



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

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



26. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

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

14./15. MÄRZ 2016



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

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

Tagungsband

26. Dresdner Brückenbausymposium

Institut für Massivbau

Freunde des Bauingenieurwesens e.V.

14. und 15. März 2016

© 2016 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: Fußgängerbrücke Schierstein. Foto: Cengiz Dicleli

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

ISSN 1613-1169
ISBN 978-3-86780-467-7

Inhalt

Herzlich willkommen zum 26. Dresdner Brückenbausymposium	13
<i>Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland Hans Müller-Steinhagen</i>	
Außer Konkurrenz	15
<i>Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach</i>	
Realisierungswettbewerb zum Ersatzneubau der Eisenbahnüberführungen über die Oder und die Odervorflut bei Küstrin-Kietz	23
<i>Auszug aus der Broschüre der DB Netz AG 2016, Redaktion: Dipl.-Ing. Hartmut Schreiter</i>	
Zur Gestaltung von Brücken der Bundesfernstraßen – Die Suche nach der besten Lösung ...	37
<i>Dr.-Ing. Gero Marzahn, Dr.-Ing. Heinz-Hubert Benning</i>	
Search for the true structural solution	47
<i>Prof. Jiri Strasky, DSc.</i>	
Der Ersatzneubau der Lahntalbrücke Limburg	67
<i>Dipl.-Ing. Annett Nusch, Dr.-Ing. Stefan Franz</i>	
Wirtschaftliche Selbstkletterschalung für Europas aktuell größtes Brückenbauprojekt „Hochmoselbrücke	85
<i>Dipl.-Ing. Sebastian Riegel</i>	
Verstärkung von Brücken mit externer Vorspannung – Einsatzbereiche und Randbedingungen	103
<i>Dipl.-Ing. Michael Buschlinger, Dipl.-Ing., MBA Annette Jarosch</i>	
Ulrich Finsterwalder (1897–1988) – Doyen des Brückenbaus	119
<i>Prof. Cengiz Dicleli</i>	
Gestaltungskonzept für die Brückenbauwerke im Zuge der BAB A 3 zwischen AK Biebelried und AK Fürth/Erlangen	153
<i>LBD Dipl.-Ing. Bernd Endres, Dipl.-Ing. Rolf Jung</i>	
Reparatur der Autobahnbrücke über die Süderelbbrücke nach schwerem Schiffsanprall – Nachrechnung, Planung, Ausführung, Analyse	165
<i>Dipl.-Ing. Dirk Seipelt, Dipl.-Ing. Stefan Eschweiler, Dipl.-Ing. Thomas Neysters, Brinja Coors M.Sc., Dipl.-Ing. Martin Grassl</i>	
Langzeitverhalten von geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen – zukünftig eine Standardbauweise auch für Brückenwiderlager?	177
<i>Dipl.-Ing. Hartmut Hangen, M.Sc. July Ellen Jaramillo Castro</i>	
Die Herausforderungen und Möglichkeiten einer umfassenden Grundlagenanalyse am Beispiel des Hovenringes in Eindhoven (NL)	193
<i>Dipl.-Ing. Adriaan Kok, Dipl.-Des. Marion Kresken</i>	
Die Butterfly-Bridge in Kopenhagen	211
<i>Dr.-Ing. Karl Morgen, Dipl.-Ing. Jan Lüdders</i>	
Militärischer Einfluss auf Konstruktion und Architektur von Eisenbahnbrücken im Deutschen Reich	221
<i>Volker Mende M.A.</i>	

Verstärken mit Carbonbeton im Brückenbau	235
<i>Dr.-Ing. Harald Michler</i>	
Zur Anwendung von Szenario-Spektren beim seismischen Nachweis von Brücken	249
<i>Dr.-Ing. habil. Dirk Proske</i>	
Brücken bauen mit Eisenbeton – Gedanken zum denkmalgerechten Umgang	263
<i>Dipl.-Ing. Oliver Steinbock</i>	
Brückenbauexkursion 2015 – Infrastrukturprojekte in Tschechien, Österreich und Deutschland	273
<i>Dipl.-Ing. Sebastian Wilhelm, Dipl.-Ing. Robert Zobel</i>	
Chronik des Brückenbaus	283
<i>Zusammenstellung: Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner</i>	
Inserentenverzeichnis	311

Im gedruckten Tagungsband stand hier eine Anzeige. Sie wurde für die Online-Fassung entfernt.

Herzlich willkommen zum 26. Dresdner Brückenbausymposium

Brücken sind das Sinnbild für etwas Verbindendes schlechthin. Sie werden allerorten abgebildet, im Munde geführt und beschrieben, um als Symbol für etwas anderes zu stehen. Menschen sind von Brücken fasziniert, weil sie Wege bereiten, Täler überspannen und scheinbar Unüberbrückbares eben doch zusammenrücken lassen.

Bei aller Metaphorik und Symbolhaftigkeit dürfen wir nicht vergessen, dass keine Brücke der anderen gleicht und dass es in der Welt der Brückenbauer im wörtlichen Sinne nicht die eine perfekte Brücke gibt. Jede Situation braucht ihre eigene Brücke, jede konkrete Lösung benötigt den aufs Neue herangehenden Sachverstand und den Enthusiasmus eines echten Lösungswillens.

Seit nunmehr 26 Jahren widmen sich die Dresdner Bauingenieure genau diesem Enthusiasmus und laden ein, immer wieder die richtigen Lösungen zu finden – für echte Brücken, Brücken zum Anfassen, zum Befahren, Begehen und Bestaunen.

Das Veranstaltungsteam um Prof. Curbach hat auch in diesem Jahr wieder keine Mühe gescheut, dieses Symposium zu einer wahren internationalen Leistungsschau in seinem Fach werden zu lassen. Auf diesem Wege möchte ich meinen herzlichen Dank für die Organisation dieses Ereignisses ausdrücken, das seinen festen Platz in den Kalendern unserer Universität hat.

Das Symposium eignet sich auch als Referenzpunkt für die außerordentlich hohe Qualität von Forschung und Lehre. Es zeigt in seiner breiten Fächerung, wie vielgestaltig Bauingenieure eingesetzt werden können, wenn sie durch forschungsnahe Lehre das richtige Rüstzeug für ihr weiteres Leben in Praxis und Theorie an die Hand bekommen.

An der TU Dresden sind in diesem Jahr insgesamt rund 1700 Studierende im Fach Bauingenieurwesen eingeschrieben. Nicht alle spezialisieren sich auf den Brückenbau; aber die Erfahrungen, die wir auch von den Absolventen generell zurückgemeldet bekommen, sind die, dass es sich lohnt, ein universitäres Studium an einer der großen Univer-

sitäten in Deutschland absolviert zu haben. Auch die in Dresden weiterhin bevorzugte und ermöglichte Ausbildung zum Diplomingenieur stärkt den Standort. Der Abschluss ist nach wie vor beliebt bei den Studienanfängern und begehrt bei den Arbeitgebern.

Die TU Dresden ist eine Volluniversität mit einem starken ingenieur- und naturwissenschaftlichen Schwerpunkt. Wir nehmen die Herausforderungen an die Entwicklung des Standortes Dresden an, die sich in der Verknappung der staatlichen Zuweisungen, der demographischen und kulturellen Veränderung unserer Gesellschaft und dem Wandel in der Bedeutung eines Studiums für den Erfolg im Berufsleben nur besonders deutlich zeigen, und bauen dabei auch auf die Leistungsfähigkeit der Dresdner Bauingenieure.

Ich wünsche Ihnen ein erfolgreiches Symposium.

Ihr Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland
Hans Müller-Steinhagen

Rektor der TU Dresden

Außer Konkurrenz

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

Institut für Massivbau, TU Dresden

Ein Wettbewerb ist ein Wettbewerb ist ein Wett..., aber das wissen Sie ja schon. Viel ist schon über Wettbewerb und Wettbewerbe geschrieben worden. Namhafte Autoren haben dazu bereits tiefgehende philosophische und ethische Gedanken geäußert. Die nun folgenden Bemerkungen sollen dazu nicht im Wettbewerb stehen, bewegen sich sozusagen außer Konkurrenz.

Mit Wettbewerb wird auch der Vorgang der Entwicklung des Lebens auf unserer Erde beschrieben. Wir sind Ergebnis und Teil eines Wettbewerbs, der auf unserer Erde stattgefunden hat und stattfindet und wahrscheinlich niemals ein Ende finden wird. Es gibt einige bemerkenswerte Aspekte dieses Wettbewerbs:

- ❑ Die **Kriterien** ändern sich! Der Erfolg im Wettbewerb hängt auch von den Randbedingungen ab, was in der Natur wunderbar zu sehen ist: Die bisher auf der Erde stattgefundenen Klimawandel – wie auch der aktuelle, nicht zuletzt anthropogen verursachte Klimawandel – hatten und haben einen Einfluss auf den Wettbewerb der Lebensformen.
- ❑ Trotz zum Teil extremer Randbedingungen gibt es eine erstaunliche **Vielfalt** der Natur im Wettbewerb um geeignete Lebensformen! Es gibt Flora und Fauna vom Einzeller bis zum Menschen. Und alle Formen sind Ergebnisse eines Wettbewerbs, in dem nur die Geeignets-ten eine Chance hatten und haben.
- ❑ Nichts ist von Dauer! Man denke nur an die Dinosaurier, die über einen aus heutiger Sicht unermesslich langen Zeitraum von ca. 170 Millionen Jahren eine, vielleicht die beherrschende Lebensform darstellten, aber schließlich keine ausreichende **Flexibilität** aufwiesen.

Etwas näher an unserem Geschehen ist der immer stärker werdende Wettbewerb zwischen den Universitäten und den Wissenschaftlern, wie man sowohl an den verschiedenen Rankings der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG als auch an denen von Times Higher Education THE erkennen kann. Die Exzellenzinitiative des Bundes und der

Länder basiert auf der Idee, dass nicht alle Universitäten und Wissenschaftler gleich (gut) sind, sondern dass die Besten nur dann eine Chance haben, im internationalen Wettbewerb erfolgreich zu sein, wenn man das Paradigma der Gleichheit der Universitäten aufgibt und den Wettbewerb auch innerhalb Deutschlands fördert. Letztlich geht es darum, das Renommee einer Forschungseinrichtung so zu steigern, dass auswärtige Wissenschaftler das Ziel haben, ebenfalls an einer entsprechend renommierten Einrichtung zu arbeiten, so dass an einem Ort schließlich Forschung auf höchstem Niveau betrieben wird. Bemerkenswert scheint mir zu sein, dass die drei Feststellungen des natürlichen Wettbewerbs auch hier gelten:

- ❑ Die **Kriterien** ändern sich!
- ❑ Es gibt eine erstaunliche **Vielfalt** im Wettbewerb!
- ❑ Nichts ist von Dauer! **Flexibilität** hilft beim Überleben.

Noch näher ist uns allen der Brückenbau. Und auch hier begegnet uns der Wettbewerb an vielen Stellen:

Am dominantesten dürfte der **Wettbewerb** um den niedrigsten Preis bei der Submission sein. Letztlich spielt er bei jeder Maßnahme im Brückenbau – sei es Neubau oder Instandsetzung – eine große Rolle. Da ist es zwar nicht egal, jedoch leider von untergeordneter Bedeutung, ob es sich um das billigste oder das günstigste Angebot handelt. Obwohl wir alle wissen, dass dem günstigsten Bieter unbedingt der Vorzug zu geben ist, so ist es leider juristisch leichter erklärbar, wenn der billigste Anbieter genommen wird.

Von annähernd ähnlicher Bedeutung ist der **Ideenwettbewerb**. Keine Brücke ähnelt einer anderen und immer wieder sind neue Ideen bei der Umsetzung einer Überbrückungsaufgabe gefragt. Durch das Instrument des Nebenangebots – gerne als Sondervorschlag bezeichnet – können ursprünglich nicht geplante/bekannte Bauverfahren,

Herstellmethoden oder auch Materialien mit in den Wettbewerb eintreten und auch – sofern ein langfristiger Preisvorteil mit dem Nebenangebot verbunden ist – beauftragt werden. Wenig förderlich für diese Form des Ideenwettbewerbs sind die aktuellen Vergabevorschriften, die die Wahl eines Nebenangebots gegenüber früher deutlich erschwert haben.

In wenigen Fällen gibt es im Brückenbau auch **Entwurfswettbewerbe**. In speziellen Situationen (landschaftlich, städtebaulich oder auch politisch) wird auf das Instrument des Entwurfswettbewerbs zurückgegriffen, wobei das gestalterische Element gleichberechtigt neben den Fragen der Wirtschaftlichkeit steht. Ein ausgesprochen gelungener Entwurfswettbewerb der Deutschen Bahn mit seinen Ergebnissen wird im nächsten Aufsatz von Hartmut Schreiter detailliert beschrieben.

Sind Bauwerke dann schließlich realisiert, gibt es noch das wunderbare Instrument des Wettbewerbs um **Auszeichnungen**. In Deutschland gibt es seit 2006 den *Deutschen Brückenbaupreis*, mit dem alle zwei Jahre jeweils eine Brücke aus dem Bereich „Straßen- und Eisenbahnbrücken“ und eine aus dem Bereich „Fuß- und Radwegbrücken“ ausgezeichnet wird. Auslober dieses Preises sind die Bundesingenieurkammer BInGK und der Verein Beratender Ingenieure VBI. Unterstützung bekommt der Preis durch das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur und

die Deutsche Bahn AG sowie weitere Sponsoren. Ein besonderes Anliegen der Auslober ist es dabei, die jeweiligen Entwerfer der ausgezeichneten Brücken bekannt zu machen, da diese leider allzu häufig in der Öffentlichkeit wenig wahrgenommen werden. Zwölf Brücken (sechs Straßen- und Eisenbahnbrücken und sechs Fuß- und Radwegbrücken) haben bis einschließlich 2016 diesen hoch renommierten Preis bekommen.

Unter diesen zwölf Brücken befinden sich so herausragende Bauwerke wie zum Beispiel die 2006 ausgezeichnete Bogenbrücke Wilde Gera, entworfen von Roland von Wölfel. Mit dieser Talbrücke nördlich des Rennsteigtunnels im Zuge der A 71 hat er die damals weitest gespannte Bogenbrücke Deutschlands entworfen.

Ein weiteres Beispiel herausragender Brückenbaukunst stellt die 2014 ausgezeichnete Gänsebachtalbrücke von Jörg Schlaich dar. Es ist ihm auf beeindruckende Weise gelungen zu zeigen, dass auch Eisenbahnbrücken außerordentlich schlank sein können und damit das Tal, die Ebene und die Landschaft nördlich von Buttstädt in Thüringen bereichern können.

Alle bisherigen Preisträger, die es ohne Zweifel verdient hätten, an dieser Stelle ebenfalls genannt und gezeigt zu werden, können auf der Internetseite des Deutschen Brückenbaupreises betrachtet werden: <http://www.brueckenbaupreis.de/archiv/>.



Bild 1: Talbrücke Wilde Gera, entworfen von Roland von Wölfel



Bild 2: Eisenbahn-Hochgeschwindigkeitsbrücke Gänsebachtal, entworfen von Jörg Schlaich

In erster Linie durch die Qualität der ausgezeichneten Brücken hat sich der Deutsche Brückenbaupreis zu einem der renommiertesten Preise Deutschlands entwickelt, wobei die außerordentlich würdevolle Preisverleihung sicher auch ihren Anteil daran hat.

Aber es gibt starke Konkurrenz im internationalen Maßstab. Hier seien vor allem die Wettbewerbe zweier Organisationen erwähnt, die international großes Renommee besitzen.

Die Internationale Vereinigung für Brücken- und Hochbau IVBH, vielen sicher auch unter der englischsprachigen Bezeichnung International Association for Bridge and Structural Engineering IABSE bekannt, vergibt seit 2000 in unregelmäßigen Abständen die Auszeichnung *IABSE Outstanding Structure Award* für besonders bemerkenswerte, innovative Bauwerke, darunter natürlich je und je auch Brücken. Im Jahr 2001 wurde vom IVBH unter anderem die Sunnibergbrücke, entworfen von Christian Menn, für ihre Filigranität und Eleganz mit diesem Preis ausgezeichnet.

Zu den vom IVBH 2006 ausgezeichneten Brücken gehört auch das höchste Brückenbauwerk Europas, der Viadukt von Millau, entworfen von Michael Virlogeux. Es handelt sich zudem mit einer Länge von 2.460 m um die längste Schrägkabelbrücke der Welt.

Nur alle vier Jahre, allerdings bereits seit 1990 durch die Vorgängerorganisation FIP, vergibt die internationale Betonvereinigung Fédération Internationale du Béton fib ihre *Awards for Outstanding Concrete Structures*, darunter auch für Brücken. Im Jahre 1998 erhielt die Hän-

gebrücke im Ostteil der Großen-Belt-Querung in Dänemark die Auszeichnung des FIP. Mit einer Spannweite von 1.624 m gehört sie zu den längsten Hängebrücken der Welt.

Im Jahre 2010 wurde von der Fédération Internationale du Béton fib die Fußgängerbrücke über den Fluss Svratka in Brno in Tschechien ausgezeichnet, die von Jirí Straský entworfen wurde, s. a. Beitrag von Jirí Straský in diesem Tagungsband. Dabei handelt es sich um ein extrem schlankes Bauwerk, das die Kunst des Machbaren hervorragend widerspiegelt.



Bild 3: Sunnibergbrücke bei Klosters in Graubünden, entworfen von Christian Menn



Bild 4: Viadukt von Millau, entworfen von Michael Virlogeux

Die vier letztgenannten, von IVBH, FIP und fib ausgezeichneten Brücken mögen hier nur als Beispiele dienen, welche Brücken international Aufmerksamkeit verdienen. Sie stammen von Ingenieuren aus der Schweiz, aus Frankreich, aus

Dänemark und aus Tschechien.

Und es fällt wieder auf, dass

- die **Randbedingungen** jedes Mal vollkommen andere sind,

- es eine große **Vielfalt** gibt und

- es beim Schöpfer einer Brücke eine derartige **Flexibilität** im Denken und damit eine Kreativität gibt, die dafür sorgt, dass die jeweilige Brücke sowohl eine Antwort auf die sie umgebende Landschaft darstellt als auch durch Ästhetik besticht.

Wenn man bedenkt, welches Ausmaß an Eleganz und Schönheit die Natur innerhalb des evolutionären Wettbewerbs hervorbringt, kann man auf den Gedanken kommen, dass der Brückenbauer zu den Lieblingskindern der Evolution zählen dürfte.

Auch die mit dem Deutschen Brückenbaupreis ausgezeichneten Brücken und Personen würden in diese gezeigte internationale Riege passen, so dass der Wunsch des Au-



Bild 5: Hängebrücke über den Ostteil des Großen Belts, entworfen von COWIconsult



Bild 6: Fußgängerbrücke über den Fluss Svatka in Brno, Tschechien, entworfen von Jirí Straský

tors gleichzeitig ein Aufruf an die Preisträger ist: mögen sich die Preisträger des Deutschen Brückenbaupreises auch dem internationalen Wettbewerb stellen ... und – diesmal in internationaler Konkurrenz – gewinnen.

Bildnachweise

Talbrücke Wilde Gera: Foto: TOMMES-WIKI – Eigenes Werk, CC BY-SA 3.0, <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=18912405>

Gänsebachtalbrücke: Foto: Manfred Curbach

Sunnibergbrücke: Foto: Ikiwaner – Eigenes Werk, CC BY-SA 3.0, <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=987721>

Viadukt von Millau: Foto: Mike Lehmann, Mike Switzerland – Own work, CC BY-SA 2.5, <https://de.wikipedia.org/w/index.php?curid=3891352>

Hängebrücke über den Großen Belt: Foto: DrKjaergaard (assumed), gemeinfrei, modifiziert, <https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=628168>

Fußgängerbrücke Brno: Foto: Jirí Dvorak, © SHP, abgedruckt mit freundlicher Genehmigung von SHP

Alle im Beitrag angegebenen Internetquellen wurden am 7.2.2016 geprüft.

Realisierungswettbewerb zum Ersatzneubau der Eisenbahnüberführungen über die Oder und die Odervorflut bei Küstrin-Kietz

Auszug aus der Broschüre der DB Netz AG 2016¹, Redaktion: Dipl.-Ing. Hartmut Schreiter

Die Wiedergeburt einer Eisenbahnstrecke

Dr. Joachim Trettin

DB AG, Konzernbevollmächtigter der Region Ost

Wer kennt sie nicht, die Ostbahn mit ihrem Herzstück der Strecke Berlin–Königsberg–Eydtkuhlen, die einst zu den Wichtigsten im Netz der KPEV und später dann der DR gehörte. Verband sie doch Ost- und Westpreußen mit Berlin. Auf dieser Strecke verkehrten der D1 Berlin–Riga, der D3 Berlin–Tilsit oder der FD5 Berlin–Königsberg, um nur die ungeraden Zugnummern zu nennen.

In den 1930er Jahren benötigte man für die knapp 600 km lange Strecke vom heutigen Berliner Ostbahnhof bis nach Königsberg trotz längerer Aufenthaltszeiten in den Grenzbahnhöfen am polnischen Korridor ca. 6,5 bis 7,5 h. Regional sah die Welt etwas anders aus. Von Küstrin bis zum heutigen Berliner Ostbahnhof benötigten die überall haltenden Personenzüge ca. 1,5 h bis 2,15 h. Das Angebot hielt sich mit sechs bis neun Zugpaaren in Grenzen, trotz einiger zusätzlich in Strausberg beginnender bzw. endender Züge.

Nach dem Krieg waren die Brücken über die Warthe und Oder zerstört, Reparationsleistungen bedingten den Abbau des zweiten Gleises auf deutscher Seite und durch die Vertreibung der deutschen Bevölkerung änderten sich die Verkehrsströme komplett bzw. erloschen. Im Fahrplan 1949/50 verkehrten nur noch zwei Zugpaare zwischen dem heutigen Ostbahnhof bis Küstrin-Kietz, hinzu kamen noch einzelne Züge zwischen Dahmsdorf-Müncheberg und Strausberg. Die Reisezeit betrug zwischen 2,18 h bis 2,37 h. Durchgehende, grenzüberschreitende Reisezüge gab es nicht.

Selbst nach Überwindung der schlimmsten Kriegsfolgen führte die Strecke ein stiefmütterliches Dasein. Die Züge verkehrten bis auf weni-

¹ Realisierungswettbewerb zum Ersatzneubau der Eisenbahnüberführungen über die Oder und die Odervorflut bei Küstrin-Kietz
Herausgeber: DB Netz AG | Granitzstraße 55 – 56 | 13189 Berlin | Redaktion: Hartmut Schreiter | 2016



Dr. Joachim Trettin

ge Ausnahmen ab Strausberg, die Anzahl der zwischen Strausberg und Küstrin-Kietz verkehrenden Züge war mit vier bis sechs Zugpaaren täglich gering. Im Sommerfahrplan 1965 betrug die Reisezeit zwischen Küstrin-Kietz (im Kursbuch nur noch als Kietz benannt) und Strausberg ca. 1,5 h, zuzüg-

lich 44 min bzw. 47 min Reisezeit für die Fahrt zwischen Strausberg und Berlin Ostbahnhof, wenn man gleiche Bezugspunkte wählt, und die Umsteigezeit in Strausberg. Für die an der Strecke wohnenden Reisenden ein kaum attraktives Angebot. Hinzu kamen administrative Hürden.

Wer denkt noch daran, wenn man heute zwischen Deutschland und Polen frei und ohne Einschränkungen reist, dass bis 1972 eine Visumpflicht bestand. Auf dem Fahrplan der Ostbahn hatte der Wegfall der Visumpflicht keine Auswirkungen, internationale Reisezüge gab es weiterhin nicht und das Angebot im Sommerfahrplan 1974 war auf fünf bis sieben durchgehende Zugpaare zwischen Küstrin-Kietz und Strausberg begrenzt. Erfreulicherweise verkürzte sich die Reisezeit zwischen Strausberg und Küstrin-Kietz auf etwa 1,10 h bis 1,15 h. Allerdings reichte der Personalausweis als alleiniges Reisedokument nur kurze Zeit, mit dem Erstarben der Solidarność wurde Ende 1980 die Regelung wieder aufgehoben.

Eine richtige Zukunft hatte die Strecke erst wieder mit der Durchbindung der Züge von Berlin-Lichtenberg bis nach Kostrzyn (Küstrin), wodurch ein neues Hinterland entstand und sich neue Reiseströme entwickeln konnten. Grundlage war hierfür das Mitte der 1990er Jahre vom Land Brandenburg und der Deutschen Bahn entwickelte Zielnetz 2000. Mit der Umsetzung dieses Zielnetzes wurde auch ein 1-h-Takt eingeführt.

Einen weiteren Schub gab es mit dem Beitritt Polens zur EU und der damit verbundenen Reisefreizügigkeit ab 1. Mai 2004 sowie dem Wegfall der Grenzkontrollen Ende 2007 mit dem Beitritt Polens zum Schengener Abkommen. Parallel zum EU-Beitritt Polens hatte DB Regio mit der damaligen PKP PR (heute PR) viele Tarifvereinbarungen abgestimmt, die das Reisen vereinfachten. So gelten z. B. das Brandenburg-Ticket oder das SWT bis nach Küstrin, für VBB-Fahrkarten oder polnische Fahrscheine gibt es ebenfalls Regelungen. Das neue Hinterland, der attraktive 1-h-Takt, die Endpunkte Berlin-Lichtenberg und Kostrzyn (Küstrin), Reisezeitverkürzungen, neue Triebwagen im Zusammenhang mit einer Ausschreibung des SPNV durch das Land Brandenburg und die Tarifvereinfachungen führten zu einer starken Nachfragesteigerung.

Heute benötigt man vom Berliner Ostbahnhof bis nach Kostrzyn (Küstrin) nur noch ca. 1,5 h. Für Pendler aus Polen oder entlang der Strecke ist damit die Eisenbahn wieder attraktiv geworden. Reisezeitverkürzungen wurden bereits in der Vergangenheit durch Infrastrukturverbesserungen und die abschnittsweise Erhöhung der Streckengeschwindigkeit auf 120 km/h möglich. Mit der künftigen Verlegung des Endpunktes der

Züge von Berlin-Lichtenberg nach Berlin Ostkreuz wird es für viele Reisende noch einmal spürbare Verbesserungen und Reisezeitverkürzungen geben. Gleichzeitig wird daran gearbeitet, Züge über Kostrzyn (Küstrin) hinaus bis nach Gorzow (Landsberg a. d. Warthe) und weiter zu führen. Mit all diesen Maßnahmen wird die Anzahl der Reisenden noch erheblich steigen.

In diesen erfreulichen Ausblick reiht sich der Brückenneubau über die Oder ein. Das vorhandene, nach dem Krieg mit Brückenteilen der in den letzten Kriegstagen gesprengten Karniner Brücke über den Peenestrom reparierte Bauwerk, ist in die Jahre gekommen. Nur noch mit reduzierter Geschwindigkeit befahrbar, steht es der weiteren Entwicklung der ehemaligen Ostbahn im Wege. Dass mit einem Neubau zugleich wasserwirtschaftliche Probleme gelöst werden, versteht sich von selbst.

Die DB Netz AG, Regionalnetze Ost, ist mit dem Wettbewerbs- und Auswahlverfahren für die künftige Brücke einen neuen Weg gegangen, der vielleicht auch beispielgebend für andere Brückenvorhaben ist – auf jeden Fall die Wiedergeburt einer für lange Zeit totgeglaubten Strecke.



»Wettbewerbe mit guten Ergebnissen wie in diesem Fall, erhöhen die Akzeptanz von Planungsmaßnahmen in der Öffentlichkeit.«

Prof. Dr.-Ing. Hans Georg Reinke
*Vorsitzender des Preisgerichtes,
Vorsitzender des Wettbewerbsausschusses
der Bundesingenieurkammer*

Ingenieurwettbewerbe sind in verschiedenen Fällen ein sehr gutes Auswahlverfahren zur Findung des geeignetsten Brückenplaners. Zu diesem Zweck führte die DB Netz AG für die Ersatzneubauten der Oderbrücken in Küstrin einen zweistufigen Wettbewerb durch.

Siegreich war schließlich nach einstimmiger Wertung eine Lösung, die für die Oderbrücke den Entwurf eines repräsentativen Netzwerk Bogens mit einer Spannweite von 130 m vorsieht. Vorgelegt wurde dieser von Schüßler-Plan Berlin in Zusammenarbeit mit Knight Architects London. Der 2. Preis wurde der Pöyry Deutschland für den Entwurf einer asymmetrisch geschwungenen Fachwerkbogenbrücke zuerkannt.



Prof. Hans Georg Reinke

sbp gmbh erreichte mit einer Bogenbrücke über den Strom und wellenförmigen Vorlandbrücken den 3. Preis. Ein weiterer Entwurf von Pöyry Deutschland, der einen Vierendeelrahmen vorsah, bekam eine Anerkennung zugesprochen.

Der Wettbewerb wurde im Auftrag der DB Netz AG durch den Einkauf der DB AG unter Mitwirkung der ICL Rail GmbH durchgeführt. Der Wettbewerbsausschuss der Bundesingenieurkammer registrierte den Wettbewerb und beriet die Ausloberin hinsichtlich einer nach den Wettbewerbsrichtlinien RPW 2013 konformen Auslobung. Die gemäß Richtlinie ausgelobten Preisgelder sind hervorzuheben. Der Zeitrahmen für die Auslobung und die Durchführung des zweistufigen Wettbewerbs ist mit rund sechs Monaten im Rahmen des gesamten Planungszeitraums als überschaubar ein-

zuschätzen. Neben der dauerhaften Tragwerkseffizienz, der Gestaltung im Gebiet der Oder bei Küstrin und der bautechnischen Realisierbarkeit war die Wirtschaftlichkeit ein wesentliches wettbewerbsrelevantes Kriterium. Alle Kriterien und deren Wichtung wurden den Wettbewerbsteilnehmern in der Auslobung vorgegeben. Die Einhaltung des Budgets wurde für alle Entwürfe der 2. Wettbewerbsphase nachgeprüft und erreicht. Es ist klar festzuhalten: Budgetobergrenzen und Baukostenrelevanz sind keine Hinderungsgründe für gute Entwürfe.

Unmittelbar nach der Juryentscheidung wurden Medienvertreter und die Wettbewerbsteilnehmer im Rahmen einer Pressekonferenz über das Wettbewerbsergebnis informiert. Dadurch wurde eine breite Information über den siegreichen Entwurf und die gesamte Baumaßnahme der DB Netz AG in der Öffentlichkeit erzeugt. Wettbewerbe mit guten Ergebnissen wie in diesem Fall erhöhen die Akzeptanz von Planungsmaßnahmen in der Öffentlichkeit. In einer gegenüber Großprojekten kritischen Bevölkerung ist dies von großem Wert.



»Es liegt ein Siegerentwurf vor, der sowohl unsere gestalterischen Erwartungen erfüllt als auch wirtschaftlich und nachhaltig ist.«

Andreas Gollek, DB Netz AG

Leiter Anlagenplanung Regionalnetze Ost

Der Begriff Brücke hat seinen Ursprung in dem germanischen Wort „brugjo“. So bezeichnet wurden vor rund 1000 Jahren Baumstämme und einfache Holzgerüste zum Überwinden natürlicher Hindernisse. Heute sind die Bauarten komplex und vielfältig, die Stadtteile, Regionen und sogar Länder miteinander verbinden. Sie demonstrieren Völkerverständigung und mahnen an Krieg wie im vorliegenden Fall. Als Bauherr war es uns wichtig, an dem geschichtsträchtigen Ort, der heute Deutschland und Polen verbindet, ein ästhetisches Bauwerk zu errichten, das bestmöglich Augenhöhe demonstriert.

Wir haben uns daher als DB Netz AG erstmals dazu entschieden, einen Realisierungswettbewerb gemäß Richtlinie für Planungswettbewerbe (RPW 2013) des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit durchzuführen und der Vergabe der Planungsleistungen zugrunde zu legen. Gleichzeitig waren die Vergaberichtlinien der DB AG einzuhalten. Hierin lag kein Widerspruch. In Abstimmung mit unserem Einkauf und der Bundesingenieurkammer konnten wir Wettbewerbskriterien formulieren, die gleichberechtigt Wirtschaftlichkeit und Gestaltung berücksichtigen.

Die anschließende Vergabeentscheidung basiert zu 90 Prozent auf dem Wettbewerbsergebnis. Mit dieser Herangehensweise haben wir uns weitestgehend und von vornherein den Bewerber-



Andreas Gollek

tungen des Preisgerichts unterworfen – ganz bewusst, denn Transparenz und ein klareres Prozedere zur Aufnahme der Entwurfs- und Genehmigungsplanung waren uns wichtig. Insgesamt wurden zwölf interessante, wie auch hochwertige Konzepte von deutschen Ingenieurgesellschaften eingereicht, die en-

gagiert das große Spektrum der technischen und gestalterischen Möglichkeiten im Eisenbahnbrückenbau repräsentieren. Das Interesse und die Mitwirkung von Architekten aus dem In- und Ausland freuten uns besonders.

Es liegt ein Siegerentwurf vor, der sowohl unsere gestalterischen Erwartungen erfüllt als auch wirtschaftlich und nachhaltig ist. Gleiches gilt mit geringen Abstufungen auch für die Platzierten. In der Anonymität des Verfahrens mussten allein Konzepte und Ausarbeitungen überzeugen. Wir wussten, was wir planen und mit welchen Kosten, bevor wir den Planer kannten.

Von der Formulierung der Aufgabenstellung bis zum Beginn der Entwurfsarbeiten haben wir lediglich sieben Monate benötigt. Damit waren wir in der Projektvorbereitung effektiver als in vielen vergleichbaren Projekten. Die Kosten des Wettbewerbes beliefen sich auf weniger als ein Prozent der Gesamtprojektkosten – eine gute Investition, gemessen an der gewonnenen gestalterischen Qualität und den wirtschaftlichen Sicherheiten.



Bestandsbauwerk

Gegenstand, Anlass und Ziel

Ein Brückenersatzneubau, der sowohl gestalterisch als auch wirtschaftlich überzeugen soll!

Die DB Netz AG verfolgte mit der Auslobung des Realisierungswettbewerbs für Ingenieure architektonisch überzeugende, qualitativ hochwertige und gleichzeitig wirtschaftliche Lösungen für die Bauwerkserneuerungen der EÜ Oder und der EÜ Odervorflut der Ostbahn – DB-Strecke 6078 –, die den baulichen und landschaftlichen Rahmenbedingungen gerecht werden und eine breite Akzeptanz in der Öffentlichkeit finden.

Die Bauwerke überführen die zweigleisigen Bahnanlagen bei km 82,100 über die Odervorflut und bei km 82,850 über die Oder, die als Bundeswasserstraße der Klasse IV eingestuft ist. Die Odervorflut gehört dem Flusssystem der Oder an und dient der Hochwasserentlastung. Die Wettbewerbsaufgabe umfasste daneben alle weiteren Objekte, die in technischem und gestalterischem Zusammenhang stehen oder deren Kosten wesentlichen Einfluss auf das Projekt haben.

Die Landesgrenze zwischen der Bundesrepublik Deutschland und der Republik Polen liegt in der Fahrrinnenmitte der Oder. Damit befindet sich die Eisenbahnüberführung über die Oder überwiegend auf polnischem Staatsgebiet. Unabhängig davon liegt das Bauwerk gemäß Brückenvertrag mit der Republik Polen in deutscher Verantwortung. Die Grenze der Bahnanlagen der DB Netz AG befindet sich am Bauwerksende. Hier schlie-

ßen die Gleisanlagen der polnischen Staatsbahn PKP PLK mit der Streckennummer 203 an.

Die heutigen Brückenbauwerke wurden 1867 (EÜ Odervorflut) bzw. 1920 (EÜ Oder) errichtet. In den letzten Kriegsmonaten, Anfang des Jahres 1945, erlitten sie schwere Schäden, die in den 1950er Jahren umfangreiche Instandsetzungen erforderten. Aufgrund der aktuellen Zustandseinschätzung mit Einordnung in die Zustandsklassen 3 und 4, der weiteren Zustandsverschlechterung und der perspektivischen Verkehrsentwicklung wird eine erneute Instandsetzung als unwirtschaftlich ausgeschlossen. Es werden Neubauten gemäß aktuellen Regelwerksanforderungen geplant. Die Ersatzneubauten, die im Wesentlichen unter Beibehaltung der Gleis- und Bauwerkslage erfolgen sollen, unterliegen auch veränderten Anforderungen hinsichtlich dem Hochwasserschutz und der Oderschifffahrt.

Die Eisenbahnüberführungen über die Oder und über die Odervorflut prägen als Brückenserie das Landschaftsbild des Küstriner Vorlandes und der unter Naturschutz stehenden Oderinsel. Sie bilden zudem ein Ensemble mit dem kreuzenden und anschließend parallelläufigen Brückenzug der Ortsumgehung der Bundesstraße B 1n sowie der Straßenbrücke über die Oder. Nicht zuletzt aufgrund ihrer großen Öffentlichkeitswirkung im parallelläufigen, grenzüberschreitenden Straßenverkehr sind die Neubauten nach zeitgemäßen technischen und betrieblichen Anforderungen auch Ausdruck eines zusammenwachsenden Europas.

Aufgrund ihrer Symbolkraft und des landschaftsprägenden Charakters der Bauwerke unter den anspruchsvollen Randbedingungen der kreuzenden und parallelläufigen Straßenbrücken sollten gestalterische Kriterien bei der Vergabe der Planungsleistungen berücksichtigt werden. Dementsprechend wollte die DB Netz AG mit dem ausgelobten Realisierungswettbewerb für Ingenieure unter der Beteiligung von Architekten und Landschaftsarchitekten optisch überzeugende, qualitativ hochwertige und gleichzeitig wirtschaftliche Vorschläge für die Bauwerkserneuerungen finden, die den baulichen und landschaftlichen Rahmenbedingungen gerecht werden und eine breite Akzeptanz in der Öffentlichkeit finden.

Wettbewerb – Planung und Durchführung

Planungsgebiet und Planungsgrenzen

Das Planungsgebiet umfasste die Bahnanlagen der DB-Strecke 6078 von km 81,5 bis Streckenende und der PKP-Strecke 203 von Streckenende bis km 342,0 sowie die in diesem Abschnitt liegenden bahneigenen Grundstücke der DB AG bzw. der PKP PLK. Die genauen Streckenstationierungen der Planungsgrenzen, an denen die Anschlüsse an die Bestandsgleisanlagen hergestellt werden, waren letztendlich in der Wettbewerbsarbeit zu bestimmen.

Weiterhin zählten die in öffentlichem Eigentum befindlichen Grundstücksflächen der Oder und der Odervorflut auf deutschem und polnischem Staatsgebiet, die durch die wettbewerbsgegenständlichen Bauwerke (Rückbau/Neubau) überquert werden, einschließlich der technologisch erforderlichen Nebenflächen zum Planungsgebiet. Auf dem Festland sollten alle neuen Bahnanlagen im Wesentlichen innerhalb der deutschen und polnischen Bahngrenzen errichtet werden.

Auslobung

Die Auslobung erfolgte als nicht offener zweiphasiger Realisierungswettbewerb für Ingenieure. Die Beteiligung von Architekten und/oder Landschaftsarchitekten in Gemeinschaft mit Ingenieuren war erwünscht. Das Wettbewerbsverfahren war anonym, die Wettbewerbsprache Deutsch.

Dem Wettbewerb lagen die Richtlinien für Planungswettbewerbe (RPW 2013) sowie die Vergaberegulungen für Sektorenauftraggeber – insbesondere GWB und SektVO – zugrunde. Die Bundesingenieurkammer wirkte vor und während des Wettbewerbs beratend mit. Sie bestätigte mit der Erteilung der Registrierungsnummer 01-08/15, dass die Auslobungsbedingungen den RPW 2013 entsprachen. Zuständige Stelle für Rechtsbehelfs-/Nachprüfungsverfahren war die Vergabekammer des Bundes.

