden Gleise angeordnet werden (Bild 13). Neubau und Bestand werden in Querrichtung durch eine neue Fahrbahnplatte verbunden, um auch eine ausreichende Querstabilität der äußeren Träger zu erreichen. Nach der denkmalgerechten Ertüchti-

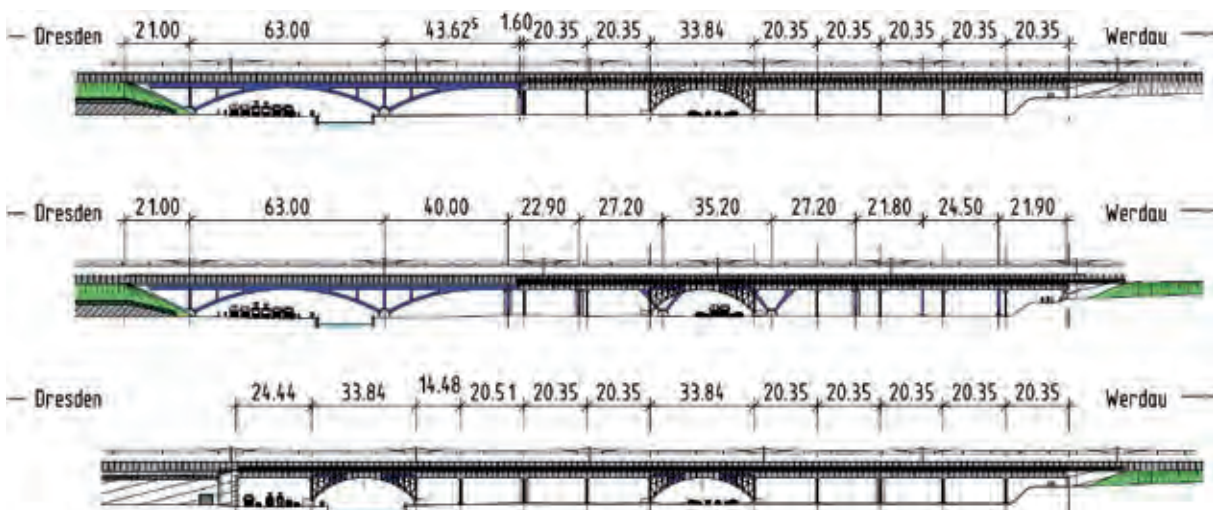


Bild 12 Ansicht der Mischvarianten A (oben) bis C (unten)

© KREBS+KIEFER

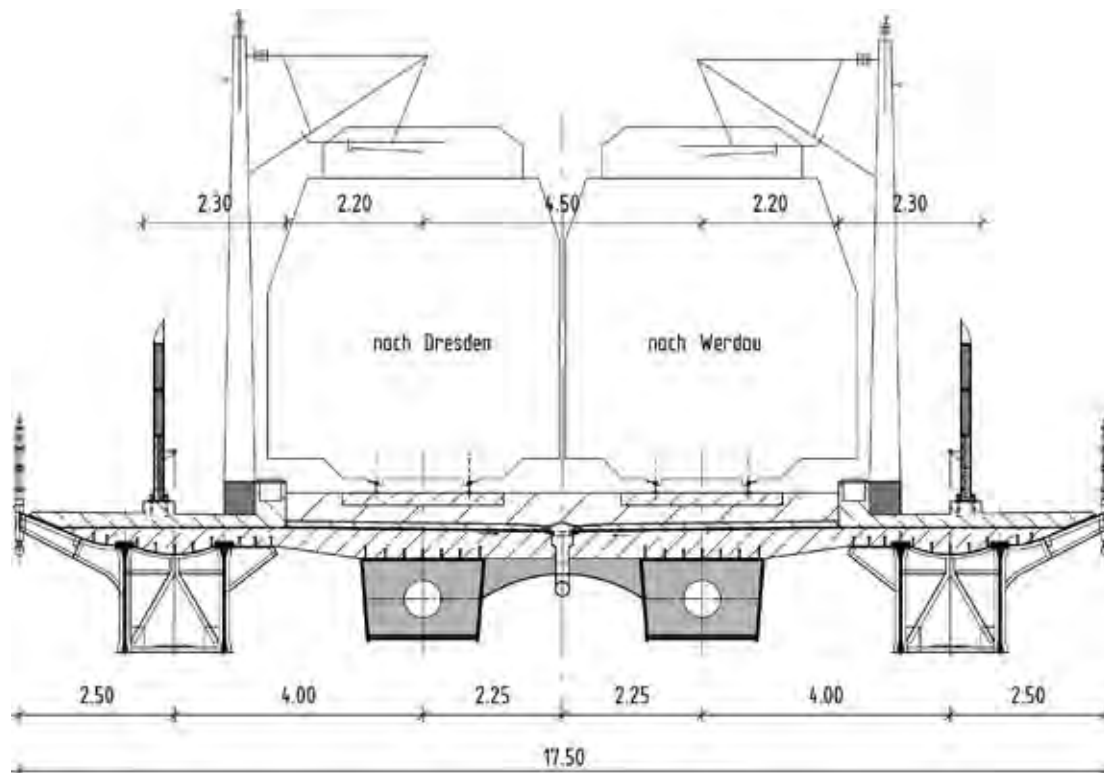


Bild 13 Regelquerschnitt Mischvariante C

© KREBS+KIEFER

gung des Bestandes wird die Platte über Kopfbolzendübel schubfest mit den erneuerten Tonnenblechen verbunden. Die Stützen für den Neubau werden in den Achsen des Bestandes angeordnet. Im Bereich der beiden Fachwerkbögen über der Annaberger Straße und der Beckerstraße wird der Neubau durch geneigte Streben unterstützt, die sich geometrisch an die Kontur der vorhandenen Bögen anlehnen (Bild 12, unten). Zur Herstellung des Neubaus in Mittellage ist eine feldweise Demontage des Bestandes erforderlich. Um Setzungsdifferenzen zu vermeiden, werden sowohl der Neubau als auch der Bestand auf Großbohrpfählen tief gegründet.

Alle drei Mischvarianten stellen Kompromisse dar und weisen im Vergleich zu der reinen Instandsetzungsvariante und dem Neubau mehr Nach- als Vorteile auf. Insbesondere bei der Mischvariante C ist mit sehr hohen Herstellungskosten und langen Bau- und Sperrzeiten zu rechnen, die aus der erforderlichen bauzeitlichen Demontage des Bestandsbauwerks resultieren.

## 6.5 Vertiefende Variantenstudie zum Erhalt des Chemnitztalviaduktes

### 6.5.1 Allgemeines

Aufbauend auf den zuvor erarbeiteten Ergebnissen erfolgte eine vertiefende Variantenstudie zum Erhalt

des Chemnitztalviaduktes, die von einer Expertenrunde in mehreren Treffen begleitet wurde. Zu dieser gehörten neben den Beteiligten der DB ProjektBau GmbH, der DB Netz AG, der planenden Ingenieurgesellschaft KREBS+KIEFER und weiterer Fachexperten auch Vertreter der Stadt Chemnitz und des Landesamtes für Denkmalpflege in Sachsen.

Ziel dieser Variantenstudie war es, unter Einbeziehung weiterer Fachexperten und der Interessenvertreter die bisherigen Untersuchungen zum denkmalgerechten Erhalt des Chemnitztalviaduktes zu vertiefen, weitere Möglichkeiten zu entwickeln und zu beurteilen. Nicht zuletzt sollte durch die Einbeziehung der Stadt Chemnitz und des Landesamtes für Denkmalpflege Transparenz in Bezug auf die technischen Rahmenbedingungen, die Lösungsmöglichkeiten, die zu erwartenden Kosten und Bauzeiten geschaffen werden. Von den zahlreichen Varianten wurden folgende detaillierter untersucht:

- Variante V1a: Denkmalnahe Ertüchtigung und Verstärkung mit Gleisen in Mittellage,
- Variante V1b: Nutzung der südlichen beiden Überbauten,
- Variante V1c: Ausbildung eines Verbundquerschnittes,
- Variante V1d: Ausbildung eines oberseitigen Quersystems zur Lastverteilung,

- Variante V1e: Anordnung von Quersystemen zur Kopplung der Längsträger.

Bei all diesen Varianten sind im Sinne des Lärmschutzes die Eingriffe in den Bestand als erheblich einzustufen und daher die 16. BImSchV anzuwenden. Zur Einhaltung der zulässigen Lärmimmissionen ist die Anordnung von Lärmschutzwänden erforderlich (vgl. Abschnitt 6.2).

### 6.5.2 Variante V1a: Denkmalnahe Ertüchtigung mit Gleisen in Mittellage

Diese Variante wurde bereits im Abschnitt 6.2 kurz beschrieben und ist im Bild 11 dargestellt. Durch die Verlegung der Gleise in die beiden mittleren Achsen können die Lärmschutzwände ca. 2 m hinter das historische Gesims zurückgesetzt werden. In der Brückenansicht sind sie weniger stark wahrnehmbar als bei den folgenden drei Varianten. Die Geländer und Gesimsbleche können nach der Instandsetzung in ihrer Position erhalten bleiben.

Aufgrund der Überlastung der Balkenbrücken sind umfangreiche Verstärkungsmaßnahmen an den Ober- und Untergurten der vier mittleren Brückenträger erforderlich. Im Sinne der denkmalnahen Ertüchtigung sind die überlasteten Bauteile soweit zu verstärken, dass ausreichende Tragfähigkeit und Ermüdungssicherheit gegeben sind. Durch zusätzliche Gurtlamellen an den Ober- und Untergurten sowie zusätzliche Beulsteifen an den Stegen lassen sich die Beanspruchungen auf das zulässige Maß reduzieren.

Die Buckelbleche sind mit 8 mm Stärke für die Achslasten der Züge unterdimensioniert. Zudem weisen sie insbesondere unterhalb der defekten Abdichtung starke Korrosionsschäden im Anschlussbereich (Treibrost) auf. Daher wurden der vollständige Austausch der Bleche im Bereich der späteren Gleisachsen sowie die Sanierung und der partielle Austausch (sofern zu stark geschädigt) in den äußeren Achsen des bestehenden Viaduktes eingeplant.

### 6.5.3 Variante V1b: Nutzung der südlichen beiden Überbauten

Die südlichen Überbauten wurden seit 1945 nicht mehr für den Zugbetrieb genutzt. Auf Anregung aus der 1. Expertenrunde wurde eine Ertüchtigungsvariante in Betracht gezogen, bei der eine Verlegung der Gleisachsen auf die südlichen Überbauten und der Rückbau der nördlichen Achsen vorgesehen waren. Durch die geringere Vorbelastung gegenüber den nördlichen Überbauten wurde von einer höheren Restnutzungsdauer ausgegangen. Es sollte im Unterschied zur Variante V1a

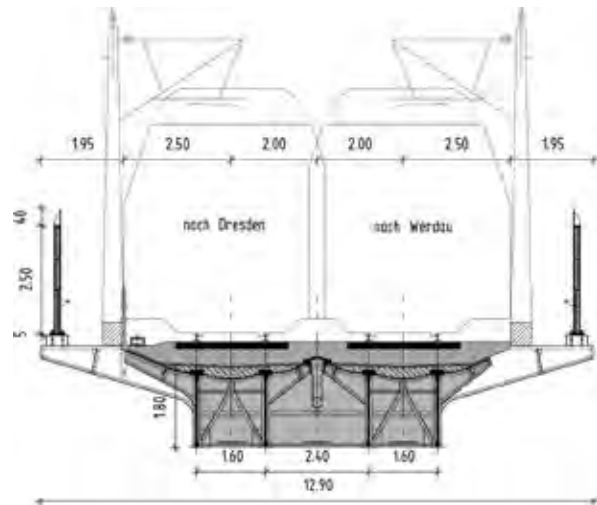


Bild 14 Querschnittsauschnitt mit Verbreiterung bei der Nutzung der südlichen Überbauten  
© KREBS+KIEFER

nur noch die Hälfte des vorhandenen Chemnitztalviaduktes genutzt und ertüchtigt werden, um den Aufwand für die Ertüchtigung und Instandhaltung deutlich zu reduzieren.

Die Ausbildung des Lichtraumprofils, der Mastgassen, des Flucht- und Betriebsweges und die Anordnung der Lärmschutzwände erfordern eine erhebliche Verbreiterung der beiden Überbauten (Bild 14). Allein dies führt bereits zu umfangreichen Eingriffen in den Bestand. Die Konsolen müssten verlängert und verstärkt, die historischen Brückengeländer und Gesimsbleche versetzt werden. Die Brückenquerschnitte werden bei dieser Variante noch stärker beansprucht als beim Erhalt des gesamten Viaduktes. Zur Einhaltung der Standsicherheit und Ermüdungsfestigkeit sind umfangreiche Verstärkungen der Brückenhauptträger erforderlich.

Ungünstig für die Belange des Denkmalschutzes ist, dass die Lärmschutzwände unmittelbar hinter den historischen Brückengeländern positioniert werden und damit in höherem Maße die Brückenansicht prägen, als dies bei der Variante V1a der Fall ist. Durch die Verbreiterung der Konsolen ändert sich auch die Brückenuntersicht. Die Buckelbleche in diesem Bereich müssten auf die größere Auskragung abgestimmt oder zusätzliche Elemente ergänzt werden. Daher wurde diese Variante nicht weiter vertieft.

### 6.5.4 Variante V1c: Ausbildung eines Verbundquerschnittes

Bei dieser Variante wird mit einer tragenden Stahlbetonplatte die direkte Belastung der Buckelbleche im Bereich der Gleise vermieden. Durch die



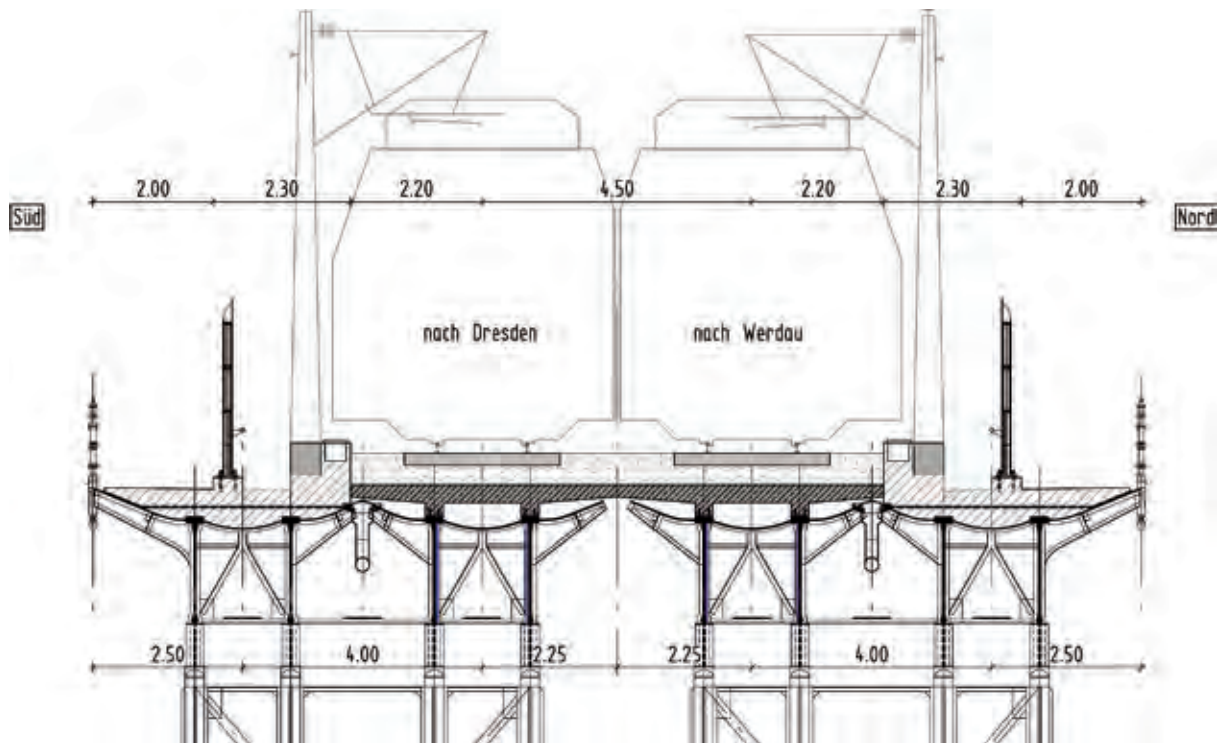


Bild 15 Querschnittsausführung mit Ergänzung einer Stahlbetonplatte zur Entlastung der Buckelbleche

© KREBS+KIEFER

Herstellung des Verbundes mit dem vorhandenen Stahltragwerk wird die Biegetragfähigkeit der Brückenträger erhöht. Da der Flussstahl der Trägerobergurte nicht für das Bolzenschweißen geeignet ist, wurden zusätzliche Gurtlamellen aus S355 für die Kopfbolzendübel vorgesehen.

Durch das Aufbringen der erforderlichen Schotterdecke unter den Gleisen ergibt sich in Kombination mit der Betonplatte eine um ca. 40 cm höhere Gleislage (Bild 15). Die Höhe der Schallschutzwände ist entsprechend zu vergrößern. Durch die Ergänzung des Stahlbetons wird das Eigengewicht des Überbaus um ca. 40 % erhöht. Dies führt zu höheren Biege- und Querkraftbelastungen der Träger, höheren Normalkraftbelastungen der Unterbauten sowie einer höheren Beanspruchung der Gründungskörper.

### 6.5.5 Variante V1d: Ausbildung eines oberseitigen Quersystems zur Lastverteilung

Auf Vorschlag aus der Expertenrunde wurde eine weitere Variante mit einer Lastaufteilung der Gleisachsen auf jeweils zwei Überbauten untersucht (Bild 16). Hierzu sollte das System VFT-Rail® die Ausgangsbasis bilden. Die Gleisachsen werden bei dieser Variante jeweils in der Mitte von zwei Überbauten angeordnet. Über eine Ergänzung der VFT-Rail-Balken mit Quersystemen werden die Lasten in die Träger der Überbauten eingeleitet.

Die Anordnung von Quertraversen soll bei den Balkenbrücken in den Viertelpunkten der jeweiligen Felder erfolgen. Für die Fachwerkbögen war jeder dritte Systemknoten zur Lasteinleitung vorgesehen. Die Intention zu dieser Variante besteht darin, über eine gleichmäßigere Lastaufteilung auf die zur Verfügung stehenden Überbauten und die gezielte Lasteintragung in definierte Knoten den Verstärkungsaufwand und die Anzahl der Verbindungsstellen zu reduzieren und die Buckelbleche zu entlasten.

Bild 16 zeigt die Querschnittsausführung unter Berücksichtigung der Lichtraumprofile, Masten, Ret-

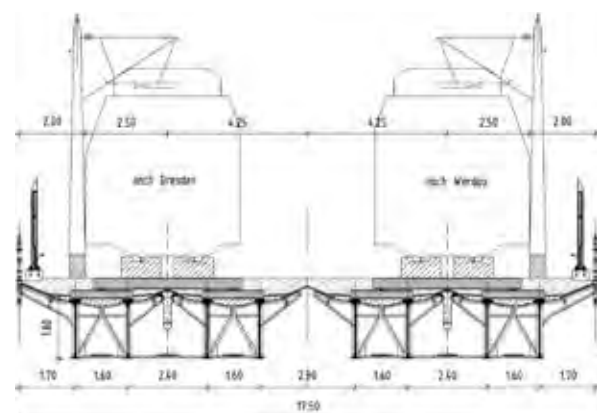


Bild 16 Querschnittsausführung bei Verwendung eines zusätzlichen Sekundärtragwerks

© KREBS+KIEFER

tungs- und Wartungswege. Mit der vorhandenen Brückenbreite ist es möglich, die vorgesehene Gleisanordnung umzusetzen. Aufgrund des Platzbedarfs für das Quersystem liegen die Schienenoberkanten ca. 50 cm höher als beim Bestand. Gegenüber der Variante V1a rücken die Gleisachsen jeweils 2 m weiter nach außen. Damit liegen auch die Lärmschutzwände weiter außen und werden in der Brückenansicht stärker wahrgenommen. Aufgrund der höheren Lage der Gleise und dem größeren Gleisabstand werden höhere Lärmschutzwände erforderlich.

### 6.5.6 Variante V1e: Anordnung von Quersystemen zur Kopplung der Längsträger

Aus der Überlegung heraus, die Gleise auf den mittleren Überbauten anzuordnen und die äußeren Brückenhauptträger dennoch an der Lastabtragung zu beteiligen, wurde die Variante der Kopplung durch Quersysteme entwickelt (Bild 17). Durch die Anordnung von Fachwerken jeweils im Bereich der maximalen Durchbiegung der Längsträger eines Feldes erfolgt eine Verteilung der Lasten durch den Schienenverkehr auch auf die äußeren Träger. Zudem sollte durch das Anheben der inneren Überbauten vor dem Anschluss der Quersysteme eine Lastumverteilung auf die äußeren Überbauten erfolgen, um eine weitere Entlastung der inneren Träger zu erreichen. Die Anordnung von Quersystemen in der Ebene der Brückenträger verändert zwar die Untersicht, wird aber in geringerem Maße wahrgenommen,

als z. B. nahe der Brückengeländer positionierte Lärmschutzwände. Die konstruktive Ausbildung ist in Form von Fachwerken möglich, deren Stäbe zwischen die Längsträger eingepasst werden. Nach genauem Aufmaß sind vorgefertigte Elemente mit Futterblechen und Passverbindungen einzubauen (Bild 17).

## 6.6 Auswertung der Variantenstudien

Die unterschiedlichen Varianten wurden verglichen und bewertet. Dies war nicht einfach, da aufgrund des laufenden Planungsprozesses für den Neubau des Chemnitztalviaduktes bereits der Entwurf in der Tiefe der Leistungsphase 3 vorlag, die Maßnahmen zur Erhaltung des bestehenden Bauwerks und der Mischvarianten jedoch zur Begrenzung von Zeit und Aufwand nur bis zur Leistungsphase 2 geplant werden konnten. Aus diesem Grund wurden für den Vergleich die reinen Baukosten aus der Kostenplanung (Entwurf) und der Kostenschätzung (Vorentwurf) ohne Baustelleneinrichtung und Verlegung von Leitungen Dritter herangezogen. Die Sanierung und Ertüchtigung des rund 115 Jahre alten Bauwerks birgt zudem größere Risiken gegenüber dem Neubau, da über verschiedene Maßnahmen zum Erhalt erst im Zuge umfangreicher Sondierungen und der Freilegung der Konstruktionen (Beseitigung von Schotterbett, Abdichtung, Korrosionsschutzbeschichtung) während der Bauausführung entschieden werden kann.

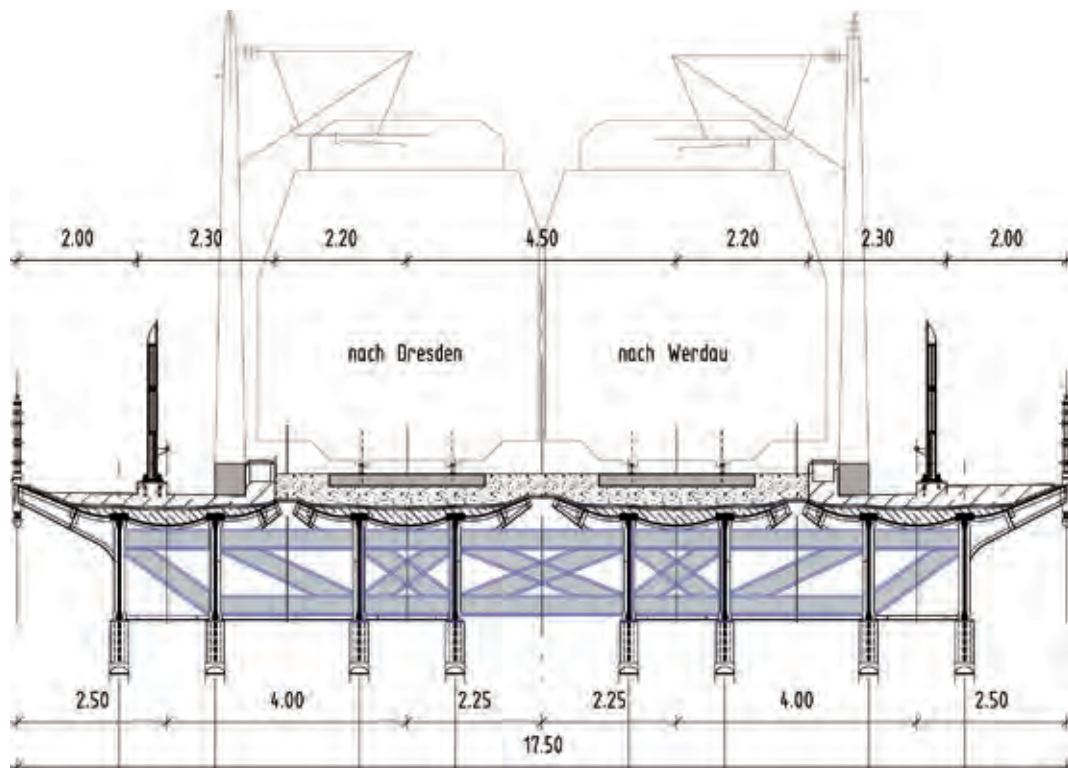







Bild 17 Brückenträger mit quer verlaufendem Fachwerkträger (Prinzipdarstellung)

© KREBS+KIEFER

Tabelle 2 Synoptischer Vergleich der Erhaltungsvarianten

Bewertungskriterien	Variante V1a (Verstärkung und Gleise in Mittelage)	Variante V1b (Nutzung südliche Überbauten)	Variante V1c (Verbund- querschnitt)	Variante V1d (oberseitiges Quer- system, VFT-Rail)	Variante V1e (unterseitige Querkopplung)
					
Ausführung	⊕	⊖⊖	⊖	⊕	⊕⊕
Aufwendungen Tragwerk	⊖	⊖⊖	⊖	⊖	⊖
Zulassungsverfahren	⊖	⊖	⊖	⊖⊖	⊖
Höhenlage der Gleise	⊕	⊕	⊖	⊖	⊕
Lage/Sichtbarkeit LSW	⊖	⊖	⊖	⊖	⊖
Lastniveau	⊖	⊖⊖	⊖⊖	⊕	⊖
Denkmalschutz	⊕	⊖⊖	⊕	⊖	⊖
Unterhaltskosten	⊖	⊕	⊖	⊖	⊖
Summe ohne Wichtung	2x ⊕	7x ⊖	4x ⊖	4x ⊖	2x ⊕

Zunächst wurde ein Vergleich der Varianten zum Neubau, zum Erhalt und zu den Mischvarianten durchgeführt, zu denen Ergebnisse in den Abschnitten 6.2 bis 6.4 aufgeführt sind. Nach der vertiefenden Variantenstudie zum Erhalt des Chemnitztalviaduktes (Abschn. 6.5) wurden die in diesem Zusammenhang untersuchten Varianten miteinander verglichen. Dabei wurden Kriterien zugrunde gelegt, in denen sich die Erhaltungsvarianten voneinander unterscheiden (Tabelle 2).

Die Variante V1b mit der Verlegung auf die südlichen Überbauten wurde aus den in Abschnitt 6.5.3 genannten Gründen nicht weiter verfolgt. Die erforderlichen Eingriffe beim Stahltragwerk sind zu umfangreich und die Lärmschutzwände haben durch die Anordnung unmittelbar hinter den Brückengeländern einen erheblichen Einfluss auf das Erscheinungsbild des Chemnitztalviaduktes.

Bei der Variante V1c wurde zur Entlastung der Buckelbleche und Erhöhung der Tragfähigkeit der Brückenhauptträger die Ausbildung von Stahlbetonplatten unter den Gleisen untersucht. Die Aktivierung des Verbundes mit dem Primärtragwerk erfordert schweißgeeignete Obergurte auf den Längsträgern zur Aufnahme der Verbundmittel und eine höhere Lage der Stahlbetonplatte, um die Biegetragfähigkeit ausreichend zu steigern. Aufgrund des deutlich höheren Eigengewichts werden zusätzliche Stegblechverstärkungen der Längsträger erforderlich. Die höheren Massen müssen über die Unterbauten und die Gründung abgetragen werden. Die Kombination mit einer festen Fahrbahn wurde aus Kostengründen, wegen der weiteren Erhöhung des Eigengewichtes, der geringen Einsparung an Konstruktionshöhe

und dem partiellen Systemwechsel (Schotterbett – feste Fahrbahn – Schotterbett) nicht weiter verfolgt.

Nach Abwägung der Vor- und Nachteile wurden die weitergehenden Untersuchungen und die anschließende Gegenüberstellung mit dem Neubau auf die Erhaltungsvarianten V1a, V1d und V1e beschränkt. Dem umfassenderen Vergleich wurden folgende Kriterien zugrunde gelegt (Tabelle 3):

- ❑ Erfüllung der Ausbauziele der DB Netz AG (Verlegung Haltepunkt Chemnitz-Mitte, lange Nutzungsdauer),
- ❑ Einhaltung aller Entwurfsparameter für den Zugbetrieb (Entwurfsgeschwindigkeit, Zuglasten, Gleisabstände etc.),
- ❑ Schallschutz,
- ❑ städtebauliche Aspekte (z. B. Ausbau der Anaberger Straße),
- ❑ Streckensicherheit (Rettungswege, Absturzsicherung etc.),
- ❑ Denkmalschutz,
- ❑ Sonstige Umweltbelange (Tiere, Pflanzen, Gewässer etc.),
- ❑ Projektrealisierung (Bauzeit, Sperrzeiten, Projektrisiken) und
- ❑ Kosten für die Herstellung und Instandhaltung.

Die Ertüchtigungsvarianten, die den denkmalgerechten Erhalt und die Instandsetzung des bestehenden Viaduktes vorsehen, wurden so geplant, dass sie die bahnbetrieblichen Ziele erfüllen. Schäden infolge Korrosion, Ermüdung und sonstigen Einflüssen sind zu beseitigen und der Korrosionsschutz vollständig zu erneuern. Unterschiede bestehen in der Lage der Gleise, der Position der Lärmschutzwände, dem Umfang der Verstärkungen der Längsträger sowie der Ergänzung um zusätzliche Tragelemente, die zu einer Lastquerverteilung auf die zur Verfügung stehenden Längsträger und ggf. zu einer Entlastung der Buckelbleche führen.

Bei der Variante V1a sind Sanierung und Verstärkung des Bestandstragwerks in der Weise vorgesehen, dass die lokale und globale Lastabtragung des Viaduktes nicht verändert wird. Wesentliche Eingriffe beim Überbau bestehen in dem Austausch der Tonnenbleche, der Verstärkung der Gurte der Vollwandträger durch zusätzliche Lamellen und der Trägerstege durch Beulsteifen. Diese Eingriffe haben nur einen geringfügigen Einfluss auf das Erscheinungsbild des Viaduktes. Durch die Verschiebung der Gleisachsen in die Mittellage ist eine gegenüber den Brückengeländern zurückgesetzte Anordnung der Lärmschutzwände möglich.

Bei der Variante V1d liegen die Gleise bedingt durch das zusätzliche Sekundärsystem zur Aufnahme der Zuglasten ca. 50 cm höher. Aufgrund der Gleislage müssen die Lärmschutzwände direkt hinter den Brückengeländern angeordnet und höher ausgebildet werden (s. Abschn. 6.5.5). Der Einsatz der VFT-Rail-Träger in der angepassten Form bedarf einer Zustimmung im Einzelfall (ZiE) und wegen der Sicherheitsrelevanz einer unternehmensinternen Genehmigung (UIG). Die Kosten des Sekundärsystems sind erheblich. Sie übersteigen die Einsparungen bei der Verstärkung des vorhandenen Stahltragwerks deutlich.

Bei der Variante V1e wird eine Entlastung der Brückenlängsträger unter den Gleisachsen durch Anordnung von Quertragsystemen in jedem Feld erzielt. Diese Systeme werden in der Ebene der Längsträger angeordnet und sind daher nur in der Untersicht wahrnehmbar. Durch die Lastumlagerung sind keine wesentlichen Verstärkungsmaßnahmen an den Untergurten der Bestandsträger erforderlich. Die Gleisachsen werden wie bei der Variante V1a in Brückenmittellage verlegt.

Die Varianten V1a und V1e weisen mit rund 20 Mio. EUR (ohne Berücksichtigung weiterer Aufwendungen für die Gründung) in etwa gleiche Herstellungskosten auf. Die Instandhaltungskosten

sind aufgrund der feingliedrigen Struktur bei allen Varianten ungefähr gleich. Die Variante V1a hat gegenüber der Variante V1e den Vorteil der kürzeren Bauzeit und der besseren Erfüllung des Denkmalschutzes. Sie ist daher von den drei Ertüchtigungsvarianten zu bevorzugen.

Der Erhalt des Bestandsbauwerks ist technisch möglich, birgt jedoch in Bezug auf die Kosten, den Ertüchtigungsaufwand und die Bauzeit hohe Risiken. Zu diesen gehören

- der Zustand des Tragwerkes und der Gründung:

Nach dem Freilegen und Strahlen der bestehenden Stahlkonstruktion ist erst eine genauere Feststellung des Sanierungsumfangs möglich. Der Zustand der Gründung unter den Pfeilern ist derzeit nicht bekannt. Zusätzlich zu ersetzende und zu ertüchtigende Bauteile und Gründungskörper führen zu zusätzlichen Kosten und einer Verlängerung der Bau- und Sperrzeiten.

- Maßnahmen zur Begrenzung des Baustellenlärms:

Das Strahlen der Stahlkonstruktion führt zu Lärmbelastungen bis 90 dB. Darüber hinaus ist das Ausbohren und Ersetzen von Nieten durch vorgespannte HVP-Schrauben (Einbau mit Drehimpulsverfahren) mit hohen Lärmbelastungen verbunden. Die Nähe zur Wohnbebauung und einer Tagesklinik kann zusätzliche Schallschutzmaßnahmen während der Baumaßnahme erforderlich machen (Einsatz schallabsorbierender Verblendungen der Einrüstung).

- Maßnahmen zum Arbeitsschutz und Umgang mit kontaminierten Beschichtungsstoffen:

Neben dem Gehörschutz sind Atemschutzmasken beim Abstrahlen der Altbeschichtung und Aufbringen der Neubeschichtung erforderlich. Untersuchungen an der Altbeschichtung zeigten erhöhte Belastungen durch Schwermetalle, die entsprechende Schutzmaßnahmen beim Abstrahlen und eine geeignete Deponierung erfordern.

- eine eingeschränkte Gewährleistung für die Dauerhaftigkeit des Korrosionsschutzes:

Die vergleichsweise feingliedrige Konstruktion des Chemnitztalviaduktes entspricht nicht den heutigen Anforderungen einer korrosionsschutzgerechten Gestaltung. Defizite liegen

Tabelle 3 Synoptischer Vergleich der verbleibenden Erhaltungsvarianten mit dem Neubau

	[V1a]	[V1d]	[V1e]	[V2] Neubau
Bahnbetriebliche Ziele				
Verlegung Haltepunkt Chemnitz-Mitte	+	+	+	+
Verfügbarkeit	+	+	+	+
Entwurfsparameter				
Entwurfsgeschwindigkeiten	+	+	+	+
Maximale Zuglasten/Tragfähigkeit	+	+	+	+
Gleisabstände	+	+	+	+
Fahrbahnhöhe/Schotterbettdicke	+	-	+	+
Schall	+	+	+	+
Kreuzungsanlagen und städtebauliche Aspekte	o	o	o	+
Streckensicherheit	+	+	+	+
Denkmalschutz				
Erhalt des Baudenkmals	+	+	+	-
Instandhaltung/Funktion	o	o	o	-
Sonstige Umweltbelange				
Flora und Fauna	+	+	+	o
Boden	o	o	o	+
Grundwasser	+	+	+	o
Oberflächenwasser	o	o	o	+
Klima und Luft	+	+	+	+
Landschaft	o	o	o	o
Projektrealisierung				
Bauzeiten / Sperrzeiten in Monaten	48–58	48–54	52–58	35
Baubetrieb Bahn	-	-	-	+
Projektrisiken, Zulassungsverfahren	-	-	-	+
Kosten				
Herstellungskosten in Mio. €	20,2	20,5	19,9	12,3
Instandhaltungskosten pro Jahr in T €	306	311	300	150

u. a. in der Zugänglichkeit und Erreichbarkeit der zu beschichtenden Oberflächen, dem häufigen Vorkommen von Spalten, Fugen und sich überlappenden Verbindungen, zu große Rand- und Lochabstände von Schrauben- und Nietverbindungen, exponierte Stellen für die Ansammlung von Schmutz und Feuchtigkeit sowie scharfe Bauteilkanten, die zu einer „Kantenflucht“ von Beschichtungsstoffen und damit zu verminderten Schichtdicken führen. Diese Defizite lassen sich im Zuge einer Sanierung nur teilweise beheben oder durch andere Maßnahmen ausgleichen. Mit Verweis auf den Stand der Technik schließen ausführende

Betriebe regelmäßig die Gewährleistung für einen vollständigen und fachgerechten Korrosionsschutz aus.

Die Neubauvariante V2 (Umsetzung des Wettbewerbsentwurfs) erfüllt die bahnbetrieblichen Ziele vollumfänglich. Zu den wesentlichen Stärken dieser Variante gehören die verbesserten verkehrlichen Möglichkeiten im Zuge der Kreuzungsanlagen für die Stadt Chemnitz und die geringen Projektrisiken. Zur Einhaltung der 16 BImSchV sind für diese Bauweise keine Lärmschutzwände erforderlich. Bezüglich der Herstellungs- und laufenden Instandhaltungskosten ist der Neubau

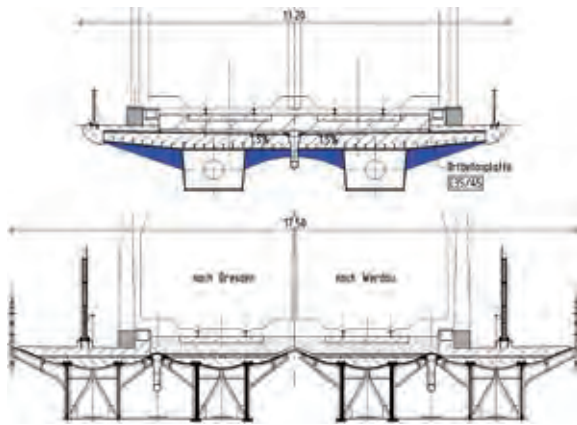


Bild 18 Dimensionsvergleich – Neubau und bestehendes Chemnitztalviadukt nach der Ertüchtigung © KREBS+KIEFER

gegenüber allen Ertüchtigungsvarianten deutlich günstiger zu bewerten. Durch die schmalere Bauweise bewirkt die Neuanlage des Viaduktes eine Nettoentsiegelung der bebauten Flächen in der sensiblen Chemnitztaue (Bild 18). Bild 19 zeigt eine Gegenüberstellung von bestehendem Bauwerk und dem Neubau.

## 7 Zusammenfassung und Schlussbemerkungen

Die technischen Anforderungen an Ingenieurbauwerke im Zuge von Bahnstrecken haben sich gegenüber dem Errichtungszeitraum des Chemnitztalviaduktes (1901 bis 1909) erheblich verändert. Dies betrifft insbesondere die Verkehrslasten aus den Personen- und Güterzügen, die Dauerhaftigkeit in Bezug auf die Bauteilermüdung und Korrosion und die daraus resultierenden Notwendigkeiten für die Dimensionierung und konstruktive Gestaltung.

Nachrechnungen des Chemnitztalviaduktes nach der Stufe 2 der DB-Richtlinie 805 im Jahr 2000 führten zu einer unzureichenden Tragfähigkeit und Restnutzungsdauer. In den Jahren 2005 und 2006 wurden Dehnungsmessungen an kritischen Bauwerksteilen durchgeführt, um die tatsächlichen Querschnittsbeanspruchungen zu überprüfen. Es erfolgte eine Nachrechnung nach der Stufe 4 der DB-Richtlinie 805. Die Nachweise der statischen Tragfähigkeit konnten für den Lastenzug UIC 71 und SSW nach DS 804 in vielen wesentlichen Bauwerksteilen nicht erbracht werden. Mit einem abgeminderten Niveau der Bruttotonnage je Gleis konnte die erforderliche rechnerische Restnutzungsdauer nachgewiesen werden. Dieser Nachweis war erforderlich, um die Strecke bis zum vorgesehenen Ersatzneubau weiter nutzen zu können. Bei der zuletzt durchgeführten Brü-

ckeninspektion wurde der Zustand des Chemnitztalviaduktes im Durchschnitt in die Kategorie 3 (erhaltungsbedürftig) eingestuft.

Aufgrund der Bedeutung des Bauwerks wurde im Jahr 2003 ein Realisierungswettbewerb von der DB Netz AG und der Stadt Chemnitz ausgelobt. Ziele dieses Wettbewerbs waren u. a. eine dem vorhandenen Bauwerk qualitativ gleichwertige Lösung in moderner Formensprache zu finden und der besonderen städtebaulichen Bedeutung des Bauwerkes Rechnung zu tragen. Zur Teilnahme wurden sieben Ingenieurbüros ausgewählt, die in Zusammenarbeit mit Architekten ihre Entwürfe ausarbeiteten. In der Preisgerichtssitzung am 23.10.2003 wählte die Jury unter Vorsitz von Prof. Werner Sobek den Entwurf einer aufgeständerten Stahlverbundbrücke mit einem weitgespannten Bogen über der Chemnitz und der Annaberger Straße als Siegerentwurf für die weitere Planung aus.

Im Anschluss an den Realisierungswettbewerb wurde das Projekt zunächst aus verkehrspolitischen Gründen zurückgestellt. Erst im Jahr 2013 konnte die weiterführende Planung des Ersatzneubaus beginnen. Zur Erhaltung des bestehenden Chemnitztalviaduktes gründete sich eine Bürgerinitiative, die die Sanierung des Bauwerks fordert. Um diese Forderung objektiv bewerten zu können, wurden detaillierte Variantenstudien durchgeführt. Neben den Varianten *Instandsetzung* und *Neubau* wurden noch drei Mischvarianten untersucht, bei denen das Bestandsbauwerk teilweise erhalten bleibt und mit dem Neubau kombiniert wird. Zudem wurde eine vertiefende Variantenstudie zum Erhalt des Chemnitztalviaduktes durchgeführt, die von einer Expertenrunde begleitet wurde. Im Zuge dieser Studie hat sich die Variante V1a, die der Variante V1 der ersten Variantenstudie entspricht, als die beste Lösung für den Erhalt des Bauwerks ergeben. Nachteile gegenüber dem geplanten Ersatzneubau sind:

- ❑ die höheren Baukosten und Risiken bei der Modernisierung und Instandsetzung,
- ❑ die längere Bauzeit, höhere Lärmbelastigungen, umfangreichere Maßnahmen zum Gesundheitsschutz und zum Umgang mit kontaminierten Stoffen,
- ❑ höhere Unterhaltungsaufwendungen und Nutzungseinschränkungen durch den Unterhalt,
- ❑ die Notwendigkeit von Lärmschutzwänden, die das Erscheinungsbild beeinflussen,
- ❑ fehlende verkehrsplanerische Entwicklungsmöglichkeiten für die Stadt Chemnitz und



Bild 19 Gegenüberstellung – bestehendes Chemnitztalviadukt und Neubau im Bereich von Chemnitz und Anna-berger Straße © KREBS+KIEFER

- ❑ ein höherer Flächenbedarf, sodass keine Nettoentsiegelung der überbauten Flussauen stattfindet.

Mit der Ertüchtigung des vorhandenen Viaduktes würde ein Denkmal der Ingenieurbaukunst erhalten bleiben, das eng mit der Geschichte über die industrielle Entwicklung der Stadt Chemnitz und der Königlich Sächsischen Staatseisenbahn verbunden ist. Die Entscheidung über den Neubau oder den Erhalt des Chemnitztalviaduktes wird nach Abwägung der Fakten und Argumente vom Eisenbahnbundesamt getroffen.

## 8 Literatur

- [1] DB Netz AG: Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken: Modulfamilie 805, Ausgabe 9/2002.
- [2] Marx, S.; Geißler, K.; Bolle, G.: Die Bestandsbrücken der Bahn – eine Jahrhundertaufgabe. In: Stritzke, J. (Hrsg.): Tagungsband zum 16. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 13./14.3.2006 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2006, S. 111–124.
- [3] Marx, S.; Stein, R.; Bolle, G.: Monitoring-gestützte Bauzustandsbeurteilung am Beispiel historischer stählerner Eisenbahnbrücken. In: Graupner, C.-A. (Hrsg.): 33. Darmstädter Massivbauseminar – Zukunftsfähiges Planen und Bauen: Tragwerksplanung in der Denkmalpflege, 18.6.2009 in Darmstadt: Institut für Massivbau der TU Darmstadt, 2009.
- [4] Deutsche Bahn AG: DS 804 – Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke, Ausgabe 9/2000.
- [5] Bösche, T.; Buchmann, L.; Sieber, M.; Döring, K.: Denkmal und moderne Brücke? Der Ausbau des Göltzschtalviaduktes für den elektrifizierten Eisenbahnverkehr. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 24. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken, 10./11.3.2014 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2014, S. 175–184.

# Verstärkung von Stahlbrücken in den Niederlanden – Einsatz von hochfestem Beton und zielgerichtete Tragwerksverstärkung

**M.Sc. Dimitri Tuinstra**

**Dr.-Ing. Markus Gabler**

Arup Deutschland GmbH, Düsseldorf

## Zusammenfassung

Bei zahlreichen Großbrücken über den Rhein wurden in den vergangenen Jahren vermehrt Ermüdungsschäden in den orthotropen Fahrbahnplatten festgestellt, welche vor allem auf den gestiegenen Anteil des Schwerverkehrs, aber auch auf den höheren Anpressdruck unter den Reifen zurückzuführen sind. Aufgrund der auftretenden Risse werden nun umfangreiche Sanierungsmaßnahmen und teilweise sogar die Sperrung von Brücken für den Schwerverkehr notwendig, sowohl in Deutschland als auch in den Niederlanden.

Auf der Suche nach einer wirtschaftlichen Sanierungsmethode wurde in den Niederlanden vor ca. 15 Jahren eine Sanierungsmethode mittels hochfesten Betons entwickelt und zunächst im Rahmen kleinerer Pilotprojekte umgesetzt. Mit dem derzeit laufenden Programm *Renovatie Stalen Bruggen* werden nun erstmals auch Großbrücken über den Rhein saniert. Neben der Verstärkung der Fahrbahnplatte werden dabei auch andere wesentliche Tragwerksteile wie z. B. Schrägkabel oder Hauptträger verstärkt oder erneuert. Bei fast allen Brücken war die Sanierung die wirtschaftlichste Variante, die Lebensdauer der Konstruktionen konnte dabei um 30 Jahre verlängert werden. In diesem Vortrag werden die eingesetzten Sanierungskonzepte präsentiert und deren Umsetzung anhand ausgewählter Beispiele aufgezeigt. Die Arbeiten mussten dabei teilweise unter laufendem Verkehr durchgeführt werden.

## 1 Ermüdungsproblematik bei Stahlbrücken

Seit den 1990er Jahren zeigen viele Stahlbrücken, vor allem an den Hauptverkehrsachsen in Nordrhein-Westfalen und den Niederlanden, Anzeichen von Ermüdungsschädigungen in der Fahrbahnplatte infolge des gestiegenen Schwerverkehrsanteils und des Übergangs zur Einfachbereifung von der vormals üblichen Zwillingsbereifung von LKW, z. B. [1]. Diese Faktoren führen zu einer verkürzten Lebensdauer und letztlich zu Rissen in der orthotropen Fahrbahnplatte bis hin zur mechanischen Schädigung des Gesamttrag-

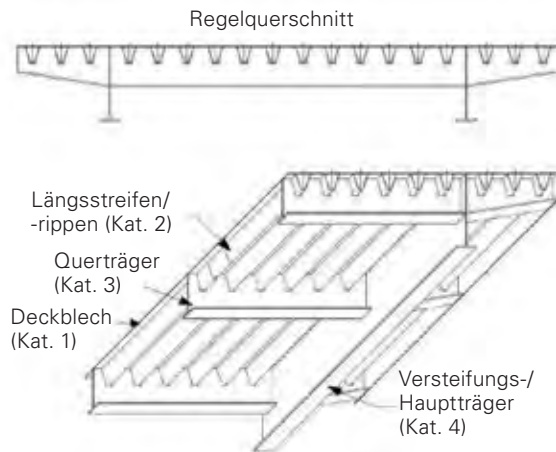


Bild 1 Typische orthotrope Fahrbahnplatte mit Bezeichnung der Schadenskategorien  
Zeichnung: P. de Jong

werks. Teilweise lassen sich diese Schädigungen auch auf nicht ausreichend ermüdungsfeste Konstruktionsdetails zurückführen.

Je nach Lage der Schädigung kann diese lt. [2] in Kategorien 1 bis 4 eingeteilt werden (Bild 1). Kategorie 1 beschreibt Schädigungen im Deckblech der Fahrbahnplatte, Kategorie 2 Schädigungen in den Längsstreifen bzw. -rippen, Kategorie 3 beschreibt Schäden im Quertragwerk und Kategorie 4 solche im Versteifungsträger.

Die am meisten ermüdungskritische Stelle von orthotropen Fahrbahnplatten ist dort, wo die Deck-



Bild 2 Rissbild im Asphaltbelag Foto: P. de Jong



platte zusammen mit den Längsrippen durch die Querträger stoßen. Diese Schädigung wird auch als Kategorie-1-Riss bezeichnet. Sichtbar werden diese Risse nur indirekt über das Rissbild im Fahrbahnbelag, s. Bild 2.

## 2 Neue Verstärkungsmethodik in den Niederlanden

### 2.1 Anlass und Entwicklung

In dem Brückenbestand des niederländischen Fernstraßennetzes gibt es einige Brücken mit orthotroper Fahrbahnplatte, welche Ermüdungsschäden zeigen. Die hier betrachteten Stahlbrücken spannen über größere Flüsse oder Kanäle und wurden hauptsächlich in den 1960er und 1970er Jahren fertiggestellt.

*Rijkswaterstaat* (RWS), die zentrale niederländische Straßenbauverwaltung, startete zunächst Forschungsprojekte, welche geeignete Sanierungsmethoden entwickeln und testen sollten. Eine Maßgabe war, dass dauerhafte Verkehrseinschränkungen vermieden werden können, da zahlreiche der kritischen Brücken Bestandteil wichtiger Fernstraßen mit internationaler Bedeutung sind. Es hat sich gezeigt, dass die Tragfähigkeit der Fahrbahnplatte entweder über das Hinzufügen von Stahlblechen oder von hochfestem Beton effektiv verbessert werden kann [1].