Wertungskriterien

1. Phase

- 40 % Architektonische Gestaltung
- 30 % Integration in das bauliche und landschaftliche Umfeld
- 30 % Statisch-konstruktive Gestaltung

2. Phase

- 20 % Architektonische Gestaltung
- 15 % Integration in das bauliche und landschaftliche Umfeld
- 15 % Statisch-konstruktive Gestaltung
- 40 % Baukosten
- 10 % Dauerhaftigkeit/Instandhaltungsaufwand, Zugänglichkeit/Inspektionsaufwand



Planungsgebiet

Kartendaten © 2016 GeoBasis-DE/BKG (©2009), Google

Teilnehmer

Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG
Rosenthaler Straße 40/41 | 10178 Berlin
unter Beteiligung des Büros für Landschafts-
architektur Plan T, Radebeul

sbp gmbh
schlaich bergemann und partner
Beratende Ingenieure im Bauwesen
Schwabstraße 43 | 70197 Stuttgart

Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH
Greifswalder Straße 80 A | 10405 Berlin
unter Beteiligung des Architekturbüros Knight
Architects, High Wycombe, Bucks

Pöyry Deutschland GmbH
Marburger Straße 10 | 10789 Berlin

Planungsgemeinschaft Oderbrücke
Vössing & Grassl
c/o: Ingenieur-Büro Dipl.-Ing. H. Vössing
GmbH
Storkower Straße 132 | 10407 Berlin
unter Beteiligung des Architekturbüros Jan
Lewerenz Architekt GmbH, Berlin

SSF Ingenieure AG
Domagkstraße 1a | 80807 München
unter Beteiligung des Architekturbüros Quist
Wintermans Architekten BV, Rotterdam

GMG Ingenieurgesellschaft mbH
unter Beteiligung des Architekturbüros 1ZT
GmbH, Linz
George-Bähr-Straße 10 | 01069 Dresden

Gutachter und Vorprüfer

Prof. Thomas Bösche | Curbach Bösche Ingenieurpartner | Dresden

Prof. Holger Flederer | Hochschule für Technik und
Wirtschaft | Dresden

Jörg Herrmann | Spitzke SE | Großbeeren

Dirk Wadewitz | ICL Rail GmbH | Leipzig

Kerstin Ulok | Wasser- und Schifffahrtsverwaltung
des Bundes | Eberswalde

Hazem El-Nahry TEI-O | Deutsche Bahn AG | Berlin

René Kollasser I.NVR-O-A | DB Netz AG | Berlin

Hartmut Schreiter | ICL Rail GmbH | Leipzig



Durchführung

Nach Durchführung eines Teilnehmerwettbewerbes wurden sieben Bewerber für die erste Phase ausgewählt. Die Aufgabe beschränkte sich zunächst auf baulich-typologische Ideenskizzen für die beiden Brückenbauwerke unter Zugrundelegung der programmatischen Vorgaben der Auslobung. Jedem Teilnehmer war es freigestellt, ein oder zwei Wettbewerbsarbeiten einzureichen. Zur 1. Preisgerichtssitzung am 22. September 2015 lagen zwölf Beiträge vor. Alle eingereichten Arbeiten waren formell einwandfrei. Aufgrund eines groben Verstoßes gegenüber den definierten Rahmenbedingungen musste eine Arbeit ausgeschlossen werden. Die übrigen wurden der Bewertung gemäß Auslobungskriterien für die 1. Phase unterzogen. Für die 2. Wettbewerbsphase wurden die sechs Arbeiten mit den höchsten Punktzahlen zugelassen.

Gegenstand der Wettbewerbsarbeiten in Phase 2 war die ingenieurtechnisch vertiefte Ausarbei-

tung der vorgelegten Konzepte, die in den wesentlichen Elementen der Tiefe einer Vorplanung entsprechen mussten. Sie umfassten neben den Eisenbahnüberführungen selbst nun auch die im Zusammenhang stehenden Verkehrsanlagen und Stützbauwerke. Die bahntechnische Ausrüstung war ebenfalls zu berücksichtigen. Die zweite und abschließende Preisgerichtssitzung fand am 10. Dezember 2015 statt. Die sechs zugelassenen Beiträge wurden vorgelegt. Sie entsprachen der vergebenen Form und erfüllten die Wettbewerbsaufgabe jeweils vollumfänglich.

Die Bewertung erfolgte anhand der erweiterten Kriterien für die 2. Wettbewerbsphase. Insbesondere wurden gegenüber der 1. Phase zusätzlich die geprüften Baukostenberechnungen einbezogen. Die Vergabe der ersten drei Preise erfolgte an die Verfasser der Beiträge mit den höchsten Bewertungen. Dem Viertplatzierten wurde aufgrund seiner gestalterischen Lösung auf einstimmigen Beschluss des Preisgerichtes eine Anerkennung



Begutachtung der eingereichten Beiträge



zugesprochen. Den beiden weiteren Arbeiten wurden Aufwandsentschädigungen zuerkannt. Die Bekanntgabe der Preisträger erfolgte unmittelbar im Anschluss an die Preisgerichtssitzung im Rahmen einer Pressekonferenz.

Preisgericht Fachpreisrichter

Prof. Anett-Maud Joppien | Technische Universität Darmstadt, Fachbereich Architektur

André Neuber | DB Netz AG, Regionalbereich Ost, Fachbeauftragter Konstruktiver Ingenieurbau

Prof. Hans Georg Reinke | Frankfurt University of Applied Sciences, EBA-Sachverständiger Massivbau

Ralf Schubart | Meyer + Schubart, Wunstorf, Partnerschaft Beratender Ingenieure VBI, EBA-Sachverständiger Stahlbau

Prof. Michael Schanné | FH Münster, Fachbereich Architektur

Sachpreisrichter

Andreas Gollek | DB Netz AG, Leiter Anlagenplanung Regionalnetze Ost

Arvid Kämmerer | DB Netz AG, Leiter Vertrieb und Fahrbahn Regionalbereich Ost, Beauftragter für die Zusammenarbeit DB Netz AG/ PKP PLK

Gernot Schmidt | Landkreis Märkisch-Oderland, Landrat



Ansicht des Siegerentwurfs (Visualisierung)

Rainer Schinkel | Landkreis Märkisch-Oderland,
Beigeordneter, Fachbereichsleiter, Kämmerer,
Amtsleiter Wirtschaftsamt

Wettbewerbssumme

Die Wettbewerbssumme gemäß §§ 7 und 9 RPW 2013 wurde auf der Basis der §§ 43, 47 und 51 der HOAI 2013 ermittelt. Für Preise, Anerkennungen und Aufwandsentschädigungen für die Teilnehmer der 2. Phase standen insgesamt bis zu 468.000 Euro netto zur Verfügung.

Die Wettbewerbssumme wurde wie folgt in Anspruch genommen:

- | | |
|-------------|-----------|
| 1. Preis | 166.000 € |
| 2. Preis | 100.000 € |
| 3. Preis | 66.000 € |
| Anerkennung | 49.000 € |

Die weiteren Teilnehmer der 2. Wettbewerbsphase erhielten Aufwandsentschädigungen von jeweils 29.000 €.

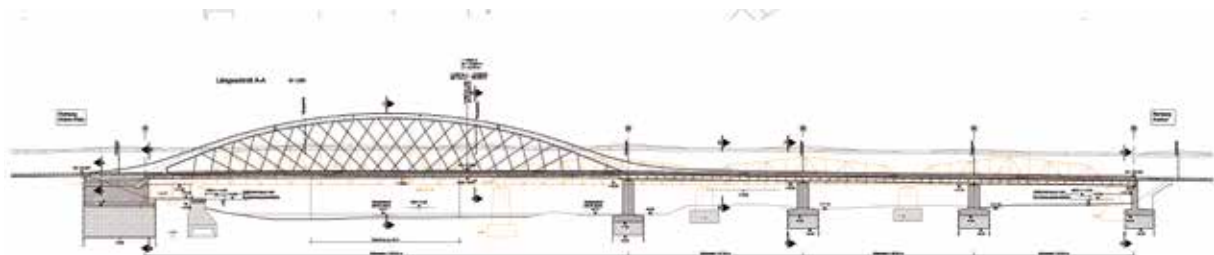
1. Preis

**Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH |
Greifswalder Straße 80A | 10405 Berlin**

»Die neue Oderquerung – ein Bauwerk mit Landmarkencharakter«

Auszug aus dem Erläuterungsbericht

Unter allen bekannten Ingenieurbauwerken haben Brücken schon immer einen besonderen Stellenwert genossen. Durch ihre exponierte Lage, ihre Dimensionen, vor allem aber durch ihre Funktion – Orte, Kulturen und Länder miteinander zu verbinden – ging ihre Bedeutung stets weit über ihre technische Aufgabe hinaus. Im Falle der neuen Küstriner Oderquerung kann schon allein aufgrund deren Lage in der Tat von einem Objekt mit Landmarkencharakter gesprochen werden. Es ist offensichtlich, dass nur ein Bauwerk von höchstem technischem und gestalterischem Anspruch dieser Aufgabe auch gerecht werden kann.



Auszug aus dem Bauwerksplan des Siegerentwurfs



Siegerentwurf, Visualisierung Querung Odervorflut

Die neue Küstriner Oderquerung ist ein schlankes und filigranes Bauwerk. Ein auf wenigen taillierten Betonpfeilern gebetteter Stahltrug zieht sich als durchgehendes Band vom östlichen Widerlager in niedriger Höhe über die Wiesengründe hindurch. Der papyrusweiße Anstrich hebt das Bauwerk optisch von der Umgebung ab, eine Schattenkante auf halber Trägerhöhe lässt diesen noch leichter erscheinen, als er ohnehin schon ist.

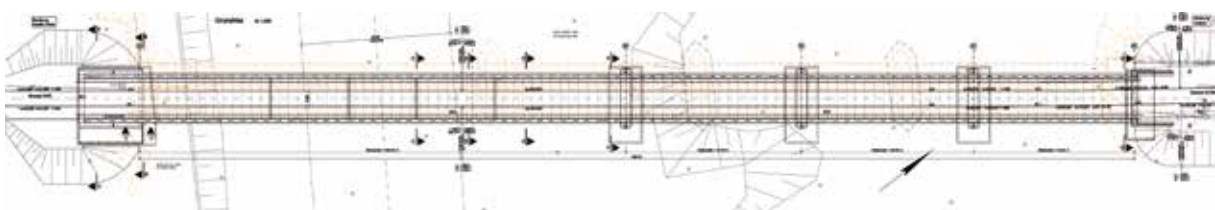
Der Bahnreisende genießt die Aussicht über die Küstriner Festung, ohne dass störende Aufbauten den Blick nach außen versperren. Kurz vor dem Oderufer schwingen sich die zwei außen liegenden Trogräger zu einem Paar paralleler, leicht zueinander geneigter Bögen auf, die in einem einzelnen Satz den Fluss überqueren. Nicht zufällig markiert der Bogenscheitel auch die Lage der Grenzlinie, während der westliche Bogenkämpfer bereits auf deutscher Seite steht. Die Nutzung des Bogenpaares als Solitär hebt die Besonderheit des Ortes unmissverständlich hervor.

Ein Netzwerk aus sich kreuzenden Zugstäben aus Edelstahl verhilft dem Bogen zu mehr Steifigkeit,

wodurch er leichter und damit optisch schlanker wird. Die Anordnung der Zugstäbe unterstützt dabei die Dynamik des Bogens, ist aber auch eine Reminiszenz an die klassischen Fachwerkbrücken. Die blanken Metallflächen der Stäbe reflektieren die Umgebung und lassen diese vor der dramatischen Kulisse verschwinden.

Die neue Oderquerung ist sowohl technisch als auch gestalterisch ein Bauwerk mit Landmarkencharakter. Sie ist elegant und reduziert, aber dennoch unverwechselbar. Sie grüßt einen mit einer schwungvollen Geste, ist aber dennoch transparent und unaufdringlich. Sie erfüllt in bester Weise ihre Aufgabe als Tor zwischen zwei Ländern.

Der Überbau der neuen Eisenbahnüberführung wird als vierfeldriger, zweigleisiger Durchlaufträger errichtet. Mit der Stützweitenteilung von 130 m – 56 m – 50 m – 30 m wird die derzeitige Bauwerkslänge weitgehend beibehalten. Das große Brückenfeld für die Strombrücke wird als Netzwerkbogen ausgeführt und überspannt neben der Oder auch den vor dem westlichen Ufer gelegenen Weg.



Auszug aus dem Bauwerksplan des Siegerentwurfs



Ansicht Entwurf 2. Preis (Visualisierung)

2. Preis

Pöyry Deutschland GmbH | Marburger Straße 10 | 10789 Berlin

»Regelmäßig angeordnete Fachwerkstreben fügen sich in den wellenförmigen Verlauf des Obergurts ein und erzeugen eine filigrane Verbindung mit der Brückenfahrbahn.«

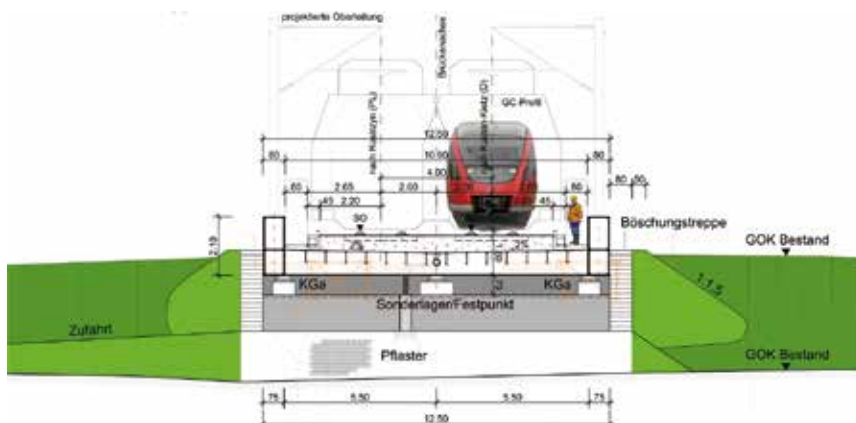
Auszug aus dem Erläuterungsbericht

Die Auenlandschaft bei Küstrin und die benachbarte ehemalige Festungsanlage Küstrin haben sowohl für Erholungssuchende als auch für Reisende einen hohen Erlebniswert, der durch den vorliegenden Entwurf der „Oderwelle“ maßgeblich mitbestimmt wird. Vom deutschen Ufer, beginnend mit einer kräftigen Stützwand entlang einer ehemaligen Schiffsverladestation, entwickelt

sich das Flussprofil der Oder über den schiffbaren Hauptstrom hinüber zu der gegenüber liegenden polnischen Seite, wo der Uferbereich verflacht und in einen Schilfgürtelbereich übergeht.

Kaum bemerkbar sind noch Mauerreste der ehemaligen städtischen Knabenmittelschule erhalten, die mit der Natur verwachsen sind und ineinander überfließen. Die Gestaltung des neuen Bauwerks folgt dieser landschaftlichen Prägung und spannt sich vom deutschen Ufer über die schiffbare Oder mit einem hohen und weit gespannten Bogen, um im darauffolgenden Verlauf durch eine Anzahl ständig kleiner werdender Bögen wellenförmig auszuspringen und letztendlich in die verwachsene Uferlandschaft auf polnischer Seite einzutauchen.

Dieser Eindruck des Abtauchens verstärkt sich zusätzlich dadurch, dass sich die neue Brücke mit einer Längsneigung von ca. 2,5 % Richtung Polen absenkt. Regelmäßig angeordnete Fachwerkstreben fügen sich in den wellenförmigen Verlauf des Obergurts ein und erzeugen eine filigrane Verbindung mit der Brückenfahrbahn. Auf diese Weise bleibt sowohl für den Reisenden vom Zug aus wie für den außenstehenden Betrachter ein ungestörter Blick auf die



Querschnittdetails (2. Preis)



2. Preis, Visualisierung Vorflutwelle

reizvolle Oderlandschaft erhalten. Die erforderliche Öffnung für das Schifffahrtsprofil, für den Hochwasserabfluss und die gewünschten lichten Maße der Wegunterführung auf deutscher Seite sind durch den weit gespannten ersten Bogen sichergestellt.

Die klare Geometrie, ihre Abwandlung im Brückenverlauf und ihr durchgängig sehr helles Erscheinungsbild vermitteln das Bauwerk über alle Jahreszeiten in seinem Umfeld als besonderen Brückenschlag über die deutsch-polnische Grenze. Eine dezente, für den Eisenbahnverkehr blendfreie und wartungsarme, Beleuchtung könnte eine Fernwirkung des Bauwerks auch in den Nachtstunden ermöglichen. Hierzu wären in Nähe des Rettungs- und des Dienstweges LED-Strahler für Streiflicht in den variierenden Fachwerkstrebenachsen denkbar.

Aus bautechnologischen Gründen werden die neuen Widerlager hinter den vorhandenen angeordnet. Aus dieser Vorgabe ergibt sich ein 270 m langes Bauwerk. Die Bauart des Tragwerks kann als eine durchlaufende Bogen-Fachwerkbrücke in Stahlbauweise bezeichnet werden. Der zweigleisige Überbau besteht aus vier hintereinander folgenden, unterschiedlich langen und hohen Bögen mit Stützweiten von 110 m, 70 m, 50 m und 40 m und lagert auf zwei Widerlagern und drei Pfeilern. Die jeweiligen Bogenstiche werden in den Feldbereichen mit ca. 1/8 der Stützweite ausgelegt. Im Stützenbereich reduziert sich die Tragwerkshöhe des Bogenfachwerks aufgrund der Formgebung.

3. Preis

sbp gmbh | Brunnenstraße 110c | 13355 Berlin

»Durch die Reihung der Wellen mit dem Bogen entsteht ein sympathisches Gesamtbild und eine organische Einbindung des Bauwerks in die umgebende Landschaft.«

Auszug aus dem Erläuterungsbericht

Das Entwurfskonzept für den Ersatzneubau der Oderquerung sieht einen zweigleisigen Überbau als durchlaufende Stahlkonstruktion über vier Brückenfelder vor. In den östlichen drei Vorlandfeldern ist eine trogförmige Überbaukonstruktion mit wellenförmig variierender Bauhöhe vorgesehen.

In der Hauptspannweite über dem Fahrwasser der Oder wird der Überbau durch eine Stabbogenkonstruktion mit zwei Bogenebenen gebildet, welche durchlaufend mit dem Trogüberbau der anschließenden Felder verbunden ist.

Durch den harmonischen Verlauf der Wellenstege in den Vorlandfeldern und die anschließende große Bogenform wird der Brückenschlag über die Oder gestalterisch inszeniert und für den Betrachter sowie den Bahnreisenden erlebbar gemacht. Die Höhe der Wellenberge und des Bogens stehen im direkten Bezug zu den Spannweitenverhältnissen, welche sich konsequent aus den Erfordernissen der Oderschifffahrt sowie aus statischen Überlegungen entwickeln.



Visualisierung des drittplatzierten Entwurfs

Durch die Reihung der Wellen mit dem Bogen und die ausgewogenen Proportionen der Höhenentwicklung entsteht ein sympathisches Gesamtbild und eine organische Einbindung des Bauwerks in die umgebende Landschaft. Gleichzeitig spricht der Entwurf eine dynamische Sprache, welche die Geschwindigkeit und die Verbindungsfunktion im deutsch-polnischen Bahnverkehr thematisiert.

Das statische System der neuen Brückenkonstruktion ist eine Kombination aus einer Bogenbrücke in der Hauptspannweite mit einem dreifeldrigen Durchlaufbalken als Trogkonstruktion in den Nebensegmenten. Durch die fugenlose Konstruktion

über ca. 265 m Gesamtlänge entsteht ein vierfeldriges Durchlaufsystem. Der Bogenquerschnitt besteht aus einem rechteckigen Hohlkasten mit veränderlichen Querschnittsabmessungen. Höhe und Breite des Bogenquerschnitts variieren zwischen ca. 3×1 m an den Bogenfußpunkten und ca. 1×2 m am Bogenscheitel.

Die Versteifung des in der Ansicht schlanken Bogens wird durch die biegesteife Trogkonstruktion der Fahrbahn nach dem Prinzip des Langerschen Balkens gewährleistet. Quer zu ihrer Ebene werden die Bögen durch Einspannung in den Fahrbahntrog und durch ausreichende Biegesteifigkeit in Querrichtung stabilisiert. Die Trogkonstruktion des Versteifungsträgers im Bogenfeld besteht

aus einer orthotropen Fahrbahnplatte mit Stahllängsträgern mit Hohlkastenquerschnitt und einer konstanten Bauhöhe von 2,20 m. In den Nebensegmenten wird die Trogkonstruktion aus einer orthotropen Fahrbahnplatte mit offenen Stahllängsträgern mit C-förmigem Querschnitt gebildet.

Die Steghöhe der Längsträger variiert entsprechend des Verlaufs der Stützkräfte wellenförmig zwischen 2,20 m und 5,00 m. Die durchlaufende Stahlkonstruktion wird auf Kalottenlager unter den Längsträgern aufgelagert. Der Fixpunkt in Längsrichtung zur Aufnahme der Bremskräfte wird am Strompfeiler ausgebildet.



Visualisierung Odervorflut (3. Preis)



Visualisierung des Rahmenfachwerks (Entwurf mit Anerkennung)

Anerkennung

Pöryr Deutschland GmbH | Marburger Straße 10
| 10789 Berlin

»Den weichen, organischen Formen der Landschaft werden durch die Gestaltung des Brückenbauwerks kontrastierende, klare Formen entgegengesetzt.«

Auszug aus dem Erläuterungsbericht

Die noch verbliebenen Reste der ehemaligen Auenlandschaft im Ostteil des Oderbruchs, die noch der Abflussdynamik eines größeren Flusses unterliegen, sind nicht nur von hoher naturschutzfachlicher Bedeutung. Ebenso bedeutsam ist die hier gegebene Möglichkeit des Landschaftserlebens, welches durch den Vorschlag „Rahmenfachwerk“ in ganz besonderer Weise geprägt wird. Vom deutschen Ufer entwickelt sich das Flussprofil der Oder über den schiffbaren Hauptstrom hinüber zu der gegenüberliegenden polnischen Seite, wo der Uferbereich verflacht und in einen Schilfgürtel übergeht.

Den weichen, organischen Formen der Landschaft werden durch die Gestaltung des Brückenbauwerks kontrastierende, klare Formen entgegengesetzt. Durch die Farbgebung und die Aufnahme der landschaftlichen Prägung in die Gestaltung des neuen Bauwerks wird dieses harmonisch in die Umgebung integriert. So spannt sich die Brücke vom deutschen zum polnischen Ufer, beginnend mit großräumigen Aussparungen der „seitlichen

Brückenfelder“, die im darauffolgenden Verlauf auslaufen. Sollten nachträglich Oberleitungen erforderlich werden, können diese innerhalb des Bauwerks optisch nahezu „verschwinden“.

Das Rahmenbauwerk besticht durch seine kraftvolle präzise und konstruktiv selbsterklärende Geometrie, welche durch ein Farbkonzept in seiner Wirkung noch weiter aufgewertet wird. Dem Zugreisenden eröffnen sich durch die variierenden Querschnitte rhythmisierte, stetig wechselnde Perspektiven in die reizvolle Oderlandschaft. In der Schrägansicht offenbart sich dem Betrachter aus dem Zug wie auch parallel von der Straßenbrücke ein kontinuierlich changierendes Bild von vier unterschiedlichen Grüntönen, welches die Massivität des Tragwerkes auflöst und das Bauwerk mit dem Landschaftsraum in Dialog tritt.

Aus bautechnologischen Gründen werden die neuen Widerlager hinter den vorhandenen Widerlagern angeordnet. Aus dieser Vorgabe ergibt sich ein 270 m langes Bauwerk.

Die Bauart des Tragwerks kann als eine durchlaufende Rahmen-Fachwerkbrücke in Stahlbauweise (Vierendeelsystem) bezeichnet werden. Der zweigleisige Überbau besteht aus drei hintereinander folgenden Tragwerken mit einer Stützweite von 110 m für das Hauptfeld, weiteren zwei Feldern mit Stützweiten von 80 m und lagert auf zwei Widerlagern und zwei Pfeilern. Die Systemhöhe wird mit 1/10 der Stützweite des größten Feldes ausgelegt und beträgt in den beiden folgenden Feldern ca. 1/7 der Stützweiten.

Zur Gestaltung von Brücken der Bundesfernstraßen – Die Suche nach der besten Lösung

Dr.-Ing. Gero Marzahn

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Referat StB17, Bonn

Dr.-Ing. Heinz-Hubert Benning

ehemals Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Referat StB17, Bonn

Gut gestaltete Brücken ziehen die Aufmerksamkeit der Betrachter auf sich. Aber nicht nur die Ästhetik ist Teil einer guten Gestaltung, sondern vielfältigste Anforderungen, die heute an ein Bauwerk gestellt werden. Dazu zählen ebenso Dauerhaftigkeit, Wirtschaftlichkeit oder auch umweltrechtliche Aspekte etc. Eine optimale Lösung ist daher nur erreichbar, wenn interdisziplinär gearbeitet und alle wesentlichen Entscheidungsträger mit einbezogen werden. Verschiedene Instrumente stehen den Planenden zur Verfügung, um alle Aspekte frühzeitig betrachten zu können. Sie reichen von der streckenbezogenen Gestaltung bis hin zu Variantenuntersuchungen und Planungswettbewerben. Von allen genannten Möglichkeiten bietet der Planungswettbewerb die besten Voraussetzungen, die schöpferischen Kräfte im wetteifernden Vergleich der Ingenieure herauszufordern.

1 Einleitung

Brücken von Verkehrswegen prägen meist dominant die gebaute Umwelt. Schöne Brücken tragen zum Erscheinungsbild einer Stadt oder einer Landschaft wohlthuend bei. Sie besitzen ästhetische Eigenschaften, die Menschen ansprechen und dabei ihre beeindruckende Wirkung entfalten. Von gut gestalteten Brücken geht von je her eine große Faszination aus. Dies bedeutet Verantwortung und Verpflichtung für das Bauen und den Erhalt der Brückenbauwerke.

Mit dem Gesetz zur Errichtung einer Bundesstiftung Baukultur [1] werden die gesellschaftlichen Vorgaben für das Bauen konkretisiert. Zweck und Aufgabe der Bundesstiftung Baukultur ist es:

- ❑ die Qualität, Nachhaltigkeit und Leistungsfähigkeit des Planungs- und Bauwesens in Deutschland national und international bekannt zu machen,
- ❑ das Bewusstsein für gutes Planen, Bauen, Baukultur und den Wert der gebauten Umwelt bei Bauschaffenden und in der Bevölkerung zu stärken,

- ❑ bundesweite Diskussionen zu städtebaulichen, planerischen sowie bau- und wohnungswirtschaftlichen Qualitätsmaßstäben anzuregen [1], [2].

Diesen Gedanken sind sowohl Brückenplaner als auch Bauherren verpflichtet.

2 „Schöne“ Brücken sind kein Zufall

Um zu einem gelungenen Brückenbauwerk zu gelangen, sind Ideenreichtum und gutes Gespür des Brückenplaners verlangt, ebenso auch Erfahrungen und vertiefte Kenntnisse zu allen möglichen Belangen des Bauwerkentwurfes. Der Entwurf einer schönen Brücke wird selten im ersten Anlauf entstehen, sondern es werden viele Wege im Entwurfsprozess ausgelotet werden, die immer wieder zu Anpassungen und Optimierungen der Entwurfsidee führen. Das ästhetische Gefühl folgt Gestaltungsgrundsätzen, die bewusst bei der Entwurfserarbeitung überprüft werden müssen.

Vor dem Hintergrund des gesellschaftlichen Auftrags ergibt sich für den öffentlichen Bauherrn eine besondere Verantwortung. Er muss Vorgaben machen, damit bei der Planung einer Brücke die beste Lösung gefunden werden kann. Hierzu gehören die technischen Regelwerke, die Festlegung von strukturellen und zeitlichen Planungsabläufen und die Nutzung von angemessenen Planungsverfahren.

Dies bedingt, dass sowohl seitens des Brückenplaners, der bauenden Straßenbauverwaltung und des Bauherrn zusätzlich zur Fachkompetenz auch die Bereitschaft besteht, sich kreativ mit der Gestaltung von Brücken auseinander zu setzen und dies auch im öffentlichen Dialog zu dokumentieren.

3 Anforderungen an Bauwerke

Schon zu Zeiten des römischen Reiches war man bestrebt, den Grundeigenschaften eines Bauwerkes: *Firmitas*, *Utilitas* und *Venustas* [3]

ein ausgewogenes Verhältnis zu geben und keines zu bevorzugen. Dies gilt auch heute unverändert. Ein Brückenbauwerk muss die technischen, wirtschaftlichen und gestalterischen Anforderungen nach aktuellen Maßstäben vollumfänglich erfüllen. Es gilt der Grundsatz: Eine schöne Brücke ergibt sich aus der Gestalt der Brücke, aus ihrer Formensprache, d. h. der sichtbaren Tragkonstruktion und ihren Proportionen. Damit erfolgt eine klare Abgrenzung zur „Kunst am Bau“.

Die Planung von Brückenbauwerken ist eine anspruchsvolle Ingenieuraufgabe. Es ist eine Vielzahl von Vorgaben und Aspekten zu beachten. Zunächst gilt es, für Brücken der Bundesfernstraßen den Konsens mit den Trägern öffentlicher Belange zu erreichen. Konkret sind u. a. (bau-)rechtliche, umweltrechtliche, verkehrliche, topografische und/oder geologische Randbedingungen zu beachten, aber es sind auch Fragen zum landschaftstypischen und regionalen Bezug zu berücksichtigen sowie die Akzeptanz der Öffentlichkeit herbeizuführen.

Bauwerksbezogen sind in die Entwurfsplanung die Fragen der Wahl der geeigneten Gründung, die Wahl der geeigneten Baustoffe und deren Nachhaltigkeit, die Wahl der geeigneten Tragkonstruktion, die Herstellung des Bauwerks mit einem geeigneten Bauverfahren, die Bauzeit, mögliche Verkehrsführungen während des Baus zur Minderung von Verkehrsbeeinträchtigungen und vieles mehr einzubeziehen.

Zum Finden der optimalen Lösung einer Ingenieuraufgabe ist eine interdisziplinäre Zusammenarbeit wichtig, z. B. mit Straßenplanern, Geologen oder bei Fragen der Gestaltung mit Architekten. Zu berücksichtigen sind auch die Belange des Umweltschutzes und beim Bauen im Bestand oft auch die Belange des Denkmalschutzes zum Erhalt des historischen Erbes.

Die Umsetzung innovativer Konzepte und die Verwendung neuer Baustoffe setzen stets die Unterstützung durch Wissenschaft und Forschung voraus.

Das Bundesfernstraßennetz ist für die Bewältigung des Güter- und Personenverkehrs von wesentlicher Bedeutung. Brücken sind neben den Tunnelbauwerken die hinsichtlich der Investitions- und Folgekosten teuersten Anlagenteile der Straßen. Dementsprechend müssen an Brückenbauwerke besondere technische Anforderungen gestellt werden. In [4] werden übergeordnet folgende Grundsätze an Brückenkonstruktionen aufgeführt:

- Verkehrssicherheit,
- Robustheit und Dauerhaftigkeit der Konstruktion,
- Funktionstüchtigkeit,
- Wirtschaftlichkeit bei der Herstellung und Erhaltung,
- Möglichst einfache Ausführbarkeit,
- Leichte Prüfbarkeit im Sinne von DIN 1076 [5],
- Erhaltungsfreundlichkeit der Konstruktion sowie
- Behutsamkeit bei der Wahl von Formen und Materialien.

Mit den Regelwerken für den Brücken- und Ingenieurbau [6] (Bild 1) steht eine Sammlung technischer Regelungen zur Verfügung, die es dem Brückenplaner erleichtern soll, die genannten Vorgaben zu erfüllen. Die zukünftigen Richtlinien für den Entwurf und die Ausstattung von Ingenieurbauten (RE-ING), in der die bisherigen Verwaltungsvorschriften und Regelungen der Allgemeinen Rundschriften Straßenbau (ARS) für den Entwurf aktualisiert zusammengefasst sind, sollen sowohl der bauenden Straßenbauverwaltung als auch den Ingenieuren der Praxis bei der Planung von Brücken helfen, den anerkannten Regeln der Technik, den Grundsätzen zur Sparsamkeit im Sinne der Bundeshaushaltsordnung sowie der Verantwortung für die Gestaltung der gebauten Umwelt gerecht zu werden.

4 Interaktion bei der Planung von Strecke und Bauwerk

4.1 Streckenentwurf

Bereits mit der Linienfindung eines neuen Streckenabschnitts einer Straße und danach bei der Erstellung des Streckenentwurfs nach RE 2012 (RE-Vorentwurf) [7] werden wesentliche Randbedingungen für die Konstruktion einer Brücke festgelegt. Dies können u. a. die Streckentrassierung mit Festlegung der Gradienten, die topografische Lage, die Berücksichtigung der geologischen Verhältnisse im Streckenverlauf, der Kreuzungswinkel mit zu querenden Verkehrswegen und Flussläufen oder das Ausweisen von naturschutzbedingten Sperrzonen (FFH) im Brückenbereich sein.

Die in diesem frühen Stadium der Planung festgelegten Randbedingungen können im Nachhi-

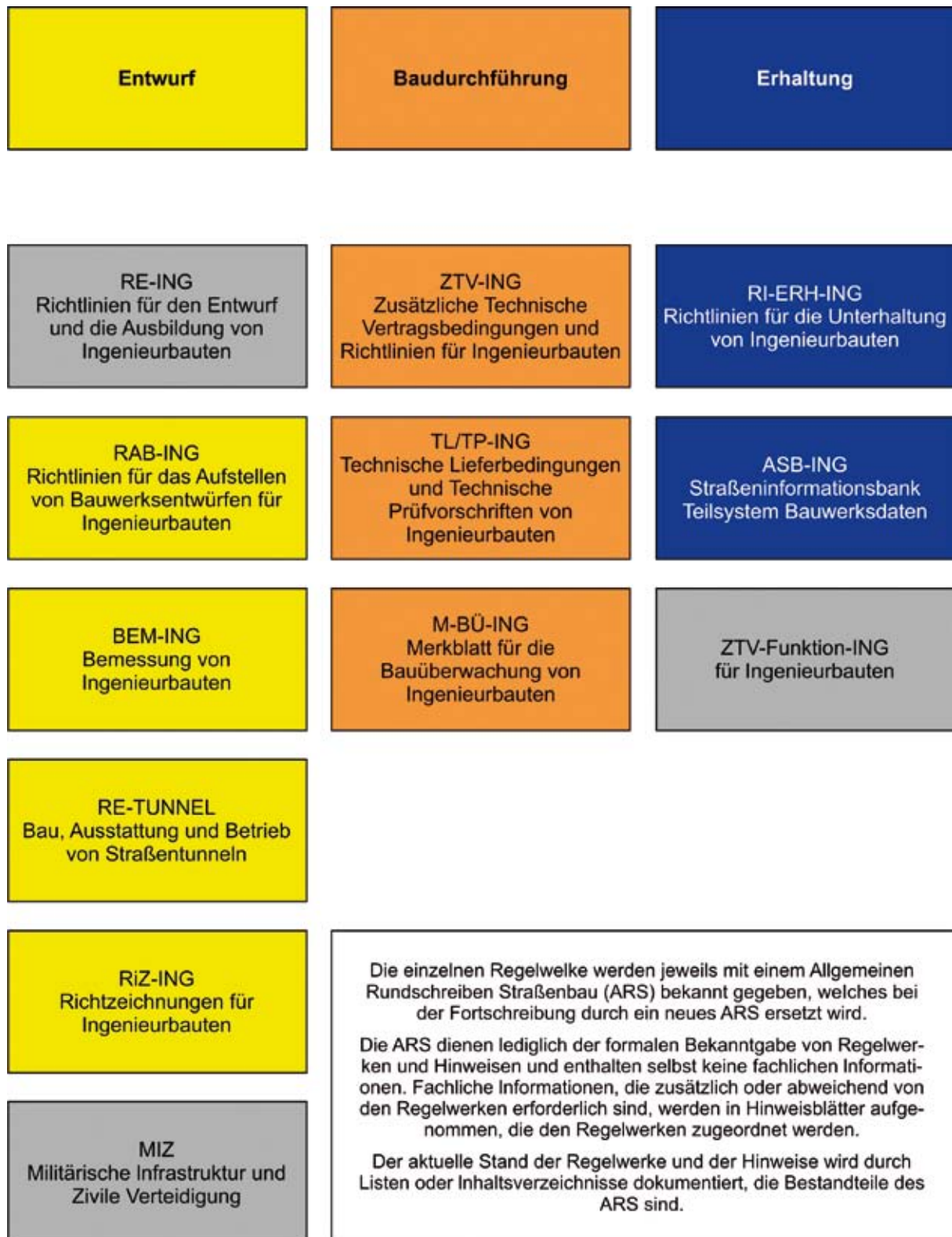


Bild 1: Übersicht der Regelwerke für den Brücken- und Ingenieurbau der Bundesfernstraßen, nach [6]

nein kaum noch beeinflusst werden, obwohl sie oft entscheidend für die Gestaltung einer Brücke sind. Dem Streckenentwurf (RE-Vorentwurf) sind daher Bauwerksskizzen beizufügen, in denen bereits wesentliche Elemente der Bauwerksge-

staltung festgehalten werden. U. a. sind in den Bauwerksskizzen Stützweiten, Tragsystem, Baustoffwahl und Entwässerungsleitungen der Brücke darzustellen. Ebenfalls ist eine Kostenschätzung beizufügen.

Für das Bauen im Bestand können sich weitere Randbedingungen, z. B. aus dem Gesichtspunkt des Denkmalschutzes oder aus Umweltaspekten, z. B. Erhalten einer Fledermaus-Population in einem bestehenden Widerlager einer Brücke, ergeben.

4.2 Streckenbezogene Bauwerksgestaltung

Bei größeren Streckenneubau- bzw. Streckenausbauabschnitten hat es sich bewährt, ein streckenbezogenes Gestaltungskonzept [4] zu erstellen, um auf diese Weise eine eingehende Auseinandersetzung mit den Bauwerken und deren Gestaltung innerhalb eines größeren zusammenhängenden Streckenabschnitts zu erwirken und auch zu dokumentieren. Durch die Schaffung so genannter Brückenfamilien wird der Wiedererkennungswert und damit der örtliche Bezug für eine breite Akzeptanz in der Bevölkerung enorm gesteigert.

Aufbauend auf einer Bestandsaufnahme der landschaftstypischen Situation, der örtlich vorhandenen Bausubstanz und anderer örtlicher Besonderheiten erarbeiten i. d. R. in interdisziplinären Arbeitsgruppen Ingenieure (Brückenplaner) und Architekten zusammen einen Katalog, in welchem – abgestimmt auf die umgebende Landschaft, die Bebauung, die kulturellen Werte einer Region etc. – die wesentlichen Gestaltungselemente so-

wie Empfehlungen für die Wahl der Materialien, Farben und Formen der Ingenieurbauwerke, z. B. Brücken, Lärmschutzanlagen oder auch Tunnel, zusammengestellt werden.

Der Gestaltungskatalog sollte einen ausreichend hohen Detaillierungsgrad erreichen und bei Brücken auf Pfeiler- und Widerlagerformen, Gesimse, Geländer und Oberflächengestaltung eingehen. Er dient im Weiteren als Grundlage und Richtschnur für die Ausarbeitung der einzelnen Bauwerksentwürfe.

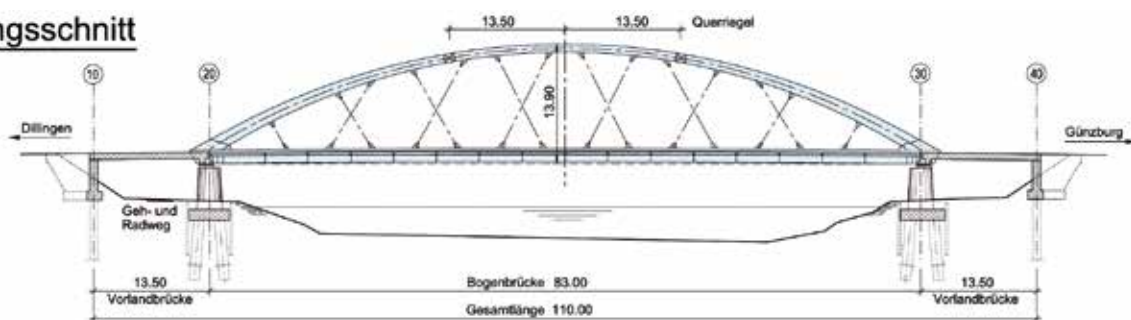
5 Wege zur Bauwerksgestaltung

5.1 Variantenuntersuchungen

Für den Entwurf einer Brücke werden im Planungsverfahren durch eine Variantenuntersuchung zunächst alle denkbaren Lösungsmöglichkeiten, d. h. die unterschiedlichsten Konstruktionsformen, Materialien, Bauweisen und Bauverfahren, in die Überlegungen einbezogen und einander gegenübergestellt.

Aus der Vielzahl der Varianten konkretisieren sich dann im nächsten Schritt Hauptvarianten heraus, die die technischen, wirtschaftlichen und gestalterischen Vorgaben für das konkrete Bauwerk bereits im Wesentlichen erfüllen. Die Hauptvarianten werden in Skizzenform mit Angaben der wesentlichen Hauptabmessungen der Bauteile

Längsschnitt



Draufsicht

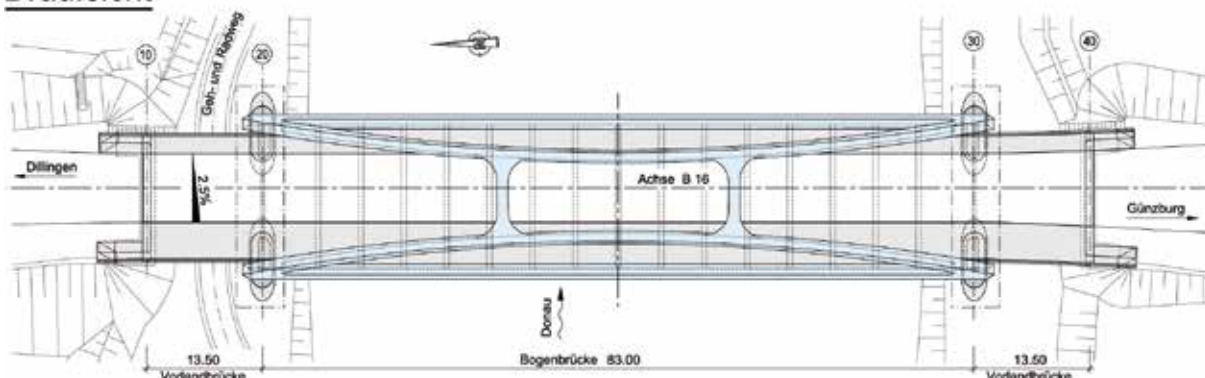


Bild 2: Donaubrücke Günzburg [8], Ingenieurpreis des Deutschen Stahlbaues 2013, Kategorie Brückenbau

dargestellt. Herstellungs- und ggf. Folgekosten werden auf der Grundlage einer Kostenschätzung ausgewiesen.