Die Verstärkung mittels Stahlblechen wurde vor allem in Hinblick auf bewegliche Brücken entwickelt, weil dort das Eigengewicht des Überbaus nicht wesentlich erhöht werden kann. Die Verstärkung mittels hochfestem Beton ist insgesamt wirtschaftlicher, aber mit einem zusätzlichen Eigengewicht für den Überbau verbunden. Bei nicht beweglichen Brücken kann jedoch das zusätzliche Eigengewicht aus der Betonschicht meist von dem Tragwerk aufgenommen werden. Dabei werden keine oder nur recht geringe Verstärkungsmaßnahmen für das Haupttragwerk erforderlich [3].

Das Ziel dieser Verstärkungsmethoden ist, die Steifigkeit des Deckblechs wesentlich zu erhöhen und damit die Schwingbreite im Deckblech (Kat. 1) und den Längsrippen (Kat. 2) wesentlich zu reduzieren. Der Betonbelag (bzw. die Stahlbleche) verlängern damit die Restlebensdauer des Stahlüberbaus und reduzieren den Instandsetzungsaufwand für den Fahrbahnbelag. Diese Sanierungsmethode wurde seit dem Jahr 2000 kontinuierlich zur Anwendungsreife entwickelt und wurde nun erstmals für Großbrücken im Fernstraßennetz eingesetzt.

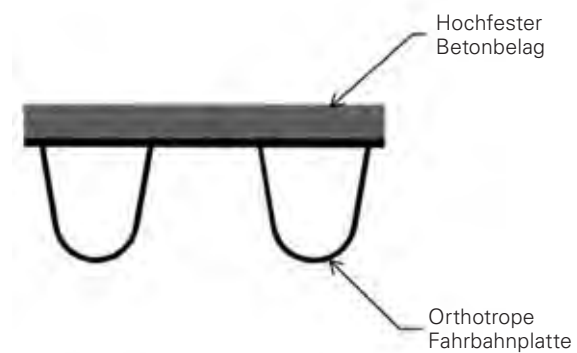


Bild 3 Hochfester Betonbelag zur Verstärkung der orthotropen Fahrbahnplatte  
Zeichnung: P. Moore (Arup)

### 2.2 Aufbau der Betonverstärkung

Das System (Bild 3) wurde zunächst in Pilotprojekten umgesetzt und dabei kontinuierlich weiterentwickelt. Im Folgenden sind die heute gebräuchlichen Komponenten und der Aufbau der Verstärkung erläutert.

#### Beton

Es kommt Beton der Festigkeitsklasse C90/105 zum Einsatz, welcher eine Biegezugfestigkeit von  $10 \text{ N/mm}^2$  aufweist. Die Schwindeigenschaften müssen begrenzt werden, um die Zwängungen im Beton, aber auch im Gesamttragwerk zu reduzieren. Die Grenzwerte sind  $0,3\%$  für autogenes Schwinden und  $0,45\%$  für Trocknungsschwinden – jeweils nach 90 Tagen. Innerhalb der ersten vier Tage nach dem Einbau werden alle Risse mit einer Breite über  $0,1 \text{ mm}$  injiziert, um die Dauerhaftigkeit zu verbessern. Der Beton erhält einen Stahlfaserzuschlag von  $75 \text{ kg/m}^3$  mit einem Durchmesser von  $0,4 \text{ mm}$  zur besseren Rissverteilung. Die Dicke der Betonschicht variiert nach Anwendungsfall, ein typischer Wert ist  $75 \text{ mm}$ .

#### Bewehrung

Die Betonschicht wird durch je eine Lage kreuzweise Betonstabbewehrung  $\varnothing 12 \text{ mm}$  mit  $75 \text{ mm}$  Abstand verbaut. Die minimale nominelle Betondeckung ist  $20 \text{ mm}$  und der minimale Abstand zwischen Oberseite der Querbewehrung zur Oberseite der Stahldeckplatte ist  $50 \text{ mm}$ .

#### Verbundsicherung

Die Verbundsicherung findet über einen Haftvermittler zwischen der Stahloberfläche und dem hochfesten Beton statt. Dazu werden zunächst alle Risse in der Stahldeckplatte mit einer Tiefe von  $3 \text{ mm}$  oder mehr ausgebeißert und danach die Oberfläche zu einer Rauigkeit von SA2.5 lt. [4] sandgestrahlt. Anschließend wird eine  $2\text{...}3 \text{ mm}$  starke Epoxidharzschicht mit einer Abstreung



Bild 4 Einbau der Betonverstärkung

Foto: RWS PRB

aus kalziniertem Bauxit (Abstufung 3/6) als Haftvermittler aufgebracht. Nach dem Aushärten kann der Beton aufgebracht werden. Da hochfester Beton gute Zugfestigkeiten hat, sind keine weiteren Maßnahmen erforderlich, außer der Abhebesicherung von freien Rändern. Die erforderliche Scherfestigkeit der Epoxidharzschicht hängt von dem statischen System der Brücke und dem Lastbild ab. Typischerweise wird ein Wert von  $6 \text{ N/mm}^2$  erforderlich. Auf dem Bauwerk kann die Festigkeit über einen Auszugversuch ermittelt werden, von dem sich die Scherfestigkeit ableiten lässt. Der lt. [5] notwendige Bemessungswert der Abzugfestigkeit beträgt  $7,0 \text{ N/mm}^2$  zwischen dem Stahl und der Epoxidharzschicht und  $3,5 \text{ N/mm}^2$  zwischen der Bauxitabstreuung und dem Betonbelag.

#### Fahrbahnbelag

Es hat sich gezeigt, dass die Betonschicht nur bedingt als Fahrbahn geeignet ist, daher werden mittlerweile entweder Asphalt oder ein Reaktionsharz dünnbelag (RHD-Belag) mit einer Stärke von 8 mm auf die Verstärkungslage aufgebracht, Bild 4.

### 3 Sanierungsprogramm Stahlbrücken – *Renovatie Stalen Bruggen*

#### 3.1 Beteiligte und Organisation

2009 wurde das *Sanierungsprogramm Stahlbrücken (Renovatie Stalen Bruggen)* [6] gestartet, bei dem im Zeitraum bis 2018 acht Großbrücken sowie sechs bewegliche Brücken instand gesetzt werden. Die Vorgabe der Straßenbauverwaltung RWS war dabei, die Lebensdauer der Brücken um weitere 30 Jahre zu verlängern. Für die acht Großbrücken kommt dabei die Verstärkung mittels hochfestem Betonbelag zur

Anwendung. Die Standorte der Brücken sind in Bild 5 dargestellt.

Diese Brücken wurden aufgrund ihrer wichtigen verkehrlichen Bedeutung priorisiert. Ein Vorteil, mehrere Großbrücken innerhalb eines Programms zu bearbeiten, ist, dass die neue Technologie stetig weiterentwickelt und an die bauwerksspezifischen Besonderheiten angepasst werden kann. Der Ingenieurvertrag wurde an die Arbeitsgemeinschaft Arup / Royal HaskoningDHV / Greisch vergeben. Dieser beinhaltet die Nachrechnung aller Brücken, Entwurfs- und Ausführungsplanung der Verstärkungen, Ausschreibung und Vergabe sowie die Bauleitung.

Für die Bauleistungen wurden über einen Rahmenvertrag drei Baufirmen vorausgewählt und die einzelnen Arbeiten über eine beschränkte Ausschreibung vergeben. Die drei involvierten Baufirmen kooperierten mit dem Bauherren RWS, indem Know-how zum Einbau der Betonverstärkung geschaffen und weiterentwickelt wurde. Dadurch wurde sichergestellt, dass alle Beteiligten an der Optimierung der innovativen Instandsetzungsmaßnahme kooperieren.

#### 3.2 Anwendung der Betonverstärkung

Eine anfängliche Wirtschaftlichkeitsuntersuchung zeigte, dass bei 7 der 8 Großbrücken die geplan-



Bild 5 Standorte der acht Großbrücken des Sanierungsprogramms *Renovatie Stalen Bruggen*

Grafik: RWS PRB

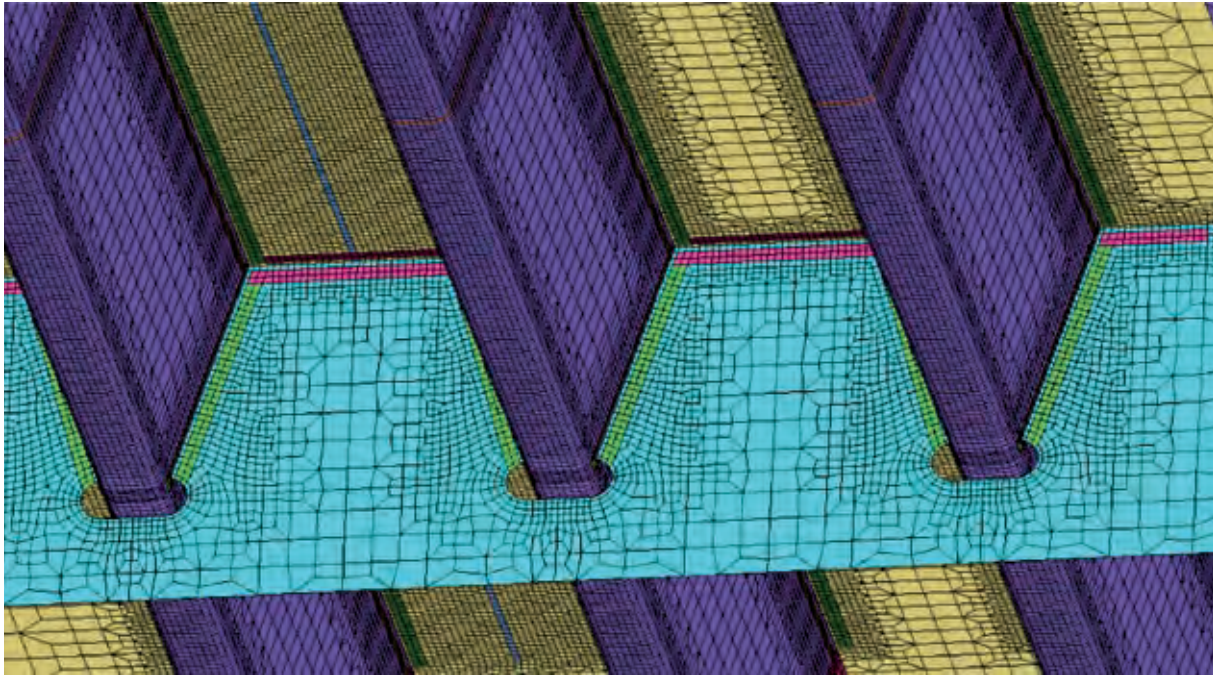


Bild 6 Typische Vernetzung des FEM-Modells

Screenshot: P. Moore – Arup

ten Verstärkungsmaßnahmen gegenüber einem Neubau wirtschaftlich waren. Nur für die Suurhoffbrücke stellte sich heraus, dass ein Ersatzneubau die wirtschaftlichere Variante darstellt.

Der Übergang von den Pilotprojekten zu Großbrücken brachte einige weitere Besonderheiten, u. a. sind wesentlich umfangreichere FEM-Berechnungen notwendig, um die lokale und globale Tragwirkung zu überlagern. Das Rechenmodell muss die Tragwirkung des Stahlüberbaus, der Haftvermittlung sowie der Betonschicht abbilden, was ein sehr detailliertes Modell erforderlich macht. Die FEM-Modelle werden über Versuchsaufbauten validiert bzw. kalibriert. Stahlplatten werden über Schalenelemente abgebildet, der Haftvermittler und die Betonschicht über Volumenelemente. Lokale Netzverdichtungen gehen bis zu einer Feinheit von 10 mm, um Spannungsspitzen an typischen Ermüdungsdetails korrekt abzubilden, s. Bild 6.

Der Ermüdungsnachweis erfolgt über die Anwendung einer Palmgren-Miner-Schädigungsakkumulation – dabei werden für jedes untersuchte Ermüdungsdetail die zeitlichen Spannungsschwingbreiten bestimmt. Hierzu ist ein projektspezifisches Lastmodell notwendig, welches eine wirklichkeitsnahe Verteilung der Fahrzeugtypen und deren Häufigkeit abbildet, und zwar seitdem die Brücke in Betrieb ist bis hin zu einer zu erwartenden zukünftigen Verteilung. Die Grundlage für dieses Modell sind Messungen und Verkehrszählungen an der Moerdijkbrücke aus dem Jahr 1998.

Ziel der Nachweisführung ist es, nach dem geplanten Ende der Restlebensdauer in 30 Jahren eine akkumulierte Schädigung von 1,0 zu erhalten. An den Punkten, bei denen dies nicht alleine durch die Betonverstärkung erzielt werden kann, werden weitere Maßnahmen erforderlich, z. B. der Austausch durch ein Anschlussdetail mit besserer Kerbfallklasse. In manchen Fällen wurde für die Nachweisführung das Risswachstum untersucht (Bruchmechanik), dies erfordert jedoch wiederkehrende Prüfungen in der Zukunft, um das tatsächliche Risswachstum zu verifizieren.

#### 4 Maßnahmen am Haupttragwerk am Beispiel von zwei Schrägseilbrücken

Neben der Sanierung der Fahrbahnplatte waren auch Verstärkungen des Haupttragwerks notwendig. Teilweise rührte dies vom zusätzlichen Eigengewicht der Betonverstärkung her. Während der vorhandene Asphalt eine Dicke von ca. 50 mm hatte, bedeutet eine Betonschicht von 75...85 mm eine nicht unwesentliche Laststeigerung. Daneben muss der erhöhten Verkehrsbelastung Rechnung getragen werden, ähnlich wie derzeit in Deutschland im Rahmen der Einführung der vollen Lasten nach EN 1991 [8]. Exemplarisch werden im Folgenden die Maßnahmen an der Ewijk- und der Galecopperbrücke beschrieben.



Bild 7 Ewijkbrücke über den Rheinarm Waal

Foto: RWS PRB

#### 4.1 Ewijkbrücke

Die Tacitus-Brücke über den Waal bei Ewijk ist Teil der Autobahn A50 und wurde 1976 an einem wichtigen Abschnitt im niederländischen Straßennetz eröffnet. Die Brücke hat insgesamt 10 Felder mit einer Gesamtlänge von 1.055 m. Der 37 m breite Überbau ist aus Stahlhohlkästen zusammengesetzt, welche über den Zwischenauflagern durchgebunden sind.

In den Jahren vor der Instandsetzung zeigten sich erste Schädigungen in den Schrägkabeln. Einzelne Drähte der vollverschlossenen Seile waren gebrochen, ohne dass eine unmittelbare Ursache dafür festgestellt werden konnte. Eine darauf folgende Untersuchung zeigte, dass eine fehlerhafte Fertigung und/oder unsachgemäße Montage Ausgangspunkt der Schäden waren. Diese Vorschädigungen führten im Zusammenspiel mit der Verkehrsbelastung zu einem beschleunigten Ermüdungsprozess. Da die Schrägkabel nicht für die beabsichtigte Restlebensdauer von 30 Jahren nachgewiesen werden konnten, musste ein Kabeltausch erfolgen, s. Bild 7.

Die hauptsächliche Herausforderung war, die Standsi-

cherheit der Brücke während dem Kabelaustausch zu gewährleisten, da die Brücke nur zwei Schrägkabel je Seilharfe besitzt. Temporäre Hilfsabstützungen über den Rheinarm Waal waren aufgrund des regen Schiffverkehrs unmöglich. Außerdem konnte die Hauptspannweite von 290 m nicht ohne Seilunterstützung tragen. Da aber gleichzeitig neben dem Bestandsbauwerk eine weitere Brücke zur Erhöhung der Verkehrskapazität errichtet wurde, konnte zeitlich befristet der Verkehr vollständig auf den neuen Überbau umgeleitet werden, s. Bild 8.

Ohne Verkehrsbelastung und nach dem Entfernen des Asphalts konnten die Seilkräfte gerade ausrei-



Bild 8 Bestandsbrücke (links) und neuer Überbau (rechts)

Foto: RWS PRB

chend reduziert werden, um einen Kabelaustausch zu ermöglichen. Die Kabel wurden nacheinander entfernt, beginnend mit den kürzeren Kabeln. Dadurch konnte vollständig auf Hilfskonstruktionen verzichtet werden. Ein kontrolliertes Entspannen der Seile war über das Herablassen des Umlenk-sattels am Pylonkopf möglich. Eine detaillierte nichtlineare FEM-Berechnung war erforderlich, um die Seilkräfte sowie die Überbauverformungen während dieses Prozesses vorherzusagen und die Stabilität des Pylons nachzuweisen. Die jeweils verbleibenden Kabel wurden dabei bis an die Grenze der Belastbarkeit beansprucht.

Zunächst schien es naheliegend, die Seile wiederum durch vollverschlossene Seile zu ersetzen, um die Verankerungen und Sattel wiederverwenden zu können. Aufgrund der besseren Dauerhaftigkeit und einfacheren Montage wurden jedoch moderne Parallellitzenseile eingesetzt, was eine Anpassung der Verankerungen erforderte. Der Kabelaustausch konnte im Jahr 2016 erfolgreich abgeschlossen werden. Nachdem auch alle Verstärkungen des Haupttragwerks (u. a. wegen der Querkrafttragfähigkeit) abgeschlossen sind, erfolgt im Jahr 2017 noch das Aufbringen der Betonverstärkung und des Asphaltbelags.

## 4.2. Galecopperbrücke

Die Galecopperbrücke in Utrecht gilt als die zweitmeistbefahrene Verkehrsbrücke in den Niederlanden. Seit ihrer Errichtung in den frühen 1970er Jahren ist das Verkehrsaufkommen zwischen Den Haag, Rotterdam und der Grenze zu Deutschland stark gestiegen. Dies hatte in der jüngsten Vergangenheit zu schweren Ermüdungserscheinungen in der Fahrbahndecke und der Stahlkonstruktion der Brücke geführt. Neben der Verstärkung der Fahrbahntafel stand eine Anhebung des Überbaus im Vordergrund, um die Durchfahrt von Binnenschiffen mit zusätzlichen Lagen von Containern zu ermöglichen. Außerdem werden beide

Überbauten um je zwei Fahrspuren erweitert. Die Brücke ist in Bild 9 dargestellt.

Im Zuge der Nachrechnung stellte sich heraus, dass einzelne Tragwerksteile bis zu 40 % überlastet sind. Dies waren typischerweise der Untergurt des Versteifungsträgers in Feldmitte und an den Zwischenauflagern sowie den geschraubten Stößen. Ursache war zum Teil die hohe UDL-Flächenlast nach EN 1991 [7], welche über die gesamte Überbaubreite angesetzt werden muss, obwohl diese in der tatsächlichen Verkehrsbelastung nicht auftritt. Außerdem erfassen moderne computergestützte Verteilungen, welche nicht den intuitiven schachbrettartigen Anordnungen entsprechen. Daraus resultieren nochmals höhere Schnittgrößen als bei einer vereinfachten Berechnung. Dies gilt insbesondere für schiefwinklige Schrägseilbrücken mit sehr breiten Überbauten.

Angesichts der hohen Auslastungsgrade wurden zusätzlich Verkehrsmessungen durchgeführt, um die unmittelbare Standsicherheit der Brücke sicherzustellen. Es zeigte sich, dass das Tragwerk der tatsächlichen Verkehrsbelastung gewachsen war, aber es mussten umfangreiche Verstärkungsmaßnahmen geplant werden, um die Lebensdauer für weitere 30 Jahre sicherzustellen. Außerdem sollte die Brücke erweitert werden, was zusätzliche Maßnahmen erforderte.

Die wirtschaftlichste Methode war das Anbringen von Abfangträgern auf beiden Brückenseiten, bestehend aus jeweils 1.500 Tonnen Stahl der Güte S 460. Die Träger sind auf separaten Fundamenten gegründet. Über das Anheben der Träger konnten diese auch Eigengewichtslasten aufnehmen und das bestehende Längstragwerk entlasten. Bild 10 zeigt das Einheben eines Abfangträgers.

Die Verwendung von vorgefertigten Stahlträgern erwies sich dabei als ideale Lösung. Sie erleichterten die Arbeitsplanung, Verkehrsbeeinflussungen konnten auf ein Minimum reduziert werden.



Bild 9 Galecopperbrücke in Utrecht

Foto: RWS PRB



Bild 10 Einheben eines Abfangträgers

Foto: Galecom

Schließlich war eine Brückenschließung für die Dauer der Sanierungsarbeiten keine Option. Nach der Installation der verstärkenden Stahlträger wurden das Lagersystem der Brücke geändert und das Brückendeck weiter angehoben, um das Lichtraumprofil für den Schiffsverkehr zu erhöhen.

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

### 5.1 Aktueller Stand in den Niederlanden

Aktuell sind die Sanierungsarbeiten an fünf der acht Großbrücken fertiggestellt, nämlich der Muidenbrücke, der Scharbergbrücke, der Beekbrücke, der Kreekrakbrücke und der Galecopperbrücke. Die Ewijkbrücke wird aktuell noch instand gesetzt und die Suurhoffbrücke sowie die zweite Bogenbrücke bei Brienoord stehen noch aus. Weitere Details wurden bereits in anderen Publikationen beschrieben [8]–[14]. Der Einbau des hochfesten Betons stellte für die großen Brückenflächen eine besondere Herausforderung dar, vor allem um einen guten Verbund mit der Stahlfahrbahntafel zu erzielen. Im Laufe des Projekts konnte dieser Ablauf zufriedenstellend optimiert werden.

### 5.2 Weiterentwicklung des Systems

Die Verwendung von ultrahochfestem Beton (UHPC) könnte es ermöglichen, die Schichtdicke der Betonverstärkung bei gleichbleibender Verstärkungswirkung zu reduzieren. Dies würde den

negativen Einfluss des erhöhten Eigengewichts auf das Gesamttragwerk vermindern.

Es gibt daneben Bestrebungen, ausschließlich faserbewehrten Beton zu verwenden, was den Einbau wesentlich vereinfachen würde und weniger Restriktionen hinsichtlich der Einbaudicke ergäbe. Es wurde ebenfalls bereits die Anwendung von Fertigteilplatten oder Spannbeton untersucht. Diese Weiterentwicklungen sind noch in der frühen Entwicklungsphase, aber könnten zukünftig sinnvolle Alternativen zum derzeitigen System sein.

Da die Umsetzung der Betonverstärkungsmethode gebräuchlicher wird, könnten auch alternative Vergabemethoden wie *Design – Build* oder ÖPP-Modelle zum Zuge kommen. Dies würde bessere Anreize für die Bauindustrie schaffen, diese Verstärkungsmethode weiterzuentwickeln und zu optimieren.

Außerdem zeigte die detaillierte Analyse der Schadensakkumulation, dass ein besseres Asset-Management auf Seiten des Bauherren sinnvoll sein kann, um kritische Brücken frühzeitig zu erkennen und Ressourcen effektiv einzusetzen.

### 5.3 Anwendung in Deutschland

Das beschriebene Verstärkungsverfahren kam im Jahr 2014 erstmals auch in Deutschland zur Anwendung. Unter Leitung des Regierungspräsidiums Karlsruhe, zusammen mit dem Regierungs-

präsidium Tübingen, wurde das System zunächst für die Sanierung einer Brücke bei Beimerstetten eingesetzt. Derzeit ist die Instandsetzung der Rheinbrücke Maxau in Vorbereitung.

## Danksagung

Die Autoren möchten sich für die Unterstützung und die gute Zusammenarbeit mit der leitenden Straßenbauverwaltung Rijkswaterstaat (RWS) bedanken.

Einige Abbildungen wurden im Rahmen der Baumaßnahmen an der Kreekrakbrug angefertigt. Die ausführende Baufirma dieses Teilprojekts war Heijmans.