In einem intensiven Abwägungsprozess werden dann im Dialog von Brückenplaner, bauender Verwaltung und Bauherrn die Vor- und Nachteile der einzelnen Hauptvarianten diskutiert und dann gemeinsam die optimalste Lösung für die weiteren Planungen des Bauwerks gewählt. Der Entwurf zur Donaubrücke Günzburg (Bild 2) wurde auf diese Weise erarbeitet.

5.2 Planungswettbewerbe

Mit dem Verfahren des Planungswettbewerbes nach der Richtlinie für Planungswettbewerbe [9], [10] werden immer mehrere Wettbewerbsteilnehmer aufgefordert, im wetteifernden Vergleich die schöpferischen Kräfte herauszufordern und innovative sowie nachhaltige Lösungen für ein Bauwerk zu erarbeiten. Wettbewerbe zielen darauf ab, alternative Ideen und optimierte Konzepte für die Lösung von Planungsaufgaben und den geeigneten Auftragnehmer für die weitere Planung zu finden. Dies gilt sowohl für den Ideenwettbewerb, der auf die Lösung konzeptioneller Aufgaben ausgerichtet ist, als auch für den Realisierungswettbewerb, dem eine konkrete Bauaufgabe mit anschließender Umsetzungsabsicht zugrunde liegt.

Es gibt also gute Gründe, auch im Bereich der Bundesfernstraßen die Durchführung von Planungswettbewerben zu fordern und zu fördern. Um dies zu erleichtern, wurde der Leitfaden zur Durchführung von Planungswettbewerben im Straßen- und Ingenieurbau [11] den Auslobern zu Verfügung gestellt. Der Leitfaden geht auf die spezifischen Besonderheiten im Ingenieurbau ein und gibt konkrete Hilfestellung für die Durchführung eines Wettbewerbs.

Bei Planungswettbewerben kommt der sachgerechten Vorprüfung durch den Auslober besondere Bedeutung und Verantwortung zu. Auf der Basis dieser Vorprüfung entscheidet das Preisgericht, bestehend aus Fachpreisrichtern und Sachpreisrichtern, unabhängig über die beste Wettbewerbsarbeit.

Es ist ein wesentlicher Vorteil des Planungswettbewerbs, dass mit den Sachpreisrichtern bereits Vertreter der fachkundigen Öffentlich-

keit einbezogen sind. Die Wettbewerbsarbeiten und die Entscheidung des Preisgerichts werden öffentlich dargestellt. Dazu gehört es auch, dass die einzelnen Wettbewerbsvorschläge in geeigneter Weise, z. B. durch eine Begleitbroschüre, dokumentiert werden (Bild 3). In dieser Dokumentation ist die Wettbewerbsaufgabe, die namentliche Nennung der Preisrichter, eine kompakte Darstellung der einzelnen Wettbewerbsbeiträge sowie das Protokoll der Preisgerichtssitzung zu veröffentlichen.

Den nachweislichen Vorteilen eines Planungswettbewerbs steht gegenüber, dass der Dialog zwischen Brückenplaner und Bauherr erst nach Wettbewerbsergebnis erfolgen kann. Dies birgt die Gefahr, dass bei der weiteren Planung und der Erstellung des Bauwerksentwurfs aus technischen bzw. wirtschaftlichen Gründen noch wesentliche Änderungen der Lösungsidee der zum Zuge gekommenen Wettbewerbsarbeit erforderlich sein können.

6 Der Bauwerksentwurf

Auf der Basis der Variantenuntersuchungen bzw. dem Ergebnis des Realisierungswettbewerbes werden die Entwurfsplanungen für das Brückenbauwerk in einem Bauwerksentwurf nach den Richtlinien für das Aufstellen von Bauwerksentwürfen (RAB-ING) [13] erstellt. Darin werden im Erläuterungsbericht der gewählte Entwurf in technischer, wirtschaftlicher und gestalterischer Hinsicht begründet, die Kosten als Grundlage für die Haushaltseinstellung angegeben und mit den Bauwerksplänen die wesentlichen Konstruktionsmerkmale dargestellt. Auf dieser Grundlage können die weiteren Planungsschritte für die Ausschreibung, die Vergabe und die Ausführung erfolgen.



Bild 3: Dokumentation des Realisierungswettbewerbs A 26 Südereibebrücke Moorburg [12]



Bild 4: Ausstellung Straßenbrücken, Ingenieur Bau Kunst in Deutschland, 2002 [15]

7 Öffentliche Wahrnehmung

Das Bewusstsein für das Bauen in der Öffentlichkeit zu stärken, kann durch Publikationen [14], Ausstellungen [15] (Bild 4) und insbesondere auch durch Preise erfolgen.

In [2] wird der Erfolg für eine zunehmende öffentliche Wahrnehmung der Ingenieurleistung durch eine beachtliche Anzahl an Preisen auch für den Ingenieurbereich dokumentiert (Bild 5), (Bild 6). Das für die Bundesfernstraßen zuständige Bundesministerium unterstützt als Schirmherr den von der Bundesingenieurkammer (BIngK) und dem Verband Beratender Ingenieure (VBI) seit 2006 alle zwei Jahre ausgelobten Deutschen Brückenbaupreis. Der Brückenbaupreis wird in den zwei Kategorien Straßen- und Eisenbahnbrücken sowie Fußgänger- und Radwegbrücken ausgelobt und wird traditionell am Vorabend des bedeutenden Brückenbausymposiums der Technischen Universität Dresden mit zuletzt über 1.400 Fachleuten und Interessierten verliehen. Die Ergebnisse des Wettbewerbs zum Deutschen Brückenbaupreis werden in einer Ausstellung der Öffentlichkeit präsentiert. So können auch dieses Mal wieder hervorragende Bauwerke aus beiden Kategorien prämiert werden.

8 Fazit

Der öffentliche Bauherr ist sich seiner Verantwortung bewusst und hat in seinen Regelwerken die Voraussetzungen geschaffen, um der anspruchsvollen Ingenieuraufgabe Entwurf einer Brücke in technischer, wirtschaftlicher und gestalterischer Hinsicht gerecht zu werden. Im Bundesfernstraßenbau sollten gleichberechtigt zum Verfahren der Variantenuntersuchung vermehrt Planungswett-

bewerbe zum Entwurf von Brücken ausgelobt werden, um die Qualität des Planens und Bauens in allen Aspekten zu fördern und kulturelle, verkehrliche wie auch Umweltaspekte ausreichend zu würdigen.

Vor dem Hintergrund der Herausforderungen bei der Ertüchtigung von Straßenbrücken im Bestand können Planungswettbewerbe auch zu einem Wettstreit der besten Ideen bei Innovation, technischer Ausführbarkeit, Bauen unter Verkehr oder auch Rückbau von Bauwerken beitragen. Der Vorteil von Wettbewerben ist, die Leistung der Ingenieure, die hinter herausragenden Bauwerken stehen, herauszuheben und für die Allgemeinheit erlebbar zu machen.

Dies führt nicht nur zu einer Hebung des gesellschaftlichen Ansehens der Ingenieure, sondern hilft auch, nachwachsende Generationen für den Beruf des Bauingenieurs zu interessieren und somit aktiv dem Nachwuchsmangel entgegenzutreten. Deutschland ist durch seine Ingenieure groß geworden. Deutsche Ingenieurleistung ist auch im Bauwesen weltweit bekannt und geachtet. Dieses Erbe gilt es zu bewahren und fortzusetzen.

Literatur

- [1] Gesetz zur Errichtung einer Bundesstiftung Baukultur, 17. Dezember 2006
- [2] Homepage der Bundesstiftung Baukultur: www.bundesstiftung-baukultur.de (aufgerufen am 21.12.2015)
- [3] http://m.schuelerlexikon.de/mobile_kunst/Marcus_Vitruvius_Pollio.htm (aufgerufen am 21.12.2015)
- [4] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Richtlinien für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten RE-ING. Entwurf, Stand 08/2015
- [5] DIN 1076: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung. Ausgabe 11, 1999
- [6] BAST-Homepage / Brücken- und Ingenieurbau / Regelwerke zum Download: http://www.bast.de/DE/Ingenieurbau/Publikationen/Regelwerke/Regelwerke_node.html (aufgerufen am 21.12.2015)
- [7] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Richtlinien zum Planungsprozess und für die einheitliche Gestaltung von Entwurfsunterlagen im Straßenbau. Ausgabe 2012 (RE 2012)
- [8] Bundesministerium für Verkehr und digita-



Bild 5: BAB A 71, Talbrücke Wilde Gera; Deutscher Brückenbaupreis 2006 in der Kategorie Straßen- und Eisenbahnbrücken (Foto: Foto Schüler, Zella-Mehlis)



Bild 6: Elbauenbrücke Schönebeck, ausgezeichnet von Institution of Structural Engineers, London, 2014 (Foto: Rene Legrand, Rühn)

- le Infrastruktur (Hrsg.): Brücken und Tunnel der Bundesfernstraßen 2012. Broschüre, 2012.
- [9] Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit (Hrsg.): Richtlinien für Planungswettbewerbe (RPW 2008). Ausgabe 12. September 2008
- [10] Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit (Hrsg.): Richtlinie für Planungswettbewerbe (RPW 2013). Ausgabe 31. Januar 2013
- [11] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Leitfaden zur Durchführung von Planungswettbewerben im Straßen- und Ingenieurbau. Ausgabe 09/2010
- [12] DEGES (Hrsg.): A 26 Süderelbebrücke Moorburg; Dokumentation des Realisierungswettbewerbs. Juni 2013
- [13] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Richtlinien für das Aufstellen von Bauwerksentwürfen (RAB-ING). Entwurf, basierend auf RAB-BRÜ, Ausgabe 04/1995
- [14] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Jahreshefte Brücken- und Ingenieurbau
- [15] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen und Bundesingenieurkammer (Hrsg.): Broschüre zur Ausstellung Straßenbrücken, Ingenieur Bau Kunst in Deutschland. Eigenverlag, Berlin, 2002

Im gedruckten Tagungsband stand hier eine Anzeige. Sie wurde für die Online-Fassung entfernt.

Search for the true structural solution

Prof. Jiri Strasky, DSc.

Brno University of Technology & Strasky, Husty and Partners, Brno (Czech Republic)

1 Professional career

I started my professional career in 1969; one year after Russian troops occupied our country and ruined our hopes for a free and creative life. Some of my colleagues have decided to emigrate; many of the others have resigned and became passive. I was lucky to have collaborated with engineers who have tried to prove, that we were still able under the given difficult circumstances to develop and build progressive bridge structures. We were supported by some professors, who mostly had to leave the universities for their opinions and who created together with us a group of similarly thinking people.

In the firm *Dopravni stavby Olomouc* we have developed our own prestressing system and our own segmental technology for constructing highway overpasses and viaducts, we have built cable-stayed bridges and – most of all – realized stress ribbon and suspension pedestrian bridges.

Our first cable stayed bridge built across the River Elbe near a city of Podebrady built in 1987 has three spans widths of 61.6, 123.2 and 61.6 m; the width of the bridge is 31.8 m, see Fig. 1. The deck is sus-

pending on two towers situated in the bridge axis. The deck is formed by a spine box girder with large overhangs supported by not mutually connected precast slab struts. The one cell box girder assembled from precast segments was constructed first, then the struts were erected and the overhangs were cast in a simple formwork that was supported by these struts. Similar arrangement was used in a construction of the 394 m long cable stayed bridge built in Prague-Vrsovice.

We have built seven stress ribbon pedestrian bridges of one, two, or three spans of lengths up to 102 m; their maximum length is 250 m, see Fig. 2. The deck is an assembly of precast segments suspended on bearing cables. Prestressing introduced after concreting the joints insures the stiffness of the structures.

Experiences we have gained in construction of stress ribbon bridges were utilized in design of our first suspension pedestrian bridge across the Swiss Bay of the Vranov Lake, see Fig. 3. The deck, which has a span length of 252 m, is suspended on two cables with spans of 30, 252 and 30 m. The deck is assembled of precast segments of variable widths from 10.0 to 6.5 m and depth of only 0.42 m.



Fig. 1: River Elbe

(Photo: Jiri Dobrovolny)

We have not only built these structures, but we have also verified their function by detailed static and dynamic tests. We have also published the structural solutions and results of the tests in outstanding technical magazines and we received first design awards. In 1987 I was invited to participate in the design of the first US Stress Ribbon Bridge that was built across the Sacramento River in Redding, California, see Fig. 4.



Fig. 2: Prague-Troja Pedestrian Bridge – load test (Photo: Jiri Strasky)

Based on Prof. Leonhardt's recommendation I got first international prize – the Fritz Schumacher Award. After the ‚velvet revolution‘ in 1989 a lot of things have changed. I have started to work in the USA, together with my friends we have opened our own design firm and I have been teaching bridges at the Brno University of Technology. For eight years I was a member of the presidium of the FIP (Fédération Internationale de la Precontrainte) that has been transformed into the fib (Fédération Internationale du Béton – the International Federation for Structural Concrete). I also had an opportunity to participate on the design of large scale projects that have been built in California and Japan.



Fig. 3: Vranov Lake Pedestrian Bridge (Photo: Jiri Strasky)

My research work at the University is connected with further development of stress ribbon structures suspended on cables or supported by arches, curved suspension and arch structures, prestressed membranes and shells. My Ph.D. students not only analysed them, but verified their function on space models, see Figs. 5 and 6.



Fig. 4: Sacramento River Pedestrian Bridge (Photo: Charles Redfield)



Fig. 5: Model of the shell bridge (Photo: Jiri Strasky)



Fig. 6: Model of the curved bridges (Photo: Jiri Dvorak)

We have built a strong design office which designs bridges not only in the Czech Republic, but also in Slovakia and Poland. We also participate in design of bridges built in Spain, United Kingdom, Sweden and Brazil. My office in California has been involved in design of progressive bridges built in the USA and Canada. Our designs got many international awards. For my work I got Medal of Merit and Freyssinet Medal from the fib, CTU Award from University of Dundee (UK), Ícaro Award from University of Coruna (Spain) and Prix Albert Caquot from French Association for Civil Engineering.

I am extremely grateful to the fact that my design work has helped me to get acquainted with many engineers who are not only outstanding experts, but – most of all – extremely good and cultural people. Due to my design work I have become a member of a family of professionals who combine the technical knowledge with aesthetic feeling and create bridges whose architecture is developed from perfect structures.

2 Design philosophy

At present time the designing of bridges has become more and more difficult. On the one hand ambitious structures using non-effective structural systems designed by star architects are built; on the other hand common bridge engineers are forced to design so called the most economical solutions. And, if public ask for a better solution, the designers are required to add some kind of architectural treatment that would improve the solution. The public funding agencies like to know, how much they are paying for so-called beauty.

That policy is ineffective and misguided, because it is based on a fundamental misunderstanding of



Fig. 7: Bridge across the Olichovsky Creek Valley (Photo: Jiri Dvorak)

the relationship between structural and architectural bridge design. Architecture is not some kind of treatment added to, or performed on the structural design of a bridge. Really, the architecture of the bridges has to be developed from the true structural solution and design has to emphasize the beauty of effective structures.

The author is still convinced that the true architectural solution of bridges is given by their true structural solution. The best structural solution should be some particular form inherent in the constraints of the site itself which best accomplish the function of bridging the site. The task of the structural designer is to discover and realize that form in a way that is economical and efficient. This structural form is appropriate only when the design uses the inherent structural and material characteristics of the form to advantage. Of course, a bridge structure must be safe, should invite use, be comfortable for the user, and should be designed and constructed to human scale

Criteria of aesthetics are perhaps somewhat more subjective when evaluating structural concepts for bridge designs. However, architects and engineers generally agree that the whole structure and the structural members forming the bridge should express by their shape the flow of internal forces through the structural system, which is integrated into the surrounding social, historical/time, technological and physical environments.

From our point of view as structural designers, I believe that each conceptual design should advance or enhance our understanding of the arts and sciences of engineering. Structural solutions should in some way lead to the development of new details, new processes of construction, or new applications of engineering technology. But we have to be aware that the structures should be always designed and constructed to a human scale.

The above design philosophy is illustrated on the following structures for which the author had an opportunity to develop their conceptual design.

3 Viaducts

Viaducts with spans up to 45 m usually have a double tee cross section and are usually progressively cast – span-by-span – in the formwork supported or suspended on launch-



Fig. 8: Bridge Kninice

(Photo: Jiri Dvorak)

ing gantry. When under-slung gantry is used, the tee girders are usually directly supported; when overhead gantry is used, the girders are indirectly supported by pier's diaphragms. Whenever it is possible, semi-integral bridges are designed. As an example, a bridge built across the Olichovsky Creek Valley on Expressway R1 in Slovakia can serve. The twin bridge of the total length of 273 m forms a continuous structure of seven spans with span lengths from 33 to 41 m. With respect of the limited clearance, the double tee deck has a variable depth: from 1.90 m at mid-spans to 2.60 m at supports, see Fig. 7. The deck was incrementally cast span-by-span in the formwork suspended on the overhead movable scaffolding that was supported by pier's diaphragms. All piers are connected with the pier's diaphragms by concrete hinges, the side piers have concrete hinges also above footings.

In several projects another type of bridge structure has been used. For span lengths up to 45 m a solid cross section formed by a spine girder with large overhangs is still economical. To transfer the mass to supports, the girder has a variable depth from 2.60 to 1.40 m and a haunch's shape is formed by a fourth degree parabola. The arrangement of the structure in the transverse direction follows the arrangement in the longitudinal direction. The deck is supported by narrow piers that are continuously widened and linked up the

curved overhangs. The transverse widening of the piers and the deck has also a shape of a fourth degree parabola. The simple and clean shape of the deck enables span-by-span construction utilizing under-slung movable scaffolding formed by two steel girders situated outside of the spine girder. So far viaducts of the total length of 2×2.635 km have been built.

An excellent example of this type represents Bridge Kninice on the motorway D8 near the German border, see Fig. 8. The bridge is formed by two parallel bridges of the deck's length of 1,027 m and 1,077 m. The decks of both bridges are formed by continues structures with a typical span of 42 m.

4 Progressively erected concrete viaducts

Progressive erection of the deck used in the construction of the cable stayed bridge across the River Elbe (see Fig. 1) has been recently applied in a construction of five long viaducts built in Slovakia. These bridges have span lengths up to 69 m, their widths are up to 28.70 m. Their deck is formed by a spine girder with large overhangs supported by not mutually connected precast slab struts, see Fig. 9. When the spine box girder was cast, the struts were erected, see Fig. 10 and 11, and

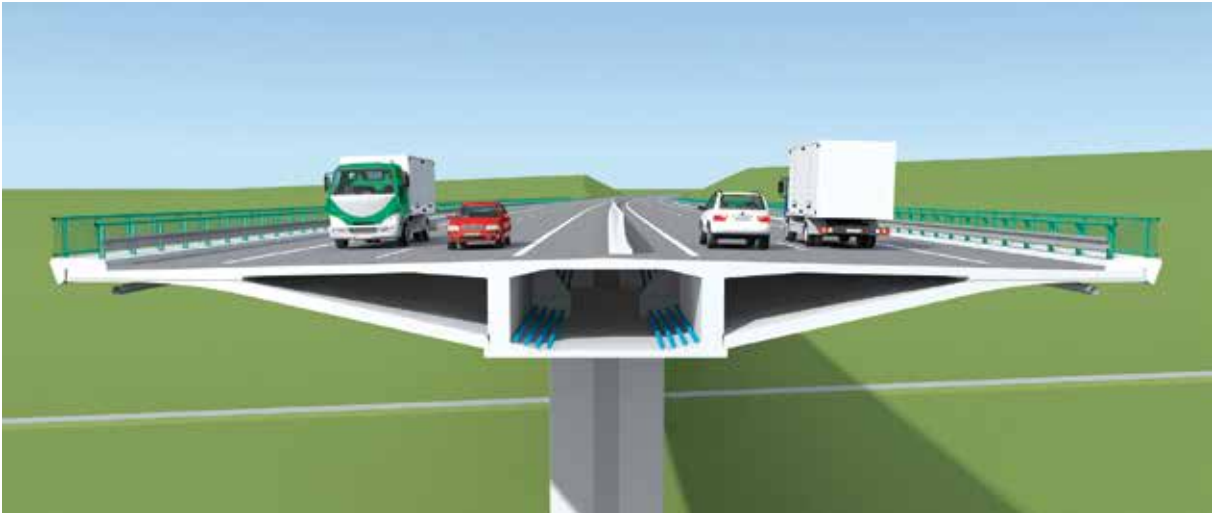


Fig. 9: Cross section of bridge across the Hostovsky Creek Valley

(Graphic: Jaroslav Baron)

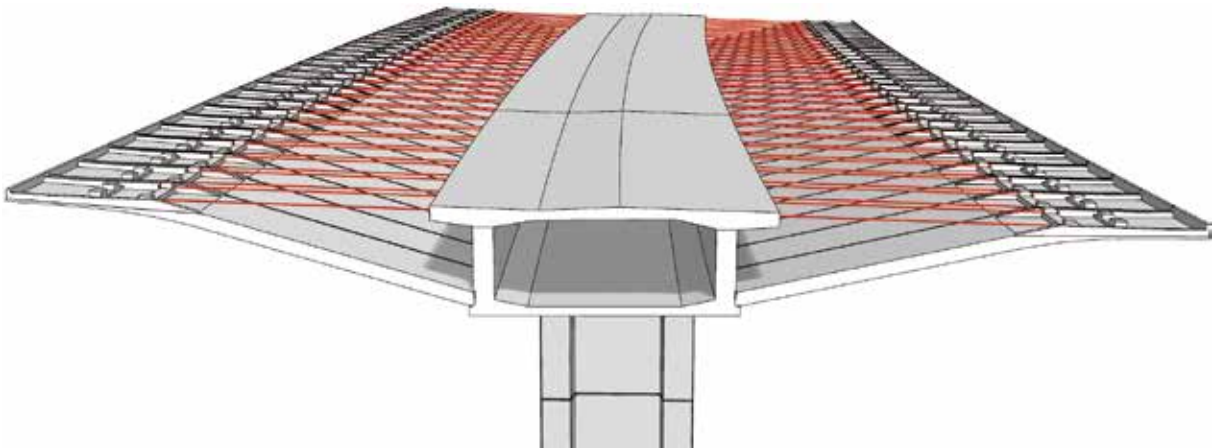


Fig. 10: Suspension of precast struts on the spine girder across the Hostovsky Creek Valley

(Graphic: Jaroslav Baron)



Fig. 11: Bridge across the Hostovsky Creek Valley across the Hostovsky Creek Valley

(Photo: Jiri Dvorak)



Fig. 12: Bridge across the Lodina Creek Valley

(Photo: Jiri Dvorak)

the overhangs were cast in a simple formwork that was supported by these struts. The one cell box girder was cast span-by-span in a formwork suspended on a special overhead gantry with 'organic' prestressing system (OPS) that eliminates deflection of the gantry, see Fig. 11. To reduce the self-weight of the spine girder as much as possible, the girder is very narrow. Therefore the transverse projection of the hangs over up to 11.00 m.

While the first structure of the length of 975 m is frame connected only with three central piers, remaining shorter bridges of maximum length of 414 m are frame connected with all piers and form semi-integral structural systems, see Fig. 12. The decks of all bridges are longitudinally prestressed by internal bonded tendons situated within the basic cross section and by external non-bonded tendons situated inside the central box. The bonded tendons are coupled in each construction joint. External cables are anchored at pier diaphragms and are deviated at pier and span deviators. In the transverse direction the deck slab is prestressed by tendons formed by four strands, lead at flat ducts situated at distance of 1.50 m. During erection, the struts are suspended on two prestressing bars anchored at outer cantilevers of the basic cross section.

It is evident that this solution requires not only a careful analysis and detailing, but also an experience contractor. Also the construction and ser-

vice of these bridges have to be carefully checked and monitored. The Viaduct across the Hostovsky Creek Valley has been monitored during construction, loading tests and during service. For monitoring of concrete stresses, strain gauges were placed in four sections. The measurements done so far have confirmed good bridge function and showed agreement between measured and calculated values.

5 Progressively erected composite viaducts

Eight years ago we participated in a design of the bridge across the Lochkov Valley Creek on the Prague ring road, which deck is formed by a steel trough and a composite cast-in-place deck slab. Recently we have designed two other long composite viaducts that were built on the highway I/11 in the North Moravia (Czech Republic). However, to simplify their construction, their deck slabs were cast in a formwork formed by precast members, see Figures 13 and 14.

The first viaduct, the bridge across the Hrabynka Creek Valley of the total length of 330.0 m, is formed a continuous girder of six spans of lengths from 39.0 to 66.0 m. The second one, the bridge across the Kremlice Creek Valley with a total length of 528.0 m, is formed by a continuous gir-

er of eleven spans of lengths from 33.0 to 57.0 m. While the first bridge has a straight axis, the second is in a plan curvature with radius of 900 m that transfers by a transition curve into the straight axis.

Both directions of the highway are carried by bridge decks formed by a steel girder and a 25.5 m wide composite deck slab. The steel girders of the trough cross section assembled of top and bottom flanges and inclined webs are supplemented by central stringer and two edge stringers. While the central stringer has an I-cross section, the edge stringers have a V-shape with smooth surface that simplify the bridge maintenance. At distance of 3.0 m the stringers are supported by diagonal pipes attached to the girder's bottom corners. The shape of the structure is secured by top transverse ties. The deck slab is composite

of precast slab members and additionally cast deck slab. The precast members of thickness of 100 mm are stiffened by steel trusses welded from reinforcing bars. Their function both for erection and service load was verified by loading tests done at the Brno University of Technology.

Both bridges were incrementally assembled beyond the abutments and consequently launched into a design position. The steel structures are assembled of segments of lengths from 13.0 to 29.0 m. The steel structure of the first bridge was incrementally launched with precast members; only a part of the structure of the length of 66 m beyond the launching nose was formed by the steel section. Due to the complex bridge geometry of the second bridge, its steel structure was assembled from two parts and was launched from both abutments. Due to the variable plan curvature

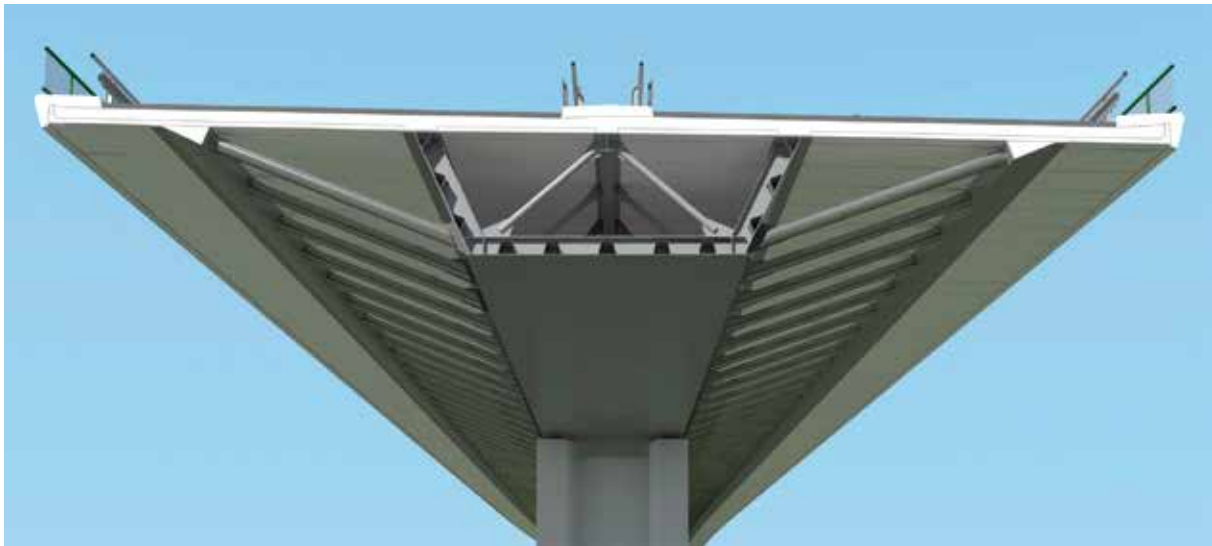


Fig. 13: Cross section of the bridge across the Lochkov Valley Creek

(Graphic: Jaroslav Baron)

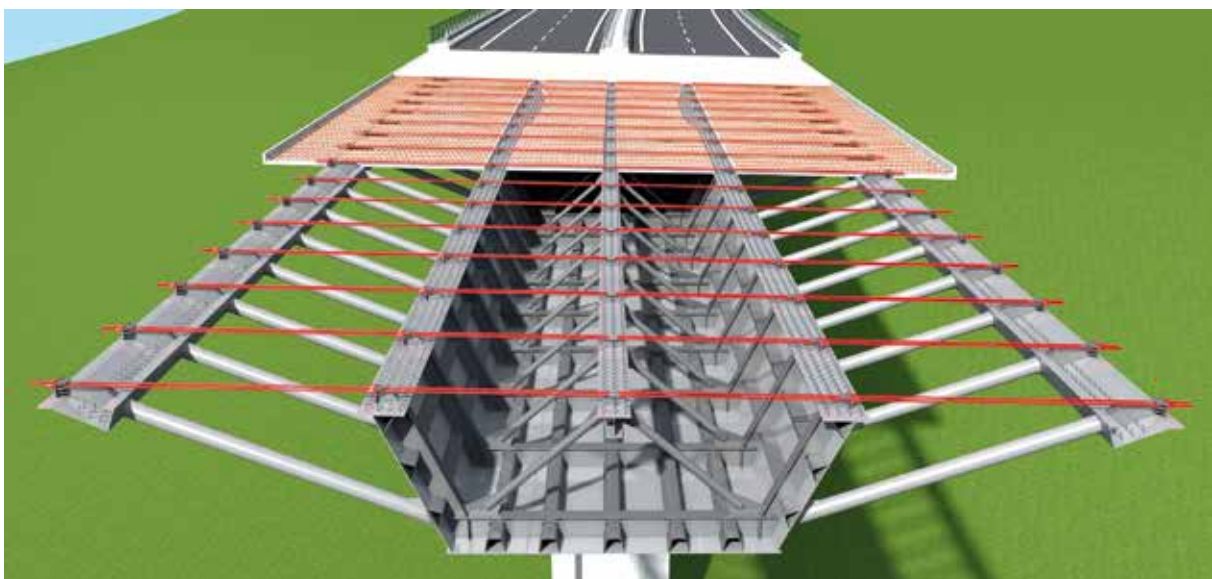


Fig. 14: Progressive assembly of the deck of the bridge across the Lochkov Valley Creek

(Graphic: Jaroslav Baron)



Fig. 15: Launching of the Bridge across the Kremlice Creek Valley (Photo: Jiri Dvorak)



Fig. 16: Progressive assembly of the deck of the Bridge across the Kremlice Creek Valley (Photo: Jiri Dvorak)

the launched structure was temporarily supported by pier transverse steel girders that allowed a transverse movement of the deck. To reduce the weight of the launched structure, the steel structure was launched without precast members, see Fig. 15. After the connection of both parts, the precast members were progressively erected and the deck slab was casted, see Fig. 16.

6 Cantilever bridges on the motorway D3 (Slovakia)

Two large cantilever bridges of the similar structural and architectural arrangement are being built on the D3 motorway's section Svrcinovec–Skalite, see Fig. 17. The bridges cross the valleys at height up to 85 m. At present only one half of the motorway is constructed.

The Bridge Valy of the total length of 591 m forms a continuous structure of nine spans of lengths from 30 to 92 m. The Bridge Rieka of the total length of 500 m forms a continuous structure of eight spans of lengths from 25 to 92 m. The decks of both bridges are formed by a box girder of a variable depth from 2.70 to 5.00 m that are segmentally cast in symmetrical cantilevers starting at piers. During erection cantilever tendons situated at the top slab were progressively installed and tensioned, when central joints were cast, the span tendons situated at the bottom slabs were placed and tensioned. The continuity tendons are formed by external tendons that are deviated at span diaphragms and are anchored at pier diaphragms.

The piers of the cantilever spans

are formed by twin walls. During construction the lower piers are braced by temporary steel members. The walls of the higher piers are mutually connected by longitudinal walls at their bottom portion. The height of the connected walls was determined by detailed analyses of concrete volume changes and by checking the stability of the piers both during construction and service.

Another cantilever bridge of the total length of 1.50 km is being built across the river Vah's Reservoir Hricov on the D3 motorway section Zilina-Strazov – Zilina-Brodno, see Fig. 18. The twin bridge is formed by a continuous structure of span lengths from 30.50 to 110.00 m. The four central spans bridging the river Vah are formed by a box girder of a variable depth from 3.00 to 6.00 m that are segmentally cast in symmetrical cantilevers; the remaining spans have a double tee cross section of a constant depth of 3.00 m and are progressively cast span-by-span on stationary or movable scaffoldings. The prestressing tendons of the cantilever spans have arrangement similar



Fig. 17: Bridge Valy

(Photo: Jiri Dvorak)

to the arrangement of the previous bridges, the approach spans are prestressed by tendons situated in the webs of the bridge decks.

The central piers are formed by twin transversely inclined columns that guarantee the stability of erected structure, resistance of the structure to seismic load and at the same time allow horizontal movement of the deck caused by concrete volume changes. Approach spans are supported by couples of pot bearings situated on elliptical piers.

7 Arch bridges

An arch by its own shape naturally expresses an effort to bridge the obstacle. For dead load a correctly designed arch is stressed by compression stresses only. Therefore, it can be light and transparent. For overpasses a self-anchored integral structural system, in which arch footings are connected with deck's end diaphragms by a compression struts, we designed several times. The arch's horizontal forces are resisted by a tension capacity of the deck, and moments created by couples of horizontal forces originating in arch footings and end diaphragms are balanced by moments created by vertical forces originating at the arch footings and the end diaphragms. This approach is illustrated by following two examples.

Bridge across the Motorway D1 near Studenka

The deck of the bridge is formed by a slender solid deck of depth of only 0.50 m that is supported by a flat arch of a span of 53.70 m and a rise of 6.157 m, see Fig. 19. The prestressed concrete deck is fixed into the end diaphragms that also serve as abutments. The bridge was cast on a stationary falsework.



Fig. 19: Bridge across D1 near Studenka



Fig. 18: Bridge across River Vah Reservoir Hricov (Photo: Jiri Dvorak)

Bridge across the expressway R1 near Nitra (Slovakia)

The composite deck formed by edge plate girders, floor beams and a deck slab is suspended on edges on slender arches of span of 70.57 m, see Fig. 20. The arches that are formed by steel boxes filled with concrete are not braced; their stability is given by tension stiffness of the suspenders. The arch footings are connected with the end diaphragms by concrete compression struts. The steel structure was erected on temporary towers. After that the deck slab and end diaphragms were cast. By tensioning the suspenders the designed state of stresses was obtained.

Maple Avenue Bridge, Redmond (Oregon, USA)

Recently we have also participated in a design of two concrete arch bridges built in Oregon, USA.

The Maple Avenue Bridge provides an east-west link for the city of Redmond across Dry Canyon, which bisects the city. The canyon is a scenic natural feature, providing open space and recreation to local citizens. It was a desire to design a bridge that blends with its beautiful natural surroundings, see Fig. 21.

The bridge of three equal spans of length of 64 m is formed by two arch ribs supporting a double tee deck. The girders and arch ribs have the same width; the intermediate supports of octagonal cross section are narrower. The

(Photo: Jiri Dvorak)

arch ribs are not stiffened by any transverse ribs. A direct connection of the arches with the girders creates a clear and readable structural system that emphasizes the static function – arch and girder. The omitting of transverse ribs not only optically lightens the structure, but also creates transverse ductile frames that increase the bridge's seismic resistance.



Fig. 20: Bridge across R1 near Nitra (Photo: Jiri Dvorak)

Willamette River Bridge, Eugene (Oregon, USA)

A successful realization of the Redmond Bridge has helped getting a project of another arch bridge that was built in a city of Eugene (Oregon, USA). The interstate freeway I-5 crosses the Willamette River, a local highway, a railroad and a junction ramp on north bound and south bound bridges of lengths of 604.9 m and 536.1 m, see Fig. 22. The bridges replace original bridges built in the fifties of the last century.



Fig. 21: Maple Avenue Bridge (Photo: Nadezda Straska)

The main bridge is formed by two arch spans of length 118.9 and 126.8 m. The deck that is formed by two girders and deck slab is stiffened by precast cross beams; the arches are formed by two ribs without any bracing. The approach bridges are formed by multi-cell box girders of a variable depth that has the same perimeter as the arch deck. The substructure has a similar architectural and structural arrangement as the arch columns.

The bridge was erected progressively. The arch ribs with the crown precast cross beams were cast first and then the mid-span joints were jacked and cast. Then the columns were erected and longitudinal girders with the transverse cross beams were cast. After that the deck slab was cast.



Fig. 22: Willamette River Bridge (Photo: Jiri Strasky)

8 Bridge across the Odra River and Antosovice Lake (Czech Republic)

Near a city of Ostrava the freeway D47 crosses the River Odra and Antosovice Lake on a twin bridge of the total length of 589 m. Due to a limited clearance, the deck of the structure had to be as slender as possible. Since the bridge is situated in a nice recreation area, it was necessary to design a structure of high aesthetic value that can become a symbol of the new freeway. Therefore a cable stayed structure suspended on one single pylon was accepted, see Fig. 23. The bridge crosses the river in a skew angle of 54° . The freeway's axis is in a plan curvature of 1,500 m that transits into the straight line and it is in a crest elevation with a radius of 20,000 m.

The span length is from 24.5 to 105.0 m. The main span bridging the Odra River is suspended on a 46.8 m high single pylon. Since the stay cables have a symmetrical arrangement, the back stays are anchored in two adjacent spans situated on the land between the river and lake. The stay cables have a semi-radial arrangement; in the deck they are anchored at a distance of 6.07 m, at the pylon they are anchored at a distance of 1.20 m.

The decks are formed by two cell box girders of a depth of 2.20 m without traditional overhangs. The bottom slab of both cells is inclined and it is curved in the middle of girder. In the suspended spans the box girders are mutually connected by a top slab cast between the girders and by individual struts situated at distance of 6.07 m. The stay cables are anchored at anchor blocks situated at the connected slab. The struts connect the curved bottom of the girders and together with the inclined slabs create a simple truss sys-

tem transferring the force from the stays into the webs. Between the stay's anchors there are circular openings at the connected slab. All piers have an elliptical cross section of the width of 4.10 m and depth of 1.60 m.

The bridge deck was cast span-by-span in two formworks suspended on two movable scaffoldings. With respect to the span length of the movable scaffoldings, temporary piers had to be built in the suspended spans. As soon as the spans adjacent to the pylon were cast, the pylon's steel core was erected and concrete fill and cover was progressively cast. Simultaneously, the concrete struts between the girders were erected and top slab between the girders was cast and transversally prestressed. After that, the stay cables were erected and tensioned. Then the temporary piers were removed.

9 Bridge across the river Ebro (Spain)

Prestressed concrete technology was also used in construction of the Rio Ebro Bridge. The bridge replaces a ferry that connected the small cities Deltebre and Sant Jaume D'Enveja situated close to the river's estuary into the Mediterranean Sea. The arrangement of the bridge is a result of an architectural & structural competition. The client required a signature structure that, however, corresponds to a scale of these decent cities. The bridge crosses the river in a skew angle and it is in a crest elevation. The bridge forms a self-anchored suspension structure of three spans of lengths of 69, 112 and 69 m, see Fig. 24.

The deck with a width of 19.30 m is suspended on four suspension cables situated in the bridge axis.



Fig. 23: Odra River Bridge

(Photo: Stefan Spic)



Fig. 24: Ebro River Bridge

(Photo: Diego Cobo)

The torsionally stiff deck is formed by a composite four cell box. The central web of a variable depth that protrudes above the deck slab and substitute suspenders of the classical suspension structures naturally divides a local highway from pedestrian

and cyclist routes. At a distance of 3.00 m the steel structure is stiffened by transverse cross beams that support the composite deck slab. At the abutments the deck is stiffened by the end cross beams transferring the load from the bearings into the central webs.



Fig. 25: Bohumin Drive Pedestrian Bridge

(Photo: Jiri Dvorak)

The main suspension cables are formed by four BBRV cables anchored at the end diaphragms and deviated at the saddles of the low pylons. For the construction of the side spans and piers artificial peninsulas were consecutively created at both banks. They served for drilling of 46 m long piles, casting the footings and construction of the piers. Then the steel structure forming the side spans and cantilevers protruding into the main span were erected. The whole central portion of the main span of length of 61.40 m and weight of 500 tons was assembled at one bank and consequently floated and lifted into the design position.

10 Pedestrian bridge across the freeway D1 near Bohumin

The bridge that crosses the freeway D1 near a city of Bohumin is used both by pedestrians and bicycles, see Fig. 25. The bridge deck with two spans of 54.94 and 58.29 m is in a plan curvature with a radius of 220 m. The bridge is suspended on a single mast situated in the area between the freeway and local roads.

The bridge deck is fixed into the end abutments formed by front inclined walls and rear walls forming the anchor blocks. Due to heavy bicycle traffic the city of Bohumin has required to

separate the pedestrian and bicycle pathways. Therefore the deck is formed by a central spine girder with unsymmetrical cantilevers carrying the pedestrians and bicycles. To balance the load, the shorter cantilever is solid, while the longer is formed by a slender slab stiffened by transverse ribs. The mast is formed by two inclined columns of two cell box sections that are tied by top and bottom steel plates connecting the boxes' central webs.