## Literatur

- [1] De Jong, F. B. P.: Renovation Techniques for Fatigue Cracked Orthotropic Steel Bridge Decks. Dissertation, TU Delft, Prof. Bijlaard, 2006
- [2] Kolstein, M. H.: Fatigue Classification of Welded Joints in Orthotropic Steel Bridge Decks. Dissertation, TU Delft, Prof. Bijlaard, 2007
- [3] Adviesbureau ir. J. G. Hageman B. V. (Hrsg.): HSB-Betonoverlagingen op Stalen Bruggen. Rapport 6721-1-5, 2009
- [4] DIN EN ISO 8501-1:2002-03: Vorbereitung von Stahloberflächen vor dem Auftragen von Beschichtungsstoffen – Visuelle Beurteilung der Oberflächenreinheit – Teil 1: Rostgrade und Oberflächenvorbereitungsgrade von unbeschichteten Stahloberflächen und Stahloberflächen nach ganzflächigem Entfernen vorhandener Beschichtungen (ISO 8501-1:1988)
- [5] DIN-EN-ISO-4624:2016-08: Beschichtungsstoffe – Abreißversuch zur Bestimmung der Haftfestigkeit (ISO 4624:2016); Deutsche Fassung EN ISO 4624:2016
- [6] <http://www.rijkswaterstaat.nl/wegen/projectenoverzicht/renovatie-bruggen/planningen-aanpak.aspx> und Kontrakt: BDX-9135
- [7] Versie 12 maart 2009, Ministerie van Verkeer en Waterstaat (geprüft am 13.02.2017)
- [8] DIN EN 1991-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010
- [9] Gration, D.; van Dooren, F.; Nagtegaal, G.; Ashurst, D.; Kunst, P.; Blanken, S.: Orthotropic Deck Fatigue: Renovation of 8 Bridges in the Netherlands. In: Proc. of Structural Faults + Repair Symposium, 12th international Congress and Exhibition in Edinburgh, 2010
- [10] den Blanken, S.; Nagtegaal, G.; Tuinstra, D.: Strengthening Solutions for the Extended Service Life of the Galecopperbridge in the Netherlands. In: Proc. of 18th IABSE Congress, Seoul (Korea), 2012
- [11] Darlow, M.; Karagiannis, D.: Assessment and Strengthening of the Kreekrakbrug. In: Assessment, Upgrading and Refurbishment of Infrastructure – Proc. of IABSE Conference, 6.–8.5.2013 in Rotterdam, 2013
- [12] Tuinstra, D.; Breider, J.; Nagtegaal, G.: Fatigue assessment of steel bridge superstructures. In: Assessment, Upgrading and Refurbishment of Infrastructure – Proc. of IABSE Conference, 6.–8.5.2013 in Rotterdam, 2013
- [13] Moore, P., Lavery, C., Vonk, E. & Nagtegaal, G.: Replacement of the Cable Stays at Ewijk Bridge. In: Assessment, Upgrading and Refurbishment of Infrastructure – Proc. of IABSE Conference 6.–8.5.2013 in Rotterdam, 2013
- [14] Vonk, E., Flint, M. & Nagtegaal, G.: Renovation design of the Bridge at Ewijk in The Netherlands. In: Assessment, Upgrading and Refurbishment of Infrastructure – Proc. of IABSE Conference, 6.–8.5.2013 in Rotterdam, 2013
- [15] Tuinstra, D.; Moore, P.; Gabler, M.: Instandsetzung von 8 Stahlbrücken in den Niederlanden. In: Technische Akademie Esslingen (Hrsg.): Tagungsband zum 2. Brückenkolloquium Beurteilung, Instandsetzung und Erhaltung von Brücken, 21.–22.06.2016 an der Technische Akademie Esslingen, 2016, S. 283–288

# Neue Queensferry-Brücke in Schottland Herausforderungen bei der Planung und Montage

**Dipl.-Ing. Martin Romberg**

Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart

Dieser Beitrag ist ein leicht erweiterter Zweitabdruck aus Bautechnik 94 (2017), Heft 2 mit freundlicher Genehmigung des Verlags Ernst & Sohn.

[1]. Verschiedene Studien führten in der Folge zu der Entscheidung und Vergabe eines Neubaus in Parallellage zur vorhandenen Brücke.

## 1 Einführung

Der Firth of Forth ist eine Flussmündung, welche die schottische Hauptstadt Edinburgh von der nördlich gelegenen Grafschaft Fife trennt. Die ersten Querungen über den Meeresarm befinden sich ca. 10 km westlich von Edinburgh und bestehen aus der historischen Eisenbahnbrücke aus dem Jahr 1890 und einer im Jahr 1964 fertiggestellten Hängebrücke (Bild 1), [1]. Die Hängebrücke ist ein Nadelöhr für den Straßenverkehr in den gesamten Norden Schottlands. Ihr Zustand hat sich im Lauf der Jahre vor allem durch den stetigen Zuwachs des Verkehrs immer weiter verschlechtert. Passierten nach der Fertigstellung noch 4 Millionen Fahrzeuge im Jahr die Brücke, so waren es in der jüngsten Vergangenheit ca. 24 Millionen, [1]. Das größte Problem sind ihre Haupttragseile, bei welchen sich während einer Inspektion im Jahre 2004 eine Verminderung der Tragfähigkeit aufgrund von Korrosionsschäden von ca. 10 % herausstellte,

## 2 Bauwerksbeschreibung

### 2.1 Allgemeines

Im Rahmen einer Machbarkeitsstudie wurden verschiedene Trassenverläufe untersucht, welche zu der gewählten Variante etwas westlich der vorhandenen Forth Road Bridge führten, [1]. Es wurden ebenfalls verschiedene Varianten von Pylon- und Überbauformen untersucht, [2], die zunächst davon ausgingen, dass die vorhandene Hängebrücke nicht in das weitere Verkehrskonzept eingebunden werden sollte. Diese konzentrierten sich auf eine Drei-Korridor-Variante bestehend aus zwei getrennten Richtungsfahrbahnen und einem Korridor für den öffentlichen Nahverkehr für Busse, Taxen und einer zukünftig geplanten Straßenbahn. Nachdem feststand, dass der öffentliche Nahverkehr auch in Zukunft auf der vorhandenen Brücke verbleiben soll, wurden verschiedenste Doppeldeckvarianten verworfen.



Bild 1 Die drei Brücken über den Firth of Forth zwischen North und South Queensferry

Foto: Forth Crossing Bridge Constructors (FCBC)

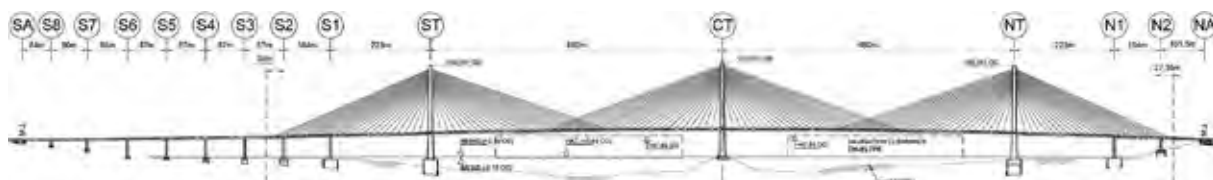


Bild 2 Längsansicht

Zeichnung: Forth Crossing Design Joint Venture (Forth Crossing DJV)



Auf Grund der vorhandenen Topographie mit dem in der Mitte des Firth of Forth gelegenen Felsen Beamer Rock lag eine Drei-Pylon-Schrägseilbrücke auf der Hand. Der vom Jacobs Arup Joint Venture erarbeitete Entwurf geht mit den beiden Hauptspanweiten von je 650 m auf die beiden erforderlichen Schifffahrtsöffnungen ein. Die Gesamtlänge der neuen Brücke inklusive der Vorlandbereiche beträgt ca. 2.640 m (Bild 2).

Zur Ausführung wurde das Design-and-Build-Verfahren gewählt. Die Auftragsvergabe erfolgte im April 2011 an das Joint Venture Forth Crossing Bridge Constructors (FCBC), bestehend aus den Baufirmen Hochtief, American Bridge, Dragados und Morrison Construction. Die Planung wurde vom Forth Crossing Design Joint Venture (Forth Crossing DJV), welches sich aus Leonhardt, Andrá und Partner, Rambøll und Sweco zusammensetzt, erarbeitet.

## 2.2 Versteifungskonzept

Eine große Herausforderung bei mehrfeldrigen Schrägseilbrücken ist immer die Stabilisierung des mittleren Pylons. Im Gegensatz zu Schrägseilbrücken mit einem oder zwei Pylonen wird der mittlere Pylon nicht durch Rückhalteseile stabilisiert, die in einem, durch Pfeiler versteiften, Seitenfeld verankert sind. Dieses Problem ist bekannt und wurde von Virlogeux [3] ausführlich beschrieben. Es gibt eine Anzahl von Konfigurationen, die zur Stabilisierung des mittleren Pylons verwendet

werden können. Die einfachsten sind ein sehr steifes Deck oder sehr steife Pylone. Andere Konfigurationen sind in Bild 3 in folgender Reihenfolge dargestellt:

- ❑ Ankerpfeiler vorsehen,
- ❑ Verbinden der Pylone am oberen Ende mit horizontalen Seilen,
- ❑ Geneigte Stabilisierungsseile von der Spitze der Pylone zum Knotenpunkt des Überbaus mit dem benachbarten Pylon,
- ❑ Sich in der Mitte der Öffnung überlappende Seile.

Um im Vergleich zu den vorhandenen Brücken nicht zu dominant zu wirken, wurde entschieden, den mittleren Pylon mit Schrägseilen zu stabilisieren, die sich auf einer Länge von einem Viertel der Hauptfelder überlappen (unterste Variante in Bild 3). So konnte sichergestellt werden, dass sowohl die Pylone als auch der Überbau relativ schlank ausgebildet werden konnten.

## 2.3 Lagerungskonzept

Der Überbau ist mit dem mittleren Pylon monolithisch verbunden. An den beiden äußeren Pylonen ist der Überbau, um zu große Zwangsbeanspruchungen aus Temperatur zu vermeiden, nur in Querrichtung mit Lagern auf beiden Seiten der

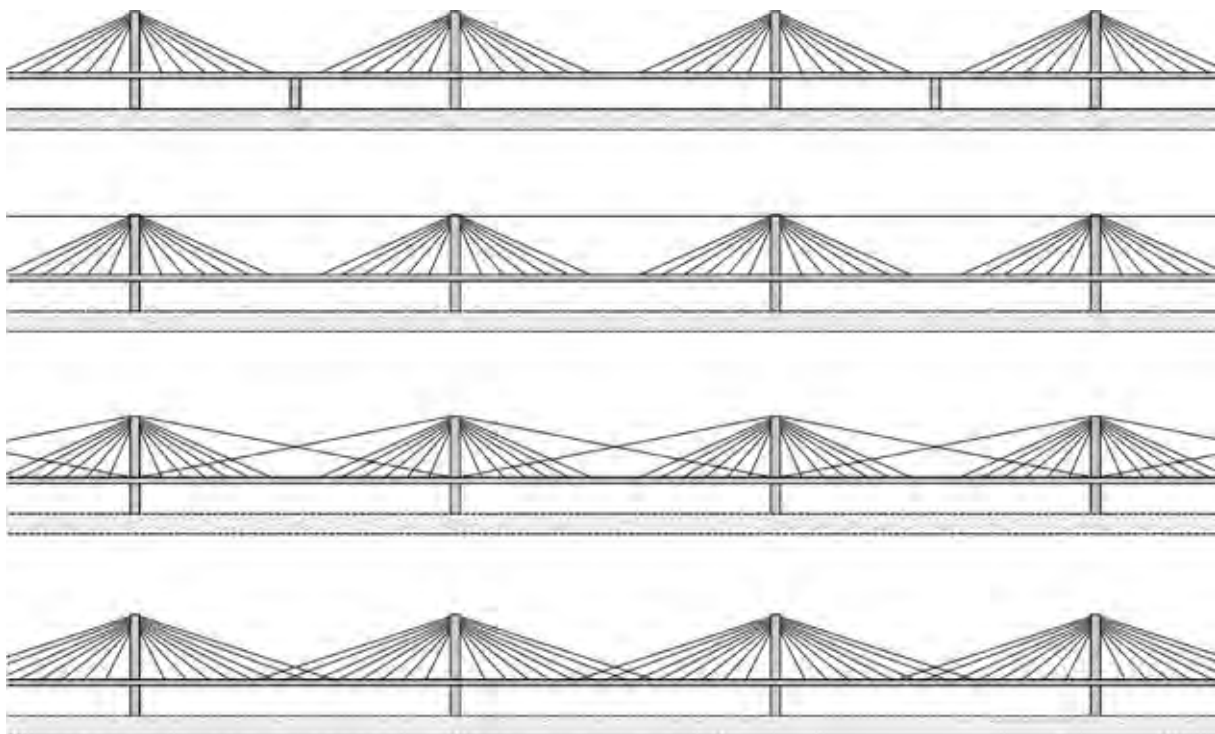


Bild 3 Versteifungskonzepte einer mehrfeldrigen Schrägseilbrücke

Zeichnung: Forth Crossing DJV

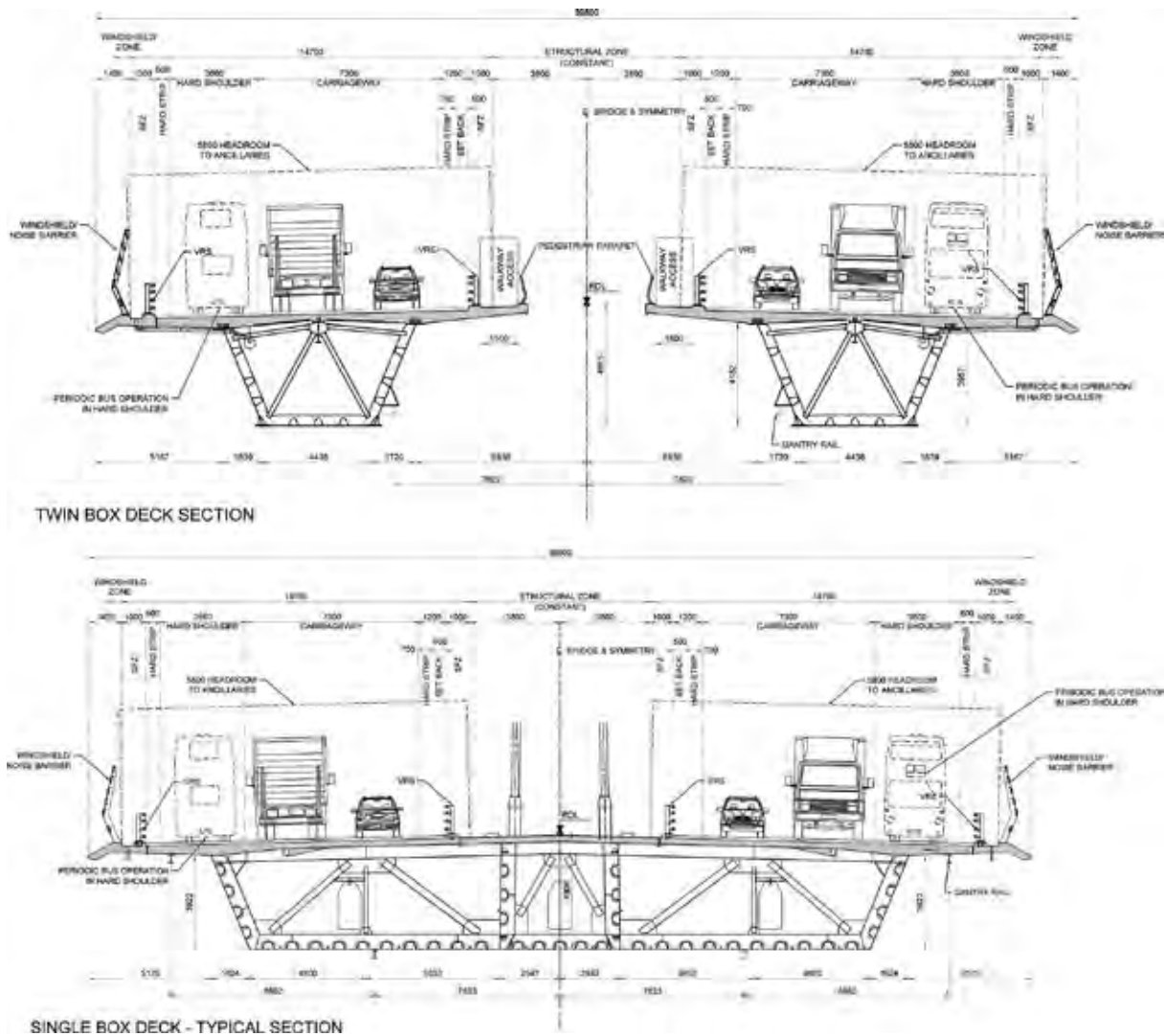


Bild 4 Überbauquerschnitte; oben: im Bereich der Vorlandbrücken, unten: im aufgehängten Bereich  
Zeichnung: Forth Crossing DJV

Pylone gelagert. Diese Lager, welche im Vergleich zu einem normalen Brückenlager um 90 Grad auf die Seite gekippt sind, sind mit speziellen Tellerfedern ausgestattet, die ein Klaffen des jeweils nicht belasteten Lagers verhindern und somit einer Verschmutzung der Gleitfläche vorbeugen.

In allen Pfeilerachsen sind ein querfestes und ein frei bewegliches Lager vorgesehen. Besondere Bedeutung kommt dabei den beiden, von der Mitte der Brücke aus gesehen ersten Verankerungspfeilern S1 und N1 (Bild 2) zu. Da der Überbau an den seitlichen Pylonen nur schwimmend gelagert ist, haben die Pfeiler in diesen beiden Achsen jegliche Torsion, die sich aus exzentrischen Verkehrslaststellungen bzw. Wind zwischen dem mittleren Pylon bis hin zu den Verankerungspfeilern ergibt, abzutragen. Auf Grund dieser abzutragenden Torsionsmomente würden sich hier große abhebende Lagerkräfte ergeben. Um ein Klaffen dieser Lager zu verhindern, ist der Überbau mit insgesamt

sechs Rückhalteketten mit einer Vorspannkraft von je 102 MN in den Pfeiler runtergespannt. Die 40 m langen Seile mit je 124 Litzen sind am oberen Ende im Überbau und am unteren im Pfeiler verankert.

Im nicht seilverspannten Bereich, in welchem der Überbau mit zwei getrennten Boxen weitergeführt wird, sind ebenfalls ein querfestes und allseits bewegliches Lager pro Überbau und Pfeilerachse angeordnet.

Dehnfugen sind nur an den beiden Widerlagern vorgesehen, so dass es am südlichen Widerlager, welches 1.560 m vom Festpunkt entfernt liegt, zu einem Gesamtverschiebeweg von 2.270 mm kommt.

## 2.4 Überbau

Der Überbau im seilverspannten Bereich ist ein dreizelliger Verbundquerschnitt. Bei einer Gesamtbreite von 39,80 m und einer maximalen Breite der Stahlbox von 29 m ergeben sich auf beiden Seiten ca. 5 m lange Kragarme der Fahrbahnplatte. Die 250 mm dicke, quer vorgespannte Betonplatte ist im Anschnitt des Kragarms auf 460 mm verstärkt. Die Quervorspannung wurde in erster Linie erforderlich, um die sich aus der Mittelaufhängung ergebenden Zugspannungen im Beton zu überdrücken. Diese Forderung beruhte weniger auf den Nachweisen der Platte selbst, als darauf, dass sich ansonsten auf Grund des gerissenen Betons die Torsionssteifigkeit des

Überbaus erheblich reduziert hätte. Diese Steifigkeit ist aber erforderlich, um die Verdrehungen um die Überbauachse aus exzentrischem Verkehr zu begrenzen.

Die Fahrbahnplatte und die Stahlbox sind alle 4,05 m durch Querrahmen unterstützt. Diese tragen die Lasten zu den beiden außenliegenden und zu den durch die Seile gestützten inneren Stegen ab. Während die Seilverankerungen des mittleren Pylons auf der Innenseite dieser Stege liegen, sind die Seile der beiden äußeren Pylone auf der Außenseite der Stege verankert. Diese versetzte Anordnung ist auf Grund der sich überlappenden Seile erforderlich. Der knapp 10 m breite Bereich zwischen den beiden Fahrbahnen ist neben den

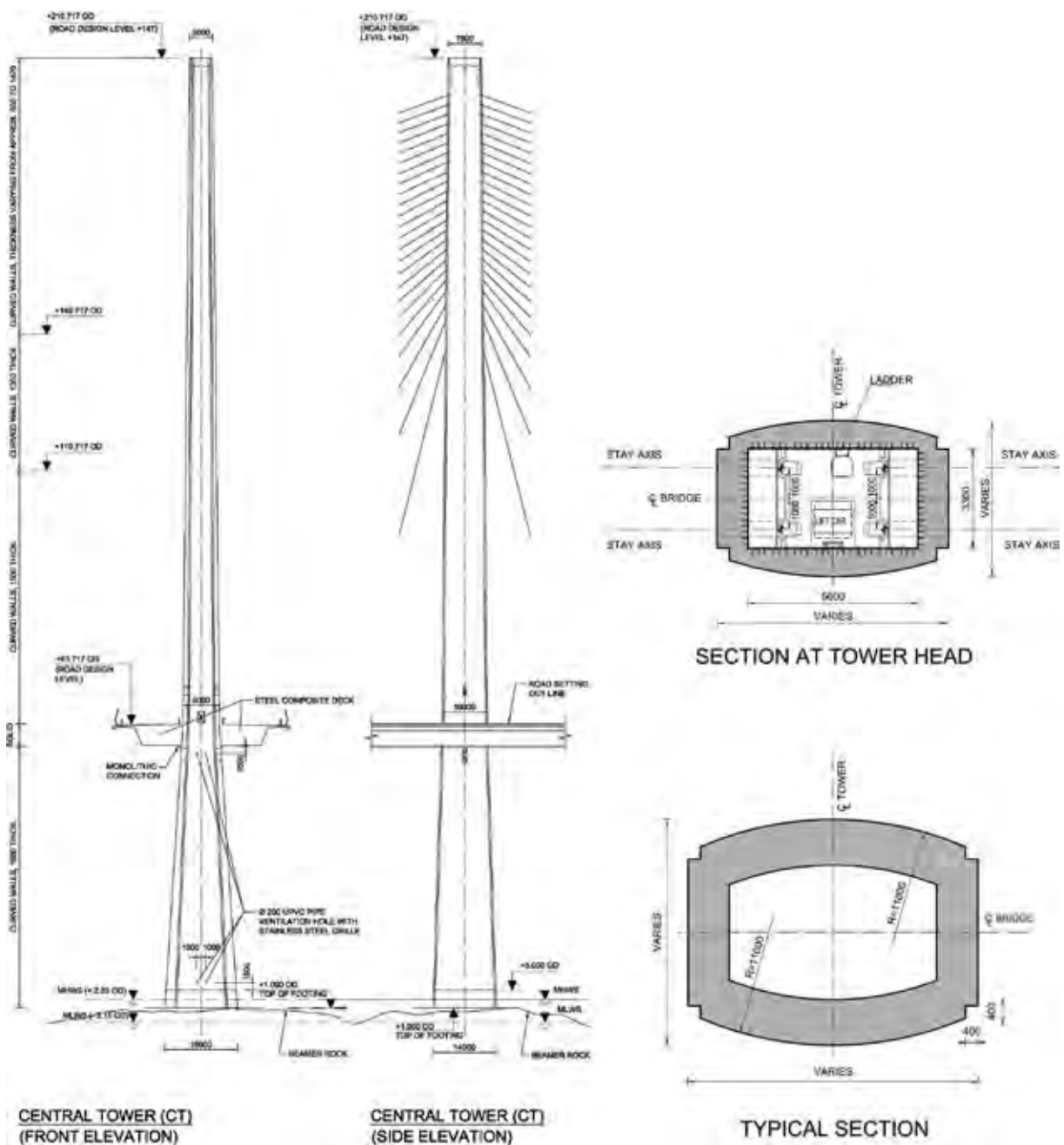


Bild 5 Ansichten und Pylonquerschnitte

Zeichnung: Forth Crossing DJV



Bild 6 Visualisierung der Seildämpfer

Visualisierung: Forth Crossing DJV

Seilverankerungen auch für die Verschneidung des Überbaus mit den Pylonen vorgesehen.

Der einteilige Überbau (unten in Bild 4) geht im nicht seilverspannten Bereich in zwei separate einzellige Querschnitte über (oben in Bild 4 dargestellt). Beide Querschnitte wurden so gestaltet, dass die von außen sichtbare Form genau gleich ist, um einen möglichst harmonischen Übergang zu erhalten.

Als weitere Besonderheit ist zu erwähnen, dass die Stöße der Trapezsteifen nicht, wie ansonsten in Zentraleuropa üblich, geschweißt wurden, sondern mit vorgespannten Laschenverbindungen verschraubt wurden.

## 2.5 Pylone

Die drei Pylone variieren in ihrer äußeren Geometrie lediglich unterhalb des Überbaus, um der unterschiedlichen Höhenlage der Fahrbahn Rechnung zu tragen. Das heißt, ihr Stahlbetonquerschnitt verjüngt sich von 14,00 m × 16,00 m an der Oberkante der Gründung auf 7,50 m × 5,00 m an der 210 m bzw. 202 m hohen Pylonspitze (Bild 5). Die Wandstärken variieren zwischen 1,50 m und 2,40 m unterhalb des Decks und zwischen 1,50 m und 0,85 m oberhalb der Fahrbahn.

Im oberen Bereich ist ein über Kopfbolzendübel im Verbund liegender Stahlhohlkasten zur Verankerung der Seile angeordnet. Als Besonderheit ist hier der durch Entfeuchtung garantierte Korrosionsschutz zu erwähnen, wie er auch im Überbau realisiert wird.

Eine besondere Herausforderung sowohl bei der Planung als auch bei der Ausführung war der monolithische Anschluss des mittleren Pylons an den Überbau. Die Rahmenecke musste für ein vom Überbau in den Pylon übertragenes Moment in Brückenebene von 1.430 MNm ausgelegt werden. Zusätzlich waren ein Überbautorsionsmoment von 1.000 MNm und ein Moment aus der Brückenebene von 450 MNm einzuleiten. Dies führte zu einer extrem hohen Konzentration von Bewehrung und zusätzlicher Vorspannung. Nicht nur die Beanspruchungen im Endzustand, sondern auch die Bauzustände wurden in fast jedem Bemessungsschnitt der Pylone maßgebend. So waren die maximalen Biegemomente an der Pylongründung in Brückenebene mit 6.000 MNm im Bau- und Endzustand in etwa gleich groß. Sind im Endzustand jedoch durch die sich übergreifenden Seile Umlagerungsmöglichkeiten innerhalb des Systems vorhanden, so waren diese für das statisch bestimmte System im Bauzustand nicht gegeben.