11 Harbor Drive Pedestrian Bridge, San Diego (California, USA)

The bridge that crosses Harbor Drive and several railroad tracks connects a new downtown ballpark with San Diego Convention Center and a parking garage. The City Development Corporation (the San Diego Redevelopment Agency) needed a pedestrian structure that would also serve as a landmark for the New Downtown and was prepared to invest in aesthetic considerations. Therefore a curved suspension was accepted, see Fig. 26.

The bridge that is in a plan curvature with a radius of 176.80 m forms a self-anchored suspension structure suspended by the hangers on the inside of the curve. The suspended span of the length of 107.60 m is monolithically connected to stairs at both ends. The stairs of length of 13.54 and 21.97 m form part of the structural system that transfers the stresses into the abutments supported on piles.

The 39.80 m tall pylon, which supports the main cable, is founded on the convex side of the deck, leans over the deck, and supports the main cable on the inside of the curve. It is stabilized with two backstays and internal post-tensioning. The main cable stretches from the abutment to a deviator at the top of the stairs to the anchorage at the top of the pylon. It is made of prestressing strands encased in stainless steel pipe. The hangers are attached to the steel pipe of the main cable and to the handrail on the bottom. The top of the handrail also carries a large post tensioning cable which is anchored at the de-

viators at the top of the stairs. This cable is overlapped by the internal cables that prestressed the stairs.

The suspended deck is formed by a non-symmetrical box girder with one side overhangs supported by ribs. The girder is prestressed not only by internal tendons situated at the top slab, but also by horizontal components of the hangers forces and by the external cables. Therefore the inner railing, in which the hangers are anchored, is a part of the structural system. The geometry of the deck, position of the anchoring of the hanger, and position of the external cable and internal tendons were determined in such a way that the horizontal forces balance the moment created by eccentricity of the suspension.



Fig. 26: Harbor Drive Pedestrian Bridge (Photo: Nadezda Straska)



Fig. 27: Olse River Pedestrian Bridge

(Photo: Jiri Dvorak)

12 Pedestrian bridge across the border river Olse between Czech Republic and Poland

Prestressing cables situated at bridge edge girders that balance the dead load torsional moment was used in a design of the composite pedestrian bridge built across the border river Olse. The bridge connects two cities of Czech and Polish Tesin, see Fig. 27. The bridge of a total length of 95.40 m is in a plan curvature with a radius of 100 m and in a crest elevation. The bridge has four spans of lengths from 13 to 45 m. The deck is formed by a slender steel box girder of a non-symmetrical streamline cross section that is in the main span stiffened by one side inclined arch. The deck is fixed into the end abutments and is supported by neoprene pads on intermediate piers. To balance the torsional moment due to the dead load the deck is prestressed by radial cables situated at edge curbs. Both the girder and the arch are composite of steel and concrete. LED lights situated in the handrails and at the arch illuminate the walkway and the structure.

13 The Lake Hodges Bridge, San Diego (California, USA)

The world's longest stress ribbon bridge is located in the northern part of San Diego County and it is a part of the San Dieguito River Valley Regional Open Space Park, see Fig. 28. The bridge is formed by a continuous stress ribbon of three equal spans of length of 108.58 m. The sag at mid-spans is 1.41 m. The stress ribbon of the total length of 301.75 m is assembled of precast segments and cast-in-place saddles situated at all supports. The stress ribbon is fixed into the end abutments and it is frame connected with intermediate piers.

The precast segments of the depth of 0.407 m are 3.048 m long and 4.266 m wide. Each segment is formed by two edge girders and a deck slab. At joints the segments are strengthened by diaphragms. During the erection the segments were suspended on bearing cables and shifted along them to the design position. After casting of saddles and joints between segments, the stress ribbon was post-tensioned by prestressing tendons.

The saddles have a variable depth and width. Above supports a viewing platforms with benches were created. The saddles were cast after erection of all segments in the formwork suspended on the already erected segments and sup-



Fig. 28: Lake Hodges Pedestrian Bridge

(Photo: Jiri Strasky)

ported by piers or abutments. During the erection the bearing cables were placed on Teflon plates situated on steel saddles. The horizontal force as large as 53 MN is transformed into the soil at the left abutment by four drilled shafts of a diameter of 2.70 m at the right abutment by rock anchors.

ments and are deviated on saddles formed by the arch crown and short spandrel walls. The stress-ribbon and arch are mutually connected at the centre of the bridge. The arch footings are founded on drilled shafts and the anchor blocks on micro-piles.

14 Bridge across the expressway R 3508 near Olomouc

Classical stress-ribbon type structures need to resist very large horizontal forces at the abutments, which determine the economy of that solution in many cases. For that reason, a new system that combines an arch with the stress-ribbon has been developed. The stress-ribbon is supported on an arch. The structures form a self-anchoring system where the horizontal force from the stress-ribbon is transferred by inclined concrete struts to the foundation, where it is balanced against the horizontal components of the arch.

The pedestrian bridge in Olomouc is formed by a stress-ribbon of two spans that is supported by an arch, see Fig. 29. The stress-ribbon of a length of 76.50 m is assembled of 3.00 m long precast segments supported and prestressed by two external tendons. The precast deck segments and precast end struts consist of high-strength concrete of a characteristic strength of 80 MPa. The cast-in-place arch consists of high-strength concrete of a characteristic strength of 70 MPa. The external cables are formed by two bundles of 31-0.6" diameter monostrands grouted inside stainless steel pipes. They are anchored at the end abut-

15 Bridge across the Svatka River in Brno (Czech Republic)

Similar structural system was used in the design of the pedestrian bridge that connects a newly developed business area with an old city centre, see Fig. 30. Close to the bridge an old multi span arch bridge with piers in the river is situated. It was evident that a new bridge should also be formed by an arch structure, however, with a bold span without piers in the river bed. Due to poor geotechnical conditions a traditional arch structure that requires resisting of a large horizontal force would be too expensive. Therefore, the self-anchored stress ribbon & arch structure has been built. Both, the stress ribbon and the arch are assembled of precast segments from high strength concrete and were erected without any temporary towers. Smooth curves that are characteristic for stress ribbon structures allowed a soft connection of the bridge deck with both banks.

The arch span is $L = 42.90$ m, its rise $f = 2.65$ m and the rise to span ratio $f/L = 1/16.19$. The arch is formed by two branches that have a variable mutual distance and merge at the arch springs. The 43.50 m long stress-ribbon is assembled of



Fig. 29: Willamette River Bridge

(Photo: Jiri Dvorak)

segments of length of 1.5 m. In the middle portion of the bridge the stress ribbon is supported by low spandrel walls of the variable depth. At mid-span the arch and stress ribbon are mutually connected by 2×3 steel dowels that transfer the shear forces from the ribbon into the arch. The stress ribbon is carried and prestressed by four internal tendons of 12 0.6" diameter monostrands grouted in PE ducts. The segments have a variable depth with a curved soffit. The stress-ribbon and the arch were made from high-strength concrete with a characteristic strength of 80 MPa.

16 Conclusions

The presented structures utilize different architectural and structural forms that are inherent in the constraints of the site and are economical and structurally efficient. They were well accepted both the public and professional.



Fig. 30: Svatka River Bridge

(Photo: Jiri Dvorak)

Der Ersatzneubau der Lahntalbrücke Limburg

Dipl.-Ing. Annett Nusch

Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement, Marburg

Dr.-Ing. Stefan Franz

DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH, Berlin

1 Einführung

Die Lahntalbrücke Limburg liegt im Zuge der BAB 3 Frankfurt/M.–Köln in unmittelbarer Nähe zur westhessischen Kreisstadt Limburg. Von der Talbrücke werden u. a. die Lahn, eine Landesstraße sowie eine DB-Strecke überführt. Als überregionale Nord-Süd-Verbindung und gleichzeitig zweitlängste Autobahn Deutschlands ist die BAB 3 für den Straßenverkehr von besonderer Bedeutung.

1939 wurde am Standort der jetzigen Lahntalbrücke erstmals ein Talbauwerk dem Verkehr übergeben, nachdem acht Jahre zuvor mit dem Neubau der A 3 begonnen worden war [1]. Durch die bewusst gewählte Linienführung der Autobahn eröffnete sich dem/der Autofahrer/in ein eindrucksvoller Panoramablick auf Limburg und den weniger als einen Kilometer entfernten Limburger Domfelsen. Gleichzeitig sollte die Autobahn nahezu 60 m über dem Lahntal geführt werden. Damit waren optimale Voraussetzungen für eine schließlich ausgeführte, über 500 m lange, werksteinverkleidete Gewölbebogenbrücke mit insgesamt 13 Bögen gegeben – errichtet in gut zwei Jahren Bauzeit [2].

Im März 1945 zerstörte die Wehrmacht einen Großteil der Brücken-

konstruktion. Den historischen Aufzeichnungen zufolge konnten die anrückenden amerikanischen Truppen dennoch nur einen Tag aufgehalten werden. Durch die Sprengung wurden insgesamt sieben der 13 Pfeiler zerstört. Der erforderliche, ca. 220 m lange Lückenschluss mit einer Behelfsbrücke konnte ab 1949 in Betrieb genommen werden.

1960–1964 wurde das Provisorium durch einen Neubau in Spannbeton ersetzt. Es entstanden nun zwei Teilbauwerke zur Aufnahme von je drei Fahrspuren ohne Standspur.

Als Überbau wurde je Teilbauwerk ein längs und quer vorgespannter einzelliger Spannbetonhohlkasten mit einer Gesamtbreite von 15 m und einer konstanten Bauhöhe von 4 m für Spannweiten von bis 68 m ausgeführt. Aufgrund des damals gewählten Bauverfahrens – Freivorbau mit Hilfs-



Bild 1: Lahntalbrücke, Baujahr 1937–1939



Bild 2: Lahntalbrücke mit Behelfsbrücke



Bild 3: Lahntalbrücke, Baujahr 1960–1964

pylon und Abspannung – befinden sich in einem Feld bis zu 18 Koppelfugen. Diese Koppelfugen mussten seit Inbetriebnahme des Bauwerks mehrfach instandgesetzt bzw. verstärkt werden. Einer Betonlaschen-Verstärkung der gerissenen Fugen (1981) folgte 1986 eine Verstärkung der restlichen Koppelfugen mit Stahllaschen. 2003 erfolgte das Nachverpressen der Längsspannglieder. 2004–2005 wurde eine im Verbund liegende, zusätzliche externe Vorspannung beider Überbauten umgesetzt [3].

Grundlage der zuletzt umgesetzten Verstärkungsarbeiten war eine in 2002 durchgeführte Untersuchung gemäß der „Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten“ [4] für Brückenklasse 60/30. Die Ergebnis-

se dieser Untersuchung wiederum bildeten eine Grundlage der umfangreichen Wirtschaftlichkeitsuntersuchung der Hessischen Straßen- und Verkehrsverwaltung. Ergebnis dieser Untersuchung waren zunächst zwei Varianten: ein sofortiger Ersatzneubau (V1) sowie eine umfassende Instandsetzung mit Restnutzungsdauer von 32 Jahren (V2). Als Vorzugslösung stellte sich der sofortige Ersatzneubau heraus, der jedoch sowohl baurechtlich als auch aufgrund der fehlenden planerischen Grundlagen nicht umsetzbar war. Daher wurde letztendlich eine begrenzte Instandsetzung als Erstmaßnahme in Verbindung mit einem sofortigen Planungsbeginn für den Ersatzneubau als Zweitmaßnahme (V3) festgelegt. Der Umfang der 2005 abgeschlossenen Instandsetzung wurde auf eine Restnutzungsdauer des Bauwerks von weiteren zehn Jahren abgestimmt.

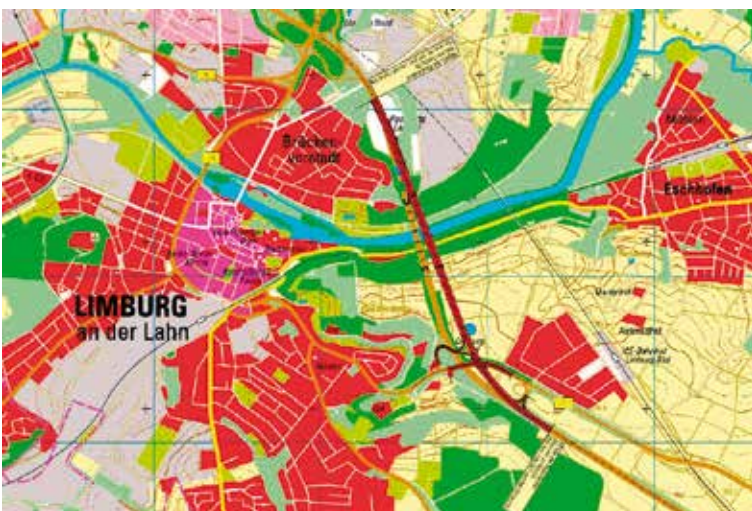


Bild 4: Lageplan der Gesamtmaßnahme

2 Aufgabenstellung

Maßgebende Randbedingung für die Planung des Ersatzneubaus war, dass aufgrund der enorm hohen Verkehrsbelastung im betrachteten Autobahnabschnitt der A 3 (2005: durchschnittliches tägliches Verkehrsaufkommen (DTV: 92.000 Kfz/24 h; Prognose für 2020: DTV 132.000 Kfz/24 h zzgl. Schwerlastanteil bis zu 18 % [5]) während der Bauzeit alle sechs Fahrspuren aufrecht zu erhalten waren. Hieraus ergab sich, dass das vorhandene Bauwerk nur dann an Ort und Stelle ersetzt werden könnte, wenn min-

destens zwei Fahrspuren von einer Behelfsbrücke aufgenommen werden könnten.

Neben der beschränkten Restnutzungsdauer der Talbrücke wies auch die vorhandene Autobahntrassierung technische Defizite wie unzureichende Haltesichtweiten sowie Entwässerungsprobleme durch zu geringe Längsneigung auf. Deshalb wurde bereits im Rahmen der umfassenden Wirtschaftlichkeitsuntersuchung die Neutrassierung der BAB zwischen den Anschlussstellen Limburg-Süd und Limburg-Nord (ca. 2,3 km) untersucht und nach Bestätigung durch das Bundesministerium der weiteren Planung zugrunde gelegt.

Für die Bauwerksplanung des Ersatzneubaus der Lahntalbrücke Limburg waren damit die ersten wesentlichen Randbedingungen ermittelt:

- ❑ Der künftig achtspurige Streckenabschnitt der A 3 befindet sich im Bereich der Lahntalbrücke durchgängig in einer Geraden trassiert und komplett neben der vorhandenen Trasse, etwas weiter von der Ortslage Limburg abgerückt als der Bestand.
- ❑ Im Lahntal befindliche Trassen, insbesondere die Bundeswasserstraße Lahn, die parallel zur Lahn verlaufende DB-Strecke Wetzlar–Koblenz sowie weitere öffentliche Straßen und Wege sind bei der Festlegung künftiger Pfeilerstandorte sowie deren Andienung durch Baustraßen zu berücksichtigen.
- ❑ In direkter Sichtlinie, nur etwa 500 m entfernt, verläuft eine etwa parallel zur Autobahn geführte ICE-Trasse mit einer weiteren Lahnbrücke.



Bild 5: Ansichten der drei favorisierten Wettbewerbsbeiträge, von oben nach unten: 3. Preis, 3. Preis, 2. Preis (Wettbewerbssieger)

Angesichts der exponierten Lage des Bauwerks und des landschaftlich sowie städtebaulich reizvollen Umfeldes wurde der optischen Einpassung des neuen Bauwerkes in das Lahntal eine besondere Bedeutung zuerkannt. Hessen Mobil ließ daher im Rahmen eines Gestaltungswettbewerbs Vorschläge ausarbeiten, um eine möglichst geeignete optische Umsetzung der Brücke zu erreichen.

3 Gestaltungswettbewerb

2007–2008 wurde ein Realisierungswettbewerb nach den Vorgaben der GRW 1995/2003 [6] durchgeführt. Teilnahmeberechtigt waren Ingenieurbüros oder Arbeitsgemeinschaften, in denen Architekten unter Federführung von Ingenieuren/innen arbeiteten.

Das Auswahlverfahren erzeugte europaweites Interesse. Von insgesamt 31 Bewerbungen qualifizierten sich acht Bürogemeinschaften über ein Auswahlverfahren für eine Teilnahme am Wettbewerb. Jeder dieser ausgewählten Teilnehmer hatte eine Lösung für die Vorplanung (Leistungsphase 2) von Neubau und Rückbau der Brücke einzureichen, wobei die wichtigsten Planungsparameter sowie vorabgestimmte Auflagen der Träger öffentlicher Belange verbindlich vorgegeben waren.

Die eingereichten Ergebnisse verfolgten – wie von Hessen Mobil gewünscht – stark voneinander abweichende Umsetzungsansätze, was am Beispiel der Anzahl der gewählten Stützen (vier bis 24) bzw. der gewählten maximalen Stützweiten (42 m bis 165 m) deutlich wird. Im Rahmen der Vorprüfung wurden die Wettbewerbsergebnisse über vorher bekanntgegebene Kriterien wie Gestaltung und Einbindung in das Landschaftsbild, Innovation und Wirtschaftlichkeit mit 34 bis 78 von 100 möglichen Punkten bewertet.

Wider Erwarten konnten die ersten drei in die engere Wahl genommenen Vorschläge nicht vollständig überzeugen, worin sich nach Überzeugung des Preisgerichts die Schwierigkeit der gestellten

Aufgabe widerspiegelte. Daher wurde zunächst diskutiert, ob einzelne Entwürfe durch eine Überarbeitung weiter optimiert werden sollten – dies wurde jedoch verworfen. Im April 2008 entschied das Preisgericht, diesem Ergebnis Rechnung zu tragen und lediglich einen zweiten und zwei dritte Preise auszusprechen.

Nach Auffassung des Preisgerichtes konnte der Siegerentwurf, ein Vorschlag der Arbeitsgemeinschaft Konstruktionsgruppe Bauen Kempten mit Karl+Probst Architekten München, vor allem in technischer, wirtschaftlicher und gestalterischer Hinsicht überzeugen. Die Gesamtlänge der neuen Brücke unterteilt sich auf sieben Felder mit unterschiedlichen Stützweiten von bis zu 90 m, welche zu ausgewogenen Proportionen zwischen Geländeverlauf, Feldweite und Brückenhöhe führen. Rhythmische Spannweiten und minimierte Brückenpfeiler passen das Bauwerk in die Landschaft ein und führen zu einer transparenten Tragstruktur. Auch die Tatsache, dass sich die Gestaltung klar von der bestehenden Bahnbrücke absetzt und dem Stadtbild mit dem Dom eine gestalterische Priorität überlässt, überzeugte die Preisrichter.

Dem Preisgericht unter Vorsitz von Herrn MR Joachim Naumann gehörten neben Herrn Prof. Dr.-Ing. Jörg Schlaich Vertreter der Hessischen Landesverwaltungen, der Stadt Limburg bzw. des Bistums Limburg an.

4 Bauwerksentwurf

Anfang 2010 wurde das Ingenieurbüro Konstruktionsgruppe Bauen, Kempten, gemäß den Vorgaben aus dem Wettbewerb mit der weiteren Entwurfsbearbeitung für Brückenneubau und Abriss der vorhandenen Brücke beauftragt. Dabei waren die Hauptgestaltungsmerkmale der Brücke wie Pfeilerform, Stützweiten, Überbauhöhe, Querschnittsform und Ausbildung der Querträger – als sichtbares Ergebnis aus dem Wettbewerb – ausdrücklich beizubehalten.

Die Lahntalbrücke Limburg ist als semiintegrales Bauwerk mit vier biegesteif mit dem Überbau ver-

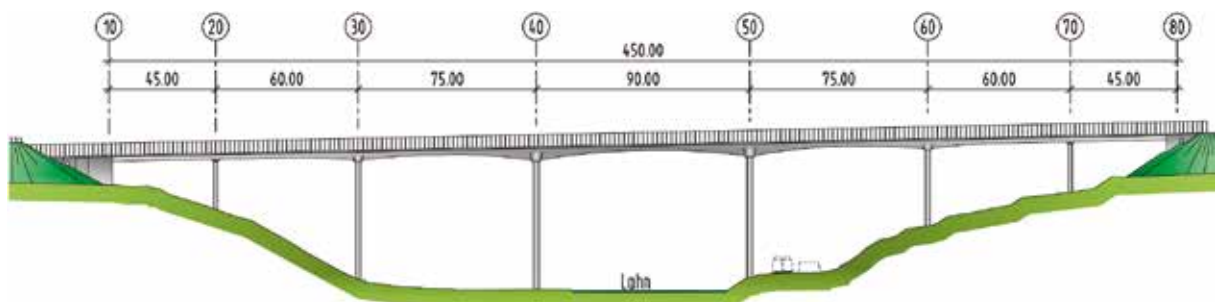


Bild 6: Ansicht der neuen Lahntalbrücke Limburg

bundenen Stützenachsen konzipiert. Die Herausforderung der Entwurfsplanung bestand unter anderem darin, ein ausgewogenes System zwischen der Steifigkeit des Überbaus, der Stützen und den Stützweiten zu finden, da sich alle Bauteile infolge Beanspruchung aus äußeren Lasten und Zwangsschnittgrößen gegenseitig beeinflussen. Daher war es erforderlich, im Rahmen der Entwurfsplanung das Bauwerk als Gesamtmodell inkl. Stützen, Pfahlkopfplatten und Bohrpfählen dreidimensional zu berechnen und dabei Grenzwertbetrachtungen für die Bettung der Pfähle durchzuführen.

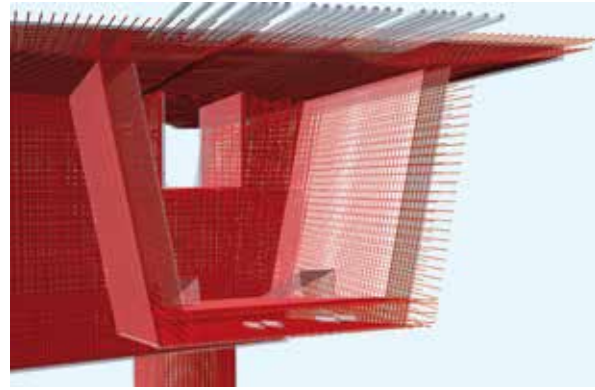


Bild 8: Bewehrungsdetail für den monolithischen Anschluss

4.1 Technische Grunddaten

System:	Gesamtlänge 450 m zwei vollständig getrennte Teilbauwerke Durchlaufträger mit den Spannweiten 45, 60, 75, 90, 75, 60, 45 m
Überbau:	je zwei einzellige Spannbetonhohlkästen in Mischbauweise längs vorgespannt gevoutet, Bauhöhen 2,50 m bis 5,50 m Betongüte C 40/50 Stahlgüte St 1660/1860 (ext) / St 1470/1670 (int) Querträger zwischen beiden Kästen in den Stützenachsen Fahrbahnplatte in Querrichtung schlaff bewehrt
Unterbauten:	kastenförmige Widerlager pro Achse je vier runde Stahlbeton- Vollpfeiler in C 50/60 Pfeiler mit zu den Widerlagern hin abnehmenden Durchmessern (max. 2,80 m – min. 2,00 m)
Gründung:	Ortbeton-Bohrpfähle, Durchmesser 1,50 m und Länge bis 20 m zusätzlich Betonstopfsäulen bei Wider- lager Seite Frankfurt
Lagerung:	mittlere vier Achsen monolithisch mit dem Überbau verbunden Kalottenlager in den restlichen Achsen
LSW:	5 m hohe, transparent ausgefachte Lärmschutzwand (stadtzugewandte Seite)

Insbesondere die nachfolgend aufgeführten Detailpunkte wurden im Rahmen der Entwurfsplanung unter Mitwirkung des Bundesverkehrsministeriums (BMVBS) und dem in der Entwurfsphase hinzugezogenen Prüfenieur intensiv diskutiert:

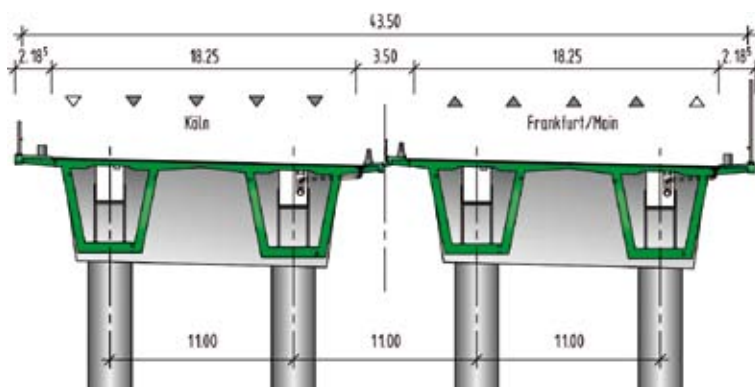


Bild 7: Schnitt durch den Überbau mit Ansicht Stützquerträger

4.2 Ausbildung der Vollpfeiler – Anbindung an den Überbau

Für die zwei getrennten Richtungsfahrbahnen werden gemäß Wettbewerbsergebnis je Pfeilerachse zwei Pfeilerpaare vorgesehen. Jedes Pfeilerpaar setzt sich wiederum aus zwei kreisrunden Vollquerschnitten zusammen, mit einem entsprechend den Pfeilerhöhen und den Erfordernissen der statischen Berechnung abgestuften Durchmesser. In den mittleren vier Achsen sind die Pfeilerpaare monolithisch mit den Überbauten verbunden.

Während im Wettbewerb noch die Ausführung als Stahlverbundstützen favorisiert wurde, gelangte der Entwurfsverfasser in der weiteren Bearbeitung gemeinsam mit dem Bauherrn zu der Auffassung, dass es keine zwingende statisch-konstruktive Notwendigkeit für die sehr aufwändigen Stahl-Verbund-Stützen gibt. Daher wurde die bereits im Wettbewerb benannte Alternativlösung, massive Stahlbeton-Rundstützen mit zusätzlicher Farbbeschichtung, der weiteren Planung zugrunde gelegt. Der monolithische Anschluss an die Stützquerträger bzw. die Hohlkästen wurde, um die konstruktive Machbarkeit des biegesteifen, monolithischen Anschlusses in Bezug auf die statisch erforderliche Bewehrung nachzuweisen, detailliert untersucht.

4.3 Besichtigungseinrichtung

Wie in jedem Bauwerksentwurf waren die nach den Vorschriften der RBA-BRÜ erforderlichen Vorkehrungen wie Zufahrts- und Zugangswege, Einstiege, Besichtigungs- und Wartungseinrichtungen anzugeben. Da die seinerzeit in Deutschland verfügbaren, mobilen Geräte für die konkrete Aufgabenstellung (Brei-

te je Teilbauwerk über 22 m, einseitig 5 m hohe Lärmschutzwand, Konstruktionshöhe Überbau bis 5,50 m) keine ausreichende Reichweite ausweisen, wurde – als Ergänzung für ein mobiles Großgerät – ein stationärer Besichtigungswagen vorgesehen. Dieser fahrbare Besichtigungswagen mit Arbeitsbühne und verschiebbarem Hydrauliklift dient ausschließlich der Besichtigung der Außenflächen der Hohlkästen im Bereich der sonst nicht erreichbaren Bauwerkslängsfuge zwischen den Überbauten. Zum Schutz vor Verschmutzung und mutwilliger Beschädigung wird dieses stationäre Gerät innerhalb einer im Widerlager integrierten „Garage“ untergestellt.

4.4 Herstellverfahren

In der Entwurfsplanung wurde zunächst, gemäß Angabe im Wettbewerbsentwurf, Freivorbau als Bauverfahren für die Herstellung der Überbauten durchgearbeitet, auch da dies unter Berücksichtigung aller hier vorliegenden Randbedingungen das wirtschaftlichste Verfahren darstellte. Über die geführten Nachweise – vor allem in Bezug auf die bauzeitliche Pfeilernachgiebigkeit und den daraus erforderlich werden, zusätzlichen Pfeileraussteifungen in Form von Gerüsten und Abspannungen – erfolgte in enger Abstimmung zwischen Bauherrn, Entwurfsverfasser und dem Prüflingenieur eine Neubewertung der zeitlichen und monetären Risiken, auch im Hinblick auf die zugehörigen Ausschreibungsdetails. Daher wurde letztlich einer Herstellung mittels Vorschubrüstung mit Hilfsstützen der Vorzug gegeben. Dabei werden die Randfelder, wie bei der Freivorbauvariante, auf bodengestützten Lehrgerüsten erstellt. Dieses eher konservative Bauverfahren war aus Bauherrensicht besser für einen „Amtsentwurf“ geeignet. Alternative Lösungen für das Bauverfahren und den Bauablauf waren über Nebenan-

gebote ausdrücklich zuzulassen.

Die Entwurfsbearbeitung für den Brückenneubau erfolgte 2010–2011. Anfang 2012 folgte die Genehmigung des Bauwerksentwurfes (Neubau) nach Erteilung des Sichtvermerks des BMVBS.

Zeitlich parallel zur Bauwerksplanung für den Neubau der Lahntalbrücke Limburg wurden weitere Bauwerksplanungen sowie umfangreiche Unterlagen für die Planfeststellung der Gesamtmaßnahme „Ersatzneubau der Lahntalbrücke Limburg mit Verlegung der BAB 3 und Umbau der Anschlussstelle Limburg-Süd“ erarbeitet. Der Planfeststellungsbeschluss erlangte im April 2012 Bestandskraft.

4.5 An der Entwurfsplanung Beteiligte

Bauherr:	BMVBS – Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, vertreten durch die Hessische Straßen- und Verkehrsverwaltung, hier KC Bauwerksentwurf im ASV Marburg
Entwurfsverfasser:	Konstruktionsgruppe Bauen Kempten, Dipl.-Ing. Norbert Nieder, Dipl.-Ing. Klement Anwander
Prüflingenieur Lph 3:	Dipl.-Ing. Volkhart Angelmaier, Stuttgart

5 Vergabeverfahren

Im April/Mai 2012 wurde der Deutschen Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH (DEGES) durch das Land Hessen die Realisierung des Ersatzneubaus der Lahntalbrücke Limburg mit Verlegung der BAB 3 und Umbau der Anschlussstelle Limburg-Süd übertragen. Ferner übernahm die DEGES den Neubau eines zweiten Brückenbauwerks über die B 8 im Bereich der Anschlussstelle Limburg-Süd als Folge der Trassenverlegung und den Rückbau der Tank- und Rastanlage Limburg-

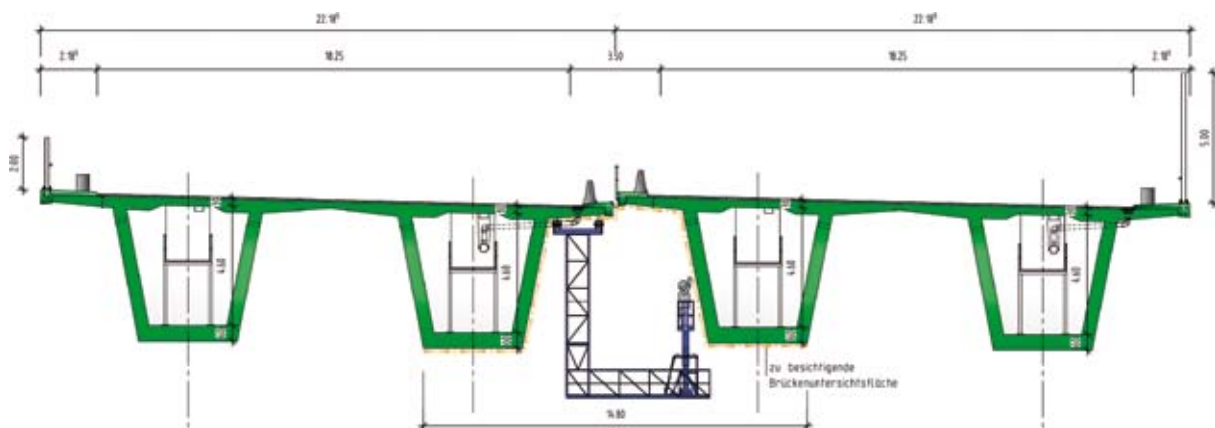


Bild 9: Besichtigungsbereich des stationären Besichtigungswagens



Bild 10: Archäologische Grabungen am südlichen Lahnufer

West, deren Fläche für Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen vorgesehen ist. Weiterhin wurden der DEGES der Rückbau der alten Lahntalbrücke und des Bauwerks über die B 8 im bisherigen Zuge der A 3 sowie diverse kleinere Ergänzungsmaßnahmen (z. B. die Sanierung der Entwässerungseinrichtungen im angrenzenden Bestand, Kabel- und Leitungsverlegungen etc.) übertragen.

Die Errichtung des Ersatzneubaus der Lahntalbrücke lag bereits mit Projektübergabe auf dem zeitlich kritischen Weg der Gesamtmaßnahme, weil das Bestandsbauwerk bereits 2015 dem Verkehr entzogen werden sollte.

Nach der Sichtung des Bearbeitungsstandes der Planungs- und Ausschreibungsunterlagen wurden die erforderlichen Bauleistungen folgendermaßen gegliedert:

- Neubau der Talbrücke Limburg einschließlich Herstellung von Baustraßen am Nord- und Südufer der Lahn und Verlegung der L 3020 im Talgrund,

- Erd- und Deckenbau einschließlich bauzeitlicher Verkehrsführung, Errichtung von Verkehrszeichenbrücken, Rückbau der Tank- und Rastanlage Limburg-West, Rückbau der alten A 3, Errichtung von Lärmschutzwällen und Rückbau der Baustraßen am Ende der Baumaßnahme,
- Rückbau der alten Lahntalbrücke,
- diverse kleinere Bauleistungen wie Kampfmittelsuche, Fällungen, Markierungsarbeiten, Beschilderung, Schutzeinrichtungen, Pflanzungen etc.

Bereits seit dem Jahresbeginn 2012 führte das Landesamt für Denkmalpflege Hessen in den Flächen südlich der Lahn auf Veranlassung des Vorhabenträgers Grabungen zur Dokumentation der Bodendenkmale durch. Dabei wurden unter anderem Überreste römischer Lagerstrukturen identifiziert, die auf einen Zeitraum zwischen 80 und 50 Jahre v. Chr. datiert werden konnten. Dies gelang über die nur für einen kurzen Zeitraum charakte-

ristischen Nägel aus den Ledersohlen der Sandalen römischer Legionäre.

Im Oktober 2012 wurden die Bauleistungen für die neue Talbrücke bekannt gemacht. Dabei wurden abstimmungsgemäß Nebenangebote im Hinblick auf die Herstellungsart zugelassen. Acht Bieter haben Hauptangebote sowie jeweils mehrere Nebenangebote abgegeben, von denen fünf eine geänderte Herstellung mittels Freivorbau vorsahen. Der Zuschlag wurde am 06.04.2013 auf das wirtschaftlichste Angebot der Max Bögl Stiftung & Co. KG, ehem. Max Bögl Bauunternehmung GmbH & Co. KG, erteilt. Die Streckenbauleistungen einschließlich dem Neu- und Rückbau des Bauwerks über die B 8 und der Verkehrszeichenbrücken wurden am 12.05.2014 der Firma Bickhardt Bau AG übertragen. Der Bauauftrag für den Rückbau der alten Lahntalbrücke wurde am 20.10.2015 der Firma Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG erteilt. Auch hier kommt ein Sondervorschlag zur Ausführung.

6 Bauausführung

Die Bauausführung an der Talbrücke begann offiziell mit einem feierlichen Spatenstich am 08.06.2013. Zu Beginn wurden ergänzende Baugrundaufschlüsse in Verbindung mit Pfahlprobelastungen durchgeführt. Hiermit sollten die bisherigen Empfehlungen und Bemessungsvorgaben des Baugrundsachverständigen verifiziert oder ggf. optimiert werden. Anhand der Baugrundaufschlüsse und der dementsprechend ausgeleg-

ten und instrumentierten Pfahlprobelastungen stellte sich heraus, dass in weiten Bereichen des Baufeldes wesentlich bessere Bodenkennwerte der Bemessung zugrunde gelegt werden konnten. Insgesamt konnten etwa 50 % der zunächst vordimensionierten Pfahllängen eingespart werden, ohne Einbußen bei der Tragfähigkeit oder der Steifigkeit hinnehmen zu müssen.

Entsprechend dem von der ausführenden Firma vorgesehenen Bauablauf wurde am Nordufer mit den Gründungsarbeiten begonnen. Zeitgleich wurde gemäß Bauvertrag im südlichen Baufeld die Vorschüttung für die Widerlagergründung in Achse 80 angelegt. Durch die bereits im Rahmen der Ausschreibung festgelegte, frühzeitige Herstellung der Vorschüttung, die Konsolidierung der als setzungsempfindlich begutachteten Schichten und der messtechnischen Überwachung des Setzungsprozesses mit Horizontalinklinometern konnte auf die ursprünglich vorgesehenen Ertüchtigungsmaßnahmen mittels Rüttelstopfsäulen verzichtet werden.

Um den Einsatz von Geräten, Schalungsmaterial und Gerüsten zu optimieren, ist im Bauablauf grundsätzlich vorgesehen, auf der Nordseite der Lahn einen baulichen Vorlauf zu realisieren. So wurde im Norden bereits mit der Herstellung der Pfeiler begonnen, während auf der Südseite noch die Gründungsarbeiten durchgeführt wurden. Die Arbeiten an den Pfeilertischen bzw. am Überbau des nördlichen Endfeldes fanden zeitgleich mit den Pfeilerarbeiten am südlichen Lahnufer statt. Letztlich wurden die Freivorbaugeräte auf der Nordseite eingesetzt, während die Pfeilertische

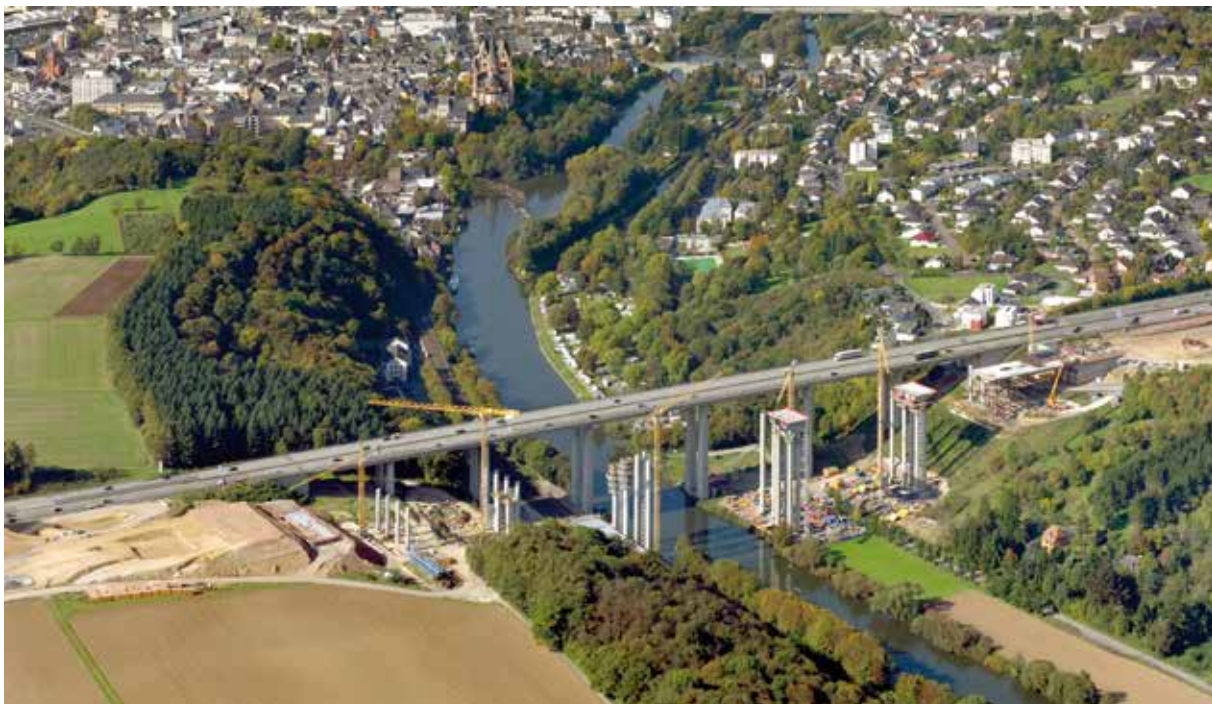


Bild 11: Baufeld Talbrücke mit Blick in westlicher Richtung auf Limburg

(© Nürnberg Luftbild, Hajo Dietz)

bzw. das Endfeld auf der Südseite hergestellt wurden. Mit dem Umzug der Freivorbauerüste auf die Südseite wurden wiederum die Schalungen für die Pfeilertische und das Endfeld frei zum Einsatz beim zweiten Überbau.

Die Pfeiler wurden mit Kletterschalung in 5-m-Schüssen hergestellt. Die Hilfspfeiler wurden dagegen ohne Anforderungen an die Ansichtsqualität in Gleitbauweise hergestellt. Mit beiden Verfahren wurde eine sehr gute Baugenauigkeit erreicht: in 55 m Höhe betrug die größte Abweichung aus der Lotrechten weniger als 2 cm.