## 2.6 Seile

Die 288 Schrägseile werden, wie heutzutage im Großbrückenbau üblich, als siebendrahtige Parallellitzenbündel ausgeführt. Die geringste Litzenanzahl von 45 ergibt sich für die kurzen Seile am mittleren Pylon. Bei den beiden seitlichen Pylonen ergibt sich bei genau diesen Seilen die größte Litzenanzahl mit 109, da der Überbau hier nicht am Pylon vertikal gelagert ist.

Der Korrosionsschutz der Seile wird durch eine Verzinkung der Drähte, eine Polyethylenumman-

telung der Litzen und die Verpressung der darin befindlichen Hohlräume mit Wachs sichergestellt. Die Litzen sind zudem mit weißen Hüllrohren mit einem Durchmesser zwischen 200 mm und 315 mm vor äußeren Wettereinflüssen geschützt. Eine außenliegende Wendel in Helixform minimiert das Risiko von regen- und windinduzierten Schwingungen. Zusätzlich sind Dämpfer oberhalb der Fahrbahn angeordnet, für deren Dimensionierung harmonische Schwingungen des Überbaus infolge von Wirbelablösungen relevant sind (Bild 6). Bei der Dimensionierung der Dämpfer mussten die verhältnismäßig großen Verformungen der Seile relativ zum Überbau berücksichtigt werden, welche bei den sich überlappenden Seilen zu entsprechend großen Abmessungen führten.

## 2.7 Pfeiler

Für die Pfeiler wurde die V-Form mit einer oberen Zugstrebe gewählt. Im Bereich des einteiligen Überbaus ist auf jedem der beiden Stiele ein Lager angeordnet. Im Bereich der Vorlandbrücken sind dort jeweils zwei Lager mit einem Abstand von lediglich 2,75 m angeordnet. Die Spreizung ist gerade groß genug, um ein Abheben der Lager

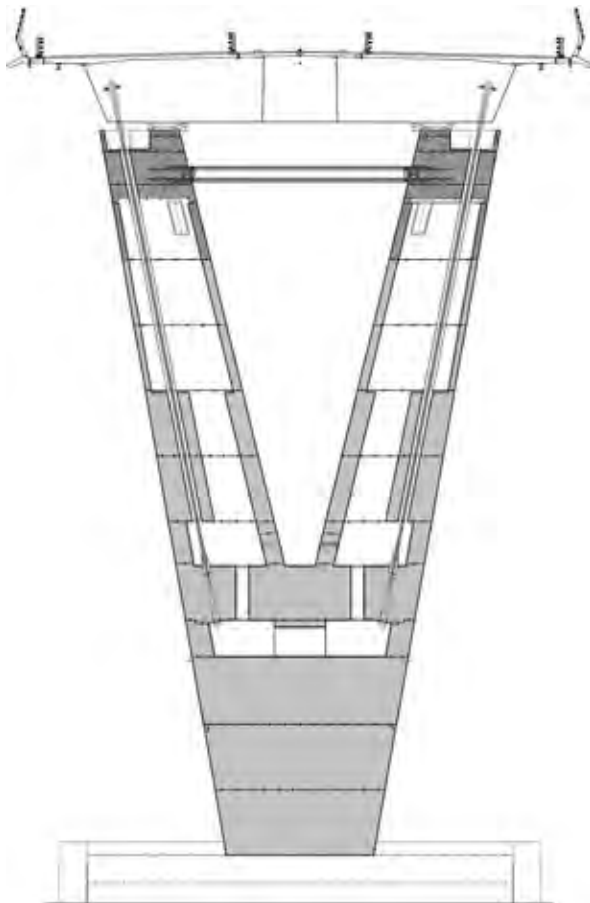


Bild 7 Schnitt durch einen Verankerungspfeiler  
Zeichnung: Forth Crossing DJV



Bild 8 Herstellung der Pylone mit äußerer Kletterschalung und innenliegender Ankerbox

Foto: FCBC

zu verhindern. Wie schon erwähnt, sind in den beiden Verankerungspfeilern schräg verlaufende Spannglieder angeordnet (Bild 7).

## 3 Bauausführung

### 3.1 Gründungen

Alle Gründungen sind auf Felsen gegründete Flachgründungen. Für die beiden seitlichen Pylone und den ersten südlichen Verankerungspfeiler wurden dazu Absenkkästen mit einem Durchmesser von bis zu 30 m verwendet, da hier der tragfähige Fels erst in einer Tiefe von bis zu 40 m anstand. Alle anderen Gründungen wurden mit zum Teil teilverfertigtem Spundwandkästen ausgeführt.

Zur Herstellung der Gründungen waren umfangreiche Unterwasserbetonagen erforderlich. Für den südlichen Pylon wurden in einer kontinuierlichen Betonage über einen Zeitraum von 15 Tagen insgesamt 16.900 m<sup>3</sup> Unterwasserbeton eingebracht. Jeglicher Materialtransport erfolgte mit Hilfe von Pontons vom ca. 3 km entfernten Hafen in Rosyth zu den im Wasser gelegenen Pylonen und Pfeilern. Zur Versorgung der Baustelle wurde ein eigenes Betonmischwerk aufgebaut.

### 3.2 Pylone

Die Pylone wurden unter Verwendung einer inneren und einer äußeren Kletterschalung in je 54 Schüssen von bis zu 4 m Höhe hergestellt. Es kam eine für dieses Projekt konstruierte Schalung zur Ausführung. Diese war flexibler und kostengünstiger als eine Systemschalung. Im oberen Be-

reich wurde die innere Kletterschalung durch die innenliegenden permanenten Ankerboxen ersetzt (Bild 8). Ein Großteil der Bewehrung wurde bereits im Hafen von Rosyth vorgefertigt und, wie die Ankerboxen, mit dem Turmdrehkran eingehoben. Die Vormontage der Bewehrung im Hafen erwies sich als sehr effizient, da hier unabhängig vom kritischen Pfad (im Hinblick auf die Zeitschiene) unter optimalen Bedingungen eine hervorragende Qualität erzielt wurde. Der Beton wurde mittels einer im Pylon befindlichen Steigleitung mit einem Druck von bis zu 200 bar in 200 m Höhe gepumpt. Es wurde ein sowohl farblich als auch qualitativ hervorragender Beton hergestellt, welcher sich auch im Bereich sehr konzentrierter Bewehrung noch leicht verdichten ließ und somit Kiesnester an der Oberfläche nicht auftraten.

### 3.3 Überbau

#### 3.3.1 Startersegmente

Die Montage des Überbaus startete mit temporären Arbeitsplattformen an den drei Pylonen, welche mit einem Schwimmkran eingehoben wurden. Nach der Installation der Plattformen wurden auf diesen die ersten vier Startersegmente an jedem Pylon mit demselben Schwimmkran eingebaut (Bild 9). Die beiden

mittleren Segmente waren U-förmig, um die Pylone zu umschließen. Die zur Montage der weiteren Segmente erforderlichen Derricks wurden ebenfalls direkt mit eingehoben. Nachdem die Segmente in ihrer korrekten Werkstattform miteinander verschweißt bzw. verschraubt waren, wurde die Schalung zur Herstellung der Fahrbahnplatten errichtet.

Am mittleren Pylon, dem Längsfestpunkt des Überbaus, wurden die Stahlsegmente monolithisch mit dem Pylon verbunden, indem die Lücke mit Beton vergossen wurde, und vorgespannt. Anschließend wurden an allen drei Pylonen die Fahrbahnplatten in vier Abschnitten betoniert. Nach Einbringen der Quervorspannung an der Fahrbahnplatte wurden die Startersegmente mit den ersten Seilen von den Arbeitsplattformen gehoben. Durch die monolithische Verbindung am mittleren Pylon und den daraus resultierenden geringen Verformungen des Überbaus an den Kragarmspitzen mussten dort die Lagerpunkte auf der Arbeitsplattform zusätzlich durch Pressen freigesetzt werden. Bei den beiden äußeren Pylonen konnten die Segmente um bis zu 1,50 m mit den Seilen angehoben werden, um sie in die richtige Längsneigung zu rotieren und entsprechend genügend Lichtraum zur Arbeitsplattform zu erhalten.



Bild 9 Einheben eines der Startersegmente

Foto: FCBC

### 3.3.2 Freivorbau

Nachdem die ca. 4.000 t schweren Startersegmente durch die Seile gestützt waren, wurden die bereits eingehobenen Derricks in Betrieb genommen, um mit der Freivorbau montage zu beginnen. Die ca. 720 t schweren Verbundsegmente mit einer Breite von 39,80 m und einer Länge von 16,20 m wurden im Hafen von Rosyth mit Hilfe von selbstangetriebenen Transportern auf Pontons verfahren und von dort an ihre vorgesehene Position verschifft. Dann wurden die Pontons an vier Stellen im Meeresgrund verankert. Nach der genauen Positionierung der Pontons wurden die Segmente mit zwei Litzenhebern auf ihre erforderliche Höhe von bis zu 62 m gehoben. Um ausreichend Platz für die sich übergreifende Schlaufenbewehrung zu schaffen (Bild 10), wurden die Segmente erst in ihrer endgültigen Höhe um ca. 80 cm längsverschoben und in ihre richtige Neigung rotiert.

Nach dem Ausrichten der Segmente und deren geometrischer Fixierung mittels der Laschenverbindungen an den Längssteifen wurde mit dem Schweißen der Obergurte begonnen (Bild 10). Nach gelungener Schweißnahtprüfung wurde dann die Fuge der Betonfahrbahn ausbetoniert. Parallel dazu erfolgte das Verschweißen der Stege und Bodenbleche in bis zu 2 m langen Streifen. In diesen Streifen wurden die zuvor temporär verschraubten Steifenverbindungen wieder geöffnet, um nach der Schweißnahtprüfung die endgültige Vorspannung auf die Laschenstöße aufzubringen. Es wurden jeweils nur die Laschenverbindungen an zwei benachbarten Stößen der Längssteifen geöffnet, um zum einen die Geometrie des Stoßes zu wahren und zum anderen die eingefrorenen Spannungen aus der parallel durchgeführten Seilmontage gering zu belassen. Da die Seilmontage



Bild 10 Montagestoß mit Laschenverbindungen unten und Betonierfuge oben Foto: FCBC

tage im Baufortschritt auf dem kritischen Pfad lag, wurden die Hüllrohre mit den beiden ersten Litzen bereits vor der Betonage der Fuge eingebaut. Um die eingefrorenen Spannungen gering zu halten, durften weitere Litzen jedoch erst eingebaut werden, nachdem der Beton eine gewisse Steifigkeit bzw. Festigkeit entwickelt hatte. Die Kräfte im Derrick mussten dann während der Seilmontage zu einer vorher definierten Seilkraft abgelassen werden, damit die Spannungen im Montagestoß gering blieben. Für jeden Schritt wurde festgelegt, wie viel Prozent des Schweiß- und Schraubstoßes zuvor fertiggestellt sein mussten.

Nach Installation aller Litzen wurden die Seile auf ihre Ziellänge nachgespannt. Parallel dazu wurde der Montagederrick zum Heben des nächsten Segmentes vorgefahren.

### 3.3.3 Kritische Bauzustände

Während der Montage wurden einige Zustände bemessungsrelevant für Pylone, Seile und Überbau. Nach dem Anheben der insgesamt 60 m langen Startersegmente durch die ersten Seilpaare wurde die darauffolgende Montage der ersten Freivorbausegmente bemessungsrelevant für die bis zu 109 Litzen starken Seile. Da diese bereits mit der maximal möglichen Litzenanzahl ausgestattet waren, mussten die zweiten Seilpaare in einer bestimmten Sequenz eingebaut werden, um die ersten Seile nicht zu überbeanspruchen. Durch die Installation nur eines der zweiten Seilpaare wäre die Kraft im ersten Seilpaar auf der anderen Pylonseite weiter angewachsen.

Die folgenden Segmente waren für die Seile und den Überbau, wie bei Schrägseilbrücken generell üblich, nicht bemessungsrelevant, da das Eigengewicht und die Verkehrsbelastungen im Bauzustand deutlich geringer als im Endzustand sind.

Das Gewicht der zehn mittleren Segmente im Hauptfeld wird im Endzustand sowohl von den während des Freivorbaus installierten Seilen als auch von den nach dem Lückenschluss installierten, sich überlappenden Seilen abgetragen. Da jedoch im Bauzustand zunächst das Gewicht nur von einem Seilpaar aufgenommen werden kann, war es erforderlich, die fünf längsten Seile eines jeden Kragarms auf eine wesentlich höhere Kraft als für den Endzustand erforderlich zu spannen.

Da ein Ablassen der individuellen Litzen auf Grund des Keilbisses im Ankerbereich nicht möglich ist, wurden die Ankerköpfe zunächst auf bis zu 600 mm dicke Stapel aus Futterblechen aufgesetzt, die dann zu einem späteren Zeitpunkt wieder entfernt wurden. Die Bemessung der Seile und die Anordnung der Futterbleche musste so



Bild 11 Mittlerer Pylon mit maximalen Kragarmen

Foto: FCBC

erfolgen, dass die Bauzustände nicht zu wesentlich größeren Spannungen im Überbau als im Endzustand führten. Hierfür waren mehrere Iterationsschritte zur Optimierung erforderlich.

Auch bei der Bemessung der Pylone musste ein besonderes Augenmerk auf die Bauzustände gerichtet werden. Sowohl beim mittleren Pylon als auch bei den beiden seitlichen Pylonen führten die Bauzustände mit den maximal freistehenden Kragarmen zu annähernd gleichen Beanspruchungen wie im Endzustand (Bild 11).

Zur Abschätzung der Windlasten in diesem Bauzustand wurden Gesamtmodelle im Windkanal getestet (Bild 12). Da die Eigenschwingzeiten des mittleren Pylons mit seinen beidseitigen Kragarmen von 322 m sowohl für Schwingungen in der Brückenebene als auch für Torsionsbelastungen des Pylons mit jeweils über 11 s berechnet worden waren, war hier mit extremen Resonanzschwingungen zu rechnen. Die durch die Wind-

kanalversuche gestützten Berechnungen ergaben maximale Verformungen am Ende des Überbaus von 0,9 m in horizontaler Richtung und 2,0 m in vertikaler Richtung mit dazugehörigen Biegemomenten von 1.920 MNm und Torsionsmomenten von 680 MNm im unteren Teil des Pylons.

Da die Biegemomente in der Brückenebene im Pylon von der Gründung bis zur Höhe des Überbaus fast konstant sind, der Querschnitt sich aber auf ca. 60 % verjüngt, waren vor allem die Querschnitte auf Höhe des Überbaus für die Pylone bemessungsrelevant. Um die Momente im Bauzustand an dieser Stelle zu reduzieren, wurden schräge Hilfsabspannungen zwischen der Gründung und dem Überbau angeordnet. Da die Windlasten im balancierten Zustand vom Pylon auch ohne Hilfsabspannung aufgenommen werden konnten, wurden die Hilfsabspannungen nur auf einer Seite zur Aufnahme der Zusatzmomente aus einer ungleichen Segmentanzahl der beiden Kragarme erforderlich. Die Hilfsabspannungen

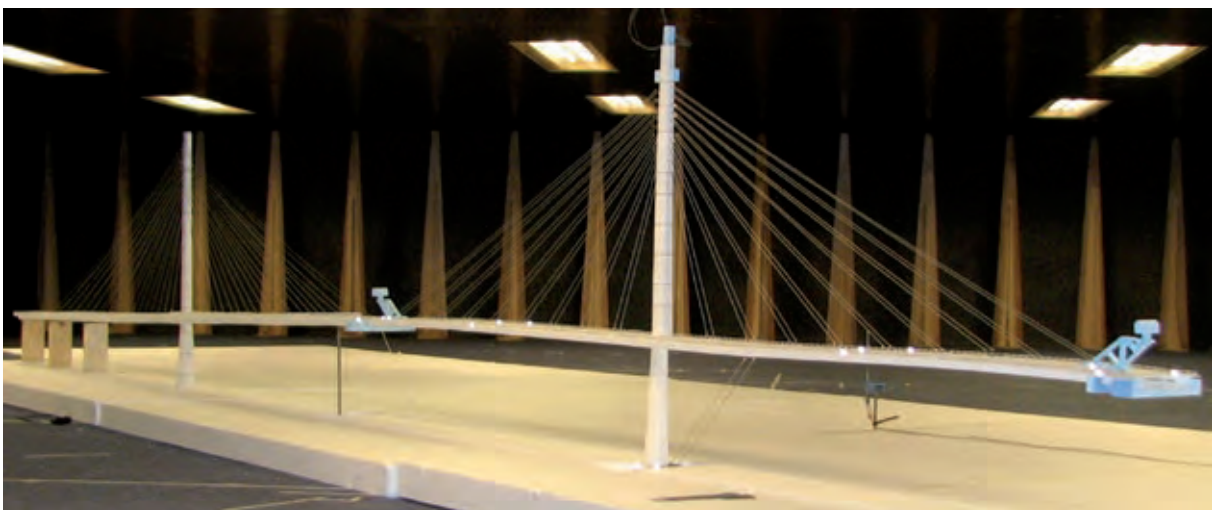


Bild 12 Kritischer Bauzustand im Windkanal

Foto: Forth Crossing DJV



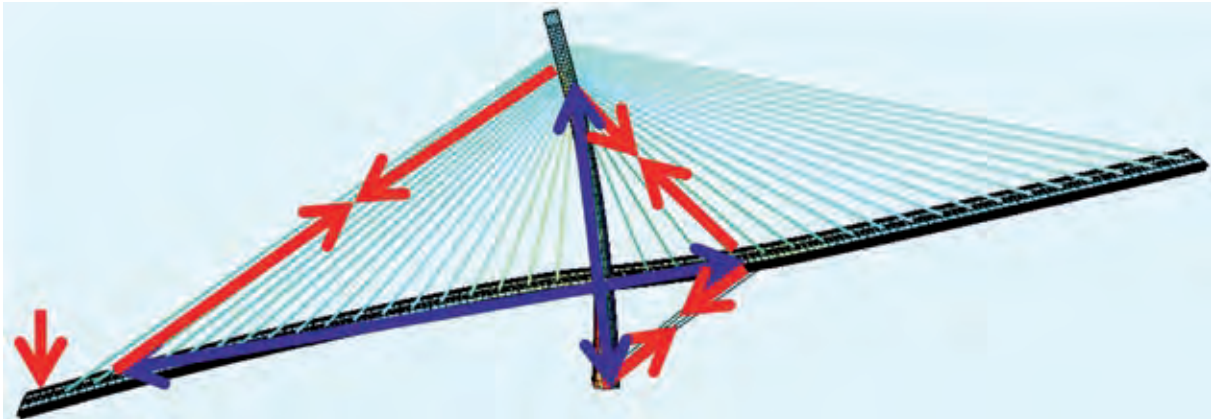


Bild 13 Kraftverlauf bei ungleichen Lasten im Freivorbau

Grafik: Forth Crossing DJV

übernehmen dabei in Kombination mit den normalen Seilen eine Art externe Vorspannung des Pylons (Bild 13).

Diese Vorspannung sorgte dafür, dass die Biegespannungen im Pylon auf einem Niveau verblieben, die ein Reißen des Betons auch bei maximalem Kragarm verhinderten. Dennoch verformten sich die Pylonspitze durch das Anheben des letzten ca. 700 t schweren Überbausegments am mittleren Pylon um ca. 1,50 m und der Überbaukragarm um ca. 3,50 m. Im Extremfall unter faktorisierten Lasten, Berücksichtigung des Reißens des Betons und von Effekten nach Theorie II. Ordnung hätte sogar mit Verformungen von bis zu 14 m an der Kragarmspitze gerechnet werden müssen.

Der mittlere Pylon mit seinen beiden 322 m langen Kragarmen wurde durch Guinness World Records zertifiziert.

### 3.3.4 Lückenschlüsse

Insgesamt waren bei der Überbaumontage sechs Lückenschlüsse vorzunehmen. Neben den beiden Schlusslücken im Hauptfeld und dem Anschließen der Hauptbrücke an die beiden eingeschobenen Vorlandbrücken mussten auf der Südseite auch die Lücken zu den ersten beiden Pfeilern geschlossen werden.

Um den Überbau im Freivorbau über die beiden Pfeiler hinweg zu montieren, wurde zunächst jeweils ein Segment mit dem Derrick auf dem Pfeiler abgesetzt. Dieses Segment konnte dann auf einer auf dem Pfeilerkopf angebrachten Hilfskonstruktion in Längsrichtung verfahren werden, um den notwendigen Platz für ein danach gehobenes Lückensegment zu schaffen (Bild 14). Nachdem dieses Segment, wie ein gewöhnliches Segment, an dem Kragarm angeschlossen wurde, konnte dann das Segment auf dem Pfeilerkopf verschoben werden, um es mit dem

Lückensegment zu verschweißen. Beim ersten Pfeiler konnte die korrekte Höhenlage des Überbaus sehr einfach über Ballast auf dem vorhandenen frei auskragenden Überbau erreicht werden. Beim zweiten Pfeiler musste der Überbau mittels hydraulischer Pressen um ca. 300 mm angehoben werden. Ein einfaches Ballastieren war hier auf Grund der Verbindung zum ersten Pfeiler nicht mehr möglich.

Zum Schließen der Lücke in den Hauptfeldern war neben der bereits erwähnten Überspannung der Seile ein Ballastieren des Überbaus erforderlich. Um die beiden Kragarmenden in die richtige Höhenlage zu bringen, waren bis zu 700 t Ballast erforderlich. Dieser Ballast wurde aus den Litzen der noch zu installierenden Seile gebildet. Zur temporären Verschlosserung der beiden Überbauten im Mittelfeld wurden 38 bis zu 75 mm Durchmesser starke Gewindestangen verwendet. Die erzielte Vorspannkraft von 8.000 t war erforderlich, um auch bei starkem Wind den Stoß so zu überdrücken, dass keine Verformungen zwischen den beiden Überbauten auftreten konnten, welche eine Schädigung der Schweißnähte zur Folge gehabt hätten. Nach erfolgtem Lückenschluss in den Mittelfeldern wurden dann parallel zur Montage der überlappenden Seile die zuvor installierten Seile wieder abgelassen. Hierzu war eine Presse mit einer Kapazität von 1.600 t erforderlich, die auf die Pressenstühle zur Entfernung der Futterbleche aufgebracht werden musste. Diese Operation erwies sich auf Grund des begrenzten Platzes im Pylon und der zu hebenden Gewichte als äußerst schwierig.

## 3.4 Montage- und Geometrieontrolle

Die Geometrieontrolle erfolgte in erster Linie durch den Einbau der Seile auf ihre Solllänge. Die Vor- und Nachteile dieser Methode im Vergleich zu der Methode, bei der in erster Linie die Seile

auf ihre Sollkräfte eingebaut werden, ist detailliert in [4] beschrieben.

Sämtliche Montagezustände wurden durch eine fortlaufende Vermessung der Überbau- und Py-longeometrien sowie der Messung der Seilkräfte überwacht. Nach der Installation eines jeden Seiles während des Freivorbaus wurden die Geometrien der Pylone und des Überbaus vermessen und die Kraft des neuen Seiles mittels hydraulischer Pressen gemessen. Da die beiden Überbaukragarme immer um einen halben Zyklus versetzt waren, diente dieselbe Vermessung am gegenüberliegenden Kragarm zur Kontrolle der Geometrie vor dem Seileinbau. Durch diesen Rhythmus wurden die Pylone immer abwechselnd im balancierten und unbalancierten Zustand überwacht.

Die Gewichte der Überbausegmente wurden mittels der hydraulischen Pressen auf den Montagederrickten kontrolliert. Die gemessenen Gewichte variierten im Vergleich zu den theoretisch ermittelten Gewichten um weniger als ein Prozent.

Die Werkstattform des Überbaus wurde durch eine Probemontage von bis zu 10 aneinandergereihten Segmenten bereits bei der Fabrikation der Segmente im chinesischen Werk kontrolliert. Die dort vormontierte Geometrie konnte auf Grund der geschraubten Steifenverbindungen und zu-

sätzlichen Marken auf dem Ober- und Untergurt des Stahlquerschnittes nach dem Hub des Segments leicht reproduziert werden. Zusätzlich wurde der Knickwinkel zum vorherigen Segment mittels einer Höhenvermessung kontrolliert.

Trotz der genauen Kontrolle der Geometrie, Gewichte und Seilkräfte stellte sich nach der Montage der ersten Segmente nicht die gewünschte Geometrie ein, da die Betonplatte nach dem Hub des dritten bzw. vierten Segmentes an allen sechs Kragarmen über eine Länge von ca. 50 m gerissen war. Zwar war schon bei der Montageberechnung ein mögliches Reißen der Betonfahrbahnplatte im Zustand eines auskragenden Segmentes untersucht und dieser Einfluss auch mit einer zusätzlichen Vertikalverformung von bis zu 200 mm quantifiziert worden, doch hatte man damit gerechnet, dass sich die Risse nach der Montage des entsprechenden Seils wieder schließen würden und der gewünschte Verformungszustand sich damit wieder einstellt. Dieses Verhalten stellte sich jedoch nicht ein: die Kräfte der auf Länge eingebauten Seile waren um bis zu 10 % höher als zuvor berechnet und der Überbau weiterhin um bis zu 250 mm tiefer. Es wurde beobachtet, dass sich die Risse nach dem Einbau der Seile nicht vollständig geschlossen hatten, obwohl die Betonplatte in diesem Zustand rechnerisch unter leichtem Druck stand. Es wurden zudem weitere Berechnungen durchgeführt, die den genauen zeitlichen Ablauf



Bild 14 Lückenschluss am Pfeiler S1

Foto: FCBC



Bild 15 Geometrie vor dem Schließen des Hauptfeldes

Foto: L. Kohler

der Montage und die damit verbundenen Kriecheffekte im Beton berücksichtigten. Da der Zeitraum von der Montage eines Segmentes bis zum Einbau des zugehörigen Seiles wesentlich länger dauerte als in den ursprünglichen Berechnungen angenommen, ergaben sich in diesen Zusatzbetrachtungen ebenfalls um bis zu 80 mm größere Verformungen.

Es zeigte sich, dass mit dem weiteren Baufortschritt zwar die Verformung der vordersten fünf Segmente deutlich von den Sollwerten abwich, sich aber in den danach folgenden Segmenten die gewünschte Höhenlage annähernd einstellte. Die Kontrolle der Seilkräfte am Ende des Freivorbaus zeigte ebenfalls, dass die Kräfte der kürzeren Seile innerhalb einer Montagetoleranz von 5 % lagen. Lediglich vereinzelt Seile, bei denen vermutlich die Vermessung der Ankerpunkte oder Seillängen nicht innerhalb der vorgegebenen Toleranzen lag, mussten noch einmal nachjustiert werden. Um die gewünschte Geometrie für die Lückenschlüsse des Überbaus zu erreichen, mussten die längsten Seile jedoch nachgespannt werden mit der Folge, dass die Kräfte deutlich über den Sollwerten lagen. Da für diese Seile auf Grund der Überlappung der Seile in der Mitte der Hauptöffnungen der Bauzustand maßgebend war, konnte eine Erhöhung der Kräfte für den Endzustand in Kauf genommen werden. Auf die im Überbau bemessungsrelevanten Druckspannungen im Bodenblech hatte dies zudem einen positiven Effekt. So konnte der Überbau in der Mitte der Hauptöffnungen mit der gewünschten Geometrie geschlossen werden. Die überlappenden Seile wurden nach dem Lückenschluss auf die erforderlichen Kräfte installiert.

Durch die Anordnung der Seile in der Mitte der Brücke war klar, dass mögliche Verdrehungen des Überbaus um die Längsachse während des Freivorbaus so gut wie gar nicht zu korrigieren waren. Hierfür wurde eine Korrekturmöglichkeit bei den Lückenschlüssen des Überbaus vorgesehen. Es stellte sich jedoch nach der Montage der ersten Segmente heraus, dass an fünf der sechs Kragarme diese Verdrehungen mit jedem Segment anwuchsen. Es wurde klar, dass, wenn dieser Trend anhalten würde, ein Schließen der Brücke innerhalb der Toleranzen unmöglich sein würde. Nach genaueren Recherchen stellte sich heraus, dass die Segmente vor dem Betonieren der Fahrbahnplatte nicht mit der erforderlichen Präzision positioniert worden waren. Da ein Verwölben des Stahltrags vor der Betonage der Fahrbahnplatte ohne große Kräfte möglich, der Querschnitt nach dem Betonieren aber sehr steif ist, wurde hier bereits bei der Vorfertigung eine Verwindung von bis zu 10 mm über die Länge eines Segmentes eingepreßt. Da zum Zeitpunkt dieser Feststellung schon zum Teil über die Hälfte der 18 Freivorbausegmente eines Kragarms betoniert waren, wurden den restlichen noch zu betonierenden Segmenten Verwindungen in der umgekehrten Richtung eingepreßt. So konnten die Lückenschlüsse mit einer minimalen Korrektur der Überbauverdrehungen durchgeführt werden.

Zur Einhaltung der horizontalen Geometrie wurden an ein paar ausgewählten Segmenten kleine Knicke im Grundriss vorgenommen. Dadurch konnte die maximale Abweichung von 60 mm am Ende der Kragarme einfach korrigiert werden.

Insgesamt konnte durch diese detaillierte und vorausschauende Geometrie- und Montagekontrolle

die Brücke innerhalb der vorgegebenen Toleranzen fertiggestellt werden.

## 4 Sonstige Herausforderungen

### 4.1 Wettereinflüsse

Als eine besondere Herausforderung stellten sich die Wetterbedingungen am Firth of Forth heraus. Nicht die besonders starken Winde, sondern die Kontinuität des Windes machten den geplanten Baufortschritt das eine oder andere Mal zunichte.

Insbesondere die Installation der Seile stellte sich als kritisch heraus, da zur im Mittel viertägigen Montage eines Seiles der Zugang zu den Seilöffnungen auf der Außenseite der Pylone in bis zu 200 m Höhe mittels an Seilen aufgehängten Körben erforderlich war (Bild 16). Im Bauzeitenplan war davon ausgegangen worden, dass im Mittel an jedem 4. Tag keine Seile montiert werden könnten. Tatsächlich betrug die Ausfallzeit in einigen Monaten jedoch mehr als 40 %, an denen die kritischen mittleren Windgeschwindigkeiten von 14 m/s überschritten wurden.

Als weniger kritisch erwies sich das Einheben der Überbausegmente, obwohl für das Anheben der Segmente von den Pontons eine Begrenzung der

Windgeschwindigkeit von nur 11 m/s galt. Da der ca. 60 m hohe Hub allerdings lediglich maximal vier Stunden dauerte und während des Hubvorgangs ein Limit von 14 m/s galt, war immer ein Wetterfenster ohne allzu große Verzögerungen zu finden.

### 4.2 Teamwork

Eine große Aufgabe bei der Umsetzung spielte neben den bereits erwähnten technischen Anforderungen die Bildung eines Teams. Da sowohl die vier beteiligten Baufirmen als auch die drei Planungsbüros aus unterschiedlichen Ländern stammten, musste die erforderliche gute Kommunikation zunächst etabliert werden. Da zum Beispiel die Montage der ersten Überbausegmente bereits begann, als der Pylon erst kurz oberhalb des Decks war, war eine gute Koordination zwischen dem Team, welches die Pylone herzustellen hatte, mit dem unterhalb arbeitenden Team des Überbaus erforderlich.

In Spitzenzeiten waren auf der Baustelle, zu welcher auch umfangreiche Arbeiten an den Zugangsstraßen gehörten, bis zu 1.200 Personen gleichzeitig beschäftigt. Diese Personen zu koordinieren und davon fast die Hälfte auf dem Wasserweg zu ihrem Arbeitsplatz zu befördern, erwies sich auch als große logistische Aufgabe (Bild 17).



Bild 16 Montage der Seile

Foto: FCBC

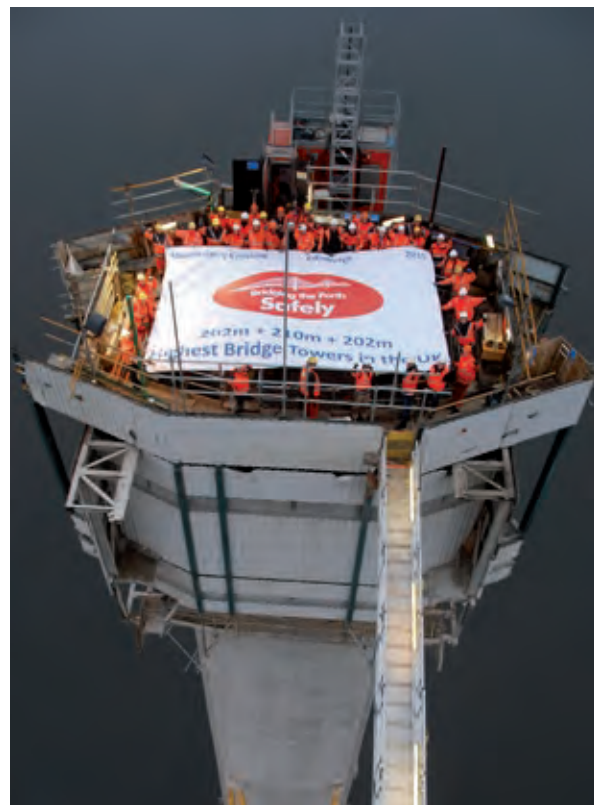


Bild 17 Teamfoto bei der Fertigstellung des letzten Pylons

Foto: FCBC

## 5 Aussicht

Es ist geplant, die Brücke im Mai 2017 dem Verkehr zu übergeben. Nach Fertigstellung wird die atemberaubende Brückensammlung aus drei verschiedenen Jahrhunderten mit so unterschiedlichen Tragsystemen einmalig auf der gesamten Welt sein.

## Literatur

- [1] Climie, D.; Shackman, L.; Minto, B.: Forth Replacement Crossing – Project Background and Feasibility. In: Proc. of IABSE-IASS Symposium 2011: Taller, Longer, Lighter – Meeting growing demand with limited resources, 20.–23.9.2011 in London (Great Britain), paper no. 961, full paper on CD-ROM, 11 pages
- [2] Hussain, N.; Carter, M.; Kite, S.; Minto, B.: Forth Replacement Crossing – Concept Design. In: Proc. of IABSE-IASS Symposium 2011: Taller, Longer, Lighter – Meeting growing demand with limited resources, 20.–23.9.2011 in London (Great Britain), paper no. 963, full paper on CD-ROM, 11 pages
- [3] Virlogeux, M.: Bridges with Multiple Cable-Stayed Spans. Structural Engineering International 11 (2001), S. 61–82
- [4] Romberg, M.: Von der Ausführungsplanung bis zur Montage – Forth Replacement Crossing in Schottland. Brückenbau (2016) 1/2, S. 6–13

## Projektbeteiligte

Bauherr:	Transport Scotland, Glasgow, Schottland
Entwurf:	Jacobs Arup Joint Venture, Edinburgh, Schottland
Ausführung:	Forth Crossing Bridge Constructors: Hochtief Solutions AG, Essen, Deutschland American Bridge International, Coraopolis, USA Dragados S. A., London, England Morrison Construction, Edinburgh, Schottland
Tragwerksplanung:	Forth Crossing Design Joint Venture: Leonhardt, André und Partner, Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart, Deutschland Rambøll Group A/S, Kopenhagen, Dänemark Rambøll UK Limited, Southampton, England Sweco UK, Leeds, England
Prüfung:	URS, Aecom, London, England

## Brückenbauexkursion 2016 – Hup Holland Hup

**Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Dipl.-Ing. Jakob Bochmann**

*Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden*

### 1 Konzept der Exkursion

Man könnte fragen: Warum sind Exkursionen wichtig? – Die knappe Antwort lautet: wegen des Unterschieds zwischen Theorie und Praxis! Theoretisch kann man viel erlernen, praktisch muss man es aber erleben. Entsprechend dieses Grundsatzes findet alljährlich die Brückenbauexkursion statt, die von Mitarbeitern des Instituts für Massivbau der TU Dresden und unter studentischer Beteiligung organisiert wird. Übergeordnetes Ziel ist es, die theoretisch erlangten Kenntnisse und Prinzipien in der Realität umgesetzt zu sehen. Grundsätzlich richtet sich die Exkursion an Studenten des 8. Semesters im Diplomstudengang. Die Studenten haben zu diesem Zeitpunkt bereits vertiefte Kenntnisse im Brückenbau im Rahmen der Vorlesung erlangt. Aber auch den Studenten des 6. Semesters wurde die Möglichkeit geboten, an der Exkursion 2016 teilzunehmen. So bieten sich den Studenten einerseits Einblicke in den Alltag oder die herausragenden Aufgaben der Ingenieur Tätigkeit, andererseits bietet sich auch die Möglichkeit für Firmen, in Kontakt mit den angehenden Absolventen zu gelangen. An der Exkursion haben insgesamt 22 Studenten teilgenommen.

Zum Konzept der Exkursion zählt auch, dass der Austausch zwischen Lehrenden und den Studenten gefördert wird. Aus Sicht der Organisatoren bietet sich hierbei das gemeinsame Zelten besonders an. Zum einen ergibt sich hierbei ganz automatisch eine abendliche Diskussionsrunde, bei der bereits Erlebtes und das für den nächsten Tag Geplante besprochen werden kann, zum anderen bleiben die Kosten der Exkursion überschaubar. Die Versorgung auf den Campingplätzen lag bei den Studenten selbst und gelang sehr gut. Die Reise mit Kleinbussen hat sich auch in diesem Jahr bewährt, da die Baustellen damit problemlos erreichbar waren. Die Studenten waren von Anfang an in die Planung einbezogen. Somit konnte die Exkursion gezielt auf die Interessen der Studenten abgestimmt werden. Des Weiteren wurde jedem Studenten vorab ein Bauwerk zugewiesen, mit dem er sich vertieft auseinandersetzte. Somit war stets ein Experte für jedes Bauwerk vorhanden, der für Rückfragen seiner Kommilitonen zur Verfügung stand.

Die Dresdner Brückenbauexkursion hat mittlerweile eine lange Tradition. Neben skandinavischen Ländern wurden bereits die Alpenrepublik Schweiz, aber auch Frankreich und Schottland in der Vergangenheit besucht. Vergangenes Jahr standen die Brücken in Süddeutschland, Österreich und Tschechien im Mittelpunkt. Einige Exkursionsberichte können ab 2012 den Tagungsbänden zum Dresdner Brückenbausymposium entnommen werden. Ein weißer Fleck auf der Landkarte unserer Nachbarländer bestand noch in den Beneluxstaaten. Somit war mit den Niederlanden das Ziel für 2016 schnell gefunden. Da die Niederlande und Dresden durchaus weit entfernt liegen, lag es nahe, die einzigartigen Brücken des Rheins mit in das Programm aufzunehmen. Die zahlreichen Fußgänger- und Radwegbrücken des Ruhrgebiets waren der Rückreise vorbehalten. Die Niederlande zeichnen sich durch ihre zahlreichen beweglichen Brücken und die interessante Geologie aus, sodass einerseits ein abwechslungsreiches Programm sichergestellt und andererseits die volle Bandbreite des Ingenieurbaus abgedeckt wurden.

### 2 Brücken in „Rheinkultur“ – Brücken am Rhein und seinen Zuflüssen

Nachdem am frühen Montagmorgen des 15.8.2016 die Kleinbusse von den beiden Betreuern und weiteren sechs Studenten, die ebenfalls als Fahrer fungierten, abgeholt wurden, trafen wir um 7:00 Uhr auf müde, jedoch erwartungsvolle Studierende. Nachdem das Gepäck in den Bussen verstaut war, steuerten wir unser erstes Ziel an.



Bild 1 Schiersteiner Brücke – Vorfertigung des einzuschwimmenden Stahlbauteils an Land  
Foto: Oliver Steinbock

Die neue *Schiersteiner Brücke* überführt die BAB A 643 über den Rhein und verbindet die Städte Schierstein und Wiesbaden und wurde aufgrund steigender Verkehrsbelastung und Schäden an dem bestehenden Bauwerk notwendig. Der Rhein ist an dieser Stelle zweiarmig, sodass zwischen den Widerlagern eine Insel vorhanden ist. Die sogenannte Rettbergsaue ist teilweise FFH-Gebiet. Dies wurde beim Siegerentwurf zum Entwurfswettbewerb 2007 berücksichtigt [1], womit sich gegenüber der bestehenden Brücke eine teilweise neue Pfeilerstellung ergab. Die Besonderheiten des Entwurfs und das Bauverfahren wurden uns von Herrn Stremmel von Hessen Mobil – Straßen- und Verkehrsmangement ausführlich beschrieben. Besonderheiten der neuen Balkenkonstruktion u. a. mit Wechsel vom Verbundquerschnitt zum reinen Stahlquerschnitt wurden ebenso erläutert wie die Schwächen der bestehenden Konstruktion. Im Anschluss an den Fachvortrag hatten die Studenten die Möglichkeit, die Baustelle und insbesondere den noch einzuschwimmenden Stahlteil des bis zu 205 m langen Hauptfeldes in Augenschein zu nehmen.

Im Anschluss an die Baustellenführung steuerten wir unseren ersten Übernachtungsplatz an. Standesgemäß übernachteten wir zwar nicht unter der Brücke, jedoch neben der Brücke am Campingplatz *Hindenburgbrücke* bei Bingen. Nachdem die Studenten die anfänglichen Schwierigkeiten ihrer Zeltkonstruktionen überwunden hatten, be-

sichtigten wir die Reste der historischen Betonkonstruktion mit Natursteinmauerwerk im Rahmen eines abendlichen Spazierganges. Von der im 2. Weltkrieg zerstörten Eisenbahnbrücke über den Rhein sind lediglich noch die Flusspfeiler und ein Bogen auf der Landseite erhalten.

Am nächsten Morgen stand das aktuell größte Brückenbauprojekt Europas auf dem Programm, der *Hochmoselübergang*. Dazu verließen wir den Rhein und folgten dem Flusslauf der Mosel. Im Gegensatz zum meist breiten Rheintal liegt die Mosel eingebettet zwischen steilen Hängen, die häufig mit Wein bewachsen sind. Schon Fritz Leonhardt verwies auf die unterschiedlichen Charaktere dieser nah beieinanderliegenden Flüsse, die letztlich ganz unterschiedliche Anforderungen an einen Brückenentwurf stellen [2]. Vor Ort angekommen führten uns Herr Brückner und Herr Lorenz ausgiebig über die Baustelle. Während uns Herr Lorenz von der Porr Deutschland GmbH die Besonderheiten der Pfeilerkonstruktionen erläuterte, erklärte uns Herr Brückner von der Plauen Stahlbau Technologie GmbH die Herausforderungen des Stahlüberbaus. Bei den Pfeilerkonstruktionen stießen besonders die Vorkehrungen hinsichtlich der aerodynamischen Stabilität auf Interesse [3]. Beim Stahlüberbau waren die Informationen zum Vorschub des Überbaus besonders interessant. Um die Pfeilerkopfverschiebungen und damit die Fußpunktmomente der Pfeiler zu begrenzen, wurden beim Vorschub an jedem



Bild 2 Hochmoselübergang – Bauzustand im August 2016

Foto: Oliver Steinbock



Bild 3 Hochmoselübergang – Gruppenbild am auskragenden Überbauende

Foto: Oliver Steinbock

Pfeiler Pressen angebracht. Die Notwendigkeit des Hilfspyllons inkl. Abspannung für die Reduktion der Verformungen des Kragarms stellten die schwindelfreien Studenten unmittelbar am aktuellen Überbauende fest.

Nach der erfolgreichen Besichtigung führte unser Weg, vorbei an der *Bogenbrücke bei Zeltingen*, einem Frühwerk von Fritz Leonhardt, zu einem weiteren Zufluss des Rheins bis nach Limburg, wo

die Bundesautobahn A3 die Lahn überquert. Hier konnten wir gleich zwei Baustellen besichtigen. Da der Ersatzneubau für die bestehende *Lahntalbrücke* neben dem Bestandsbauwerk errichtet wird, konnte uns Herr Ratzenberger vom Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. Heinrich Bechert & Partner zunächst das Neubauvorhaben erläutern, ehe er uns anschließend auch das Abbruchverfahren für die alte Lahntalbrücke vor Ort zeigen konnte. Bei der neuen Lahntalbrücke handelt es sich um eine



Bild 4 Bogenbrücke über die Mosel von Fritz Leonhardt

Foto: Oliver Steinbock





Bild 5 Neue Lahntalbrücke Foto: Oliver Steinbock

semi-integrale Spannbetonbrücke in heute üblicher Mischbauweise mit Kombination aus interner und externer Spanngliedführung, die im Freivorbau hergestellt wird. Beim Abbruch kam ein bisher nur in Einzelfällen angewendetes Verfahren zum Einsatz, bei dem ein eigentlich für den Neubau von Brücken konzipiertes Vorschubgerüst nun beim Abbruch zur Anwendung kommt. In diesem Zuge wurden den Studenten die Besonderheiten und Probleme von frühen Spannbetonüberbauten näher erläutert.

Vom Limburg aus machten sich die Exkursionsteilnehmer auf den Weg zu einem am Rheinufer gelegenen Campingplatz nahe Bonn, um am nächsten Vormittag das nächste Highlight mit einer Besichtigung der ersten echten Hängebrücke Deutschlands, der *Brücke Köln-Rodenkirchen*, wahrzunehmen. Herr Moschüring vom Landesbetrieb Straßenbau NRW führte uns auf, unter und in die Brücke. Zunächst erläuterte Herr Moschüring die Besonderheiten bei den Erweiterungsmaßnahmen in den 1990er Jahren, bei der das Bauwerk verbreitert wurde. Die dafür notwendigen Hebungen des Überbaus, um letztlich eine gleichmäßige Belastung aller drei Tragkabel zu erreichen, faszinierte sowohl Betreuer als auch Studierende. Ein besonderes Erlebnis war auch die Besteigung des etwa 60 m hohen Stahlpylons sowie die Widerlagerbegehung mit Sichtung von alter und neuer Tragkabelverankerung. Vom Pylon aus konnten wir nicht nur die Umlenksattel der Tragkabel, sondern auch bereits das nächste Ziel, die Kölner Innenstadt mit Dom sehen.

Am Nachmittag brachen wir in die Niederlande auf. Um die lange Fahrt bis nach Rotterdam in einem erträglichen Maß zu halten, rasteten die Exkursionsteilnehmer an einem weiteren spektakulären Bauwerk, der *Radfahrerbrücke Hovenring* in Eindhoven, die beim Brückenbausymposium 2016 vorgestellt worden war, [4]. Die Kreisverkehrsbrücke zur Bewältigung des Fahrradverkehrs scheint dabei über dem Kreisverkehr der Straße zu schweben und erfüllt dennoch alle Anforderun-

gen bei der Anbindung. Rätsel gaben den Studenten zunächst die Schwingungsdämpfer an den oberen Kabelenden auf. Diese Frage sollte sich im weiteren Verlauf der Exkursion klären.

### 3 Brücken in den Niederlanden – Brücken in Bewegung

Unseren ersten Abend in den Niederlanden verbrachten wir am Mittwoch in Rotterdam. Den nächsten Tag begannen wir mit der Besichtigung der *Grünen Verbindung*, einer Brücke zwischen zwei Naherholungszentren der Stadt Rotterdam. Das stählerne Raumfachwerk mit Rohrquerschnitten überspannt eine Autobahn mit einer Hauptspannweite von etwa 190 m und ist für Fuß- und Radfahrer angelegt.

Etwas Glück hatten wir bei der Besichtigung der *Erasmusbrücke* in Rotterdam, denn direkt im Anschluss an den studentischen Vortrag zur Konstruktion begann der Hebevorgang des klappbaren Teils für die Durchfahrt mehrerer Segelschiffe. An der Erasmusbrücke lernten die Studenten eine Variante zur Eliminierung von Seilschwingungen kennen. Bereits in den 1990er Jahren wurden an den Fußpunkten der Kabel geneigte hydraulische



Bild 6 Besichtigung des Pylons der Brücke Köln-Rodenkirchen Foto: Oliver Steinbock

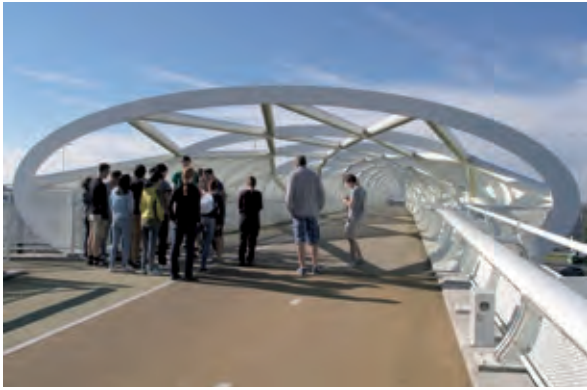


Bild 7 Studentischer Vortrag an der „Grünen Verbindung“ – Rotterdam Foto: Oliver Steinbock



Bild 10 Vortrag zu Entwurf und Konstruktion des Hovenrings im Büro von ipv Delft Foto: Oliver Steinbock

Dämpfer angeordnet [5]. Eine weitere Hebebrücke – die *Rijnhavenbrücke* – war ebenfalls Bestandteil des Rundganges durch Rotterdam.

In Anschluss an die Nahrungsaufnahme in der angesagten Fenix Food Factory in Rotterdam machten wir uns auf den Weg in das benachbarte Delft. Dort wurden die Exkursionsteilnehmer bereits von einem etwas anderen Ingenieurbüro erwartet. Marion Kresken stellte uns zunächst Räumlichkeiten und Philosophie des Büros ipv Delft creatieve ingenieurs vor. Das Ingenieurbüro ist insbesondere in

Holland für seine neuartigen Entwürfe von Fußgänger- und Radfahrerbrücken bekannt, die sich wohl auch aus der ungewöhnlichen Zusammensetzung des Teams aus Architekten, Ingenieuren und Produktdesignern ergeben. Im Anschluss präsentierte uns Adriaan Kok einige ausgewählte realisierte Projekte und ging schwerpunktmäßig auf die konstruktiven Besonderheiten und Entwurfsparameter des am Vortrag besichtigten Hovenrings ein. Das Rätsel der SeilSchwingdämpfer für den hoch- und niederfrequenten Bereich konnte in diesem Zusammenhang auch gelöst werden.