Bild 12: Pfeilerherstellung mit Kletterschalung und Gleitschalung (links)

Laut Bauvertrag sollte aus Gründen der Verkehrsführung (s. Abschnitt 8) der östlich gelegene Überbau der Richtungsfahrbahn Köln zuerst hergestellt werden. Die Fertigstellung des ersten Teilbauwerks der Richtungsfahrbahn Köln erfolgte im Herbst 2015, sodass das Bestandsbauwerk planmäßig dem Verkehr entzogen werden konnte. Lediglich eine Fahrspur der Fahrtrichtung Frankfurt verblieb zur Anbindung der Ausfahrt Limburg-Süd noch für einige Wochen in der alten Trasse und daher auch auf dem Bauwerk.

Der Rückbau der alten Lahntalbrücke begann nach vorbereitenden Arbeiten im Talgrund im Januar 2016 mit der Montage einer Vorschubrüstung, die derzeit noch nicht abgeschlossen ist. Der Abbruch des Überbaus der alten Richtungsfahrbahn Köln soll im April 2016 beginnen. Die Pfeiler sollen teilweise gesprengt werden. Der Rückbau der Widerlager erfolgt bis unterhalb der späteren Gelände- und Böschungsgeometrie. Die Abbrucharbeiten werden voraussichtlich im Herbst 2017 abgeschlossen sein. Auf allen Rückbauflächen werden im Anschluss naturschutzfachliche Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen für die neu in Anspruch genommenen Flächen durchgeführt.

7 Technische Besonderheiten

Exemplarisch werden nachfolgend einige beachtenswerte technische Aspekte vorgestellt, die bei dieser außergewöhnlichen Baumaßnahme von Bedeutung waren.

7.1 Ausbildung und Anordnung der Hilfspfeiler

Der Schlüssel zur Realisierbarkeit der Herstellung der Überbauten im Freivorbau liegt in einer ausreichend steifen Stabilisierungsstruktur. Da die planmäßigen Pfeiler im Hinblick auf den Endzustand des semiintegralen Bauwerks sehr schlank ausgebildet wurden, um Zwangsschnittgrößen zu minimieren, kommt der Steifigkeit der bauzeitlichen Hilfskonstruktionen eine besondere Bedeutung zu.

Der Bieter hat dies erkannt und quadratische Hilfspfeiler aus Stahlbeton mit 30 cm Wandstärke und 2,0 × 2,0 m Außenabmessung vorgesehen. Zur Ausbildung eines Rahmens aus Pfeiler, Pfeilertisch, Hilfspfeiler und Gründung erfolgte die Anbindung oben monolithisch. Unten wurden beide Hilfspfeiler eines Teilbauwerkes auf einem quer zur Fahrtrichtung liegenden Spannbetonriegel errichtet, der seinerseits auf die Pfahlkopfplatten gespannt wurde, um in alle Richtungen biegesteif angeschlossen zu sein. Durch eine geringfügige Vergrößerung der Pfahlkopfplatten in Bauwerkslängsrichtung konnte allein die endgültige Gründung zur Aufnahme der Stabilisierungskräfte herangezogen werden. Das vermied Unwägbarkeiten aus einer separaten Hilfsgründung.

Aufgrund der sich feldweise ändernden Stützweiten waren auch Überlegungen erforderlich, auf welcher Seite des Pfeilers die Hilfspfeiler sinnvoll zu platzieren sind. In dem Flussfeld konnte durch die Anordnung auf Seite der Lahn die freie Kraglänge im Freivorbau minimiert werden. Im Feld zwischen Achse 20 und 30 bzw. 60 und 70 war es sinnvoll, den Hilfspfeiler bei Achse 30 in Richtung Achse 20 zu platzieren (entsprechend bei Ach-

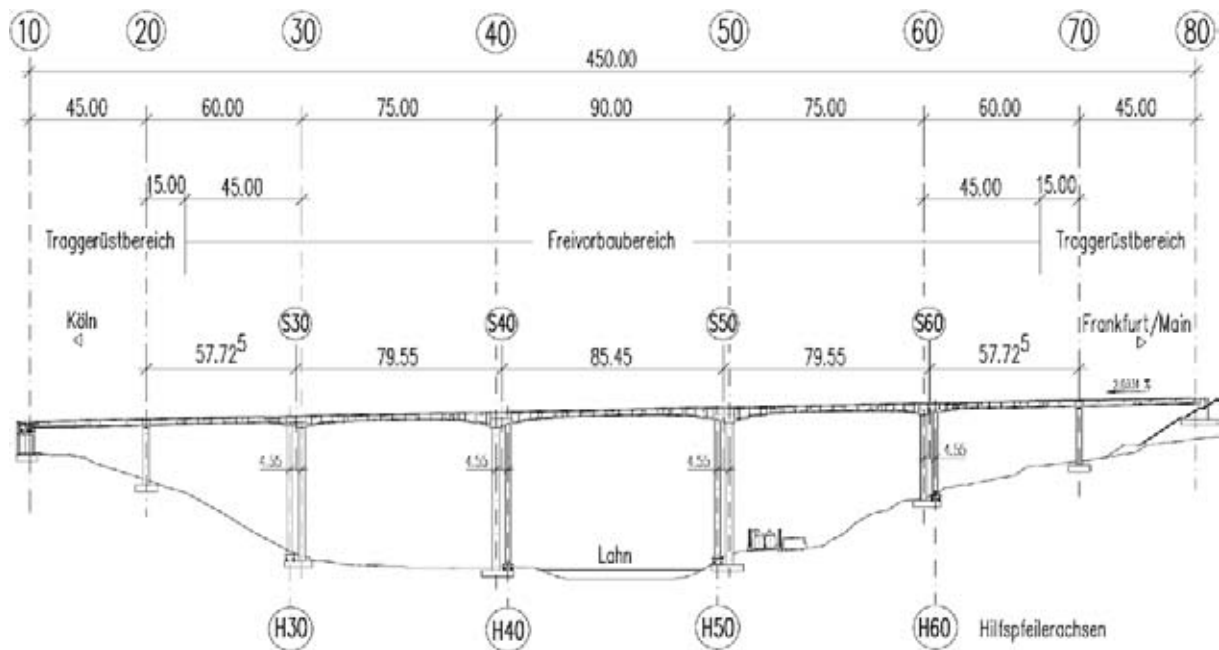


Bild 13: Bauabschnittseinteilung

se 60 in Richtung Achse 70). Damit konnte der unvermeidliche einhüftige Freivorbau, der nach dem Lückenschluss zwischen Achse 30 und 40 (bzw. 50 und 60) durchgeführt wurde, mit kleineren Kraglängen erfolgen. Die Lage des Lückenschlusses zwischen Achse 20 und 30 (bzw. 60 und 70) wurde durch die gewählte Kragarmlänge über die Achse 20 hinaus bestimmt. Aus Risikoabwägungen im Hinblick auf die Kriechverformungen bei längerer Standzeit des auf Lehrgerüst hergestellten Abschnittes wurde diese so gewählt, dass an der Kragarmspitze keine nennenswerten Verformungszuwächse zu erwarten waren.

Besonders hervorzuheben ist die Idee, die Hilfspfeiler beim zweiten Teilbauwerk wiederzuverwenden und damit Herstellungskosten, vor allem aber Bauzeit einzusparen. Hierzu wurden nach der Entbehrlichkeit der Hilfspfeiler beim ersten Teilbauwerk die Verbindung zum Überbau durch Sägeschnitte getrennt, die Verspannung der Spannbetonriegel mit den Pfahlkopfplatten gelöst, der Riegel mittels Pressen auf Verschublager angehoben und samt Hilfspfeilern auf einer stählernen Verschubbahn in Querrichtung verschoben. Innerhalb von wenigen Stunden befand sich das Hilfspfeilerpaar in der planmäßigen Stellung für die Herstellung des zweiten Teilbauwerks. Der Hilfspfeilerkopf wurde jeweils zur monolithischen Anbindung an den neuen Pfeilertisch abgebrochen und neu aufbetoniert. Alle vier Verschubbaktionen wurden von der Öffentlichkeit mit großem Interesse verfolgt.



Bild 14: Querverschub der Hilfspfeiler

7.2 Herstellung der Pfeilertische

Eine besondere Herausforderung stellte die Herstellung der Pfeilertische in etwa 60 m Höhe über dem Talgrund dar. Diese Startabschnitte für den anschließenden Freivorbau mussten in Verbindung mit dem jeweiligen Querträger auf den vier zur Verfügung stehenden Pfeilern (je zwei endgültige und zwei Hilfspfeiler) mit einer in alle Richtungen auskragenden Schalungskonstruktion her-



Bild 15: Herstellung der Pfeilertische in 60 m Höhe

gestellt werden. Angesichts der vorgesehenen Beton-Abmessungen von 21,5 m Breite, 12,5 m Länge und bis zu 6,0 m Höhe, glich dieser Bauzustand zeitweise Bohrplattformen zur Erdölgewinnung. Immerhin 900 m³ Beton waren für einen Pfeilertisch einzubauen.

Die Schalung für die in drei Betonierabschnitten hergestellten Pfeilertische wurde auf einer Trägerrostebene aus Stahlträgern aufgelegt, die gleichzeitig zur Aussteifung und Fixierung der vier Einzelpfeiler diente. Die Anschlussdetails an den Pfeilern wurden so ausgelegt, dass ein nachträgliches Verschließen der Pfeileroberfläche ohne optische Beeinträchtigungen möglich ist.

Die genaue Anordnung der Pfeilertische in Bauwerkslängsrichtung wurde im Rahmen eines Abwägungsprozesses festgelegt. In diesem Prozess konkurrierte die Minimierung der freien Auskrantung der Schalungsgerüstkonstruktion mit der erforderlichen Mindestlänge zur Montage der Freivorbaugerüste samt Arbeitsraum. Weiterhin galt es zu vermeiden, dass die Hilfspfeiler während des Freivorbau Zugkräfte erhalten.

Die Auswirkungen dieser Betrachtungen reichten bis hin zur optimierten Wahl der Anordnung

der Bohrpfähle in Bezug auf die Pfeilerachse. Schließlich gelang es, durch die ausmittige Anordnung der Pfeilertische um etwa die Hälfte eines Freivorbau-Betonierabschnittes und die einseitige Herstellung eines vorausseilenden Freivorbau-Betonierabschnittes (einhüftiger Freivorbau) alle vorgenannten Kriterien bestmöglich zu erfüllen [1].

7.3 Freivorbau

Während der Überbauerstellung sind vier Freivorbaugeräte gleichzeitig im Einsatz. Anzumerken ist, dass damit die Mobilisierung von acht Gerätesätzen erforderlich ist, da der Überbau zwei getrennte Hohlkastenquerschnitte besitzt und damit etwa doppelt so breit ist wie ein üblicher Brückenquerschnitt für zwei Fahrspuren. An jeder Kragarmspitze sind daher zwei Gerätesätze im Einsatz, die miteinander gekoppelt und gegeneinander ausgesteift sind. Hieraus resultieren besonders aufwendige Arbeitsabläufe beim Umsetzen und Einrichten für den nächsten Betonierabschnitt.

Die Neigung der Stege ist in Bauwerkslängsrichtung konstant. In Verbindung mit der veränderlichen Konstruktionshöhe infolge Voutung ergibt sich, dass die Bodenschalung der Hohlkästen zwi-



Bild 16: Freivorbau am nördlichen Lahnufer



Bild 18: Erschwernis für Vermessungsarbeiten

benden Gerät betoniert. Während der Herstellung der Lückenschlüsse müssen die gegenseitigen Bewegungen der gegenüberliegenden Bauteile ausgeschlossen werden, damit die Schalung dicht bleibt und nicht beschädigt wird. Innerhalb des Kastenbodenquerschnitts werden hierzu jeweils zwei Stahlträgerpaare HEM 120 in Verbindung mit dem Verlegen der Bewehrung eingebaut. Diese steifen die beiden zuletzt hergestellten Kastenböden gegeneinander aus, indem sie in Längsrichtung durch einen Teil der bereits zu diesem Zeitpunkt – also vor dem Betonieren! – eingebauten und teilvorgespannten Bodenplattenspannglieder überdrückt werden. Anschließend werden die Tröge (Bodenplatten und Stege) in einem ersten Betonierabschnitt hergestellt. Die Fahrbahnplatte wird im Bereich der Lückenschlüsse in einem zweiten Betonierabschnitt ergänzt.

Es hat sich als zweckmäßig erwiesen, letzte geringe Höhendifferenzen im Bereich der Lückenschlüsse mit Hilfe der Tragreserven der Freivorbaugerüste auszugleichen und die gegenüberliegende Kragarmspitze vor dem Betonieren der Tröge etwas anzuheben. Dieser Vorgang wurde selbstverständlich anhand der messtechnischen Überwachung vorhergesehen, geplant und gesondert nachgewiesen.

Nach erfolgtem Lückenschluss wurden die für den Endzustand erforderlichen Bodenplattenspannglieder in die vorbereiteten Hüllrohre eingeschossen, gespannt und verpresst. Die planmäßig in den Hohlkästen vorgesehene externe Vorspan-

nung wurde parallel zur Herstellung der Kappen und Abdichtung eingebaut.

7.4 Arbeiten in großer Höhe

Neben den arbeitsschutzrechtlichen Besonderheiten spielen beim Arbeiten in großer Höhe aus technischer Sicht zwei wesentliche Probleme eine Rolle: Zum einen ist während der Herstellung der Betonierabschnitte die Versorgung mit Frischbeton zu gewährleisten. Solange keine niveaugleiche Andienung mit Transportbetonfahrzeugen möglich ist, muss der Frischbeton die bis zu 55 m hohen Pfeiler über Rohrleitungen hochgepumpt werden. Damit steigen die Risiken für Verstopfungen und andere Havarien. Erst mit dem Schließen der Lücken zwischen den Achsen 20 und 30 bzw. 60 und 70 war eine Andienung über den fertiggestellten Überbauabschnitt möglich.

Die zweite Schwierigkeit besteht in den besonderen Einflüssen auf die Vermessungsarbeiten. Zum einen werden diese durch die Behinderung der Sichtbeziehungen aufgrund großer Entfernungen oder Nebel gestört. Zum anderen sind sie besonderen Schwankungen unterworfen, die unmittelbar mit den schlanken und in den unverbundenen Teilsystemen recht weichen Strukturen zusammenhängen. Durch die Bauweise Freivorbau besteht die Möglichkeit, durch die vielen kleinen Betonierabschnitte erkannte Abweichungen kontinuierlich auszugleichen. Allerdings muss in jedem Betonierabschnitt unter Berücksichtigung



Bild 19: Blick von der Anschlussstelle Limburg-Süd nach Norden

(© Nürnberg Luftbild, Hajo Dietz)

aller vorhandenen Einflüsse die Schalung neu eingemessen werden – Chance und Fehlerquelle zugleich.

Alle Messkonzepte beinhalten daher neben regelmäßigen Eichungen und Kontrollen des Festpunktnetzes u. a. Ringmessungen, Fehlerausgleichsbetrachtungen, Wiederholungsmessungen immer zu gleichen oder ähnlichen Tageszeiten und Witterungsbedingungen. Mitunter werden auch Referenzverformungen gemessen, um anhand existierender (statischer) Modelle Rückschlüsse auf die Summe mehrerer Einflüsse zu erhalten bzw. nicht isolierbare Einflüsse auf diese Weise herausrechnen zu können.

7.5 Beteiligte bei der Bauausführung

Bauherr:	BMVI – Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, vertreten durch das Land Hessen, endvertreten durch die DEGES GmbH
AN Bau Talbrücke:	Max Bögl Stiftung & Co. KG
AN Bau Strecke und	BW 2:
Ausführungsplanung	Talbrücke:
Prüfingenieure:	Büchting + Streit AG Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach, Dr.-Ing. Jens Neuser

8 Verkehrsführung während der Bauzeit

Die wesentliche Randbedingung zur Planung des gesamten Bauablaufs besteht in der Notwendigkeit einer ständigen Verfügbarkeit von sechs Fahrstreifen, drei in jeder Fahrtrichtung. Dies ist der aktuellen Verkehrsbelastung von fast 100.000 Kfz pro Tag geschuldet, für die selbst dieser Querschnitt in Stoßzeiten an die Belastungsgrenze stößt. Gleichzeitig sind alle Verkehrsbeziehungen in den benachbarten Anschlussstellen Limburg-Nord und Limburg-Süd ständig offenzuhalten. Zusätzlich muss die Anschlussstelle Limburg-Süd währenddessen umgebaut und an die neue Trasse angebunden werden. Hinzu kommt die Forderung, die Tank- und Rastanlage Limburg-Ost durchgängig offenzuhalten.

Um die Übergangsbereiche zwischen der alten und der östlich gelegenen neuen Trasse unter Verkehr herstellen zu können, müssen die Fahrspuren der A 3 nach Westen gedrückt werden. Im nördlichen Baufeld steht dafür neben der Parallelfahrbahn der Anschlussstelle Limburg-Nord auch die Fläche der ehemaligen Tank- und Rastanlage Limburg-West zur Verfügung. Diese wurde hierfür frühzeitig zurückgebaut. Nach Abschluss der Maßnahme wäre eine Anbindung der Anlage an die neue Trasse nicht mehr möglich gewesen. Sie

musste daher aufgegeben werden. Für die bauzeitliche Verschwenkung der Fahrstreifen mussten in großem Umfang Mittel-, Rand- und Standstreifen ausgebaut bzw. ertüchtigt werden.

Der gewonnene Platz reicht jedoch lediglich dafür aus, nur eine neue Richtungsfahrbahn an den Bestand anzubinden. Die zweite kann erst in einer späteren Verkehrsführungsphase angeschlossen werden. Erschwerend kommt hinzu, dass die neue Trasse etwas höher liegt. Infolgedessen musste der östliche Überbau der neuen Lahntalbrücke (Richtungsfahrbahn Köln) zuerst hergestellt werden, um in allen Zwischenzuständen die Verkehrsführung zu ermöglichen. Der Überbau jedes Teilbauwerks besitzt im Endzustand vier Fahrstreifen plus Standstreifen, sodass er breit genug ist, bauzeitlich eine 6+0-Verkehrsführung zu ermöglichen.

Sobald das zweite Teilbauwerk im Herbst 2016 fertiggestellt sein wird, kann die Richtungsfahrbahn Frankfurt aus der 6+0-Verkehrsführung herausgelöst und die volle Trassenbreite mit 4+4 Fahrstreifen zuzüglich Standspuren zur Verfügung gestellt werden. Lediglich auf der Limburg zugewandten Seite der Trasse werden noch für ca. ein weiteres Jahr Einschränkungen bestehen, da der Rückbau der alten Trasse einschließlich alter Lahntalbrücke abzuschließen ist und noch Lärmschutzwälle am Fahrbahnrand errichtet werden müssen.

9 Zusammenfassung

Bei Limburg wird derzeit ein Ersatzneubau für eine Talbrücke hergestellt, die aufgrund geänderter verkehrlicher Anforderungen in Kombination mit baulichen Defiziten am Ende ihrer wirtschaftlich vertretbaren Nutzungsdauer angekommen ist. Die neue Talbrücke muss unter vielen Randbedingungen errichtet werden, die sich in Zukunft vermutlich in gleicher oder in ähnlicher Form immer häufiger darstellen werden. Zuvorderst sind hier die hohe Verkehrsbelastung im Bestand sowie die Nähe zur Wohnbebauung und die anspruchsvolle Topologie zu nennen.

Umso bemerkenswerter ist, dass es dennoch gelingen kann, ein hochwertig gestaltetes Bauwerk mit modernen bzw. zukunftsweisenden Elementen innerhalb des geplanten Termin- und Kostenrahmens herzustellen. Die kompetente, kooperative und engagierte Zusammenarbeit aller Beteiligten war hier der Schlüssel für den Erfolg.

Literatur

- [1] Reichsbahnrat Dr.-Ing. Schmerber und Regierungsbaumeister Doldt: Die Lahntalbrücke bei Limburg im Zuge der Reichsautobahn Frankfurt(M) – Limburg – Köln. DIE BAUTECHNIK (1939)
- [2] Roland May: Pontifex Maximus. Der Architekt Paul Bonatz und seine Brücken. Verlagshaus Monsenstein und Vannerdat OHG Münster (2011)
- [3] König, Heunisch und Partner Frankfurt/M.: Lahntalbrücke Limburg im Zuge der A3 – Stellungnahme zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit der vorgespannten Bewehrung (2002)
- [4] Bundesanstalt für Straßenwesen (bast): Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten. Ausgabe 1998
- [5] Hessische Straßen- und Verkehrsverwaltung: Erläuterungsbericht zur Planfeststellung (2010)
- [6] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen (BMVBW): Grundsätze und Richtlinien für Wettbewerbe auf den Gebieten der Raumplanung, des Städtebaus und des Bauwesens - GRW 1995 -. Novellierte Fassung vom 22.12.2003

- [7] Sonnabend, S.; Franz, S.; Steinbrück, Chr.; Kerschensteiner, M.: Die Verformungsbeurteilung der Lahntalbrücke Limburg. Beton- und Stahlbetonbau (2016) (zur Veröffentlichung angenommen)

Bildquellenverzeichnis

Bilder 1–3: Stadtarchiv Limburg

Bild 4: Hessen Mobil

Bild 5: Hessen Mobil, Autoren: Preisträger des Wettbewerbs (3. Preis, 3. Preis, 2. Preis = Wettbewerbssieger)

Bilder 6–9: Hessen Mobil, Autor: Konstruktionsgruppe Bauen, Kempten

Bild 10: hessen ARCHÄOLOGIE

Bilder 11, 19: DEGES, © Nürnberg Luftbild, Hajo Dietz

Bilder 12, 14–15, 18: DEGES

Bilder 13, 16: DEGES, Autor: Büchting + Streit AG

Bild 17: Max Bögl Stiftung + Co. KG

Wirtschaftliche Selbstkletterschalung für Europas aktuell größtes Brückenbauprojekt „Hochmoselbrücke“

Dipl.-Ing. Sebastian Riegel

Hünnebeck Deutschland GmbH, Ratingen

1 Bauwerksgeometrie

1.1 Lage und Zweck

Die 1.702,4 m lange Hochmoselbrücke in Rheinland-Pfalz ist Deutschlands derzeit größtes und gleichzeitig anspruchsvollstes Brückenbauprojekt (Bild 1). In bis zu 158 m Höhe quert sie das tief eingeschnittene Moseltal zwischen Ürzig und Zeltingen-Rachtig und verbindet die Eifel mit dem Hunsrück. Das Brückenbauprojekt gehört zur Bundesstraße 50neu und ist Teil einer internationalen Straßenachse zwischen den Beneluxstaaten und dem Rhein-Main-Gebiet. Die insgesamt 25 km lange B 50neu hat die Aufgabe, die Fernstraßenlücke von der A 60 bei Wittlich zur A 61 bei Mainz zu schließen und damit auch die südliche Eifel besser an das Rhein-Main-Gebiet und den Flughafen Frankfurt-Hahn anzubinden.

Das Bauwerk wird durch eine ARGE aus Eiffel Deutschland Stahltechnologie GmbH, Eiffage

Construction Metallique (beide Teil der Eiffage-Gruppe) und PORR Deutschland GmbH errichtet. Innerhalb dieser ARGE sind Eiffel und Eiffage für den gesamten Stahlbauteil verantwortlich und PORR Deutschland stellt alle Stahlbetonbauteile her, das heißt insbesondere die Widerlager und Pfeiler.

1.2 Generelle Konstruktion

Die Brücke ist als Balkenbrücke mit einem Stahlhohlkastenüberbau und einer 29 m breiten orthotropen Fahrbahnplatte ausgeführt. Der Überbau ist in Längsrichtung als Durchlaufträger mit elf Feldern ausgebildet (Stützweiten von 104,8 m, 131,0 m, 157,1 m, 209,5 m, 196,4 m, 183,3 m, 170,2 m, 157,1 m, 144,1 m, 131,0 m und 117,9 m). Der Überbau hat in Längsrichtung ein Gefälle von ca. 0,5 %, wobei das westliche Widerlager (NN +258,06 m) um ca. 8,45 m tiefer als das östliche Widerlager (NN +266,51 m) liegt [1].



Bild 1: Animation der fertigen Brücke, Blick von Süden (©LBM: Landesbetrieb Mobilität Trier, Rheinland-Pfalz)

1.2.1 Überbau

Die Bauhöhe des Überbaus variiert zwischen maximal 7,55 m und minimal 4,8 m am östlichen Widerlager. Die einzelnen Teile des Überbaus werden in den Werken von Eiffel in Hannover und Eiffage in Lauterbourg (Frankreich) vormontiert und per Schwertransport zur Baustelle transportiert.

Der Einbau des Überbaus erfolgt im Taktschiebverfahren unter Einsatz eines Hilfsspylons (Bild 2). Beim Einbau des Überbaus gibt es zwei Besonderheiten:

- ❑ Im Westen schließt sich im Verlauf der Trasse ein Tunnel unmittelbar an das Widerlager an, womit hier kein Platz für die Montage des Überbaus vorhanden ist. Aus diesem Grund muss der Überbau hinter dem höheren Widerlager montiert und abfallend verschoben werden. Um ein unbeabsichtigtes Abrutschen des Überbaus beim Verschieben zu verhindern, wird dieser während des Verschiebens zusätzlich mit Spannritzen rückwärtig gesichert.
- ❑ Um die Biegung in den Pfeilern beim Verschieben des Überbaus zu vermeiden, wird auf jedem Pfeiler ein zusätzlicher Verschiebbalken ange-



Bild 2: Überbau mit Hilfsspylon, Stand Juni 2015
(© LBM: Landesbetrieb Mobilität Trier, Rheinland-Pfalz)



Bild 3: Verschiebbalken auf Pfeiler Achse 09
(© LBM: Landesbetrieb Mobilität Trier, Rheinland-Pfalz)



Bild 4: Blick auf die Baustelle vom linken Moselufer, Stand November 2015 (© Hünnebeck Deutschland GmbH, Ratingen)

ordnet (Bild 3), der mit der Hauptverschiebeinheit am Widerlager Ost synchron arbeitet. Damit werden während des Verschiebens der Pfeilerkopf an Ort und Stelle gehalten und die Biegung im Pfeiler auf Grund der Reibung zwischen Pfeilerkopf und Überbau minimiert. Durch diese Maßnahme konnte die Bewehrung der Pfeiler deutlich reduziert werden.

1.2.2 Pfeiler

Der Überbau ruht auf insgesamt zehn Pfeilern mit Höhen zwischen 20,8 m und 150,7 m sowie zwei Widerlagern (Bild 4). Von den zehn Pfeilern stehen sieben auf der Seite zum Hunsrück (Ostseite bzw. rechtes Moselufer) und drei auf der Seite zur Eifel (Westseite bzw. links der Mosel). Die Pfeiler wurden als Hohl Pfeiler ausgeführt, die Wandstärken variierten entsprechend der Belastung – auch innerhalb eines Pfeilers. Die beiden kleinsten Pfeiler (Achse 1 und 10) wurden mit Zwischenpodesten ausgeführt, alle anderen Pfeiler haben nur ein Podest direkt unter dem Kopf. Zur Inspektion sind diese Pfeiler mit einer Hubbühne befahrbar.

Alle Pfeiler weisen – vom Kopf beginnend – die gleiche Form auf. Um die Pfeiler möglichst schlank erscheinen zu lassen, wurden diese quer zur Brückenachse tailliert ausgeführt (Übersicht s. Bild 5). In der Ansicht parallel zur Brückenachse – im Folgenden ‚Längsseite der Pfeiler‘ genannt – folgen die Kanten der Flächen bzw. die Seitenflächen einer hyperbolischen Formel. Die Taille des Pfeilers liegt dabei immer genau 47,5 m unterhalb des Pfeilerkopfes. Die Formel und das Koordinatensystem, nach der sich der Verlauf der Kante berechnet, sind in Bild 6 dargestellt. Die Kanten der Seitenflächen in der Ansicht quer zur Brückenachse – im Folgenden ‚Schmalseite der Pfeiler‘ genannt – haben einen linearen Anzug von 80:1.

Die Wandstärken variieren bei den höchsten Pfeilern (Achsen 3–6) zwischen 60 cm am oberen

und unteren Ende sowie 55 cm in der Mitte. Im Pfeiler Achse 7 variiert die Wandstärke zwischen 60 cm an den Enden und 40 cm in der Mitte. Die Pfeiler in den Achsen 2 und 8 weisen Wandstärken zwischen 50 cm oben bzw. unten sowie 30 cm in der Mitte auf. Der Pfeiler Achse 9 hat eine Wandstärke von konstant 40 cm, die Pfeiler in den Achsen 1 und 10 konstant 30 cm. Die Veränderung der Wandstärken erfolgt dabei mehr oder weniger kontinuierlich – je nach statisch erforderlichem Betonquerschnitt.

Die Größe des Innenraums variiert dabei entsprechend stark. Parallel zur Brückennachse verjüngt sich der Innenraum von 6,32 m (OK Anfänger Achse 04) bis auf nur 2,83 m unter der Zwischendecke (Pfeiler Achsen 3–6) – jedoch nicht linear, da sich die Wandstärke ebenfalls wie oben beschrieben ändert. Quer zur Brückennachse folgt die Größe des Innenraums der Entwicklung der Außenkante – aber auch nur ungefähr, da die Veränderung der Wandstärken hier ebenfalls eine Rolle spielt. In der Achse 4 verändert sich die Breite des Innenraums von 14,46 m an der Oberkante des Anfängertakts über 8,40 m in Höhe der Taille bis zu 11,40 m an der Unterkante der Zwischendecke.

Bis auf die Pfeiler Achse 1 (Bild 7) und Achse 10 werden alle Pfeiler in 5 m hohen Betonierabschnitten hergestellt. Die Einteilung erfolgt vom Kopf abwärts, wobei der oberste Schuss nur 4,9 m hoch war. Diese Abweichung von der Regelhöhe erleichterte den Einbau der Zwischendecke, da der vorletzte Takt bis zur OK dieser Zwischendecke hergestellt werden konnte. Die notwendige Anpassung an die Pfeilerhöhe erfolgte durch die entsprechende Wahl der Höhe des Anfängertakts. Die Pfeiler Achse 1 und Achse 10 wurden in unregelmäßigen Schusshöhen hergestellt, die durch die Positionen der Zwischendecken definiert wurden.

Die Außenseite der Pfeiler wird als Sichtbeton mit einer Brettstruktur

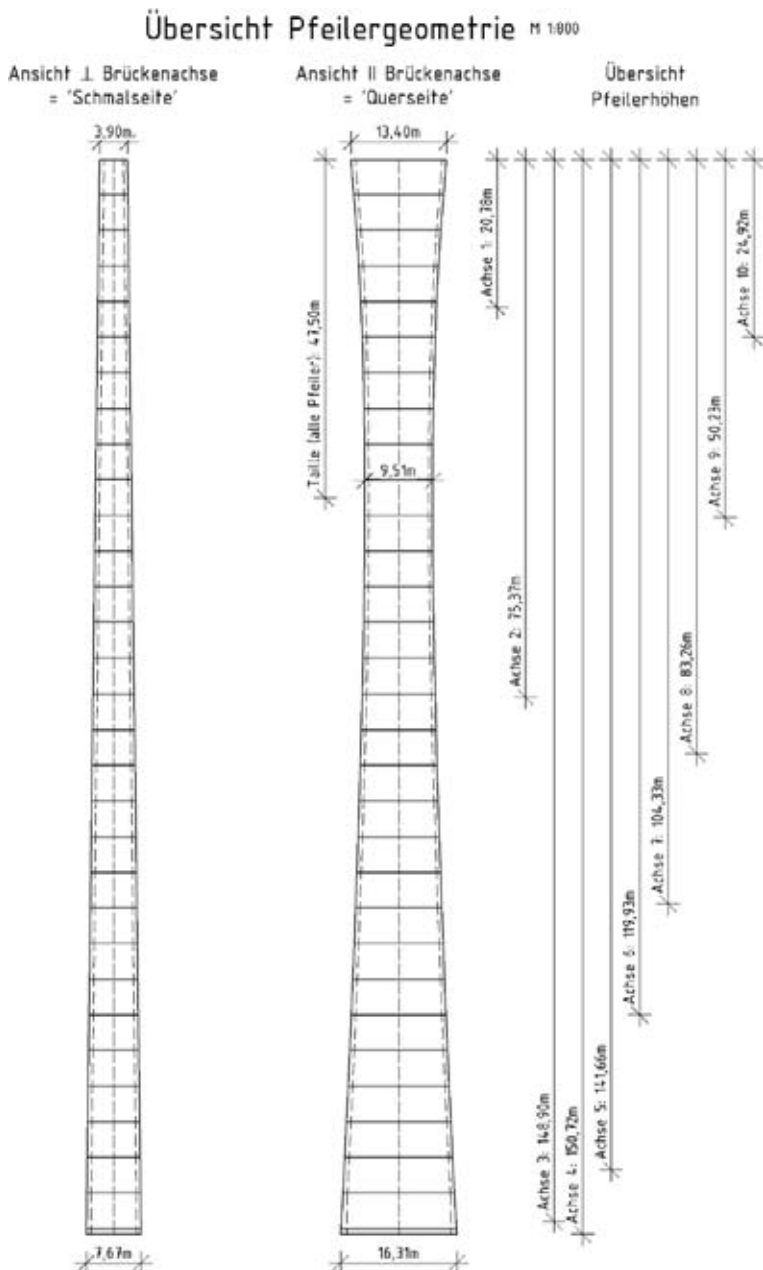


Bild 5 (oben): Übersicht Pfeilergeometrie
 Bild 6 (unten): Formel zur Ableitung der Pfeilerform
 (beide © Hünnebeck Deutschland GmbH, Ratingen)

kubische Parabel min b=9,5m

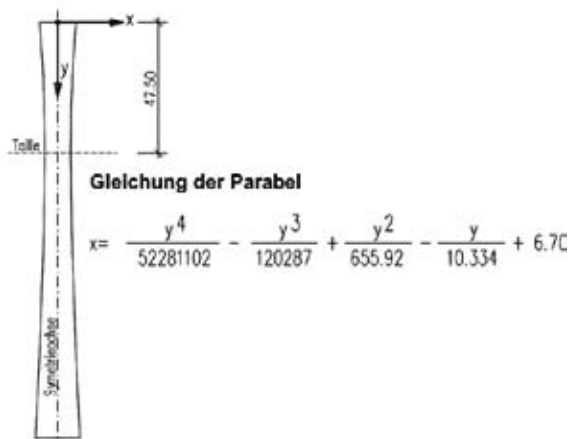




Bild 7: Pfeiler Achse 1 am linken Moselufer, Stand November 2015,

(Foto: © Hünnebeck Deutschland GmbH, Ratingen)



Bild 8: Oberflächenqualität des Betons
(© Hünnebeck Deutschland GmbH, Ratingen)

ausgeführt (Bild 8), die jedoch nicht saugend sein musste. Für die Innenseiten gab es keine erhöhten Anforderungen an die Oberfläche.

2 Selbstkletterbühnen

Im Folgenden wird nur die Herstellung der Pfeiler Achse 2 bis Achse 8 behandelt, die von Hünnebeck Deutschland konzipiert, geplant und geliefert wurde.

Die Pfeiler Achse 1 und Achse 10 wurden auf Grund der geringen Höhe und unregelmäßiger Betonierhöhen mit Krankletterschalung – ebenfalls von Hünnebeck – hergestellt, wobei die Innenschalung auf den Zwischendecken aufgestellt wurde. Weiterhin wurde durch Hünnebeck auch die Schalung für die Widerlager, Anfänger und Fundamente geliefert.

2.1 Anforderungen an Schalung und Bühnen

Aus der Geometrie der Pfeiler ergibt sich für die Schalung eine Reihe von Anforderungen, denen bei der Planung und Ausführung der Schalung Rechnung getragen werden muss:

- ❑ Die Schmalseite verjüngt sich in jedem Schritt um 12,5 cm ($2 \times 5 \text{ m} / 80 = 12,5 \text{ cm}$), insgesamt um 3,8 m am Pfeiler Achse 4.
- ❑ Die Längsseite verjüngt sich am höchsten Pfeiler (Achse 4) vom Fuß bis zur Taille um 6,8 m und weitet sich dann wieder um 3,9 m auf.

- ❑ Die Abmessungen der Innenräume verändern sich ähnlich wie die Außenabmessungen, jedoch noch stärker, da auch die Unterschiede in den Wanddicken kompensiert werden müssen.
- ❑ Alle Anpassungen müssen kontinuierlich erfolgen, da Absätze in den Oberflächen nicht zulässig waren.
- ❑ Aus der Forderung nach Sichtbetonqualität auf der Außenseite ergibt sich die Notwendigkeit eines geordneten Fugen- und Ankerrasters.

Weiterhin gab es auch Anforderungen durch die bauausführende Firma, die Hünnebeck natürlich berücksichtigt hat – schon um den Auftrag zu erhalten:

- ❑ Die große Höhe der Bauwerke erfordert, dass besonderes Augenmerk auf die Arbeitssicherheit gelegt wird. Auf allen Arbeitsebenen muss der Seitenschutz daher mindestens 2 m hoch sein (Bild 9 und Bild 10). Das gilt auch für die Zeiten von Umbauarbeiten und Montagen.
- ❑ Auf den Arbeitsbühnen muss genug Arbeits- und Stauraum zur Verfügung stehen, um dort

notwendige Werkzeuge, Materialien und Baustelleneinrichtungen lagern zu können – bis hin zur Baustellentoilette.

- ❑ Der notwendige Umbau von Schalung und Kletterbühnen zur Anpassung an die veränderliche Pfeilergeometrie muss in möglichst einfachen Arbeitsschritten erfolgen und sicher durchzuführen sein. ‚Sicher‘ bezieht sich dabei sowohl auf die Arbeitssicherheit während der Umbauten, als auch auf die Prozesssicherheit, d. h. leicht planbare und auszuführende Arbeitsschritte. In Bezug auf die Arbeitssicherheit gilt es insbesondere zu vermeiden, dass Umbauarbeiten ohne Seitenschutz (z. B. am offenen Rand) oder unter enormem Zeitdruck (z. B. während des Kletterprozesses) durchgeführt werden müssen.
- ❑ Im Zuge des Projekts sollen mit der Selbstkletterschalung insgesamt acht Pfeiler mit zwei Schalsätzen hergestellt werden, beginnend mit dem kleinsten Pfeiler in Achse 9 (50,2 m Höhe). Um Kosten für zusätzliche Schalsätze zu sparen verlangte PORR, dass die Schalungen auf allen Pfeilern wiederverwendbar sind. Das schloss eine Anpassung der Schalung durch simples Abschneiden aus.



Bild 9: Pfeiler Achse 6, Stand August 2014
(Foto: Sebastian Riegel)



Bild 10: Kletterschalung am Pfeilerkopf
(© Hünnebeck Deutschland GmbH, Ratingen)

- Die Schalung und die Bühnen müssen von einem Pfeiler auf den nächsten umgesetzt werden. Damit mussten sowohl die Schalung als auch die Bühnen so konstruiert sein, dass sie in möglichst großen Einheiten umgesetzt werden können. Das maximal zulässige Einzelgewicht beträgt 6 t, bedingt durch die maximale Traglast des Krans.

2.2 Systemauswahl und grundsätzlicher Aufbau

Aus den oben aufgeführten Anforderungen wird relativ schnell deutlich, dass die Kletterbühnen, auf denen die Schalung montiert wird, auf sehr hohe Lasten und eine große Flexibilität ausgelegt sein müssen. Gleichzeitig muss das Konzept so gewählt werden, dass die Umbauten einfach durchzuführen sind und nicht auf dem kritischen Weg im Bauzeitenplan liegen dürfen.

Grundsätzlich bietet sich bei Bauwerken dieser Höhe die Benutzung von klassischen Selbstklettersystemen mit separat arbeitenden Kletterschienen an, denn:

- Diese Systeme haben eine höhere Tragfähigkeit als normale Krankletterbühnen sowie geführte Klettersysteme mit integrierter Kletterschiene.
- Selbstkletterbühnen sind beim Umsetzen von einem in den nächsten Betoniertakt am Bauwerk geführt und können damit auch bei höheren Windgeschwindigkeiten umgesetzt werden.
- Bei Klettersystemen mit separater Schiene wird die Kletterschiene im ersten Kletterschritt lastfrei in den nächsten Kletterschuh geschoben und dort verankert. Im zweiten Schritt klettert die Bühne dann entlang dieser Schiene in den nächsten Verankerungspunkt. Damit eignet sich das System besonders für hohe Lasten sowie bei Änderungen der Kletterrichtung, wie es bei diesen Pfeilern u. a. durch die gekrümmten Seiten notwendig ist.

vor dem Klettern nicht vollständig beräumt werden. Es genügt, alle losen Teile von den Kanten wegzuräumen.

Die Höhe der Schalung wurde mit 5,20 m festgelegt (5 m Takthöhe + 15 cm Überstand oben und 5 cm Überlappung zum vorhergehenden Abschnitt). Die Schalung ist außen mit einer gebürsteten 3S-Dreischichtplatte belegt, die auf der Betonseite versiegelt ist. Diese Platte liefert auf der einen Seite die vom Bauherrn geforderte Brettstruktur und war gleichzeitig haltbar genug für die geforderte Einsatzdauer. Durch besonderes Augenmerk auf eine handwerklich gute Verarbeitung der Platten und den Einsatz metallener Bohrlochverstärkungen konnte die Platte über 60 Einsätze bestehen. Um das zu erreichen, muss bei der Verarbeitung besonders auf die Versiegelung der Schnittkanten und Bohrlöcher geachtet werden, da die Platte sonst an diesen Stellen aufreißt bzw. aufquellen kann. Die Schalung der Innenseite ist mit einer filmbeschichteten Sperrholzplatte belegt, die über das gesamte Projekt nicht ausgetauscht werden soll (ca. 90 Einsätze).

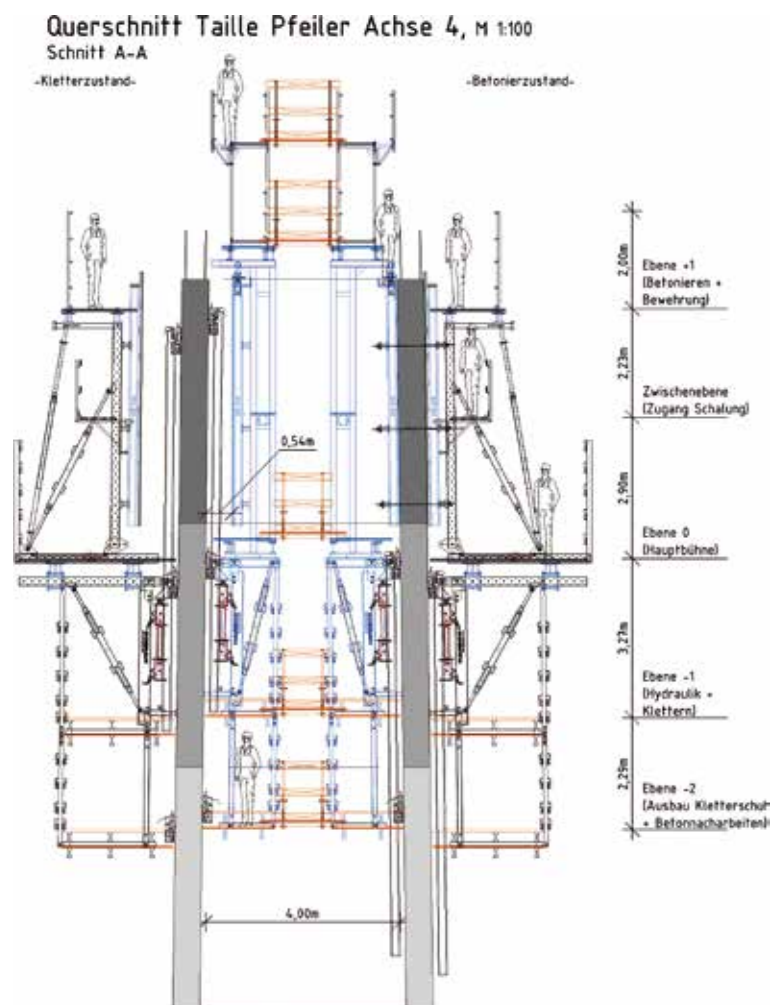


Bild 11: Schnitt durch Kletterschalung parallel zur Brückenachse
(© Hünnebeck Deutschland GmbH, Ratingen)

- Da Selbstkletterbühnen am Bauwerk geführt sind, müssen sie

Bild 11 zeigt einen Schnitt parallel zur Brückenachse durch Bühnen in Höhe der Pfeilertaille in Achse 4. Insgesamt sind die Bühnen mit folgenden Arbeitsebenen ausgestattet:

- ❑ 1 Betonierbühne (für Betonierarbeiten, auf der Innenbühne mit einer zusätzlichen Ebene auch für Bewehrungsarbeiten),
- ❑ 1 Zwischenebene (nur Zugang zur Ankerbedienung),
- ❑ 1 Hauptarbeitsbühne (Schalungsbedienung und Materiallagerung),
- ❑ 2 Nachlaufbühnen (Bedienung der Kletterwerke und Nacharbeiten am Beton).

Ergänzend dazu zeigt Bild 12 drei Schnitte quer zur Brückenachse für den Pfeiler Achse 4, in denen sich die Neigungsänderungen der Schmalseiten sowie die Anpassungen der Innenbühnen erkennen lassen. Die Schnitte zeigen die Bühnen am Pfeilerfuß, an der Taille und am Pfeilerkopf (vorletzter Takt, d. h. direkt vor Ausbau der Innenbühnen).

Die Außenbühnen klettern zuerst und in deren Schutz wird anschließend die Innenbühne geklettert und die Bewehrung eingebaut. Eine Besonderheit stellen der teilweise massive Pfeilerkopf mit dem Innenraum und die Zwischendecke darunter dar. Dazu wurde zuerst der vorletzte Takt des Pfeilers mit einer Abstufung hergestellt, d. h. außen bis Oberkante der Zwischendecke und innen bis Unterkante der Decke (s. Bild 13). Danach wurden Innenschalung und -bühnen ausgebaut, die Decke als Halbfertigteil eingelegt und anschließend fertig betoniert. Die Innenwände des Pfeilerkopfraums und dessen Decke wurden ebenfalls mit Halbfertigteilen hergestellt. Für die Betonage wurden diese mit Schalungsankern gegen die Außenschalung verspannt. Die Herstellung mit Halbfertigteilen ersparte der Baustelle den Ausbau der Schalung durch die kleine Luke im Pfeilerkopf.

Die Kletterbühnen bestehen in der Draufsicht aus sechs Hauptbühnen mit insgesamt 20 SCF-Konsolen. Davon sind jeweils zwei auf den Schmal-

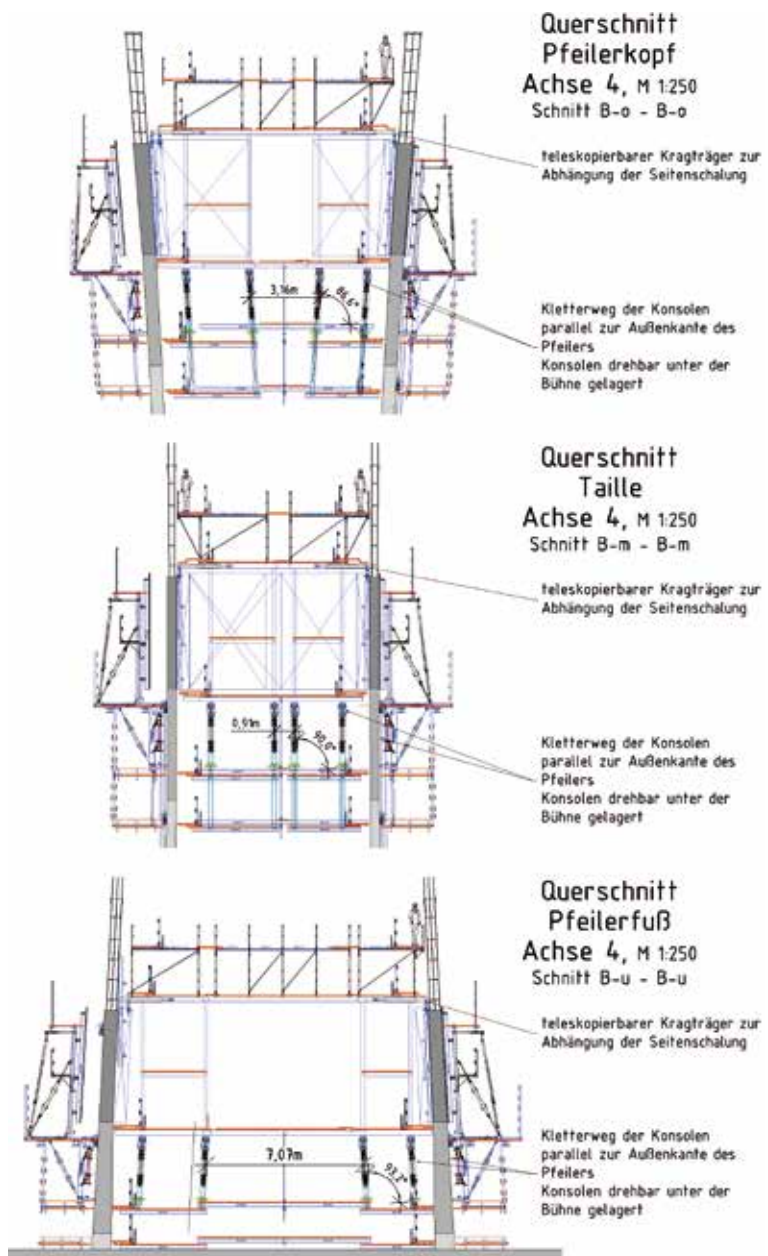


Bild 12: Schnitt B-B quer zur Brückenachse
(© Hünnebeck Deutschland GmbH, Ratingen)

seiten außen, jeweils vier auf beiden Längsseiten außen und jeweils vier auf jeder Längsseite im Innenraum. Die Breite der Außenbühnen ist mit 3,30 m auf der HauptarbeitsEbene deutlich größer als bei vergleichbaren Wettbewerbssystemen und bietet damit deutlich mehr Platz zum Lagern von Ausrüstung und Material. Die Breite der Innenbühne wurde durch die minimale Breite des Innenraums bestimmt, diese beträgt an der Unterkante der Zwischendecke in den Pfeilern Achse 3 bis Achse 6 nur noch 2,83 m.

Bei der Konzeption der Bühnen musste darauf geachtet werden, dass sich die Schalung an allen entscheidenden Stellen weit genug zurückfahren lässt, um einen ausreichenden Zugang zu haben.



Bild 13: Ausbau Innenbühne am Pfeilerkopf
(© Hünnebeck Deutschland GmbH, Ratingen)

Der Zugang ist notwendig für die Reinigung und Wartung der Schalung, den Einbau der Kletterschuhe und -schiene sowie – in diesem speziellen Fall – für den Umbau der Schalung zur Anpassung an Geometrieänderungen. Um den Zugang zur Schalung zu gewährleisten, musste ein Abfahrweg von 75 cm auf den Außenbühnen sowie 50 cm auf den geometrisch beengten Innenbühnen realisiert werden. Die Schalung in den Innenecken wurde als wartungsfreie Stahlschalung ausgeführt, die nicht abgefahren werden muss.



Bild 14: Selbstkletterbühnen im Bereich der Pfeilertaille
(© Hünnebeck Deutschland GmbH, Ratingen)

2.3 Anpassung von Schalung und Bühnen an die Geometrie der Pfeiler

Die Anpassung der Schalung geht meist einher mit der Anpassung der Bühnengeometrie an die Veränderung der Pfeiler (Bild 14). Dabei ist natürlich zu beachten, dass die Schalungen in der Regel von den Bühnen getragen werden müssen und die Standsicherheit dieses Verbundes und die Arbeitssicherheit zu jeder Zeit gewährleistet sein muss – auch während der Umbauten. Die besonderen Herausforderungen für die Planung der Umbauten bei diesem Projekt sind hierbei:

- ❑ dass der Pfeiler mit der Höhe nicht nur kleiner wird (Bild 15), sondern auch wieder breiter. Dadurch müssen Schalungsteile nicht nur entfernt, sondern auch ergänzt werden,
- ❑ dass sich durch die Taillierung der Pfeiler die Neigung der Bauwerkskanten über die Höhe verändert, was besonders in den Eckbereichen zu zusätzlichem Anpassungsbedarf führt,
- ❑ dass die Wandstärken der Pfeiler immer unterschiedlich sind, womit eine zusätzliche Anpassung der Innenschalung notwendig wird,
- ❑ dass PORR die komplette Schalung mehrfach verwenden wollte, womit die Schalung komplett modular aufgebaut sein muss.

Gleichzeitig führt die notwendige Verankerung gegenüberliegender Schalelemente dazu, dass die Außen- und Innenschalungselemente in einer ähnlichen Weise verändert bzw. verschoben werden müssen. Das gilt hier besonders, da Sichtbetonqualität gefordert wurde und damit die Anzahl und Lageveränderung der Ankerlöcher in der Schalung eingeschränkt ist.

Zum Dritten bedingt die Verwendung von Kletterschalungen, dass besonderes Augenmerk auf den exakten Einbau der Kletterkonen gelegt werden muss. Das gilt besonders dafür, dass Kletterkonen, die zur gleichen Bühne gehören, immer die gleiche Höhenlage und den gleichen Abstand haben sollten. Wird das nicht berücksichtigt, kann es zu erheblichen Problemen beim Klettern oder Umhängen der Bühnen kommen. Da unsaubere Montagen von Schalungselementen eine wesentliche Quelle für solche Fehler sind, sollten die Konen für eine Büh-

ne möglichst immer auf dem gleichen Schalelement liegen.

Bei der Konzeption der Schalungsmodule und auch der Umbauten an den Bühnen stand der Aspekt der Prozesssicherheit im Fokus. Um einen gut planbaren, sicheren und zügigen Arbeitsablauf zu erreichen, müssen die einzelnen durchzuführenden Arbeitsschritte möglichst viele der folgenden Kriterien erfüllen:

- ❑ Möglichst einfache und zeitlich überschaubare Arbeitsschritte, die, wenn möglich, auch repetitiv sind,
- ❑ Alle Arbeitsschritte sollten eine gewisse Fehlertoleranz haben, damit kleine Fehler im System aufgefangen werden können und keine bzw. nur minimale Auswirkungen auf den gesamten Bauablauf haben.
- ❑ Wichtige und komplizierte Arbeitsschritte müssen im Vorfeld ausreichend geplant, abgestimmt und dokumentiert werden. Dazu gehörte unter anderem die Erstellung detaillierter Ablaufpläne für die Durchführung der einzelnen Änderungsschritte.
- ❑ Der Einfluss des Wetters auf alle Arbeitsschritte sollte soweit wie möglich begrenzt werden, damit die Arbeiten auch bei schlechten Wetterbedingungen und im Winter ausgeführt werden können.

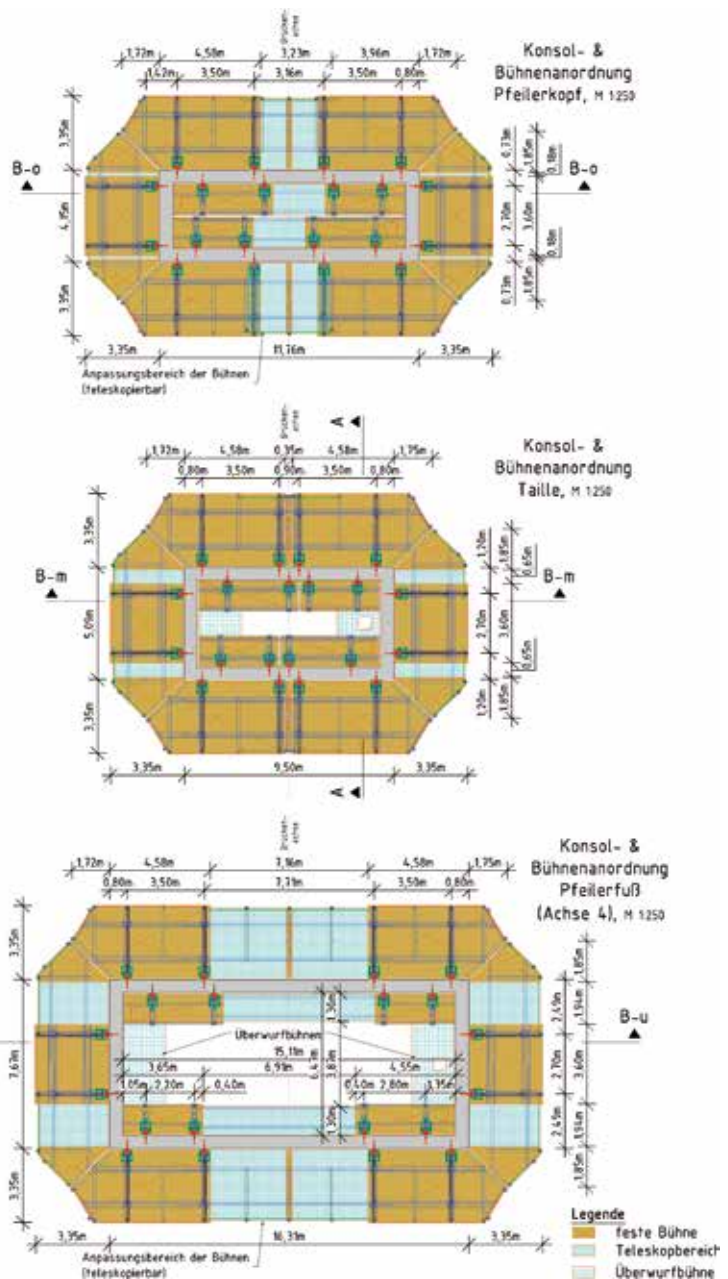


Bild 15: Draufsicht Selbstkletterbühnen
(© Hünnebeck Deutschland GmbH, Ratingen)

In Bezug auf die Arbeitssicherheit sind die folgenden beiden Punkte besonders wichtig:

- ❑ So weit möglich sollten Anpassungsarbeiten nicht am offenen Rand bzw. ohne Seitenschutz stattfinden. Ein bewährtes Konzept dafür ist, Längenanpassungen wenn möglich in der Mitte von Bühnen anzuordnen. Ist eine Anpassung an den Bühnenenden trotzdem notwendig, so sollte am Bühnenrand ein Seitenschutz angeordnet werden, der auf einem Teleskopträger montiert ist und mittels dieses Trägers verschoben werden kann. Für eine Änderung der Bühne wird der Bühnenbelag an der Stelle entfernt oder ergänzt, wobei der Träger im fes-

ten Bühnenteil steckt. Damit entsteht bei Anpassungsarbeiten immer nur ein kleiner Spalt, der mit einer Platte abgedeckt werden kann. Ein zusätzlicher, positiver Effekt dieser Konstruktion ist, dass durchlaufende Teleskopträger statisch günstiger sind als viele kurze, mit Stößen gekoppelte Träger.

- ❑ Im Anpassungsbereich sollte der Seitenschutz immer überlappend ausgeführt werden. Die Überlappung sollte entweder den gesamten Anpassungsbereich überbrücken können oder zumindest so groß sein, dass es möglich ist, im Schutze dieser Überlappung den nächsten Seitenschutz montieren zu können.

2.3.1 Bühnen Schmalseite außen

Die Bühnen auf der Schmalseite sind ein gutes Beispiel für einen Fall, wo eine Anpassung am Rand die günstigste Ausführung ist. Die Seitenfläche verjüngt sich linear (Anzug 80:1) um max. 1,81 m je Seite (29 Schritte à 6,25 cm ab OK Anfängertakt Achse 4) auf 3,90 m am Kopf. Auf einer so kurzen Länge wäre der Einsatz von mehr als zwei Kletterkonsolen unwirtschaftlich. Daher fiel die Wahl auf ein Konzept mit einem zentralen rechteckigen Schalungselement von 3,6 m Breite sowie 2 Seitenstücken mit schrägen, der Neigung der Pfeilerkanten angepassten Kanten. Die Anpassung der Gesamtbreite der Schmalseite erfolgt durch Einfügen von Schalungsstreifen von jeweils 6,25 cm Breite zwischen Hauptelement und Seitenstück. Um die Stabilität der Schalung zu gewährleisten und die Anzahl der zu verwendenden Teile zu reduzieren, wurden für größere Anpassungen auch Module mit 25 cm, 50 cm und 100 cm Breite verwendet. Das Bühnenkonzept folgt dabei weitgehend dem Schalungskonzept. Es gibt eine ca. 3,6 m breite Hauptbühne, die beidseitig durch dreieckige Bühnen auf Teleskopträgern ergänzt wird. Die Konsole klettert entlang der Mittellinie der Fläche senkrecht nach oben. Die Längenanpassung erfolgt zwischen Hauptbühne und Teleskopteilen. Die Anpassung an die Neigung der Wandfläche erfolgt über Spindeln, so dass die Arbeitsebene stets waagrecht bleibt. Da die Schalung der Längsseiten über die Schmalseiten übersteht, mussten die einzelnen Module der Schmalseiten sehr genau gefertigt werden.

2.3.2 Längsseite außen

Die Entwicklung eines überzeugenden Konzeptes für die Schalung der Längsseite gestaltete sich auf Grund der Taillierung deutlich schwieriger. Auch für diese Seite wurde zuerst darüber nachgedacht, mit einem zentralen Schalungselement

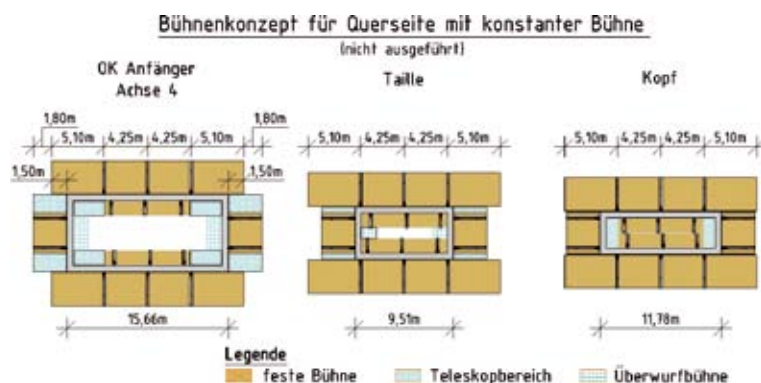


Bild 16: Konzept für Längsseitenschalung mit konstanter Bühne (nicht ausgeführt) (© Hünnebeck Deutschland GmbH, Ratingen)

und der zugehörigen Bühne mittig am Pfeiler nach oben zu klettern (Skizze s. Bild 16). Allerdings wären die notwendigen Auskragungen zu den Seiten hin dann so groß, dass die mittlere der drei Konsolen überhaupt keine Last mehr tragen würde. Dadurch wären die beiden äußeren Konsolen trotz der großen Tragfähigkeit des SCF-Systems überlastet. Außerdem würde die Auskragung der Bühne von über 5 m und der Schalung von mehr als 3 m bedeuten, dass diese selbst sehr stark ausgesteift werden müssten, was wiederum zu einer deutlichen Erhöhung der Lasten führen würde.

Um die Auskragungen an den Bühnenenden zu reduzieren, wäre es am besten, die Konsolen soweit außen wie möglich anzuordnen. Durch die Taillierung der Pfeiler bedeutet das aber, dass sich dieser Verankerungspunkt in der Draufsicht in jedem Takt an einer anderen Stelle befindet. Gleichzeitig muss ein gewisser Randabstand für die Verankerung der Konsolen eingehalten werden. Auf der anderen Seite lassen sich die Gewichte von Schalung und Bühnen durch dieses Konzept deutlich verringern. Der statische Nachweis von Konsole und Verankerungspunkt wird dadurch leichter und die für das Klettern notwendige Betonfestigkeit sinkt, womit schneller geklettert werden kann. Auch aus Sicht der Arbeitssicherheit lassen sich eine Menge Probleme mit Arbeiten am offenen Rand beheben, besonders in den Nachlaufbühnen und im Bewehrungsgerüst.

Aus diesem Grund wurde entschieden, auf jeder Seite einen Bühnenteil anzuordnen. Die Länge wurde so gewählt, dass an der Pfeilertaille zwischen den beiden Bühnenteilen nur ein Spalt von 35 cm blieb. Dieser Spalt war aus technischen Gründen notwendig, denn der Abstand der Bühnen am Pfeilerfuß Achse 4 war immerhin 7,16 m! Dadurch sind eine zusätzliche Unterstützung der Schalung in der Mitte sowie zusätzliche Geländerpfosten notwendig, die an der Taille in dem Spalt geparkt werden konnten. Ein Ausbau der Geländerpfosten ist nicht möglich, denn dafür müsste der Seitenschutz geöffnet werden – was wiederum Arbeiten am offenen Bühnenrand zur Folge haben würde.

Der Bereich zwischen den Bühnenteilen wird – auf allen Bühnenebenen – mit Teleskopträgern überbrückt, die auf beiden Seiten in den festen Bühnenteilen aufgelagert sind. Die Schalung folgt diesem Konzept und wird durch senkrecht stehende Abfahreinheiten getragen, auf welchen auch die Betonierbühne aufgelagert wird.



Bild 17: Drehlager unter Innenbühne
(© Hünnebeck Deutschland GmbH, Ratingen)



Bild 18: Rückansicht Drehlager unter Innenbühne
(© Hünnebeck Deutschland GmbH, Ratingen)

Durch den konstanten Abstand der Verankerungen zur hyperbolischen Außenkante hat auch der Kletterweg der Konsolen eine hyperbolische Form. Damit die Kletterkonsolen und damit die gesamte Bühne dieser Form folgen können, müssen die Konsolen immer parallel zur Pfeilerkante liegen. Gleichzeitig ist es durch die teleskopische Ausführung der Hauptbühne zwingend notwendig, dass diese Bühnenebene und die Schalung permanent waagrecht gehalten werden, sonst müsste der Teleskopträger ‚knickbar‘ sein. Ein Abnehmen der Bühnen zwecks Umbaus erwies sich schon aufgrund der Pfeilerhöhe als nur schwer durchführbar. Als Lösung dieses Problems wurde die Hauptbühne drehbar auf den Konsolen gelagert. Dadurch können die Konsolen unter der Arbeitsebene – ohne vorherige Entlastung – in der Neigung verändert werden. In Bild 12 ist der notwendige Verstellwinkel der Konsolen in der Rückansicht dargestellt und Bilder 17 und 18 zeigen die Ausführung eines Drehlagers auf der Innenseite. Die Neigung der Konsolen wurde durch die Querneigung der Kletterschienen erzwungen, konnte aber zusätzlich auch durch Spindeln zwischen den Konsolen reguliert werden.

2.3.3 Längsseite innen

Wie bereits weiter oben beschrieben, muss das Konzept der Innenschalung dem der Außenschalung folgen, um eine geordnete und sichere Ankerung der Schalung zu ermöglichen. Dabei spielen zwei Aspekte eine besondere Rolle:

- ❑ Für die Außenseite der Pfeiler ist Sichtbetonqualität gefordert. Dazu gehört ein geordnetes Ankerbild, was sich nur erreichen lässt, wenn die Innenschalung der Verschiebung der Außenschalung folgt.

- ❑ Ein geordnetes und sich wiederholendes Ankerschema mit relativ wenigen möglichen Ankerpositionen verringert auch die Gefahr einer fehlerhaften Verankerung der Schalung.

Aus diesen Anforderungen ergibt sich, dass es auf der Längsseite – genau wie außen – zwei Grundelemente gibt und dazwischen einen Ausgleichsbereich. Auf der Schmalseite gibt es ein jeweils zentrales Schalelement, das an den äußeren Enden in der Länge angepasst wird. Da innen keine erhöhten Anforderungen an die Betonoberfläche gestellt werden, kann die Längenanpassung an den Ecken mittels eines Schleppbleches erfolgen.

Aus der Geometrie der Pfeiler ergaben sich aber noch zwei weitere notwendige Anpassungen, die bei der Konzeption der Innenschalung gelöst werden mussten: Zum ersten verändert sich – wie bereits beschrieben – die Wandstärke um teilweise 20 cm innerhalb eines Pfeilers bzw. 30 cm insgesamt. Damit wurde der Innenraum – relativ zum Umfang – größer bzw. die einzelnen Seiten länger. Um ein einfaches Ankerschema zu gewährleisten, müssen die Hauptelemente aber genau gegenüber den entsprechenden Außenelementen liegen. Alle zusätzlichen Anpassungen für diese Teile der Änderungen müssen also direkt an der Ecke durchgeführt werden.

Dazu kommt noch eine weitere Anpassung: Durch die Taillierung des Pfeilers veränderte sich die Neigung der Schmalseite um fast 7°. Der dadurch entstehende dreiecksförmige Anpassungsbereich muss ebenfalls durch die Eckschalung abgedeckt werden (vgl. Bild 12 und Bild 19).

Diese Eckschalung hätte alle diese Anforderungen theoretisch mit einer großen Schleppblech-



Bild 19: Innenschalung und Eckelement
(© Hünnebeck Deutschland GmbH, Ratingen)

schalung erfüllen können. Durch die erforderliche Größe wäre diese Schalung aber so schwer und sperrig geworden, dass sie in dem engen Schacht nicht hätte vernünftig bedient werden können. Gleichzeitig wäre es nur schwer möglich gewesen, die Außenschalung gegen diese Eckschalung zu verankern, womit auch diese wieder deutlich größer und schwerer geworden wäre. Aus diesem Grund wurde die Eckschalung in drei Teile geteilt, die in ihrer Kombination flexibel genug sind, um alle Anpassungen ausführen zu können und gleichzeitig auch noch zu ermöglichen, gewisse Fehler auszugleichen.

Die gesamte Schalung auf der Innenseite wird – im Gegensatz zu der auf den Außenbühnen – von einem projektspezifisch geplanten Stahlgerüst abgehängt. Das ist zwar aufwendiger zu planen, bietet aber in statischer und geometrischer Hinsicht eine Reihe von Vorteilen:

- ❑ Die Abhängung der Schalung mit Laufkatzen von einem Trägerrost ist deutlich platzsparender als die Aufstellung auf einem Abfahrwagen, denn es wird nur die Schalung selbst verfahren und nicht auch noch das Abstützdreieck.
- ❑ Das Verfahren der Schalung mit den Laufkatzen ist einfacher als auf den Abfahrdreiecken, denn auf Grund der beengten Situation ist der innere Hebelarm im Abfahrdreieck relativ klein. Dadurch werden dann die inneren Kräfte höher, womit auch die Reibung steigt, die beim Verfahren überwunden werden muss.

- ❑ Bei einer Abhängung der Schalung überschneiden sich die Abfahrträger in der Ecke nicht, womit für beide Seiten ein ausreichender Abfahrweg der Schalung gewährleistet werden kann. Das war bei diesem Projekt besonders wichtig, da der Umbau der Schalung nur von vorn erfolgen kann.

Die Einteilung und Anpassung der Bühnen an veränderte Geometrie folgte im Grunde dem Konzept der Längsseite. Es wurden vier Hauptbühnen auf den Längsseiten des Innenraums angeordnet, jeweils zwei auf jeder Seite. Die Bühnen haben eine konstante Tiefe, die durch die minimale Breite des Innenraums am Pfeilerkopf bestimmt wurde. In Zahlen ausgedrückt hieß das folgendes: der Innenraum ist an der obersten Bühnenposition (zwei Takte bzw. 9,9 m unter dem Kopf) 2,95 m breit (parallel zur Brückenachse). Zwischen den Bühnen sollte immer ein Restabstand von ca. 5 cm sein, um mögliche Ungenauigkeiten ausgleichen zu können. Daraus ergibt sich, dass jede der Bühnen nur 1,45 m tief sein durfte – bei einer Takthöhe von 5 m. Für die Bedienung der Schalung – insbesondere deren Umbau – und das Klettern der Bühnen muss der Abfahrweg der Schalung mindestens 50 cm am oberen Taktende sein. Von den verbleibenden 95 cm muss noch die Schalungstiefe (Aufbauhöhe ca. 36 cm) und auch die Rückneigung der Schalung um 6,25 cm



Bild 20: Arbeitsraum hinter der Innenschalung
(© Hünnebeck Deutschland GmbH, Ratingen)

pro Takt abgezogen werden. Die aufgehende Stahlkonstruktion durfte damit eine maximale Tiefe von 52 cm haben – Außenmaß!

Die Anpassung der Bühnen erfolgt im Wesentlichen wie auch bei den Außenbühnen auf der Längsseite über einen Teleskopbereich in der Mitte. Die Konsolen sind unter den Rahmen drehbar gelagert, um die Richtungsänderung beim Klettern nachvollziehen zu können. Der Kletterweg folgt auch hier der Außenkante der Pfeiler. Um Kollisionen mit den Verankerungen der Außenbühnen zu verhindern, sind die Konsolen nicht symmetrisch angeordnet, womit auch der Anpassungsbereich nicht zentrisch sitzt. Eine weitere Besonderheit ist, dass sich durch die Veränderung der Neigung der Schmalseiten und die unterschiedlichen Wandstärken der horizontale Abstand zwischen Stahlrahmen und der Oberkante des Betoniertaktes auf der Schmalseite stetig vergrößert (siehe dazu auch Bild 12).

Im höchsten Pfeiler beträgt die Verschiebung zwischen Pfeilerfuß und -kopf fast 1 m. Um den Aufhängepunkt der Schalung soweit verschieben zu können, ohne mit dem Träger an die Bewehrung zu stoßen, musste auch an den Außenseiten ein Teleskopträger angeordnet werden. Der Teleskopträger trägt dann auch die entsprechende Arbeitsbühne, welche auch soweit teleskopierbar ist. Bild 20 zeigt den Arbeitsraum hinter der Innenschalung.

2.4 Anforderungen an den Planungsprozess

Um die beschriebenen Anpassungen und Umbauten an den Bühnen einschließlich der De- und Remontagen sicher und zeitlich gut planbar durchführen zu können, bedarf es einer detaillierten Planung jedes einzelnen Arbeitsschritts. Diese Planung umfasste nicht nur den Entwurf der eigentlichen Teile, sondern jeder einzelne Arbeitsschritt musste hinsichtlich Durchführbarkeit, Arbeitssicherheit und möglicherweise notwendiger Sicherungsmaßnahmen untersucht werden. Gleichzeitig galt es auch sicherzustellen, dass die Fehleranfälligkeit der Prozesse möglichst gering zu halten ist und dass ähnliche Prozesse auch wirklich in ähnlicher Weise durchgeführt werden, damit es dabei nicht zu Verwechslungen kommt.

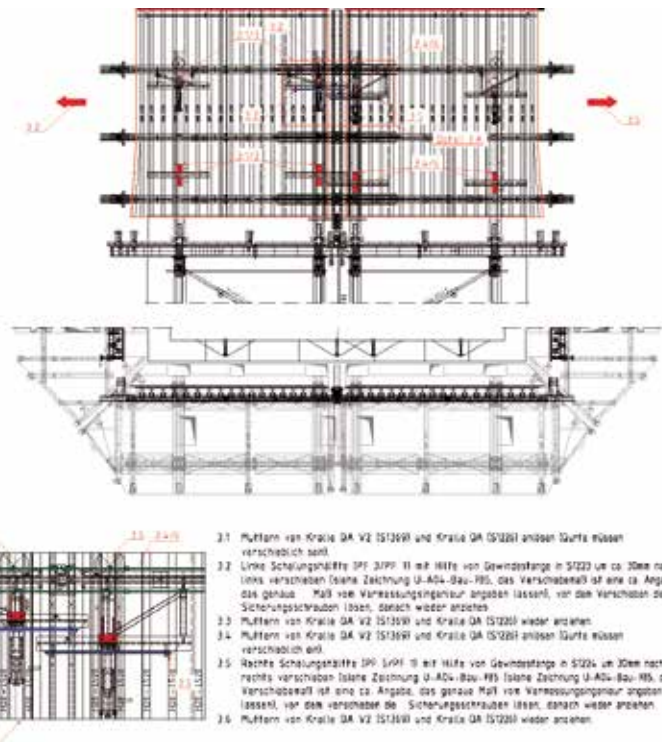


Bild 21: Auszug aus Umbauanweisung für Schalung der Längsseite
(© Hünnebeck Deutschland GmbH, Ratingen)

Natürlich beinhaltet die Planung aller Umbauarbeiten auch detaillierte Arbeitsanweisungen für alle Arbeitsschritte. Bild 21 zeigt einen Ausschnitt aus einem solchen Umbauplan.

3 Wirbelerregbarkeit der Pfeiler

Auf Grund ihrer Schlankheit sind die Pfeiler anfällig für wirbelerregte Querschwingungen. Dabei ist besonders die Erregbarkeit im Bauzustand maßgebend, das heißt bevor der Überbau der Brücke als horizontale Aussteifung dienen kann.

Bei dem Problem wirbelerregter Querschwingungen bei stabförmigen Bauteilen handelt es sich im Grunde darum, dass sich an einem umströmten Objekt auf der strömungsabgewandten Seite wechselseitig und periodisch Wirbel ablösen (Kármánsche Wirbelstraße). Durch die Ablösung kommt es zu Druckunterschieden, die als periodisch auftretende Kräfte auf das Objekt wirken. Die Ablösefrequenz und damit die Frequenz der Lastwechsel hängen von der Form des umströmten Objekts und der Strömungsgeschwindigkeit ab. Bei stabförmigen Bauteilen findet dabei eine Synchronisation der Wirbelablösung über die gesamte Bauhöhe statt. Trifft die Ablösefrequenz dabei eine Eigenfrequenz des Bauteils, kommt es zu starken Schwingungen, für die die gesamte Konstruktion ausgelegt werden muss. Diese Schwingungen wirken dann natürlich auch auf



Bild 22: Pfeilermodell im Windkanal

(© Ingenieurgesellschaft Niemann und Partner GbR, Bochum)

alle Anbauten an dem Bauteil – also auch auf die temporären wie Kletterschalungen. Auf Grund der relativ hohen Schlankheit der Brückenpfeiler an der Hochmoselbrücke waren die Pfeiler im Bauzustand bereits bei sehr niedrigen Windgeschwindigkeiten entsprechend erregbar.

Bei den Pfeilern gibt es noch die Besonderheit, dass sich durch die Taillierung der umströmte Querschnitt über die Höhe permanent verändert. Das bedeutet, dass sich die theoretische Ablösefrequenz über die Höhe ebenfalls permanent ändert, womit es – theoretisch – mangels einer einheitlichen Frequenz kein Aufschwingen der Pfeiler geben dürfte. In der Praxis findet aber dennoch eine Synchronisation der Wirbelablösung über die Höhe der Pfeiler statt. Bei rechteckigen Querschnitten kommt noch hinzu, dass die Ablösefrequenzen in den beiden Hauptrichtungen auf Grund der verschiedenen Abmessungen bzw. Seitenverhältnisse unterschiedlich sind. Bei den Pfeilern der Hochmoselbrücke ist dabei besonders die Anströmung quer zur Brückenachse kritisch, da die Pfeiler in dieser Richtung deutlich schlanker sind als parallel zur Achse. Die Eigenfrequenz der Pfeiler wird zudem auch noch durch zum Teil relativ weiche Gründungen herabgesetzt. Bei dem Pfeiler Achse 3 (direkt am linken Moselufer) ist

die Gründungssituation derart kritisch, dass es Probleme beim Nachweis der Gründung gegen wirbelerregte Querschwingungen des Pfeilers im Bauzustand gab.

Die DIN EN 1991-1-4 [2] gibt für rechteckige Bauteile mit konstantem Querschnitt Formeln für die Ermittlung der Ablösefrequenzen und die auftretenden Kräfte vor. Weiterhin ist bekannt, dass es bei veränderlichen Querschnitten Effekte gibt, die die Wirbelerregbarkeit des Bauteils behindern bzw. die auftretenden Kräfte reduzieren. Für solche Bauteile lassen sich die Frequenzen und auftretenden Kräfte jedoch nur experimentell ermitteln.

Aus diesem Grund wurde die Wirbelerregbarkeit der Pfeiler in der ersten Untersuchung an Hand eines konstanten Ersatzquerschnitts ermittelt. Aus diesen Berechnungen ergaben sich für die Pfeilerköpfe zum Teil erhebliche dynamische Belastungen von bis zu knapp 4 m/s^2 . Außerdem war die Wirbelerregbarkeit zum Teil bereits bei Windgeschwindigkeiten von 13 m/s gegeben – das heißt es konnte mehr oder weniger zu jeder Zeit zum Aufschwingen des Pfeilers kommen. Bei folgenden Untersuchungen im Windkanal (Bild 22) zeigte sich, dass die realen Beschleunigungen am Pfeilerkopf nur bei maximal 2 m/s lagen, was aber

trotzdem noch erhebliche Belastungen sind. Die grundsätzliche Erregbarkeit der Pfeiler auch bei geringen Windgeschwindigkeiten wurde durch die Untersuchungen bestätigt.

Eine ‚normale‘ und unveränderliche Stahlkonstruktion lässt sich sicher durch eingehende Untersuchungen und eventuelle zusätzliche Versteifungselemente auf diese Belastungen auslegen. Wie in den vorangegangenen Abschnitten beschrieben, sind die eingesetzten Kletterbühnen aber keine ‚normalen‘ Stahlkonstruktionen. Die Vielzahl der notwendigen Funktionalitäten und Umbaumöglichkeiten erfordern eine hohe Zahl an offenen Profilen, gesteckten Verbindungen und beweglichen Lagern, deren Lagerungsbedingungen sich nur sehr schwer definieren lassen. Erschwerend kommt noch hinzu, dass die Belastungen nicht nur in der Haupttragrichtung der Konsolen auftreten sondern auch quer dazu.

Der Aufwand für die Nachweise für diese dynamischen Lasten wäre also extrem gewesen und der Ausgang der Nachweise sowie die Anzahl der Revisionen der gesamten Konstruktion nicht absehbar. Aus diesem Grund schieden auch verschiedene zwischenzeitlich diskutierte Maßnahmen zur Schwingungsdämpfung aus, da auch bei reduzierten Einwirkungen alle Nachweise geführt werden müssten.

Der einzige realistische Lösungsansatz bestand darin, die Synchronisation der Wirbelablösung über die Höhe der Pfeiler komplett zu verhindern. Das Phänomen der wirbelerregten Querschwingungen ist besonders bei zylindrischen Bauteilen wie zum Beispiel hohen Schornsteinen weit verbreitet. Hier sind jedoch Gegenmaßnahmen bekannt. Die sogenannte Scruton-Wendel verhindert die Synchronisation der Wirbelablösung und damit ein Aufschwingen der gesamten Konstruktion.