Bild 8 Hebevorgang der Klappbrücke Erasmusbrücke – Rotterdam Foto: Oliver Steinbock



Bild 9 Rijnhavenbrücke – Rotterdam Foto: Oliver Steinbock



Bild 11 Studentischer Vortrag bei der Brückenfamilie von Calatrava Foto: Oliver Steinbock

Informationen zur Gesamtmaßnahme bei der Neustrukturierung des Verkehrsknotenpunktes Delft erhielten die Exkursionsteilnehmer bei der nächsten Führung. Neben der Besichtigung der Bahnhofsanlagen beeindruckten vor allem die Ausmaße der in den Niederlanden üblichen Fahrradparkhäuser mit ca. 50.000 Stellplätzen.

Am späten Nachmittag stand die Fahrt nach Amsterdam an. Auf dem Weg legte die Gruppe noch einen Zwischenstopp in Hoofddorp ein, um die teils statisch fragwürdigen, aber durchaus sehenswerten Brücken nach den Entwürfen von *Santiago Calatrava* anzusehen. Den Vortrag zu diesen Brücken hielt ein Student des internationalen Masterstudienganges ACCESS. Dieser hatte zuvor den Brückenbauwettbewerb im Rahmen der langen Nacht der Wissenschaften an der TU Dresden im Juni 2016 gewonnen und sich somit eine kostenfreie Teilnahme bei der Exkursion verdient.

Angekommen in Amsterdam, ging es am Freitag mit der niederländischen Tochterfirma von Max Bögl unter die Erde. Im Anschluss an eine Präsentation von Herrn Dederichs zum Bauverfahren haben wir die Baustelle *Spaarndammertunnel* besichtigt. Stellenweise war man schon beim Innenausbau angekommen, die Besonderheiten der offenen Bauweise und des Spezialtiefbaus waren an anderer Stelle jedoch noch gut zu erkennen.

Mit der nächsten Baustelle blieben wir nicht nur unter der Erde sondern gingen sogar unter Wasser. Hier stellte uns Herr De Jong ein Pilotprojekt der Stadt Amsterdam vor – die *Boerenweteringgarage*. Erstmals wird hier eine Tiefgarage unterhalb einer Gracht entstehen. Die Herausforderungen beim Betonieren der Bodenplatte unter Wasser und die Maßnahmen gegen Aufschwimmen waren für die Studenten sehr interessant und lehrreich. Beim Baustellenrundgang erkannten



Bild 12 Ansicht der Nesciobrug – Amsterdam  
Foto: Oliver Steinbock



Bild 13 Blick durch die sieben Gewölbebrücken bei der Grachtenfahrt – Amsterdam  
Foto: Oliver Steinbock

die Studenten die Anforderungen und Herausforderungen beim Bauen im beengten städtischen Raum.

Nach unseren Ausflügen unter den Wasserspiegel führte uns das nächste Ziel wieder zu einer Brücke über das Wasser hinweg, und zwar zu einer der größten Fuß- und Radwegbrücken der Niederlande, der *Nesciobrug*. Zur aufwendigen Montage dieser Brücke referierte Herr van der Meijs von der ausführenden Stahlbaufirma Volker Staal en Funderingen. Am frühen Abend besuchten die Exkursionsteilnehmer noch das Heineken Museum, um sich über die örtliche Bierherstellung zu informieren. Die bis dato erlebnisreiche Woche ließen wir entsprechend bei einer gemütlichen Bierprobe ausklingen.

Am nächsten Morgen machten sich die Exkursionsteilnehmer auf eine eher gemütliche Brückenerkundung, nämlich vom Boot aus. Im Rahmen einer Grachtenfahrt erhielten die Studenten nicht nur einen außergewöhnlichen Blickwinkel auf bzw. unter die Brücken, sondern auch einen Eindruck von der schieren Anzahl der Brücken in Amsterdam. Neben zahlreichen kleinen beweglichen Brücken durfte der bekannte Blick durch die sieben Gewölbebrücken in Reihe über die Reguliersgracht nicht fehlen. Anschließend hatten die Studierenden dann noch Gelegenheit, die Stadt Amsterdam auf eigene Faust zu erkunden, ehe wir uns am Nachmittag wieder in Richtung Deutschland aufmachten.

Auf dem langen Rückweg nach Deutschland legten wir zuvor noch Zwischenhalte an interessanten ausgeführten holländischen Brücken ein. Hier fiel die Stadt Nijmegen auf. Neben der Fuß- und Radwegbrücke *Groentje Brug* besichtigten wir auch die Straßenbrücke *De Oversteek*. Beim Bauwerk De Oversteek faszinierte im Besonderen das Hauptfeld über den Rhein (holländische Be-



Bild 14 De Oversteek in Nijmegen – Hauptfeld mit Bogentragwerk

Foto: Oliver Steinbock

zeichnung Waal) mit seinem gespreizten Bogentragwerk. Aber auch die Vorlandbrücken mit ihren Steinverkleidungen weckten Interesse.

#### 4 Brücken im Ruhrgebiet – Schwingungsanalysen

Unser letzter Zeltplatz lag wiederum an einem Fluss, diesmal aber nicht am Rhein, sondern an einem seiner Zuflüsse, der Ruhr. Unser Ausgangspunkt südlich der Stadt Essen lag zentral für den anstehenden Sonntagsausflug durch das Ruhrgebiet. Waren die Brücken zuvor quasi planmäßig in Bewegung, lag unser Themenschwerpunkt im Ruhrgebiet bei Brücken, die durch Anregung in Bewegung bzw. Schwingung geraten. Die zahlreichen filigranen Fußgängerbrücken im Ruhrgebiet sind für Belastungstests durch angehende Brückenbauingenieure besonders geeignet. Nach dem Start in Duisburg mit der achterbahnähnlichen Brücke *Tiger and Turtle* und der *beweglichen Hängebrücke im Innenhafen* ging es weiter nach Oberhausen. Auch hier konnten die Spannbandkonstruktion *Rehberger Brücke* und der *Ripshorster Steg* mit gekrümmtem untenliegendem Bogen unseren Belastungstests widerstehen. Den dynamischen Testtag schlossen wir in Gelsenkirchen ab. Der doppelte Bogen im Nordsternpark wurde ebenfalls besichtigt wie die Kreisringträgerbrücke *Grimberger Sichel*. Die

Studenten lernten in diesem Zusammenhang eine große Vielfalt an Tragsystemen kennen, wie sie besonders bei Fußgängerbrücken möglich sind. Auch die Relevanz von Schwingungsanalysen erfuhren sie am eigenen Leib. Letztlich durfte die Besichtigung der *Zeche Zollverein* in Essen bei einem Besuch im Ruhrpott nicht fehlen.

Am Montagmorgen trafen wir mit etwas Verspätung, da wir den Verkehr im Ruhrgebiet etwas unterschätzt hatten, bei der Holzbaufirma Hüttemann in Olsberg ein. Trotzdem wurden wir herzlichst empfangen. Herr Höhmann und Herr Steiner führten uns in zwei Gruppen durch die Hallen. Die Fertigung der bis zu 50 m langen Brettschichtholzträger war auch für die Betreuer



Bild 15 Grimberger Sichel – Gelsenkirchen

Foto: Oliver Steinbock



Bild 16 Tiger and Turtle – Duisburg

Foto: Oliver Steinbock

eine neue Erfahrung. Bisher kannten die Studenten die Überhöhung eines Holzbinders nur aus ihren Berechnungen, nun wissen sie auch, wie diese umgesetzt wird.

Bevor die Reise wieder zurück nach Dresden führte, besuchten wir die vom Holzwerk nur einen Katzensprung entfernte Ausbaumaßnahme der BAB 45 sowie der Zubringerstraße B480n. Hier werden drei große Talbrücken errichtet, wovon zwei, die *Talbrücke Nuttlar* und die *Talbrücke Bermecke*, den Exkursionsteilnehmern vor Ort näher erläutert wurden. Herr Mede und Herr Assler von Straßen.NRW standen den Studenten Rede und Antwort. Die beiden Stahlverbundbrücken rundeten die Exkursion aus fachlicher Sicht ab.

## 5 Schlusswort

Nach diesen ereignisreichen acht Tagen und rund 2.500 km Gesamtfahrtstrecke kamen wir wieder in Dresden an. Am Ende haben die Studenten deutlich mehr mitgenommen als nur ihr Gepäck. Sie erhielten Einblick in das faszinierende Feld des Brückenbaus, aber auch des Spezialtiefbaus. Diese Erfahrung wird ihnen bei künftigen Aufgaben wie dem Entwurf, der Konstruktion oder der Sanierung von Brückenbauwerken sicherlich hilfreich sein. Letztlich ist auch das Ende des Studiums der Studenten in Sicht. Die Betreuer sind

sich nach dem positiven Feedback der Studenten sicher, dass ihnen die Exkursion auch auf lange Sicht positiv in Erinnerung bleiben wird.

## Danksagung

Zu guter Letzt möchten wir Betreuer, Oliver Steinbock und Jakob Bochmann, uns zunächst bei den Studenten bedanken. Schließlich sind sie ein wichtiger Bestandteil der Exkursion und maßgeblich am Gelingen des Ausflugs beteiligt. Zudem bereitete es uns besondere Freude, dass stets eine positive und gute Stimmung herrschte und auch das fachliche Interesse vom Anfang bis zum Ende der Exkursion vorhanden war.

Bedanken möchten wir uns auch bei unseren Vorgängern Sebastian Wilhelm und Robert Zobel, welche die Jahre zuvor für die Brückenexkursion verantwortlich waren. Bei Rückfragen standen sie uns stets zur Verfügung, so dass auch unsere Premiere bei der Organisation der Exkursion (man soll sich zwar nicht selbst loben) durchaus gelungen ist.

Dank gilt aber auch vor allem all denen, die uns bei der Planung vorab, auf der Baustelle oder vor Ort unterstützt haben. Insbesondere hat uns gefreut, dass wir von den jeweiligen Gastgebern immer sehr freundlich empfangen wurden und die-



Bild 18 Dipl.-Ing. Jakob Bochmann und Dipl.-Ing. Oliver Steinbock Foto: Pauline Voigt

se sich auch viel Zeit für die Exkursionsteilnehmer genommen haben. Ein besonderer Dank gilt dabei dem Ingenieurbüro ipv Delft für ihre umfangreiche Unterstützung und Vermittlung von Ansprechpartnern in den Niederlanden.

Ein weiter Dank gilt unseren finanziellen Unterstützern, ohne die unsere Exkursion nicht möglich wäre. Allen voran geht wieder ein Dank an Professor Holger Svensson, der seit Jahren unsere Exkursionsvorhaben unterstützt. Ebenfalls wollen

wir uns bei der Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden, Schüßler-Plan, Eurovia und der Gesellschaft von Freunden und Förderern der TU Dresden e. V. für die finanzielle Unterstützung bedanken.

## Literatur

- [1] Pelke, E.; Dieter, A.: Die neue Rheinbrücke Wiesbaden-Schierstein – Wettbewerb und Entwurf. Stahlbau 82 (2013) 2, 106–121
- [2] Leonhardt, F.: Baumeister in einer umwälzenden Zeit / Erinnerungen. Stuttgart: Deutsche Verlags-Anstalt DVA, 1984
- [3] Riegel, S.: Wirtschaftliche Selbstkletterschaltung für Europas aktuell größtes Brückenbauprojekt Hochmoselbrücke. In: Curbach, M. (Hrsg.). Tagungsband zum 26. Dresdner Brückenbausymposium. 14./15.3.2016 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2016, 85–101
- [4] Kok, A.; Kresken, M.: Die Herausforderungen und Möglichkeiten einer umfassenden Grundlagenanalyse am Beispiel des Hovenringes in Eindhoven (NL). In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 26. Dresdner Brückenbausymposium. 14./15.3.2016 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2016, 193–209
- [5] Reusink, J.; Kuijpers, M.: Dämpfer gegen Regen-Windinduzierte Schwingungen der Schrägseile an der Erasmusbrücke. Stahlbau 67 (1998) 10, 768–775

## Chronik des Brückenbaus

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

### A 3 – Ersatzneubau der Rampe über die A 9 am Autobahnkreuz Nürnberg, BW 402e

#### Beteiligte

Bauherr:	Freistaat Bayern, vertreten durch die Autobahndirektion Nordbayern
Entwurf:	SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH, Kronach
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	HFR Ingenieure GmbH, München
Ausführung:	Max Bögl Stiftung & Co.KG, Neumarkt

#### Technische Daten

Bauart:	4-feldrige Spannbetonbrücke im Takt-schiebeverfahren
Überbau:	Spannbetonhohlkastenbrücke in Mischbauweise
Unterbau:	Stahlbetonmassivpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung
Gesamtlänge:	155,75 m
Einzelstützweiten:	37,75 m – 45,00 m – 44,00 m – 29,00 m
Breite:	15,70 m
Brückenfläche:	2.445 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	2,60 m (Überbau)
Bauzeit:	2015–2016
Auftragssumme:	ca. 11,0 Mio. EUR

#### Massen und Mengen

Bohrpfähle:	674 lfd. m
Beton:	5.030 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	840 t
Spannstahl:	100 t

#### Beschreibung

Das BW 402e ist Teil des AK Nürnberg und wurde vollständig erneuert, da der Überbau der 45 Jahre alten Bestandsbrücke erhebliche Schäden aufwies und mit ermüdungsanfälliger Sigma-Oval-Spannstahl vorgespannt war. Der Ersatzneubau ist die erste „Intelligente Brücke“ im digitalen Testfeld Autobahn des BMVI. Ziel ist, dass Brücken der Zukunft bereits frühzeitig und ergänzend zu den Bauwerksprüfungen Auskunft über ihren Zustand und dessen Entwicklung geben können, z. B. mittels integrierter Verkehrszählung, intelligenten FÜK und Sensoren für Druck an den Kalottenmesslagern sowie zur Dehnungs- und Temperaturmessung. 5 Jahre lang werden das objektbezogene Lastmodell fortlaufend aktualisiert, die Restlebensdauer der Brücke und der untersuchten Bauteile analysiert sowie Funktionsfähigkeit und Dauerhaftigkeit der Informations- und Messtechnik nachgewiesen.

Zuerst wurde der Ersatzneubau als Spannbetonhohlkasten im Takt-schiebeverfahren in versetzter Lage erbaut; anschließend erfolgte die Sprengung des Bestandsbauwerks. Verkehrsbeeinträchtigungen während der Bauzeit waren minimal.



Luftbild

Foto: Hajo Dietz

## A3 – Lahntalbrücke Limburg, BW 01

### Beteiligte

Bauherr:	Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, vertreten durch das Land Hessen, endvertreten durch die DEGES GmbH
Entwurf:	Konstruktionsgruppe Bauen AG, Kempen   Karl+Probst Architekten, München
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Büchting+Streit AG, München
Ausführung:	Max Bögl Stiftung & Co.KG

### Technische Daten

Bauart:	Durchlaufträger über 7 Felder
Überbau:	Spannbetonhohlkasten
Unterbau:	Stahlpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung
Gesamtlänge:	450,00 m
Einzelstützweiten:	45,00 m – 60,00 m – 75,00 m – 90,00 m – 75,00 m – 60,00 m – 45,00 m
Breite:	43,90 m
Brückenfläche:	19.755 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	2,50 – 5,50 m (Überbau)
Bauzeit:	2013–2016
Auftragssumme:	ca. 35,00 Mio. EUR

### Massen und Mengen

Bohrpfähle:	1.950 lfd. m
Beton:	40.000 m <sup>3</sup> + 10.500 m <sup>3</sup> für Pfähle
Betonstahl:	6.300 t
Spannstahl:	785 t

### Beschreibung

Nachdem die alte Lahntalbrücke im Jahre 2005 letztmalig für eine Restlebensdauer von 10 Jahren ertüchtigt worden war, wurde in der verbleibenden Zeit ihr Ersatzneubau geplant und in den Jahren 2013 bis 2016 realisiert.

Die Stützweiten des ca. 60 m über der Lahn befindlichen Überbaus des Hauptbauwerks betra-

gen zwischen 45 und 90 m. Der Ausbauabschnitt erhält einen Regelquerschnitt 43,5 B gem. RAA, so dass im Regelbetrieb vier Fahrstreifen zuzüglich eines Standstreifens zur Verfügung stehen. Die insgesamt 18,25 m breite Fahrbahn ermöglicht aber ebenso eine 6+0-Verkehrsführung, die auch genutzt wird, um das Bestandsbauwerk so frühzeitig wie möglich dem Verkehr zu entziehen.

Der Querschnitt besteht aus zwei getrennten Hohlkastenquerschnitten, die in den Auflagerachsen mit Querträgern verbunden sind. Der Überbau jedes Teilbauwerks ist in Längsrichtung gevoutet. Die Konstruktionshöhe beträgt an den Uferpfeilern neben der Lahn 5,50 m, im Feld hingegen nur 2,50 m. Damit ergibt sich in der Seitenansicht eine elegante Leichtigkeit, die sowohl hinsichtlich der Stützweitenteilung als auch der Konstruktionshöhe gut auf die Talform abgestimmt ist. Der Querschnitt besteht aus zwei getrennten Hohlkastenquerschnitten, die in den Auflagerachsen mit Querträgern verbunden sind.

Die mittig unter jedem Hohlkasten angeordneten Rundstützen sind symmetrisch zur Lahn abgestuft ausgebildet. Die in Längsrichtung mittleren vier Pfeilerpaare sind monolithisch mit dem Überbau verbunden, sodass ein semi-integrales Bauwerk vorliegt. Wegen der großen Schlankheit der Pfeiler treten nur geringe Zwangskräfte aus Temperaturdehnung des Überbaus auf. An beiden Brückenden befinden sich begehbare Kastenwiderlager. Alle Unterbauten sind auf Großbohrpfählen D = 1,50 m gegründet.



Luftbild



## A 46 – Talbrücke Hammecke, BW 186

### Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen, Regionalniederlassung Sauerland-Hochstift
Entwurf:	Ingenieurbüro Uhlenberg, Leverkusen
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ruhrberg Ingenieurgesellschaft, Hagen-Dahl
Ausführung:	Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG, Weimar

### Technische Daten

Bauart:	3-feldrige Balkenbrücke im Taktschiebeverfahren
Überbau:	Spannbetonkasten in Mischbauweise
Unterbau:	Stahlverbundpfeiler, Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung
Gesamtlänge:	507,50 m
Einzelstützweiten:	40,00 m – 9 × 47,50 m – 40,00 m
Breite:	28,50 m
Brückenfläche:	14.464 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	3,42 m (Überbau)
Bauzeit:	2012–2016
Auftragssumme:	ca. 17,1 Mio. EUR

### Massen und Mengen

Bohrpfähle:	2.128 lfd. m
Beton:	19.621 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	3.472 t
Spannstahl:	580 t
Konstruktionsstahl:	300 t

### Beschreibung

Die Talbrücke Hammecke im Zuge der A 46 ist ein optisch zurückhaltendes Bauwerk und integriert sich mit gestreckter Führung gut in das Landschaftsbild.

Die schlanken, rostbraunen Doppelpfeiler wurden als Stahlverbundstützen ausgeführt, wobei die Stahlschalung auf die erforderliche Bewehrung

angerechnet wurde und die Schlankheit so vergrößert werden konnte. In Bereichen mit geringeren Pfeilerhöhen machte sich dies optisch positiv bemerkbar.

Die Brücke hat für jede Fahrtrichtung einen Überbau, der als Spannbetonhohlkastenquerschnitt ausgebildet ist. Die Längsspannglieder wurden gemäß der Mischbauweise in der Fahrbahn- und Bodenplatte sowie umgelenkt extern im Kastenninneren angeordnet. Um die Dauerhaftigkeit der Überbauten sicherzustellen, wurden die Fahrbahnplatten in Querrichtung mit internen Spanngliedern ohne Verbund vorgespannt.

Da über dem Bauwerk in geringer Höhe eine Hochspannungsleitung die Trasse quert, konnten die Brückenüberbauten nur im Taktschiebeverfahren erstellt werden. Um dies zu ermöglichen, verlaufen die Überbaukästen in einem Ersatzradius. Die seitlichen Kragarme auf den Außen- und Innenseiten sind unterschiedlich lang. Um die beiden Überbauten aneinander vorbeischieben zu können, mussten die Kragarme auf den Innenseiten entsprechend verkürzt ausgebildet und später als überbreite Gesimbsbalken der Kappen ergänzt werden.

### Literatur:

Ruhrberg Ingenieurgesellschaft; Neumann, I. (Hrsg.): Gestaltungshandbuch für die Ingenieurbauwerke Bundesautobahn A 46, Abschnitt Velmede – Nuttlar und Zubringer (B 480), unveröffentlicht



Seitenansicht

Foto: Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen

## A 46 – Talbrücke Nuttlar, BW 189

### Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen, Regionalniederlassung Sauerland-Hochstift
Entwurf:	Ingenieurbüro Grassl GmbH, Düsseldorf
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Mayer + Schubart, Wunstorf   Ingenieurbüro Bung, Heidelberg
Ausführung:	Max Bögl GmbH & Co. KG

### Technische Daten

Bauart:	7-feldrige Stahlverbundbrücke im Takt-schiebeverfahren
Überbau:	Stahlverbundhohlkasten
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung, Bohrpfehlgründung
Gesamtlänge:	660,00 m
Einzelstützweiten:	77,00 m – 2 x 95,00 m – 115,00 m – 2 x 97,50 m – 83,00 m
Breite:	28,50 m
Brückenfläche:	18.810 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	5,30 m (Überbau)
Bauzeit:	2011–2016
Auftragssumme:	ca. 53,0 Mio. EUR

### Massen und Mengen

Beton:	28.245 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	5.503 t
Konstruktionsstahl:	8.108 t
Kopfbolzen:	103 t

### Beschreibung

Die Talbrücke Nuttlar bei Brestwig/OT Nuttlar ist mit 115 m Höhe über Talsohle aktuell die höchste Brücke in NRW.

Die schlanken, A-förmigen Stahlbetonpfeiler mit veränderlichem Durchmesser sind in regelmäßigen Abständen über Querriegel miteinander verbunden. Diese Riegel sind als ausbetonierte Stahlverbundelemente ausgeführt. Nach der Herstellung der Fundamente wurden die Pfeilersäulen mit Kletterschalungen erstellt. Die als Stahlrohre angelieferten Riegel dienten als verlorene Schalung für den einzufüllenden Beton, Langlöcher in den abschließenden Schottwänden dienten der Durchbindung der Riegelbewehrung in die Pfeiler.

Die bis zu 35 m langen und 132 t schweren stählernen Überbausegmente wurden schussweise werkseitig erstellt, vor Ort sukzessive zum Gesamttragwerk zusammengebaut und in 8 Takten mit 0,7 % Neigung bergab, unterstützt durch eine Bremsanlage und eine Ruhezustandssicherung, geschoben. Der Einfluss des Windes auf die größten Brückenfelder und mögliche Torsionsschwingungen der bis zu 115 m weit auskragenden Stahlkonstruktion wurden im Windkanal der Ruhruniversität Bochum untersucht. Nach dem Einschub der Stahlkonstruktion wurden die Fahrbahnplatte und die Endquerträger im Pilgerschrittverfahren hergestellt.



Untersicht der Talbrücke Nuttlar

Foto: Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen

## A 70 – Hangbrücke Würgau, BW 80a

### Beteiligte

Bauherr:	Freistaat Bayern, vertreten durch die Autobahndirektion Nordbayern
Entwurf:	SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH, Kronach
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG, Nürnberg
Ausführung:	Max Bögl Stiftung & Co. KG, Neumarkt

### Technische Daten

Bauart:	11-feldrige Plattenbalkenbrücke
Überbau:	Zweistegiger Plattenbalken aus Spannbeton
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung
Gesamtlänge:	403,00 m
Einzelstützweiten:	26,00 m – 9 × 39,00 m – 26,00 m
Breite:	16,85 m
Brückenfläche:	6.790 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	2,00 m (Überbau)
Bauzeit:	2015–2016
Auftragssumme:	ca. 8,5 Mio. EUR

### Massen und Mengen

Bohrpfähle:	990 lfd. m
Beton:	8.900 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	1.050 t
Spannstahl:	196 t

### Beschreibung

Die im Zuge der A 70 zwischen den Anschlussstellen Scheßlitz und Roßdorf am Berg liegende Hangbrücke Würgau in Fahrtrichtung Bayreuth wurde vollständig erneuert.

Erhebliche Schäden am Überbau der südlichen, 47 Jahre alten Hangbrücke machten einen Ersatzneubau dringend erforderlich. Spannstähle, die in den 1960er Jahren verwendet wurden, haben sich bei der heute vorhandenen Verkehrsbelastung als besonders anfällig für Materialermüdung erwiesen. Durch das gestiegene Verkehrsaufkommen, insbesondere durch den überproportionalen Anstieg des Güter- und Schwerverkehrs, waren die Tragreserven der Brücke nahezu aufgebraucht. Der Ersatzneubau wurde für heutige und künftige Verkehrslasten zukunftssicher ausgelegt.

Die Gründung des Bauwerks erfolgte über 10 : 1 geneigte Großbohrpfähle mit einem Durchmesser von 1,50 m. Aufgrund schwieriger Untergrundverhältnisse ergaben sich für die Gründung des Bauwerks Bohrpfahllängen von 11 bis 35 m.

Der längsvorgespannte Brückenüberbau hat insgesamt elf Felder und wurde über 20 Stützenpfeiler in elf Takten auf einer Vorschubrüstung erstellt.