Bei rechteckigen Querschnitten – noch dazu mit unterschiedlicher Seitenlänge – war es zu Beginn der Planungen nicht bekannt, ob sich die Synchronisation durch ähnlich einfache Mittel verhindern ließe. Grundsätzlich gab es zu diesem Zeitpunkt die folgenden beiden Ansätze, die aber beide auf Grund des zu erheblichen Aufwands verworfen wurden:

- ❑ Der umströmte Querschnitt hätte durch temporäre Anbauten (z. B. durch mit Planen bespannte Gerüste) so verändert werden können, dass die kritischen

Windgeschwindigkeiten über die tatsächlich zu erwartenden maximalen Windgeschwindigkeiten angehoben worden wären. Neben erheblichen Mengen an Gerüstmaterial und zusätzlichen Fundamenten hätte dieser Ansatz auch zur Folge gehabt, dass die Windlasten auf die Pfeiler deutlich gestiegen wären.

- ❑ Die Pfeiler hätten mit durchlässigen Gerüsten eingerüstet werden können, die eine laminare Umströmung der Pfeiler durch Verwirbelung der Luft im Nahbereich unterbunden hätten. Auch mit diesem Ansatz hätte man aber die Windlast auf den Pfeiler erhöht.

In intensiver Diskussion mit dem zuständigen Windgutachter (Büro Niemann und Partner, Bochum) wurde eine Reihe von möglichen anderen Konstruktionen zur Unterdrückung der Synchronisation entwickelt. Diese Konstruktionen wurden anschließend im Windkanal der Universität Bochum auf ihre Wirksamkeit hin untersucht.

Als wirksamste Konstruktion wurden L-förmige Anbauten ermittelt (Bild 23), die wechselseitig auf der Schmalseite der Pfeiler montiert wurden. Durch diese Konstruktionen konnte die Synchronisation der Wirbelablösung in beiden Anströmrichtungen vollständig unterbunden werden. Ein willkommener Nebeneffekt dieser Anbauten war, dass der c_p -Wert des gesamten Pfeilers so weit gesenkt werden konnte, dass sich die Gesamtlast aus Wind auf die Pfeiler deutlich verringert hat.

Nachdem die grundsätzliche Wirksamkeit der Anbauten nachgewiesen und die Abmessungen entsprechend optimiert waren, musste noch eine Reihe praktischer Probleme gelöst werden, denn die Windabweiser mussten in teilweise großer Höhe



Bild 23: Pfeilermodell mit Anbauten im Windkanal
© Ingenieurgesellschaft Niemann und Partner GbR, Bochum)



Bild 24: Montage der Windabweiser am Boden
(© Hünnebeck Deutschland GmbH, Ratingen)

sowie unterhalb der vorhandenen Kletterbühnen montiert werden. Ebenfalls waren die Konstruktionen auf Grund ihrer Größe und der Verkleidung sehr anfällig gegen Wind bei der Montage.

Zusätzlich kam noch ein erhebliches geometrisches Problem hinzu: bei einer L-förmigen Struktur liegt der Schwerpunkt immer zwischen den beiden Schenkeln. Beim Einbau der Konstruktion in die vorbereiteten Halteschuhe muss diese senkrecht am Kran hängen. Diese lässt sich nur erreichen, wenn die Konstruktion im Schwerpunkt angehängt ist. Der ‚normale‘ Schwerpunkt der Konstruktionen aber liegt in diesem Fall innerhalb des Pfeilers und war damit für den Kran nicht zugänglich. Aus diesem Grund musste eine Verlagerung des Schwerpunktes zu den Krananschlagpunkten mit Hilfe von genau zu berechnenden temporären Kontergewichten erfolgen (s. a. Bild 25).

Die Lage dieser Krananschlagpunkte ist durch die Kletterbühnen darüber festgelegt, da der Einbau der höherliegenden Segmente nur durch den



Bild 25: Einheben eines Windabweisers mit Kontergewicht

(Foto: Sebastian Riegel)

vorhandenen Turmdrehkran erfolgen kann. Hierbei liegt das Kranseil im Bereich der Eckübergänge der Bühnen. Zum Durchlass des Seiles werden die Teleskopbühnen der Bühnen auf Schmalseiten soweit zurückgezogen, dass das Kranseil passieren kann. Anschließend werden diese Öffnungen wieder mit Überwurfbühnen verschlossen

Diese Windabweiserkonstruktionen wurden zum Teil aus mietfähigem Gerüstmaterial erstellt, am Boden vormontiert (Bild 24) und dann mit dem Kran in die entsprechende Position gehoben. Die Endmontage der Anbauten wurde durch Industriekletterer durchgeführt. Für die Verkleidung der Windabweiser wurden speziell konfektionierte LKW-Planen verwendet, die mit UV-beständigen Kabelbindern an der Gerüstkonstruktion befestigt sind.

Die Bilder 25 und 26 zeigen die Montage der Anbauten, wobei Bild 25 den Anbau des ersten Körpers zeigt und Bild 26 die Montage eines späteren Anbaukörpers. Dabei zeigte sich beim Einbau der ersten Windabweiserkonstruktionen, dass diese deutlich einfacher zu montieren sind, wenn die Gerüstplanen erst nach dem Einhängen am Pfeiler montiert werden. Um gleichzeitig zu verhindern, dass die Industriekletterer in großer Höhe mit diesen schweren Planen hantieren müssen, werden diese aufgerollt am obersten Stab der Windabweiser montiert und erst nach Einhängen und Verankern am Pfeiler entrollt, gespannt und befestigt. Die Bilder 27 und 28 zeigen Windabweiserkonstruktionen in Achse 6.

4 Zusammenfassung

Auf Deutschlands zurzeit größter Brückenbaustelle müssen zehn Brückenpfeiler mit bis zu 154 m Höhe hergestellt werden. Durch die Taillierung der Pfeiler und die wechselnden Wandstärken ist der



Bild 26: Endmontage der Gerüstkuben durch Industriekletterer (Gerüstplanen für Einbau noch aufgerollt)

(Foto: Sebastian Riegel)



Bild 27: Windabweiser am Pfeiler Achse 6
(©LBM: Landesbetrieb Mobilität Trier,
Rheinland-Pfalz)



Bild 28: Schmalseite eines Pfeilers mit Wind-
abweisern (© Hünnebeck Deutschland
GmbH, Ratingen)

Querschnitt der Pfeiler hoch variabel und dementsprechend aufwendig herzustellen.

In enger Abstimmung mit der Baustelle wurde durch Hünnebeck Deutschland ein Konzept für eine modular aufgebaute Kletterschalung entwickelt, mit welcher alle notwendigen Anpassungen schnell, sicher und gut planbar durchgeführt werden konnten. Durch den modularen Aufbau konnten alle Anpassungen ohne einen einzigen Sägeschnitt durchgeführt werden und alle Teile der Schalung an den darauf folgenden Pfeilern wieder verwendet werden.

Zusätzlich konnte durch Entwicklung und Einsatz innovativer Windabweiser das Entstehen wirbelerregter Querschwingungen komplett unterbunden werden, womit auch der Nachweis des Fundaments vom Pfeiler Achse 3 im Bauzustand möglich wurde.

Literatur

- [1] Landesbetrieb Mobilität Trier / www.hochmoseluebergang.rlp.de (geprüft am 23.11.2015)
- [2] DIN EN 1991-1-4: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2005 + A1:2010 + AC:2010. 12/2010

Verstärkung von Brücken mit externer Vorspannung – Einsatzbereiche und Randbedingungen

Dipl.-Ing. Michael Buschlinger, Dipl.-Ing., MBA Annette Jarosch
BBV Systems GmbH, Bobenheim-Roxheim

Zusammenfassung

Im Zuge der Nachrechnungen von Brücken zeigt sich, dass die Anforderungen der DIN-Fachberichte viel zu oft nicht eingehalten werden können. Eine effektive, schnelle und kostengünstige Steigerung der Trag- und Gebrauchsfähigkeit von Brücken ist durch eine Ertüchtigung mit externer Vorspannung möglich. Hierbei kann zusätzlich die Nutzungsdauer durch die Verstärkung deutlich erhöht werden. Die Spannverfahren der BBV Systems GmbH ermöglichen eine effiziente, flexible und wirtschaftliche Lösung der geplanten Verstärkungsmaßnahmen. Nach Ausführung der Maßnahme genügt das Bauwerk den Anforderungen der DIN-Fachberichte.

Das Bauwerk setzt sich aus zwei getrennten Überbauten (Ost und West) zusammen, welche sich jeweils in Längsrichtung in vier Durchlaufträgersysteme unterteilen (Teilbauwerke A bis D).

Der Brückenüberbau ist in Längs- und Querrichtung vorgespannt und wurde ursprünglich für die Lasten der Brückenklasse 60/30 nach DIN 1072 [1] nachgewiesen [2]. Das Bauwerk wurde im Zuge einer Nachrechnung überprüft. Die Untersuchung hat ergeben, dass die zulässigen Schwingbreiten der Spanngliedkopplung überschritten sind. Es wurde entschieden, eine grundlegende Instandsetzung und Verstärkung mit zusätzlichen, externen Spanngliedern zur Erhöhung der Nutzungsdauer durchzuführen.

1 Talbrücke Pfeddersheim

1.1 Bauwerkskonstruktion

Die Talbrücke Pfeddersheim im Zuge der BAB A 61 befindet sich in der Nähe der Ortschaft Pfeddersheim, westlich von Worms (Bild 1). Sie wurde von Polensky & Zöllner zwischen 1972 und 1975 in vier Teilbauwerken und 34 Bauabschnitten mit freitragender Vorschubrüstung hergestellt (siehe Bild 2).

1.2 Verkehrsbelastung

Die Verkehrsbelastung liegt bei ca. 52.500 Fahrzeugen pro Tag (DTV 2000) mit einem außergewöhnlich hohen Schwerlastanteil von etwa 23 % [3]. Eine Umfahrung der Brücke ist für PKW leicht möglich, die große Anzahl an LKW ist jedoch im Falle einer Umfahrung in der ländlichen Region kaum vertretbar und mit einem Umweg von mehr als 5 km verbunden.



Bild 1: Talbrücke Pfeddersheim, Brückenansicht

(Foto: Michael Buschlinger, BBV)

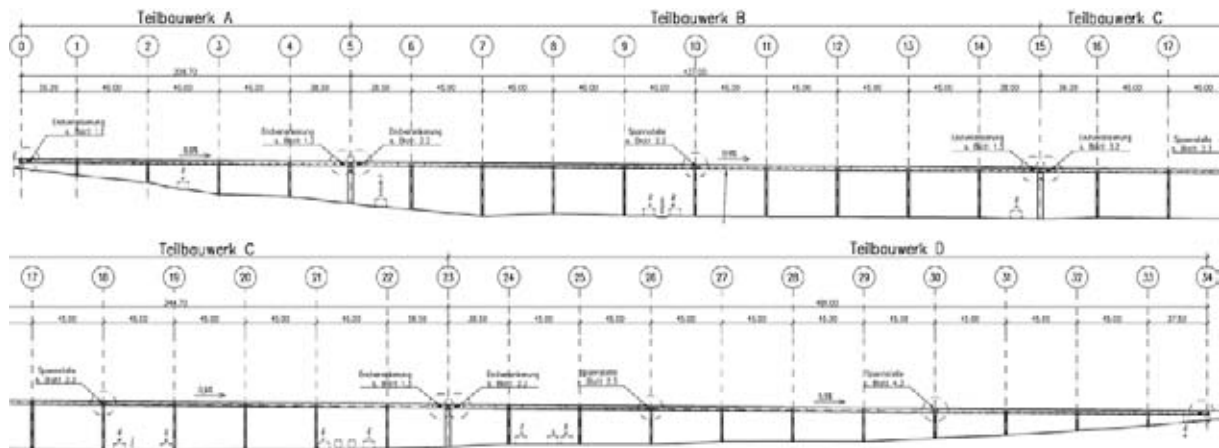


Bild 2: Talbrücke Pfeddersheim, Längsschnitt mit Teilbauwerken A bis D (Zeichnung: Büro KuH, Frankfurt)

Die vier Teilbauwerke besitzen aufsummiert eine Gesamtlänge von ca. 1.470 m, einen minimalen Krümmungsradius im Grundriss von $R = 4.000$ m, eine Längsneigung von max. 0,9 % und eine Querneigung der Fahrbahnplatte von max. 2,5 %. Die beiden voneinander getrennten Überbauten bestehen jeweils aus einem zweizeiligen Hohlkastenquerschnitt mit einer Querschnittshöhe von 2,70 m und einer Fahrbahnplattenbreite von 15,75 m (siehe Bild 3). Die Außenabmessungen bleiben beim Übergang vom Feld- zum Stützquerschnitt konstant, so dass die Veränderungen der Bauteilabmessungen durch Variation der Innenabmessungen erfolgen.

- ❑ Quervorspannung der Fahrbahnplatte: Spannglieder Typ Polensky & Zöllner PZ A40, Sigma Oval 40 (St 145/160)
- ❑ Bauart: zweizeiliger Hohlkasten als Spannbetondurchlaufträger
- ❑ Brückenklasse: DIN 1072: 60/30 [1]
- ❑ Breite zw. Geländern: 31,00 m bis 34,00 m im Aufweitungsbereich
- ❑ Fahrbahnbreite: 11,75 m bis 13,25 m im Aufweitungsbereich
- ❑ Brückenfläche: ca. 45.700 m²
- ❑ Gründung: Flachgründung auf Betonfundamenten
- ❑ Unterbauten: begehbare Hohl Pfeiler, begehbare Trennpfeiler, kastenförmige Widerlager

1.3 Baustoffe

- ❑ Überbau: Beton B450, Betonstahl III, in Teilbereichen auch Betonstahl I
- ❑ Längsvorspannung: Spannglieder Typ Polensky & Zöllner PZ A100, Sigma Oval 40 (St 145/160)

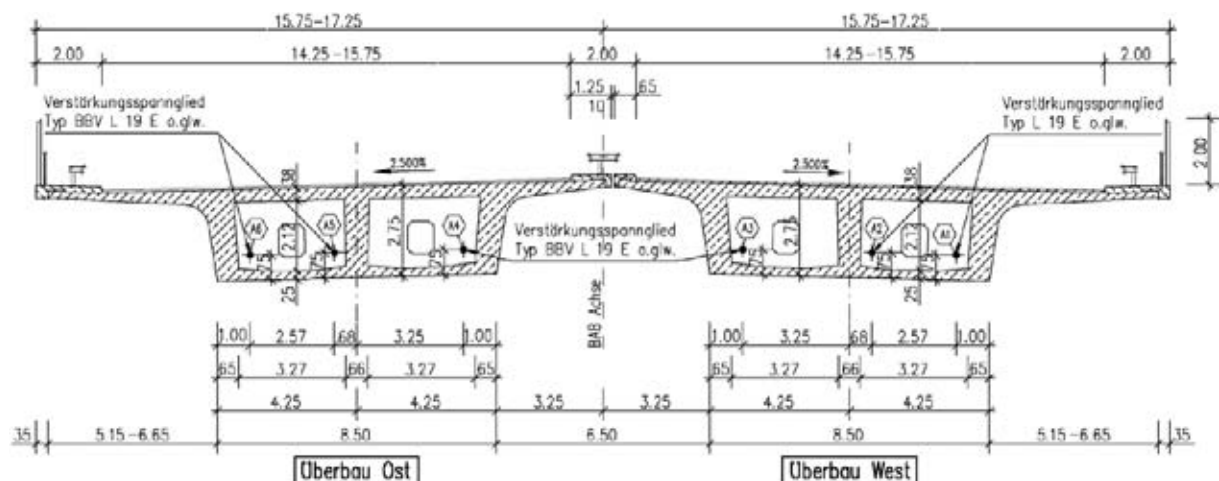


Bild 3: Talbrücke Pfeddersheim, Brückenquerschnitt (Zeichnung: Büro KuH, Frankfurt)

1.4 Bisherige Erhaltungsmaßnahmen und Umbauten

- 1985: Errichtung der Lärmschutzwände auf den Außenkappen
- 1988: Austausch sämtlicher Rollenlager durch Kalottenlager
- 2005: Instandsetzung der Übergangskonstruktionen
- 2005: Erneuerung des Fahrbahnbelags einschließlich der Abdichtung, Erneuerung der Innenkappen, Betoninstandsetzung der Außenkappen
- 2012: Erneuerung der Schutzplanken auf den Außenkappen

1.5 Zustand des Bauwerks

Der Zustand der Teilbauwerke wurde wegen der bei der letzten Bauwerksprüfung festgestellten Schäden mit Zustandsnoten zwischen 3,0 und 3,3 bewertet. Für das Bauwerk typische Schäden sind u. a.:

- Risse an den Koppelfugen,
- korrodierte und teilweise freiliegende Oberflächenbewehrung,
- lokale Betonschäden infolge von Herstellungsfehlern,
- Bewehrungskorrosion sowie Durchfeuchtungen mit Aussinterungen an den Teilbauwerken.

Die Mehrzahl der festgestellten Schäden hat nur lokalen Einfluss.

Das Bauwerk wurde im Zuge einer Nachrechnung überprüft. Die Untersuchung der Spanngliedkopplung hat ergeben, dass die zulässigen Schwingbreiten überschritten sind. Vom LBM ABA Montabaur wurde daher entschieden, eine grundlegende Instandsetzung und Verstärkung mit zusätzlichen externen Spanngliedern zur Erhöhung der Nutzungsdauer durchzuführen. Die aktuell geplante Verstärkung des Überbaus mit externen Spanngliedern genügt nach Ausführung der

Maßnahme den Anforderungen der DIN-Fachberichte [4]

1.6 Verstärkungsmaßnahmen und Ertüchtigung der Pfeddersheimer Talbrücke

Die Planung wurde vom Ing.-Büro König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH und Co.KG, Frankfurt/Main, auf Grundlage der Bestandspläne durchgeführt. Die ausführungsfähigen Entwurfspläne werden dem AN für die Bauausführung zur Verfügung gestellt.

- Die Teilbauwerke A bis D werden jeweils mit drei externen Spanngliedern mit einer Spannkraft von $P_{m,0} = 3.876 \text{ kN}$ (BBV L19, Typ E) verstärkt. Die Vorspannung wird stufenweise aufgebracht.
- Die Spannglieder werden so angeordnet, dass neben jedem Längsträger bzw. Steg ein Spannglied verläuft (in der äußeren Hohlkas-

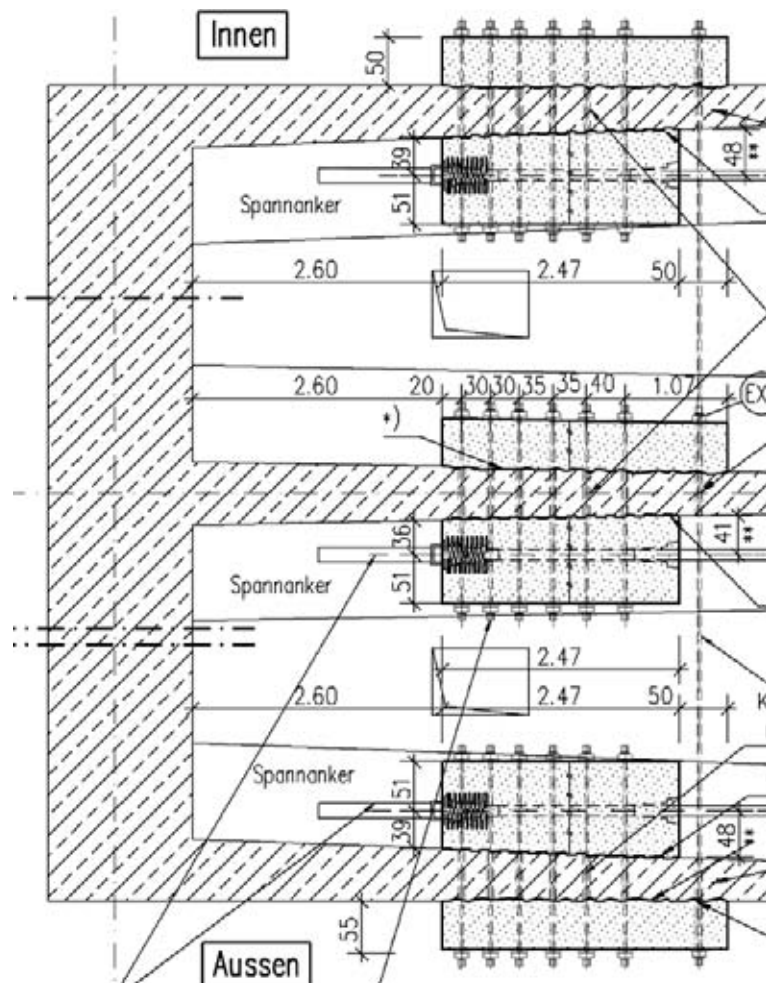


Bild 4: Grundriss Lasteinleitungsblöcke

(Zeichnung: Büro KuH, Frankfurt)

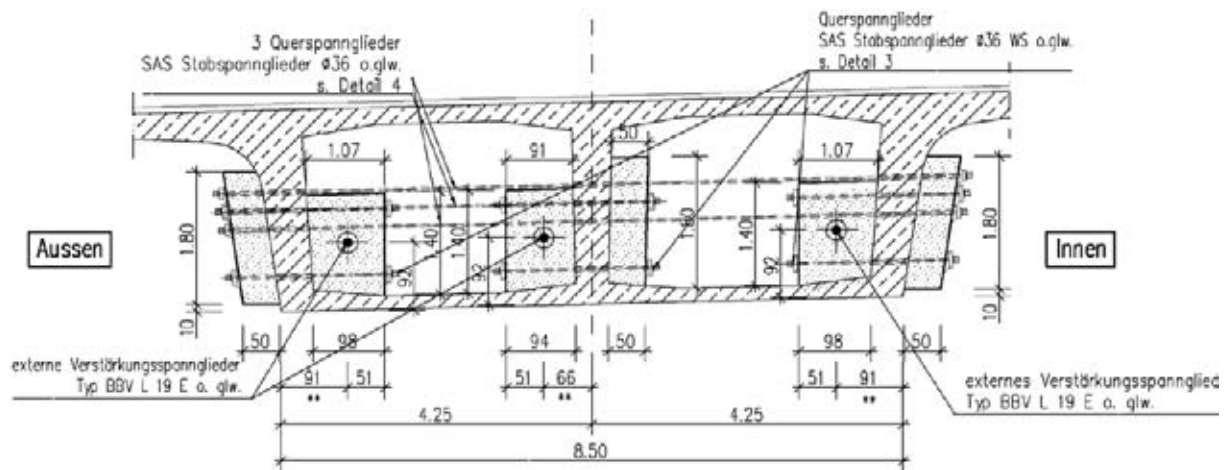


Bild 5: Querschnitt Lasteinleitungsblöcke

(Zeichnung: Büro KuH, Frankfurt)

tenzelle zwei Spannglieder, in der inneren Zelle ein Spannglied – siehe Bilder 4 und 5). Bestehende Treppenzugänge (Öffnungen für ausfahrbare Treppen zu den Pfeilerpodesten) können damit weiterhin genutzt werden.

- ❑ In den Teilbauwerken B, C und D werden die Spannglieder aufgrund der Bauwerkslängen in den Stützachsen gestoßen. Durch die Anordnung dieser Übergreifungsstellen werden Spanngliedlängen von ca. 200 m eingehalten.
- ❑ In den Achsen der Übergreifungsstellen sind günstige Platzverhältnisse vorhanden, so dass die Spannglieder von diesen Achsen aus vorgespannt werden.
- ❑ Im Teilbauwerk A sind keine Übergreifungsstellen notwendig. Hier wird von Achse 0 aus vorgespannt.



Bild 6: Unterseite der Schwelme-Brücke vor den Ertüchtigungsmaßnahmen 2015 (Foto: Annette Jarosch, BBV)

2 Schwelme-Talbrücke

Die Schwelme-Talbrücke ist Teil der A 1 und befindet sich an den Anschlussstellen Wuppertal-Langerfeld und Wuppertal-Ronsdorf. Die Brücke überführt die Bundesstraße B 7, eine Gemeindestraße (Dieselstraße), fünf elektrifizierte Gleisanlagen der Deutschen Bahn und einen Fluss, die Schwelme. Das Brückenbauwerk wurde in den Jahren 1959 bis 1960 von der Firma Hochtief erbaut und im Jahr 2006 mit zwei außen liegenden Stahlverbundbrücken ergänzt [5].

2.1 Bauwerkskonstruktion der Spannbetonbrücke

Die Schwelme-Talbrücke besteht aus vier parallel nebeneinander liegenden getrennten Überbauten. Die beiden inneren Überbauten – Teilbauwerke 2 und 3 – stellen das ursprüngliche Bauwerk aus dem Jahr 1960 dar. Im Zuge eines sechsstreifigen Ausbaus der A 1 im Jahr 2006 wurde die Brücke durch zwei weitere Hohlkästen in Stahlverbundbauweise – Teilbauwerke 1 und 4 – verbreitert (siehe Bild 6).

Die ursprüngliche Brücke besteht jeweils aus zwei einzelligen Spannbetonhohlkästen, die in Längs- und Querrichtung vorgespannt sind. Die Hohlkästen haben eine Konstruktionshöhe von ca. 3 m und sind begehrbar (siehe Bild 7). Jedes Teilbauwerk hat eine Breite von 15,45 m und die Brücke eine Gesamtlänge von 207,5 m, die sich in drei Felder aufteilt. Die Stützweiten der Randfelder betragen 60 m und

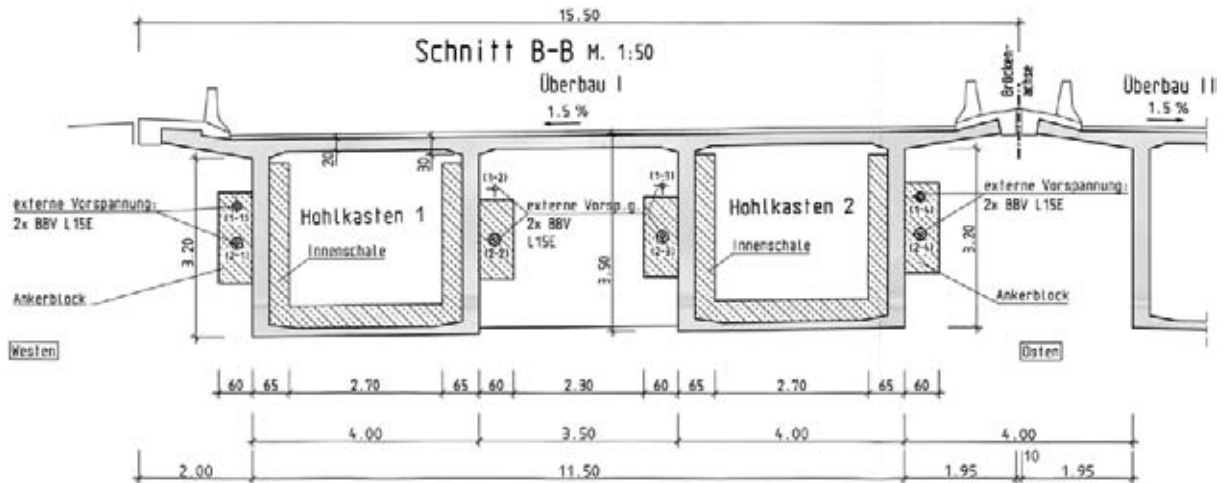


Bild 7: Schwelme-Brücke, Querschnitt Teilbauwerk 3, Fahrtrichtung Köln
(Zeichnung: Ing.-Gesellschaft Thomas und Bökamp, Münster)

die des Mittelfeldes 87 m (siehe Bild 8). An den Widerlager- und Pfeilerachsen und in den Viertelpunkten der einzelnen Felder sind die Hohlkästen eines Teilbauwerks über Querwände miteinander verbunden.

bahnplatte sind ebenfalls in Querrichtung vorgespannt. Die Spannglieder verlaufen im Bereich des Stützmomentes in der oberen Fahrbahnplatte und im Bereich des Feldmomentes in der Bodenplatte. Die Überlappung dieser Spannglieder ist bei der Schwelme-Brücke sehr gering. Zusätzlich fehlt eine Rückhängebewehrung bzw. erhöhte Schubbewehrung in den Stegen und führt somit zu starker lokaler Schubbeanspruchung der Stege.

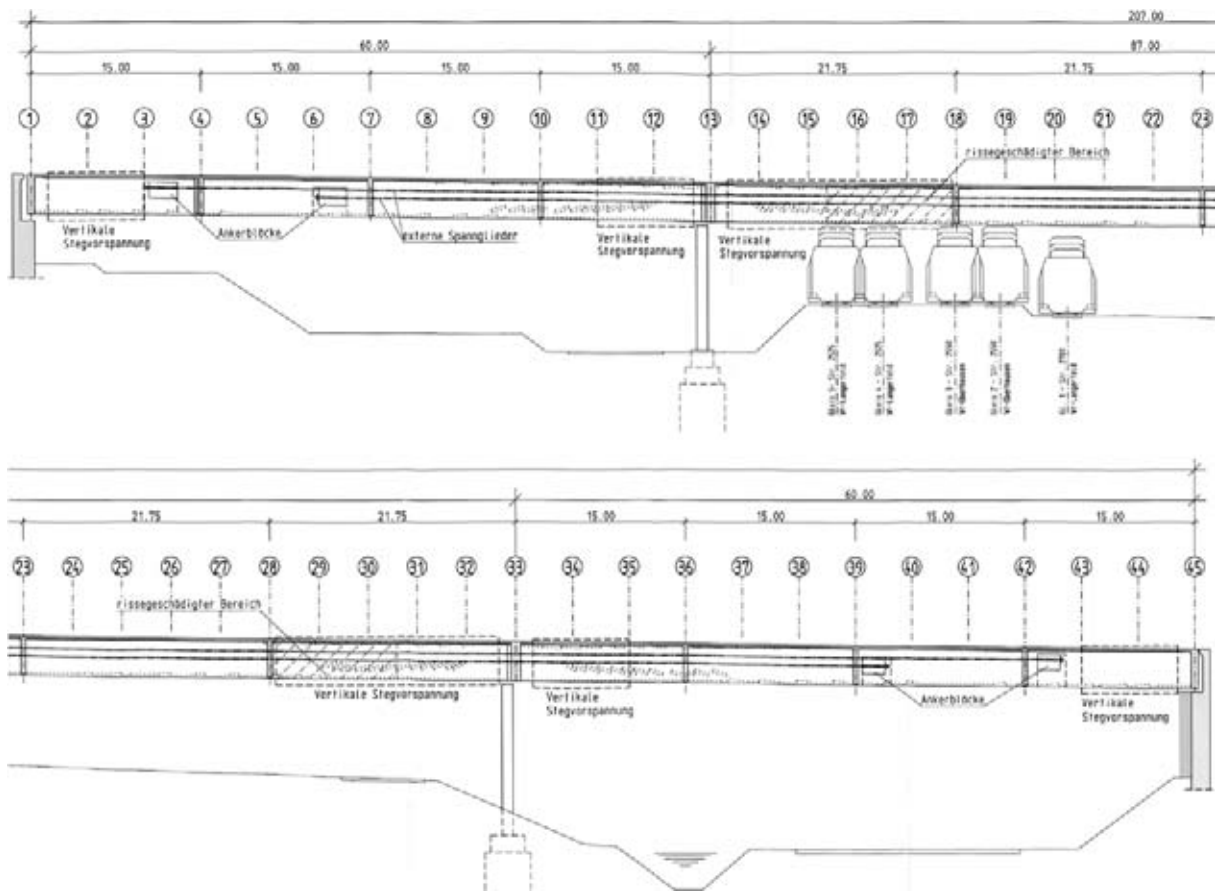


Bild 8: Längsschnitt Schwelme-Brücke
(Zeichnung: Ing.-Gesellschaft Thomas und Bökamp, Münster)

2.2 Baustoffe der Spannbetonbrücke (Teilbauwerke 3 und 4)

- ❑ Hohlkasten: Beton B450, schlaffe Bewehrung Betonstahl II
- ❑ Längs- und Quervorspannung: Holzmann KA (und Interspann), Sigma-Spannstahl, rund, Ø 8 mm, 12 Drähte je Spannlied, St 135/150
- ❑ Bauart: zwei einzellige Hohlkästen mit Querträgern als Spannbetondurchlaufträger
- ❑ Brückenklasse: nicht nachweisbar
- ❑ Gesamtlänge: 207 m
- ❑ Gesamtbreite: 2 × 15,45 m
- ❑ Brückenfläche: 2 × 3.208 m²
- ❑ Lichte Höhe: mindestens 7,64 m

2.3 Zustand des Bauwerks und Verkehrssituation

Die Schwelme-Brücke weist eine ausgeprägte Rissbildung in den Stegen und der Bodenplatte der Hohlkästen auf:

- ❑ Schrägrisse in den Stegen im Stütz- und Widerlagerbereich – Rissbreite bis 0,75 mm,
- ❑ halbrunde Risse in der Bodenplatte in den Mittelfeldern – Rissbreite bis 0,9 mm.

Die Nachrechnung des Bauwerks wurde von dem Ingenieurbüro Thomas & Bökamp durchgeführt und ergab deutliche Defizite der vorhandenen Schubbewehrung der Spannbeton-Teilbauwerke 2 und 3. Die Nachweise nach DIN 4227 (1988) [6] ergaben ebenfalls, dass die Hauptzugspannungen nicht eingehalten werden können:

- ❑ Es sind Defizite der vorhandenen Schubbewehrung im Bereich der Zwischenstützen und der Widerlager festgestellt worden.
- ❑ Der Nachweis der Hauptzugspannungen nach DIN 4227 (1988) im Bruchzustand zeigt, dass die vorhandene Bewehrung auf Basis des Normenstandes vor Einführung der DIN-Fachberichte im Jahr 2003 nicht ausreicht (Stufe 2 der Nachrechnung entsprechend [7]).

Aufgrund der Ergebnisse wurde der Verkehr der Schwelme-Brücke stark eingeschränkt. Die Kompensationsmaßnahme beinhaltet, dass die Fahr-

spuren der Teilbauwerke 2 und 3 ausschließlich für PKW zugelassen sind. Fahrzeuge schwerer als 3,5 t müssen über die beiden äußeren Stahlverbundbrücken (Teilbauwerke 1 und 4) geleitet werden. Zusätzlich wurde eine stetige Überwachung angeordnet, die ein Rissmonitoring und eine kontinuierliche Messung der Verkehrsbelastung beinhaltet.

2.4 Bisherige Erhaltungsmaßnahmen und Umbauten

- 1960: Bau der Spannbeton-Hohlkastenbrücke – Teilbauwerke 2 und 3,
- 2006: Erweiterung der Brückenbreite mit zwei außen liegenden Stahlverbundbrücken – Teilbauwerke 1 und 4,
- 2013: Verkehrsbegrenzung: Sperrung der Teilbauwerke 2 und 3 für Fahrzeuge > 3,5 t und Brücken-Monitoring,
- 2015: Notinstandsetzung und Ertüchtigung des Teilbauwerks 3,
- ab 2016: Geplanter Ersatzneubau von Teilbauwerk 4 und anschließend von 3.

2.5 Verstärkungsmaßnahmen und Ertüchtigung der Schwelme-Talbrücke

Die Verstärkungsmaßnahmen der Brücke wurden für eine Flächenlast von 2,5 kN/m² über die gesamte Brückenbreite und ein Tandemsystem mit zwei Achsen à 240 kN bemessen. Eine Ertüchtigung der Brücke, die zukünftig auch LKW-Verkehr aufnehmen kann, ist nicht möglich, da die Querschnitte der Brücke zu filigran sind und eine externe Vorspannung durch die hohen Beanspruchungen durch die konzentrierte Lasteinleitung im Verankerungsbereich nicht möglich ist. Eine Ertüchtigung, die den Anforderungen des Lastmodells 1 nach DIN-Fachbericht [8] gerecht wird, ist somit nicht möglich.

Die Verstärkung des Teilbauwerks 3 (Fahrtrichtung Köln) dient als Vorbereitungsmaßnahme für den anschließenden Ersatzneubau der beiden Stahlbeton-Teilbauwerke. Ziel ist eine Notinstandsetzung des Teilbauwerks 3, um die aktuellen Defizite aus der unzureichenden Schubbewehrung aufzunehmen, und zusätzlich eine Ertüchtigung, um den erhöhten Verkehr aufzunehmen, der durch die Verkehrsumleitung (4+0-Verkehrsführung)

SPANNSTAHLGÜTE; NENNQUERSCHNITT:	ST 1570/1770 140 mm ²	ST 1570/1770 150 mm ²	ST 1660/1860 140 mm ²	ST 1660/1860 150 mm ²
SPANNGLIED	P _{0,MAX} [KN]	P _{0,MAX} [KN]	P _{0,MAX} [KN]	P _{0,MAX} [KN]
BBV L3E	567	608	605	648
BBV L4E	756	810	806	864
BBV L5E	945	1.013	1.008	1.080
BBV L7E	1.323	1.418	1.411	1.512
BBV L9E	1.701	1.823	1.814	1.944
BBV L12E	2.268	2.430	2.419	2.592
BBV L15E	2.835	3.038	3.024	3.240
BBV L19E	3.591	3.848	3.830	4.104
BBV L22E	4.158	4.455	4.435	4.752
BBV L27E	5.103	5.468	5.443	5.832
BBV L31E	5.859	6.278	6.250	6.696

Werte basieren auf $f_{p0,1k} = 1.500 \text{ N/mm}$ (St 1570/1770), bzw. 1.600 N/mm (St 1660/1860)
mit $P_{0,max} = 0,90 \times f_{p0,1k} \times A_p$

Bild 11: Übersicht der BBV-Typ-E-Spannglieder [9]

Nutzungsdauer durch die Verstärkung deutlich erhöht werden.

3.1 Externes Litzenspannverfahren

Beim externen Litzenspannverfahren BBV Typ E nach Z-13.3-131 [9] oder ETA-11/0123 [10] werden 7-drähtige Spannstahllitzen mit einem Nennquerschnitt von 140 mm² oder 150 mm² verwendet. Als Spannstahlgüten kommen St 1570/1770 oder St 1660/1860 zur Anwendung. Das Spannverfahren beinhaltet Spannglieder von 3 bis 31 Litzen (siehe Bild 11). Die maximale Vorspannkraft beträgt $P_{m0,max} = 6.696 \text{ kN}$. Die schrittweise Abstufung der Vorspannkraft ermöglicht die effiziente Anpassung an den speziellen Anwendungsfall.

Das externe Litzenspannverfahren wurde zur Baustellenfertigung entwickelt und ist im Neubau sowie bei Verstärkungsmaßnahmen anwendbar. Der Zusammenbau der Spannglieder erfolgt auf der Baustelle. Bauseitige Leistungen, wie z. B. die Bereitstellung von geeigneten Hebezeugen, Mobilkränen etc., zum Verlegen der Spannglieder werden nicht benötigt. Das Einpressen der Korrosionsschutzmasse erfolgt nach Verlegung der Spanngliederstränge auf der Baustelle. Die Spannglieder sind durch den Transport (Gewicht und Trommelkapazität) nicht in ihrer maximalen Länge begrenzt. Die exakte Spanngliedlänge wird erst beim Einbau ermittelt. Flexibel können Planungsänderungen und Baustellenimperfectionen abgefangen werden. Um einen zügigen Baufortschritt zu gewährleisten, ermöglicht das externe Litzenspannverfahren das Aufbringen der vollen Vorspannung bereits ab einer Betonfestigkeit von $f_{cmj,cube} = 28 \text{ N/mm}^2$.



Bild 12: Verankerung Vorspannverfahren BBV Typ E [9]

Durch Verwendung von Mehrflächenankern (siehe Bild 12) bei den Spanngliedtypen BBV L12E bis BBV L31E können sehr geringe Achs- und Randabstände realisiert werden. Durch kleine Umlenkradien und große Umlenkwinkel ist die Spanngliedführung in Längsrichtung exakt an den gewünschten Kräfteverlauf anpassbar.

Die Spannglieder sind nachspann- und auswechselbar. Die Korrosionsschutzmasse kann witterungsunabhängig in einem Arbeitsgang

eingbracht werden. Die Baustellenfertigung der Spannglieder garantiert einen reibungslosen und zügigen Ablauf der Vorspannarbeiten. Die variable Ausbildung der Umlenkgeometrien reduziert die Materialkosten der Umlenkstellen und den Arbeitsaufwand beim Einbau.

3.2 Endverankerungen F und S

Die zweiteilige Verankerung mit Ankerplatte/Ankerkörper und Lochscheibe wird üblicherweise als Spannanker S (siehe Bild 13) oder Festanker F eingesetzt.

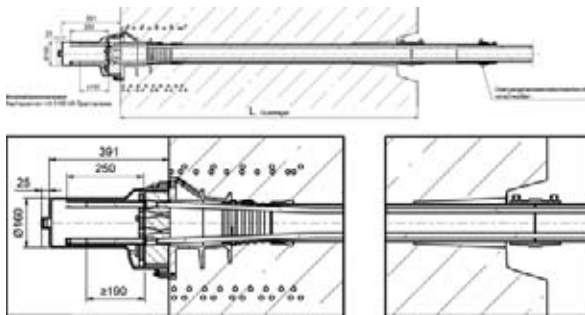


Bild 13: Detail Spannanker S (Zeichnung: BBV)

Als Hüllrohre werden PE-Rohre nach DIN EN 12201-2 [11] verwendet. Im Bereich des Spann- und Festankers geht das Übergangsrohr in das Anschlusshüllrohr über. Am Spannanker bewegt sich das Hüllrohr während des Spannvorgangs in das größere Anschlusshüllrohr (siehe Bild 14).