Seitenansicht der Hangbrücke Würgau

Foto: Autobahndirektion Nordbayern

## B 2 – Neubau der „Neuseenbrücke“ zwischen Markkleeberg und Gaschwitz, BW 34

### Beteiligte

Bauherr:	Lausitzer und Mitteldeutsche Bergbau-Verwaltungsgesellschaft, Senftenberg   Landesamt für Straßenbau und Verkehr, Leipzig
Entwurf:	Landesamt für Straßenbau und Verkehr, Leipzig
Ausführung:	ARLT Bauunternehmen GmbH, Froburg

### Technische Daten

Bauart:	gefächerte, einhöftige Schrägkabelbrücke
Überbau:	Stahl- und Verbundkonstruktion
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Flach- und Tiefgründung
Gesamtlänge:	63,81 m
Einzelstützweiten:	49,19 m – 14,62 m
Breite:	6,00 m
Brückenfläche:	383 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	0,86 m
Bauzeit:	2015-2016
Auftragssumme:	ca. 4,70 Mio. EUR

### Beschreibung

Nahe der A-38-Anschlussstelle Leipzig-Süd wurde eine einhöftige Schrägkabelbrücke über die Bundesstraße 2 errichtet. Somit entsteht eine wichtige Ost-West-Verbindung in Markkleeberg für Fußgänger, Radfahrer, Rettungs- und Bewirtschaftungsfahrzeuge.

Die zwei Seilebenen der Brücke werden von einem leicht geneigten, 33 m hohen A-Pylon fächerförmig aufgenommen und über die Abspannseile am östlichen Widerlager verankert. Die Pfeiler wurden in Fortsetzung des A-Pylons als zwei abgerundete Einzelpfeiler ausgebildet, womit die Konstruktion an die Abraumförderbrücken des Tagebaus erinnert. Die symmetrische Ausbildung des Fahrbahnträgers ermöglicht gleiche Seilkräfte in beiden Seilebenen und somit konstruktiv gleich ausführbare Längsträger.

Die 2 × 3 Tragseile schließen in zwei Seilebenen jeweils fächerförmig an die auskragenden Hohlkastenquerträger an und leiten ihre Kräfte in den Pylonkopf sowie die zwei Abspannseile ein. Der Überbau wird als elastisch gelagerter Verbunddurchlaufträger ausgeführt und ist in das östliche Widerlager eingespannt. Der Verbundträger setzt sich aus zwei offenen Stahlträgern mit Verbund über Kopfbolzen zur Stahlbetonplatte zusammen. Durch die hohe Eigenmasse des Fahrbahnträgers in Verbindung mit dem steifen A-Pylon und den zwei Seilebenen wird das Schwingverhalten positiv beeinflusst.



Seitenansicht

Foto: Landesamt für Straßenbau und Verkehr

## B 91 – Ersatzneubau Kleine Elsterflutbrücke Richtungsfahrbahn Merseburg, BW 0182

### Beteiligte

Bauherr:	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd
Entwurf:	Hildebrandt Ingenieurbüro GmbH, Halle/Saale
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Bornmann & Jauck GmbH, Bad Dürrenberg
Ausführung:	Glass Ingenieurbau GmbH, Leipzig

### Technische Daten

Bauart:	1-feldrige integrale Stahlverbundhohlkastenbrücke
Überbau:	Hohlkasten in Stahlverbundbauweise
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Tiefgründung
Gesamtlänge:	47,00 m
Einzelstützweite:	45,00 m
Breite:	13,40 m
Brückenfläche:	629 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	2,05 m (Überbau)
Bauzeit:	2015–2016
Auftragssumme:	ca. 3,16 Mio. EUR

### Massen und Mengen

Bohrpfähle:	178 lfd. m
Beton:	910 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	147 t
Konstruktionsstahl:	193 t

### Beschreibung

Die neue Kleine Elsterflutbrücke ersetzt ihre Vorgängerin aus dem Jahre 1936, die insgesamt in einem sehr schlechten Bauzustand gewesen war. Nach Umverlegung des Verkehrs wurde das Bauwerk abgebrochen und anschließend neu gebaut.

Für den Brückenneubau wurde eine Tiefgründung mittels 1,18 m dicken Bohrpfählen in je zwei Reihen auf einer Pfahlabsetzebene im verwitterten Festgestein außerhalb der Altgründung hergestellt, da die Pfahlgründung der alten Brücke nicht entfernt werden konnte. Dadurch ergaben sich große Fundamentabmessungen. Die Gründungssohle der Fundamente der neuen kastenförmigen Widerlager befindet sich in etwa auf demselben Niveau wie die vorhandenen Widerlager, um Wechselwirkungen mit den Widerlagern der Richtungsfahrbahn Halle zu vermeiden.

Der Überbau wurde als einfeldrige, rechteckige Stahlverbundkonstruktion aus 4 gevouteten luftdicht geschweißten Stahlhohlkästen mit Werkbetongurt und Ortbetoneergänzung mit Rahmenwirkung ausgebildet. Der Überbau hat eine geschlossene Untersicht; Ablagerungen, u. a. durch Treibgut bei Hochwasser, was für den Unterhalt und die Lebensdauer einen wichtigen Aspekt darstellt, sind damit generell ausgeschlossen. Der Überbau ist biegesteif mit den Widerlagern verbunden, so dass ein lager- und gelenkfreies integrales Bauwerk vorliegt. Gleiches gilt für die Wandanschlüsse an die Fundamentplatten. Damit entsteht ein allseits biegesteifes, statisch unbestimmtes räumliches Tragwerk.



Seitenansicht

Foto: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd

## B 62n – Hüttentalstraße (HTS) Brücke über die Sieg, die B 62 und die DB, BW 40.1 sowie Brücke im Zuge der Maccostraße über die DB in Siegen-Niederschelden, BW 41.1

### Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Nordrhein-Westfalen, Regionalniederlassung Südwestfalen
Entwurf:	HRA Ingenieurgesellschaft mbH, Bochum
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Jahn Ingenieure GmbH, Herzogenrath
Ausführung:	ARGE Meyer   Eiffel   Schmidt

### Technische Daten BW 41.1

Bauart:	Stahlbetondurchlaufträgerbrücke
Überbau:	Stahlbetonplatte
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	16,00 m
Einzelstützweiten:	je 16,00 m
Breite:	23,00 m
Brückenfläche:	368 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	1,00 m (Überbau)
Bauzeit:	2014–2016
Auftragssumme:	ca. 1,70 Mio. EUR

### Technische Daten BW 40.1

Bauart:	Stahlverbundhohlkastenbrücke
Überbau:	Hohlkasten in Stahlverbund
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und –widerlager
Gründungsart:	Flachgründung, Tiefgründung
Gesamtlänge:	187,50 m
Einzelstützweiten:	2 × 23,00 m – 35,00 m – 40,00 m – 2 × 33,25 m
Breite:	14,35 m
Brückenfläche:	2.716 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	1,90 m (Überbau)
Bauzeit:	2014–2016
Auftragssumme:	ca. 7,40 Mio. EUR

### Massen und Mengen

Beton:	2.002 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	248 t

### Beschreibung

Die Brücken der Hüttentalstraße (HTS) sowie die Brücke im Zuge der Maccostraße überqueren in der Ortslage Siegen-Niederschelden den Vorlandbereich mit der Sieg, die B62 alt sowie die DB-Gleise mit dem Haltepunkt Siegen-Niederschelden. Unmittelbar am südlichen Widerlager hinter dem Haltepunkt zweigt das Bauwerk Maccostraße rechtwinklig von der HTS ab, um ebenfalls die Eisenbahngleise zu queren.



Untersicht Brücke Hüttentalstraße

Foto: Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr  
Nordrhein-Westfalen, Regionalniederlassung Südwestfalen)



Seitenansicht Brücke Maccostaße

(Foto: Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr  
Nordrhein-Westfalen, Regionalniederlassung Südwestfalen)

Die Brücke im Zuge der HTS (BW 40.1) wurde als Stahlverbundbauwerk konzipiert. Der Überbauquerschnitt besteht aus zwei luftdicht verschweißten Kästen und einer Betonfahrbahnplatte. Das Bauwerk weist einen offenen und einen geschlossenen Bereich auf. Im offenen Bereich wurden unter den beiden Stahlhauptträgern schlanke, längs strukturierte Rundstützen mit Kapitellen zur Aufnahme der Lager und der Pressenansatzpunkte vorgesehen. Am Pfeiler in Achse 4 befindet sich der Wechsel vom offenen zum geschlossenen Bereich, weshalb hier sowohl ein runder als auch ein schräg stehender eckiger Pfeiler angeordnet wurden. Der stählerne Überbauquerträger mit den hier integrierten Hauptträgern wurde auf den beiden Pfeilern aufgelagert. Ab dem Pfeiler Achse 4 bis zum Widerlager in Achse 7 führt die Brücke sehr schleifend über bzw. unmittelbar neben den Bahngleisen und dem Haltepunkt. Die Pfeiler in Achse 5 und 6 wurden seitlich zum Haltepunkt als auskragende, gewölbartig ausgeformte Scheiben ausgebildet und mussten aufgrund des außermittigen Standortes ein massives Gegengewicht bilden, um den Überbau statisch sicher zu lagern.

Das sich beidseitig kreisartig aufweitende Bauwerk Maccostaße (BW 41.1) wurde als langer gewölbartiger Rahmen mit gevouteten Vorsatz-

schalen ausgebildet, um eine gestalterische Einheit mit dem Hauptbauwerk zu schaffen. Damit konnten trotz schwieriger Randbedingungen gleichzeitig auch statisch günstige Voraussetzungen für diese Brücke geschaffen werden.

Der schleifende Schnitt der HTS-Trasse zur DB-Strecke, zum Haltepunkt und zwei Bahnübergänge waren für die Festlegung der Widerlager- und Pfeilerstellungen sowie einzuhaltender Mindestabstände zur Gleisanlage maßgebend. Für den Bau der Gründungen der Pfeiler und des Überbaues im Gleisbereich war der Mindestabstand zu spannungsführenden Teilen der DB-Strecke fast durchgängig unterschritten. Der DB-Fahrdraht inkl. zugehöriger Maststandorte war entsprechend anzupassen. Die Pfeilerscheibe in Achse 5 musste, da der Gleiswechselbetrieb zum Bauzeitpunkt nicht zur Verfügung stand, um 4,40 m zurückgesetzt errichtet und nach der Fertigstellung des 780 t schweren Bauteils in die Endlage geschoben werden. Das Einheben der Stahlträger für den Überbau und die Anordnung bzw. der Ausbau der Schalungsgerüste für die Fahrbahnplatte der HTS war nur innerhalb von Sperrzeiten der DB-Strecke mit dem entsprechenden zeitlichen Genehmigungsvorlauf möglich. Der Überbau der Brücke Maccostaße wurde in überhöhter Lage erstellt und anschließend abgesenkt.

## B 91 – Ersatzneubau der Saaleflutbrücke RiFa Halle, BW 0163

### Beteiligte

Bauherr:	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd
Entwurf:	IBV GmbH, Halle/Saale
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	IBV GmbH, Halle/Saale
Ausführung:	ARGE B91 BW0163 GP Ingenieurbau   GP-Verkehrswegebau

### Technische Daten

Bauart:	5-feldrige Plattenbalkenbrücke
Überbau:	Zweistegiger Spannbeton-Plattenbalken
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung
Gesamtlänge:	144,00 m
Einzelstützweite:	26,04 m – 3 × 30,35 m – 27,07 m
Breite:	13,30 m
Brückenfläche:	1.917 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	1,40 m (Überbau)
Bauzeit:	2015–2016
Auftragssumme:	ca. 3,62 Mio. EUR

### Massen und Mengen

Bohrpfähle:	740 lfd. m
Beton:	2.375 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	343 t
Spannstahl:	53 t

### Beschreibung

Die im Jahr 1970 errichtete 8-feldrige Stahlbeton-Plattenbalkenbrücke wurde aufgrund maroder

Bausubstanz durch einen 5-feldrigen Neubau als zweistegiger Plattenbalken aus Spannbeton ersetzt.

Die beiden Widerlager und die vier Mittelpfeiler wurden auf 9,50 m bis 16,50 m langen, teilweise geneigten Bohrpfehlen mit einem Durchmesser von 1,0 m hergestellt. Der kontinuierliche Übergang zwischen dem Straßendamm und dem Brückenbauwerk wird durch die Anordnung der Widerlager gewährleistet.

Zur Abstützung des Überbaus dienen auf den Bohrpfehlen gegründete Stahlbetonscheiben, welche in 1,50 m dicke Pfahlkopfplatten eingespannt sind. Die Scheiben verjüngen sich V-förmig nach unten mit einer Neigung von 5 : 1. Der Überbau wurde symmetrisch ausgeführt, wobei im Bereich der Widerlager zwischen den beiden vorgespannten Längsbalken Ortbetonquerträger zur besseren Lastverteilung in Querrichtung vorgesehen wurden. Bei der Größe der vorhandenen Lagerkräfte und Verschiebungen führten bewehrte Elastomerlager zu einer wirtschaftlichen, dauerhaften und wartungsfreundlichen Lösung.



Seitenansicht

Foto: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd



## B 100 – Ersatzneubau der Brücke im Zuge der B100 über die Anlagen der DB AG und der ELS, BW 0046

### Beteiligte

Bauherr:	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Ost, Dessau-Roßlau
Entwurf:	Dr. Löber Ingenieurgesellschaft für Verkehrsbauwesen mbH, Halle/Saale
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Hofmann und Fackler GmbH Beratende Ingenieure VBI, Memmingen
Ausführung:	ARLT Bauunternehmen GmbH, Froburg

### Technische Daten

Bauart:	2-feldrige Plattenbalkenbrücke
Überbau:	Spannbetonfertigteile mit Ortbetonverbundplatte
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	53,78 m
Einzelstützweiten:	26,89 m – 26,89 m
Breite:	13,05 m
Brückenfläche:	702 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	0,61 m (Überbau)
Bauzeit:	2015–2016
Auftragssumme:	ca. 3,0 Mio. EUR

### Massen und Mengen

Beton:	1.840 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	213 t
Spannstahl:	18 t

### Beschreibung

Der Ersatzneubau der Brücke über die Anlagen der DB AG und der ELS (ehemalige Kohlebahn) erfolgte im Zuge des Ausbaus der B 100 sowie der Herstellung eines Radweges.

Das Bauwerk ist flach auf 1,00 m bis 1,10 m dicken Stahlbetonfundamenten gegründet. Die beiden Brückenwiderlager mit Wandstärken von 1,80 m wurden ebenfalls aus Stahlbeton mit biegesteif angehängten Parallelfügeln errichtet. Als Mittelunterstützung wurde ein Pfeiler mit einer Länge von 10,00 m und einer Breite von 1,20 m hergestellt. Der direkt gelagerte Überbau aus längs vorgespannten T-förmigen Spannbetonfertigteilen trägt seine Lasten über Elastomerlager in die Unterbauten ab. Für die Lagerung sind 5 Reihen mit insgesamt 15 Lagern verbaut. In der Pfeilerachse wurde das mittlere Lager als V-Lager ausgeführt. Die Spannbetonfertigteile des Überbaus wurden werksseitig vorgefertigt. Durch das Aufbetonieren einer 0,25 m dicken schlaff bewehrten Ortbetonverbundplatte entstand ein 2-feldriger Plattenbalken, der je Überbaufeld aus fünf Fertigteilträgern besteht.



Luftbild

Foto: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Ost

## B 100 – Neubau der Überführung der L 143 über B 100 bei Landsberg, BW 0158Ü

### Beteiligte

Bauherr:	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd
Entwurf:	DW Ingenieurgesellschaft GmbH, Halle/Saale
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Bornmann & Jauck GmbH, Bad Dürrenberg
Ausführung:	ARGE B100/L143 KN Landsberg BW 158Ü, GP Ingenieurbau   GP Verkehrswegebau

### Technische Daten

Bauart:	2-feldrige Spannbetonbrücke
Überbau:	Fünfstegiger Spannbetonträger mit Ortbetonergänzung
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung
Gesamtlänge:	50,40 m
Einzelstützweiten:	25,20 m – 25,20 m
Breite:	13,30 m
Brückenfläche:	670 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	1,40 m (Überbau)
Bauzeit:	2015–2016
Auftragssumme:	ca. 1,55 Mio. EUR

### Massen und Mengen

Bohrpfähle:	342 lfd. m
Beton:	1.548 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	200 t
Spannstahl:	11 t

### Beschreibung

Zur Verbesserung der Gesamtverkehrssituation und unter Berücksichtigung der geplanten Erschließung eines Industriegebietes wurde ein Überführungsbauwerk über die B 100 bei Landsberg erforderlich.

Zur Gründung der Widerlager und der Pfeilerscheibe wurden 10 Pfähle mit einer Länge von 17,00 m und einem Durchmesser von 1,00 m, teilweise mit einer Neigung 10 : 1, hergestellt. Der kontinuierliche Übergang zwischen Straßendamm und Brückenüberbau wird durch die Anordnung kastenförmiger Widerlager mit Parallelfügeln gewährleistet. Als Zwischenstützung für den Überbau dient eine Pfeilerscheibe aus Stahlbeton, die parallel zur Achse der B 100 angeordnet ist.

An beiden Widerlagern sind Endquerträger und über der Pfeilerscheibe ein Querträger vorhanden. Die Fertigteile des fünfstegigen Überbaus wurden mit beschränkter Längsvorspannung und in Querrichtung schlaff bewehrt ausgeführt. Mit dem Betonieren der Ortbetonplatte sowie der Querträger und dem Entfernen der Hilfsstützen bildet sich das endgültige statische System des Durchlaufträgers.



Seitenansicht

Foto: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd

## B 480 – Talbrücke Schormecke, BW 11

### Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen, Regionalniederlassung Sauerland-Hochstift
Entwurf:	Thomas & Bökamp Ingenieurgesellschaft mbH, Münster
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Kinkel + Partner GmbH, Neu-Isenburg
Ausführung:	ARGE Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG   Gerdum & Breuer Baugesellschaft mbH

### Technische Daten

Bauart:	Hohlkastenbrücke im Taktschiebeverfahren
Überbau:	Spannbetonhohlkasten in Mischbauweise
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flach- und Tiefgründung
Gesamtlänge:	455,50 m
Einzelstützweiten:	36,25 m – 46,50 m – 5 × 58,00 m – 46,50 m – 36,25 m
Breite:	15,60 m
Brückenfläche:	7.106 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	4,10 m (Überbau)
Bauzeit:	2013–2016
Auftragssumme:	ca. 12,5 Mio. EUR

### Massen und Mengen

Bohrpfähle:	260 lfd. m
Beton:	14.877 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	2.401 t
Spannstahl:	316 t

### Beschreibung

Die 455,50 m lange Talbrücke wurde als Spannbetonbrücke errichtet. Der Spannbetonhohlkasten des Überbaus wurde im Taktschiebeverfahren von der tiefer liegenden Seite aus erstellt und sollte ausschließlich mit externen Spanngliedern vorgespannt und aufgrund der großen Stützweiten mit Hilfe eines Pylons verschoben werden.

Entsprechend der Vorgaben aus dem Gestaltungshandbuch wurden die Stützen als schlanke Doppelrundpfeiler mit Durchmessern von 3,00 m und 5,00 m konzipiert, um die Offenheit des Tales aus allen Richtungen zu erhalten. Die schlanken Pfeiler wurden als Doppelpfeiler mit verbindenden Querriegeln konzipiert, die kräftiger dimensionierten Pfeiler als Einzelstützen. Auf den kräftigeren Pfeilern wurden Festlager angeordnet, um hier die Längs- und Horizontalkräfte abzuleiten. Das Konzept, den Überbau ausschließlich mit externen Spanngliedern vorzuspannen, wurde während der Bauausführung zugunsten der Mischbauweise geändert. Somit erfolgte die Vorspannung im Bauzustand durch Spannglieder

mit nachträglichem Verbund und im Endzustand durch externe Spannglieder. Darüber hinaus konnte auf den im Bauwerksentwurf vorgesehenen bauzeitlichen Pylon zur Abspannung des Vorbausnabels zur Verminderung der Durchbiegungen des Überbaues vor dem Erreichen der Pfeiler verzichtet werden, indem die Pfeiler für den Verschiebung des Überbaues entsprechend abgespannt und der Vorbausnabel verlängert wurden. Um den Verschiebung des schweren Überbaues bergauf zu ermöglichen, waren zwei Hubreibeinlagen als Taktanlagen erforderlich.

### Literatur:

Ruhrberg Ingenieurgemeinschaft, Neumann, I.: Gestaltungshandbuch für die Ingenieurbauwerke Bundesautobahn A 46, Abschnitt Velmede – Nuttlar und Zubringer (B 480), unveröffentlicht



Seitenansicht

Foto: Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen

## L 192 – Ersatzneubau der Brücke über die Weiße Elster, BW 0032

### Beteiligte

Bauherr:	Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd
Entwurf:	Ingenieurbüro für Bauplanung und Baubetreuung Falk Scholz GmbH, Halle/Saale
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro VTU GmbH, Gera
Ausführung:	ARLT Bauunternehmen GmbH, Frankenhain   GP Ingenieurbau- GP-Verkehrswegebau, Halle

### Technische Daten

Bauart:	2-feldrige Spannbetonplattenbrücke
Überbau:	Spannbetonplatte
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	45,00 m
Einzelstützweiten:	22,50 m – 22,50 m
Breite:	10,80 m
Brückenfläche:	477 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	1,00 m (Überbau)
Bauzeit:	2015–2016
Auftragssumme:	ca. 1,55 Mio. EUR

### Massen und Mengen

Beton:	1.233 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	128 t
Spannstahl:	14 t

### Beschreibung

Bei dem vorhandenen Bauwerk aus dem Jahr 1956 war eine stark beeinträchtigte Standsicherheit und Verkehrssicherheit festgestellt worden. Aus diesem Grund wurde ein Ersatzneubau erforderlich.

Unter den Fundamenten der beiden Widerlager wurde eine je 1,00 m dicke und unter dem Fundament des Pfeilers eine 2,00 m dicke unbewehrte Platte aus Unterwasserbeton als Auftriebsicherung hergestellt. Die Weiterleitung der Bauwerks- und Verkehrslasten in den Baugrund erfolgt über eine 1,30 m dicke Fundamentplatte. Der kontinuierliche Übergang zwischen Straßendamm und Brückenüberbau wird durch die Ausbildung von kastenförmigen Widerlagern mit unterschrittenen Parallelfüßeln gewährleistet. Als Zwischenstützung für die Überbauten dient eine 1,50 m dicke Pfeilerscheibe aus Stahlbeton. Die längs vorge-spannte Spannbetonplatte wurde in Querrichtung schlaff bewehrt.

Auf Grund der Größe der vorhandenen Lagerkräfte und Verschiebungen wurden bewehrte Elastomerlager eingebaut. Für die Lagerung wurden zwei Reihen mit insgesamt 6 Lagern vorgesehen.



Seitenansicht

Foto: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd

## Ersatzneubau Brücke „Melatener Strasse“ über die L 260 in Aachen

### Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen, Regionalniederlassung Ville-Eifel
Entwurf:	Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen, Regionalniederlassung Ville-Eifel   Reicher Haase Associierte GmbH, Aachen
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	LINDSCHULTE Ingenieurgesellschaft mbH
Ausführung:	AMAND GmbH & Co. KG

### Technische Daten

Bauart:	2-feldrige Spannbetonplattenbrücke
Überbau:	einstegiger Stahlbetonplattenbalken
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	40,70 m
Einzelstützweite:	40,70 m
Breite:	6,20 m
Brückenfläche:	252 m <sup>2</sup>
Konstruktionshöhe:	1,80 m (Überbau)
Bauzeit:	2015–2016
Auftragssumme:	ca. 2,1 Mio. EUR

### Massen und Mengen

Beton:	1.300 m <sup>3</sup>
Betonstahl:	170 t
Spannstahl:	15 t

### Beschreibung

Im Westen von Aachen verläuft die Melatener Straße durch ein Wohngebiet zum Campusgelände der RWTH Aachen. Der dreistegige Spann-

betonplattenbalken der vorhandenen, ca. 23 m breiten und 40 m langen Brücke stammte aus dem Jahr 1976 und enthielt spannungsrissskorrosionsgefährdeten Sigma-Spannstahl. Aufgrund der Umgestaltung des Campusgeländes wurde anstelle der vorhandenen Brücke eine Rad- und Gehwegbrücke erforderlich.

An einem Parkhaus vorbeiführend querte eine weitere Brücke die Forckenbeckstraße. Am Parkhaus wurde ein bastionsartiger Platz mit einer Stützwand angeordnet, eine Treppe schuf eine Verbindung zum tieferliegenden Campusareal.

Der neu errichtete einsteigige Plattenbalkenüberbau besteht aus einem gevouteten Einfeldträger. Die beiden Kragarme wurden auf der Unterseite ausgerundet. Die Unterbauten der Brücke bestehen aus kastenförmigen Widerlagern aus Stahlbeton. Aufgrund der örtlichen Bodenverhältnisse konnten alle Unterbauten flach gegründet werden.

Der Abbruch der vorhandenen Brücke unter Vollsperrung, die anschließende Montage einer Behelfsbrücke, die Teilabbrüche der Widerlager bei eingeschränkter Verkehrsführung auf der L 260 sowie die Herstellung des Ersatzneubaus und der Bastion erforderten eine Bauzeit von ca. 13 Monaten.



Luftbild

Foto: Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen, Regionalniederlassung Ville-Eifel