3.3 Umlenkstellen

Der Übergang des Umlenkbereichs zur freien Spanngliedlänge ist mit einer trompetenartigen Aufweitung so ausgebildet, dass zusätzlich zum planmäßigen Umlenkwinkel α allseitig ein unplanmäßiger Umlenkwinkel von mindestens $\Delta\alpha \geq 3^\circ$ knickfrei aufgenommen werden kann.

Um Umlenkstellen wirtschaftlich ausführen zu können, hat BBV Systems drei Varianten zur kon-



Bild 14: Endverankerungen im Lasteinleitungsblock (Fotos: Michael Buschlinger, BBV)

struktiven Ausbildung der Umlenkgeometrien entwickelt. Bei Neubauten kommen die Typen R und S (siehe Bilder 15 und 16) zur Anwendung. Beim Typ S mit Schalkörpern (Diabolos) wird der planmäßige Umlenkwinkel α und der unplanmäßige Umlenkwinkel $\Delta\alpha \geq 3^\circ$ nach dem Ausbau/Ziehen der Diabolos im Beton als trompetenartige Aussparung abgebildet. BBV liefert die Diabolos zum bauseitigen Einbau auf die Baustelle. Durch mehrfache Verwendung stellt BBV Systems damit eine kostengünstige Variante zur Herstellung der Umlenkstellen zur Verfügung.

Bei Bestandsbauwerken wird der Typ F (siehe Bilder 17 und 18) ausgeführt. Hierbei bietet die Umlenk-hülse Vorteile gegenüber der Umlenkhalb-schale:

- kleine Kernbohrungsdurchmesser und damit geringere Wahrscheinlichkeit, dass vorhandene Spannstahtbewehrung durchtrennt werden muss,
- Baustellenimperfectionen / Bohrungenauigkeiten können beim Einbau in die Kernbohrung in gewissem Maße ausgeglichen werden,
- keine Nachjustierungen der Formteile während des Spannvorgangs, unplanmäßiges Anliegen des Spanngliedes am Austritt aus den Umlenkstellen wird verhindert und
- keine Knicke in der Spanngliedführung über die Umlenkstelle.

Mit einem Stahlumlenteil mit innenliegenden Umlenk-hülsen können externe Spannglieder außerhalb des Betonquerschnitts umgelenkt werden (siehe Bild 18).

3.4 Montage der Spannglieder

Einbauteile

Auf der Baustelle werden die Ankerplatten, Ankerkörper, Übergangsrohre, Anschlusshüllrohre, Schalkörper der Verankerungen, Wendeln und Zusatzbewehrung einbetoniert. An den Umlenkstellen werden, je nach Ausführung, Durchdringungsrohre (gerade oder vorgebogen) und ggf. Schalkörper einbetoniert. Es können auch Umlenkstellen nur mit Schalkörpern und bei Bedarf Aussparungsrohren (je nach Länge der Querträger) hergestellt werden. Bei bestehenden Bauwerken können die Aussparungen z. B. durch Kernbohrungen hergestellt werden.

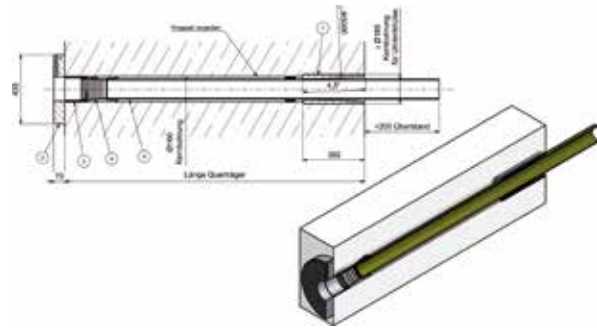
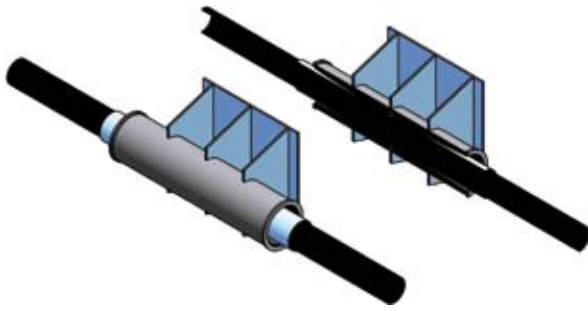


Bild 19: Spanngliedverankerungen im Bestandsbeton wahlweise mit Umlenkhäuse am Betonaustritt (Zeichnung: BBV)



Bild 18: Umlenkung Typ F, Stahlumlenkteil mit innenliegenden Hülse (Zeichnung und Foto: Annette Jarosch, BBV)

Spanngliedkopplungen mittels Einzellitzenkopplungen

Mit den Einzellitzenkopplungen können die Spanngliedlitzen beliebig, einfach und wirtschaftlich gestoßen bzw. gekoppelt werden (siehe Bild 21).

3.6 Stabspannglieder

Zur Verankerung von zusätzlichen Querträgern und Umlenkblöcken der externen Vorspannung in bestehenden Brückenbauwerken werden Macalloy-Stabspannsysteme nach ETA-07/0046 [13] oder nach deutscher Anwendungszulassung Z-13.71-700461 [14] oder Z-13.72-700462 [15] eingesetzt (Tabelle 1). Die Stahlspannstäbe St 835/1030 sind warmgewalzt und gereckt. Das Macalloy-1030-Post-Tensioning-System entspricht den Anforderungen der ETAG 013 [12] und ist für das Vorspannen mit Spanngliedern mit oder ohne Verbund für Beton- und Verbundkonstruktionen geeignet. Die Zugfestigkeit der Spannstahlsorte Y1030-H wird gemäß prEN 10138-4 [16] ausgeführt. Die Gewindestäbe sind in Durchmessern von 25, 26,5, 32, 36, 40 und 50 mm erhältlich. Die Enden der Glatstäbe, welche auf Bestelllänge geschnitten

Ankerplatten, aufgesetzt ohne Zusatzbewehrung

Auf den Bestandsbeton aufgesetzte Ankerplatten, welche die Lastweiterleitung in den Beton ohne Zusatz- bzw. Wendelbewehrung gewährleisten (siehe Bilder 19 und 20).

Spanngliedbezeichnung			Einheit	L3 E	L4 E	L5 E	L7 E	L9 E	L12 E	L15 E	L19 E	L22 E
Ankerplatte												
Außendurchmesser	ØD	mm	235	250	270	310	345	390	435	480	515	
Dicke	T	mm	50	50	50	55	60	65	70	75	80	
Lochdurchmesser	Lo	mm	72	81	83	93	113	131	150	163	183	
Anschlussstutzen												
max. Durchmesser, außen	A	mm	Kein Anschlussstutzen erforderlich						139,7	152,4	168,3	193,7
Länge	L	mm							117	133	152	168
Durchdringungsrohr oder Kernbohrung												
max. Durchmesser	K	mm	160	160	160	170	190	200	225	230	250	
Verankerungen (S) und (F)												
Achsabstand der Platten*												
$f_{cm,cube} = 38 \text{ N/mm}^2$		mm	285	315	345	405	450	520	580	660	720	

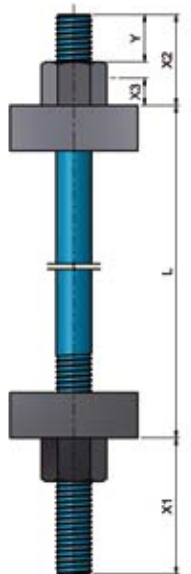
* Randabstand = Achsabstand / 2 – 10mm + Betondeckung

Bild 20: Geometrie der aufgesetzten Ankerplatten

(Quelle: BBV)

Tabelle 1: Vorspannkraften beim Macalloy-Stabspannverfahren für Glatt- und Gewindestäbe, Stahlgüte St 835/1030 intern mit nachträglichem Verbund / ohne Verbund, Kennwerte aus [13]

Kennwert	Nenn-Ø [mm]					
	25	26,5	32	36	40	50
Nennquerschnitt [mm ²]	491	552	804	1018	1256	1964
Nennmasse [kg/m]	3,85	4,33	6,31	7,99	9,86	15,41
Bruchlast [kN]	506	568	828	1048	1294	2022
Max. Vorspannkraft [kN]						
$P_{m0,max} = 0,8 \times \text{Bruchlast}$	405	454	662	834	1035	1618
Max. Vorspannkraft [kN]						
$P_{0,max} = 0,95 \times \text{Bruchlast}$	480	539	786	995	1229	1920



werden, sind mit kaltgerolltem Gewinde versehen. Es besteht ebenfalls die Möglichkeit, die Stäbe mit durchgehendem Gewinde zu bestellen.

Stabspannglieder mit nachträglichem Verbund sind vollständig im Konstruktionsbeton eingebettet. Der Verbund und der Korrosionsschutz werden durch den Einpressmörtel nach EN 447 [17] gewährleistet (siehe Bild 22).

Interne Stabspannglieder Macalloy ohne Verbund und mit freiem Spannkanal

Stabspannglieder ohne Verbund können innerhalb des Bauteilquerschnittes eingebaut werden

(siehe Bild 23). Der Korrosionsschutz wird durch Korrosionsschutzmasse oder durch Schrumpfschläuche gewährleistet. Die Stabspannglieder können jederzeit entspannt, nachgespannt oder ausgetauscht werden.

4 Bauwerksmonitoring

Bauwerksmonitoring umfasst die Überwachung und Analyse von Bauwerken sowie die Entwicklung neuer Systeme und Komponenten der Messtechnik im Rahmen von nationalen und internationalen Forschungsprojekten. Für aussagekräftige

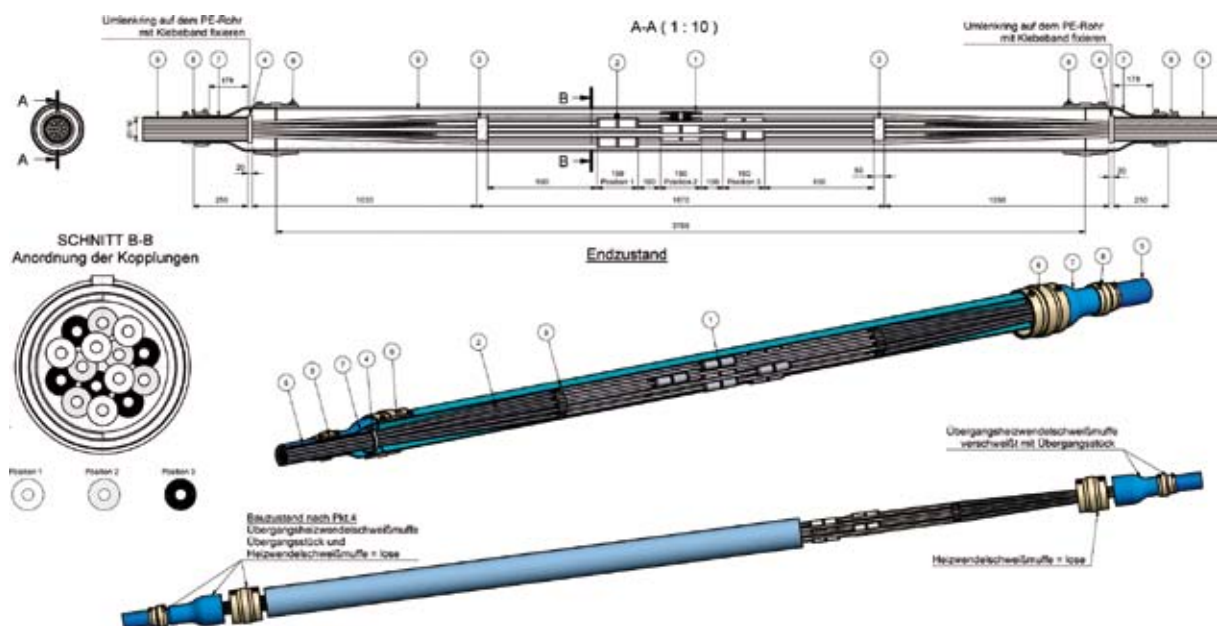


Bild 21: Detailzeichnung der Spanngliedkopplungen

(Zeichnung: BBV)

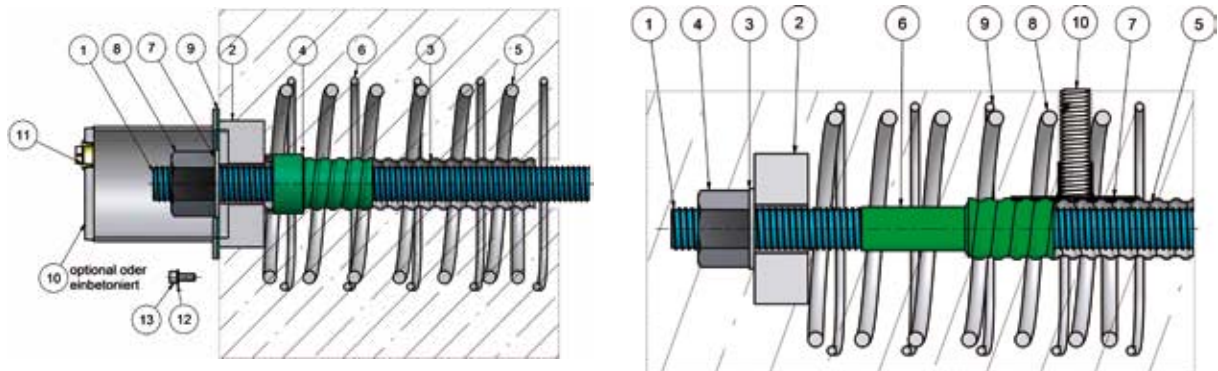


Bild 22: Stabspannglieder mit nachträglichem Verbund (Spannanker und einbetonierter Festanker (Zeichnung: BBV)

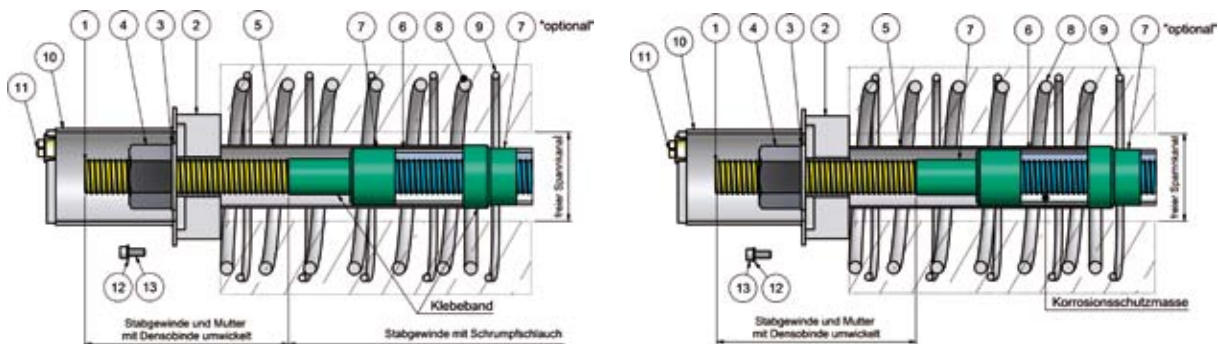


Bild 23: Stabspannglied ohne Verbund mit freiem Spannkanal, aufgesetzter Ankerplatte (mit Schrumpfschlauch oder Korrosionsschutzmasse (Zeichnung: BBV)

Untersuchungen ist ein Ambient-Vibration-Monitoring empfehlenswert. Hier wird das dynamische Schwingungsverhalten eines Bauwerks analysiert und abgebildet. Die BRIMOS®-Technologie basiert auf dem Prinzip des Ambient-Vibration-Monitorings und findet seit vielen Jahren Anwendung im Bereich der Bauwerksdiagnose (Structural-Health-Monitoring).

Schrägseilen jederzeit einfach und leicht überprüfen (siehe Bild 24). Grundsätzlich besteht in der Praxis ein großer Bedarf, die wirksame Spannkraft bzw. deren zeitliche Entwicklung technisch und wirtschaftlich sinnvoll zu überprüfen. Insbesondere ist auch die Begleitung des Spannvorganges durch dynamische Messungen während den Bauphasen von Bedeutung, um die aktuelle Kabelkraft mit den geforderten Werten vergleichen sowie eine Qualitätskontrolle durchführen zu können.

4.1 Messung von Spannkraften

Mit dem BRIMOS® Recorder, unter Verwendung eines separaten Sensors, lassen sich die Vorspannkraften von externen Spanngliedern und

Die Kontrolle der Spannkraft ist durch ein neuerliches Ansetzen der Spannpresse möglich, jedoch ist mit dieser Prüfung ein großer logistischer, zeit-



Bild 24: Messungen der Seilkräfte an der Strelasundbrücke mit dem BRIMOS® Recorder (Fotos: M. Buschlinger, BBV)

licher und damit finanzieller Aufwand verbunden. Es besteht die Gefahr, dass ungewollt Schäden am Kabel oder der Verankerung verursacht werden. Vorteile bietet das BRIMOS®-Verfahren – ein modernes, zerstörungsfreies Verfahren, das auf der Analyse der dynamischen Charakteristik basiert.

BBV Systems GmbH war Technologiepartner beim Forschungsvorhaben zum Heft 1025 [18] und hat mit dem BRIMOS®-Verfahren an mehreren Brückenbauwerken Referenzmessungen an externen Spanngliedern durchgeführt. Die Beurteilung der Untersuchung war eindeutig: „Das Ergebnis der Schwingungsmessung mit BRIMOS® zeigte eine Abweichung von ca. 6 % zur mittels Kraftmessdose gemessenen Spannkraft. Die Vorbereitungen und die anschließende Auswertung waren nach ca. 30 Minuten abgeschlossen. Das Verfahren kann selbst bei beengten Platzverhältnissen zügig und mit guter Genauigkeit eingesetzt werden und erkennt deutliche Spannkraftverluste zuverlässig.“ (Abschn. 8.3.6 in [18])

4.2 Prüfung von Brückenbauwerken

Ein besonderer Vorteil des entwickelten Verfahrens ist auch, dass ganze Brückenfelder schwingungsanalytisch gemessen werden können. Dadurch ist eine globale Beurteilung von Brückenkonstruktionen möglich. Das Verfahren nutzt die Tatsache, dass viele Bauwerke, vornehmlich Brücken, ein ausgeprägtes Schwingungsverhalten aufweisen, das durch Eigenfrequenzen, Eigenformen, Dämpfungswerte und Schwingungsintensitäten gekennzeichnet ist. Messwertaufnehmer registrieren die Beschleunigung der schwingenden Konstruktion oder einzelner Bauteile in dreidimensionaler Richtung.

4.3 Permanent-Monitoring

Für eine geschädigte Brücke, die großen Verkehrsbelastungen ausgesetzt ist, kann eine Alternative zum Ersatzneubau ein permanentes Brückenmonitoring darstellen. Für solche Einsätze ist ein Monitoringkonzept für eine Zustandsüberwachung notwendig, das Planung, Installation und Dauerbetrieb des permanenten Messsystems beinhaltet. Wichtig ist hier ein gut funktionierendes Datenmanagement, das eine sinnvolle Datenbereitstellung für eine laufende Messdatenanalyse, Interpretation und Beurteilung der Ergebnisse liefert.

Das permanente Monitoring kann eine Zustandsüberwachung von Bauwerken über die gesamte Nutzungsdauer bieten. Eine kontinuierliche



Bild 25: Permanentes Brückenmonitoring bei der Kocherbrücke Untergröningen
(Foto: J. Buchmann, BBV)

Überwachung des dynamischen und statischen Verhaltens der Kocherbrücke Untergröningen einschließlich einer Verkehrsüberwachung ist somit möglich (siehe Bild 25).

Literatur

- [1] DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen.
- [2] Quelle zur Talbrücke Pfeddersheim
- [3] Quelle Verkehrsdaten Pfeddersheim
- [4] DIN-Fachberichte
- [5] Daten Schwelmebrücke
- [6] DIN 4227: Spannbeton – Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. 1988
- [7] Nachrechnungsrichtlinie
- [8] DIN-Fachbericht
- [9] Zulassung Z-13.3-131: Litzenspannverfahren extern, Typ BBV L 3 E – L31E.
- [10] ETA-11/0123: BBV Externes Spannverfahren Typ E. BBV Spannverfahren mit 3 bis 31 Litzen (140 und 150 mm²) zur externen Vorspannung. 04/2011
- [11] DIN EN 12201-2: Kunststoff-Rohrleitungssysteme für die Wasserversorgung und für Entwässerungs- und Abwasserdruckleitungen – Polyethylen (PE) – Teil 2: Rohre.
- [12] ETAG 013: Guideline for European technical approval of post-tensioning kits for prestressing of structures. Brussels: EOTA
- [13] ETA-07/0046: Macalloy 1030 Post Tensioning System.
- [14] Z-13.71-700461
- [15] Z-13.72-700462
- [16] prEN 10138-4: Spannstähle – Teil 4: Stäbe.
- [17] EN 447
- [18] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): Verfahren zur Prüfung des Zustands von externen Spanngliedern und Schrägseilen. Heft 1025, 2009

Ulrich Finsterwalder (1897–1988) – Doyen des Brückenbaus

Prof. Cengiz Dicleli

Hochschule Konstanz HTWG,
Institut für Angewandte Forschung

1 Einleitung

Es ist leider eine Seltenheit, dass bei Vortragsveranstaltungen von Bauingenieuren auch ein Beitrag über deren Geschichte vorgesehen wird. Die Bautechnikgeschichte gehört noch nicht zum anerkannten Repertoire der Ingenieure. Während jeder Architekt im Studium Kenntnisse in der Baugeschichte erwerben muss, ist dieses Fach in deutschen Hochschulen für Studierende des Bauingenieurwesens immer noch ein Fremdwort. Über die Gründe für diesen Missstand muss an anderer Stelle diskutiert werden. Inzwischen hat es sich herumgesprochen, dass Bauingenieure nicht nur für Sicherheit und Wirtschaftlichkeit ihrer Bauwerke zuständig sind, sondern auch für deren gestalterische Qualität, insbesondere was den Ingenieurbau betrifft. Gestaltung und Geschichtsbewusstsein sind Aspekte, die den Beruf des Bauingenieurs noch attraktiver machen können. Sie tragen zum Selbstverständnis und Selbstbewusstsein der Bauingenieure bei und fördern das gegenseitige Verständnis von Ingenieur und Architekt.



Bild 1: Ulrich Finsterwalder

Beim Dresdner Brückenbausymposium gehört ein historischer Vortrag schon lange zur Tradition. 2015 wurde über den Spannbetonpionier Gustave Magnel berichtet. 2014 ging es um die Anfänge des ingenieurmäßigen Holzbaus. Ein Jahr davor war Franz Dischinger als Visionär des Brückenbaus an der Reihe. So ist es folgerichtig, dass in diesem Jahr Ulrich Finsterwalder (Bild 1), ein Altmeister des Brückenbaus, vorgestellt wird, der zu den bedeutendsten Ingenieuren des Stahl- und Spannbetonbaus im 20. Jahrhundert gehört.

Auch wenn Finsterwalder hier in erster Linie als Brückenbauer gewürdigt werden soll, ist sein Name mit unzähligen Meilensteinen des Stahl- und Spannbetonbaus verbunden. Von der Entwicklung von Tonnenschalen und des freien Vorbaus bis hin zum Bau von Schiffen und schwimmenden Häfen aus Spannbeton gehen viele Erfindungen des 20. Jahrhunderts auf ihn zurück.

Ulrich Finsterwalder trat 1923 in die Firma Dyckerhoff & Widmann ein und gestaltete sie rund 50 Jahre lang als Chefsingenieur, Mitglied der Geschäftsleitung und persönlich haftender Gesellschafter mit, z. B. [1]. Er gehört zu einem besonderen Typus von Firmeningenieurern, die auf eine Hochschulkarriere und ein eigenes Ingenieurbüro verzichtet haben, weil sie mit Leib und Seele vor allem bauen wollten. Aus Ulrich Finsterwalders Schule gingen zahlreiche spätere Professoren für Stahlbetonbau und Statik sowie Gründer weltweit bedeutender Ingenieurbüros hervor.

Von wenigen Ausnahmen abgesehen, gibt es kaum einen Bauingenieur, auf den der Ausdruck *genial* so sehr zutrifft, wie viele Autoren Finsterwalder übereinstimmend charakterisiert haben. Was ihn besonders auszeichnet, ist seine Auffassung von Theorie und Praxis als konsequente Einheit, wobei er Forschung in erster Linie zielgerichtet zur Lösung von Bauaufgaben betrieben hat. Gepaart mit Innovationskraft und Mut zum Wagnis hat ihm diese Haltung ermöglicht, zusammen mit seiner Firma nicht nur zwei Weltkriege und eine Weltwirtschaftskrise zu überstehen, sondern auch Jahrzehnte lang eine internationale Spitzenposition beim Konstruktiven Ingenieurbau zu behaupten.

Die Vereinigung von Entwurf, Konstruktion und Bauausführung in einer Person, gepaart mit kaufmännischem und organisatorischem Geschick, sowie Mut zum kalkulierten Wagnis und die Bereitschaft, Grenzen zu überschreiten, waren die Grundlagen für Finsterwalders jahrzehntelange Erfolge und für seinen großen Einfluss. Finsterwalder hatte das Glück, in einer Firma tätig zu sein, bei der Konstruktion und Ausführung als eine Synthese betrachtet wurde und die bereit war, Mittel für Entwicklungen auch dann bereitzustellen, wenn zunächst noch kein wirtschaftlicher Erfolg abzusehen war [1]. Er war bereit, fähigen und leistungswilligen Mitarbeitern sein Vertrauen zu schenken und ihnen so viel Freiheit und Selbstständigkeit zu gewähren, wie sie sich selbst zutrauten.

Auf eine wichtige Tatsache soll noch hingewiesen werden. Um die wahre Größe und Bedeutung von Pionierleistungen zu würdigen, muss man sich vergegenwärtigen, dass es sich bei diesen aus der heutigen Sicht möglicherweise einfach erscheinenden Bauten eben um Pionierleistungen handelte. Finsterwalder hat bei vielen seinen Bauten und Projekte bedeutende Grenzen überschritten, auch wenn sie nach dem aktuellen Stand der Technik nicht mehr so spektakulär erscheinen mögen.

2 Vom Werden eines Ausnahmeingenieurs

2.1 Familie Finsterwalder

Ulrich Finsterwalder wurde am 25. Dezember 1897 in München geboren (s. z. B. [1], [2], [3], [4]). Er gehörte einer gutbürgerlichen Akademikerfamilie an, die väterlicherseits aus Rosenheim stammte. Seine mathematische Begabung und sein spielerischer Umgang mit Differentialgleichungen waren ihm bereits in die Wiege gelegt: Sein Vater Sebastian Finsterwalder (1862–1951) war ein weitbekannter Mathematiker und Professor an der TH München. Er hatte zunächst mit dem Architekturstudium begonnen, wechselte jedoch aufgrund seiner außerordentlichen mathematischen Begabung zum Studium der Mathematik und Physik. Er war erst 29 Jahre alt, als er den Lehrstuhl für Mathematik in München übernahm. Nach 20 Jahren wechselte er auf den Lehrstuhl für Geometrie. Sebastian Finsterwalder gilt als einer der Begründer der Photogrammetrie und der Rekonstruktion räumlicher Objekte aus Fotoaufnahmen. Diese Verfahren setzte er auch für die geodätische Vermessung der Alpen und der Gletscher ein, wofür er Luftbildaufnahmen von einem Ballon aus machte [5]. Nicht zuletzt



Bild 2: Finsterwalder als junger Rekrut

zählt er zu den Mitbegründern des Deutschen Museums München.

Ulrich Finsterwalders vier Jahre älterer Bruder Eberhard war Architekt in München. Sein zwei Jahre jüngerer Bruder Richard Finsterwalder war Professor für Kartografie und Photogrammetrie an der TH München wie auch sein Neffe Rüdiger Finsterwalder Ordinarius für Kartografie an der TU München war. Die Begabung für Mathematik und der Hang zum Ingenieurwesen setzten sich bei den drei Söhnen von Ulrich Finsterwalder fort. Klemens und Thomas Finsterwalder sind Bauingenieure, Lorenz Finsterwalder ist Physiker.

Schon als sechzehnjähriger Schüler soll Ulrich Finsterwalder zusammen mit einem Freund den Schlosspark Nymphenburg mittels mehrerer Polygonzüge ausgemessen haben, um eine maßstäbliche Karte als Geburtstagsgeschenk für seinen Vater anzufertigen. Diese Karte sollte später von der TU München als Studienarbeit für Vermessungskunde anerkannt werden [2].

Während des Ersten Weltkriegs machte er 1916 sein Abitur und musste anschließend in den Krieg ziehen; er diente als Leutnant an der Westfront (Bild 2). Die Jahre 1918 bis 1920 in französischer Kriegsgefangenschaft nutzte er zum Teil für seine Weiterbildung in Mathematik.

2.2 Das Studium

Wieder daheim schrieb sich der Dreiundzwanzigjährige nach Anraten seines Vaters zum Wintersemester 1920/21 an der TH München zunächst in der Fachrichtung Maschinenbau ein. Einige Kollegen seines Vaters hatten wohl die Meinung vertreten, dass es auf dem Gebiet des Bauwesens nichts Neues mehr zu entwickeln gäbe. In guter akademischer Tradition legte sein Vater für die Berufswahl seines Sohnes Wert auf die Möglichkeit, im Berufsleben Neues erfinden und entwickeln zu können. Finsterwalder wechselte jedoch zum Sommersemester 1921 glücklicherweise zum Bauingenieurwesen [6]. Weil die Fächer im ersten Semester praktisch gleich waren, hatte er dadurch keinen Zeitverlust zu beklagen.

Die Anfänge des Schalenbaus lagen zu Beginn der 1920er Jahre förmlich in der Luft. Walter Bauersfeld und der Dywidag-Ingenieur Franz Dischinger arbeiteten in Jena an der Entwicklung von Planetariumskuppeln. Und Finsterwalders Mechanik-Professor an der TH München war Ludwig Föppl, der sich mit freitragenden Kreiszyylindersegmenten befasste. Das brachte den jungen Studenten dazu, seine Diplomarbeit über die Theorie der Netzwerkschalen anzufertigen. Gleichzeitig arbeitete er an der Theorie der querversteiften Zylinderschalen.

2.3 Anfänge bei der Firma Dyckerhoff & Widmann

1923 beendete Finsterwalder sein Studium in sechs Semestern und beschloss, eine Tätigkeit bei der bereits sehr renommierten Firma Dyckerhoff

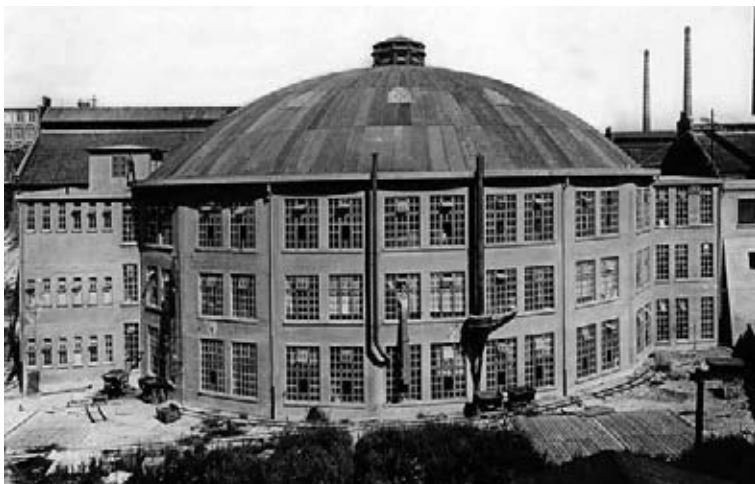


Bild 4: Schottkuppel

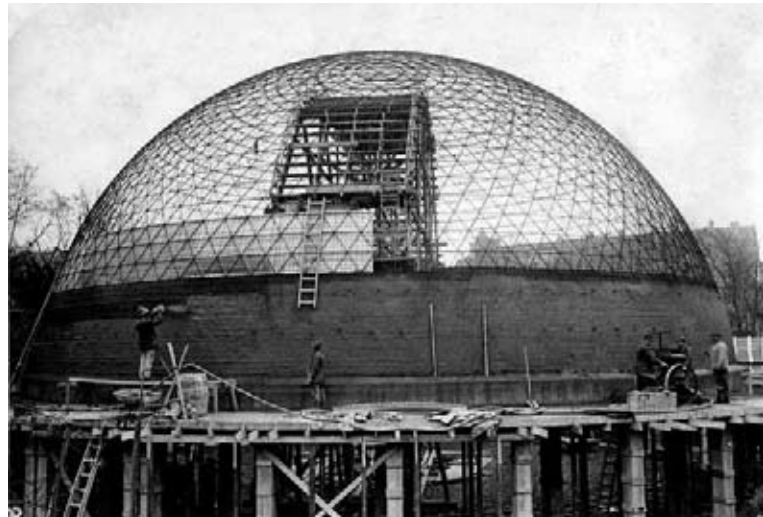


Bild 3: Zeiss-Planetarium in Jena

& Widmann aufzunehmen [7]. Von einem ehemaligen Schulfreund, der im Zeisswerk in Jena tätig war, hatte er bereits erfahren, dass Dywidag dort dabei war, Planetariumskuppeln unter Verwendung von filigranen Netzwerken zu entwickeln. Das Netzwerk wurde nach dem Torkretverfahren einbetoniert, um sowohl einen Projektionsschirm für die Darstellung des Sternenhimmels als auch einen Raum für die Zuschauer zu bieten (Bild 3). Mit seiner einschlägigen Diplomarbeit über Netzwerkschalen muss der junge Absolvent passgenau der richtige Mitarbeiter für Franz Dischinger gewesen sein, der in Jena zusammen mit Walter Bauersfeld, dem bekannten Physiker und Forschungsleiter der Firma Zeiss, an der Theorie und Herstellung von dünnwandigen Kugelschalen arbeitete. Anlass war das Planetariums-Projekt der Zeisswerke, bei dem die halbkugelförmigen Kuppeln aus entsprechend geformten Netzwerkschalen durch Torkretieren hergestellt wurden.

Der junge Absolvent muss den beiden älteren Kollegen imponiert haben, betrauten sie ihn doch mit der Bearbeitung der 40 m weit gespannten und mit 7,9 m Pfeilhöhe sehr flachen Schalenkuppel der Glaswerke Schott [8], einer Schwesterfirma der Zeisswerke. Die Schale hatte eine Dicke von nur 6 cm. Von ihrer Realisierung rieten etliche Fachleute dringend ab (Bild 4).

1925 kam Finsterwalder in das Konstruktionsbüro der Hauptverwaltung nach Wiesbaden-Biebrich, wo auch Dischinger als Oberingenieur tätig war [3]. Dyckerhoff & Widmann war eine Firma, bei der eigene Forschung gepflegt und gefördert wurde. So konnte



Bild 5: Dywidag-Halle auf der GeSoLei in Düsseldorf, Handzeichnung (Signatur nicht eindeutig lesbar)

sich Finsterwalder theoretisch und experimentell mit der Membrantheorie der Zylinderschalen beschäftigen. 1926 baute er zusammen mit Dischinger eine Halle mit Tonnenschalen für die Ausstellung GeSoLei (Gesundheit, Soziale Fürsorge und Leibesübungen) in Düsseldorf (Bild 5). Allen weiteren zylindrischen Schalenbauten im System Zeiss-Dywidag lag Ulrich Finsterwalders Theorie der querversteiften zy-

lindrischen Schalengewölbe zugrunde [4]. 1928 folgten das Elektrizitätswerk und die Großmarkthalle in Frankfurt a.M., ein Jahr später die Markthalle in Basel und weitere. Einen besonderen Platz nimmt dabei die Großmarkthalle in Budapest mit ihren rund 41 m frei spannenden Tonnenschalen ein, während die Spannweite der Tonnen in der Großmarkthalle in Frankfurt 36,70 m beträgt (Bild 6).



Bild 6: Großmarkthalle Budapest



Bild 7: Flugzeughalle in Werneuchen

1930 promovierte er mit seiner Biegetheorie der freitragenden Kreiszyylindersegmentschale bei Ludwig Föppl in München [2]. Im gleichen Jahr heiratete er Eva Habild, die Tochter eines Dywidag-Ingenieurs.

2.4 Die Berliner Jahre 1933–1945

1932 nahm Dischinger den Ruf an die Technische Hochschule Berlin-Charlottenburg an. Somit konnte Finsterwalder dessen Stelle als Chefkonstrukteur übernehmen. Ein Jahr später musste er jedoch als Leiter des Konstruktionsbüros der Hauptverwaltung mit seiner Familie ebenfalls nach Berlin ziehen, weil die Firma ihren Sitz dahin verlegte bzw. verlegen musste.

Wie die meisten deutschen Baufirmen wurde auch Dyckerhoff & Widmann für die Bauten der NS-Herrschaft herangezogen, was wirtschaftlich zunächst ein einträgliches Geschäft wurde (s. z. B. [9]). Auch Finsterwalder war sehr erfolgreich und wurde 1941 Mitglied der Geschäftsleitung. In dieser Zeit wirkte die Firma an vielen renommierten Bauten mit, wie z. B. am Flughafen Tempelhof, an den Olympischen Bauten, an mehreren Flugzeug-

hallen im Umland von Berlin, u. a. in Werneuchen (Bild 7) und Döberitz, an vielen Bunkern und Schutzbauten, an U-Boot-Bunkern wie in Kiel und in Lorient (Bild 8) in der Bretagne, aber auch an der Festhalle in Weimar. Finsterwalder entwickelte eine besondere stahlsparende, spiralartige Bewehrung für Bunkerbauten und arbeitete an einem Entwurf für den geplanten, jedoch wie die Kongresshalle von Dischinger nicht ausgeführten Münchner Hauptbahnhof, einer Flechtwerkkuppel mit 280 m Durchmesser und 100 m Höhe. Zeiss-Dywidag-Schalen wurden in dieser Zeit vermehrt für Kasernen- und Wohnungsdächer eingesetzt. Auch die Entwicklung von Betonschiffen im Auftrag der Organisation Todt, wofür Finsterwalder eine Auszeichnung bekam, fiel in diese Zeit. Im Juli 1942 wurde im Rahmen des Hauptausschusses Schiffsbau ein Sonderausschuss Betonschiffbau eingerichtet, dessen Leitung Finsterwalder übertragen wurde, z. B. [10]. Ausschlaggebend für die materialsparende wirtschaftliche Herstellung war die Anwendung der Schalentheorie an Stelle der tradierten Spantenbauweise.

Ein politisches Engagement oder ein über das geschäftlich Notwendige hinausgehende Interesse am NS-Regime ist von Finsterwalder nicht

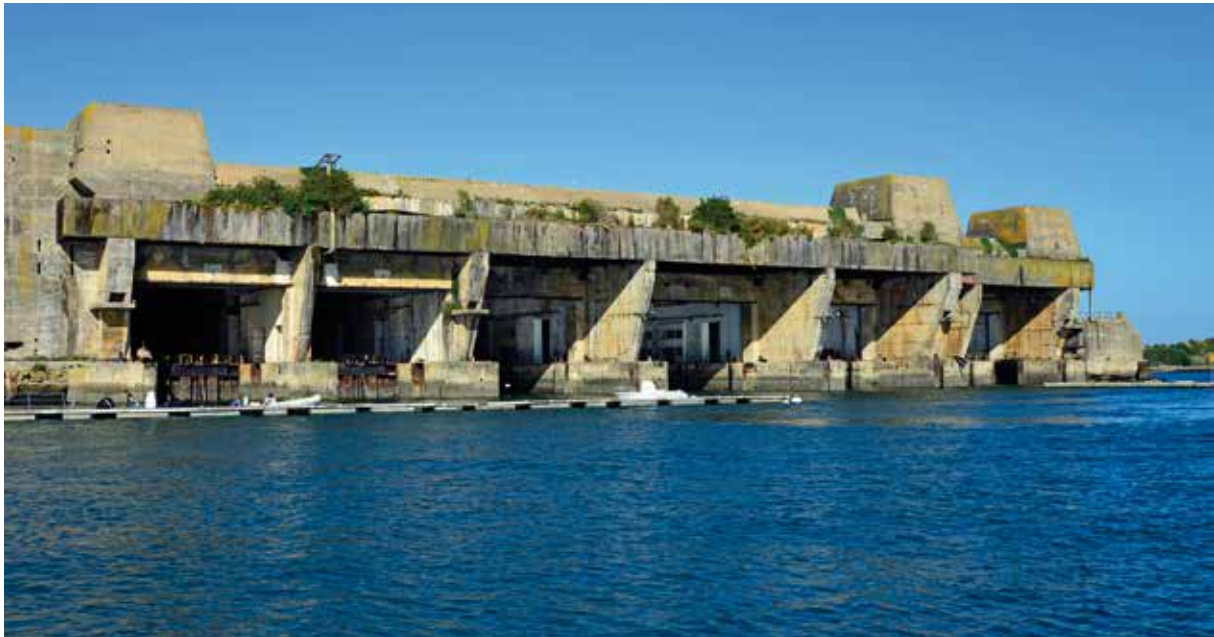


Bild 8: U-Boot-Bunker Lorient

überliefert [10]. Allerdings ist, ähnlich wie bei den meisten seiner Kollegen, auch keine nachträgliche Distanzierung z. B. im Hinblick auf die Zwangsarbeiter, die selbstverständlich auch seine Firma beschäftigt hatte, bekannt geworden. Zur Haltung und Tätigkeit der Bauingenieure und Baufirmen unter der Nazi-Herrschaft besteht noch viel Forschungsbedarf.

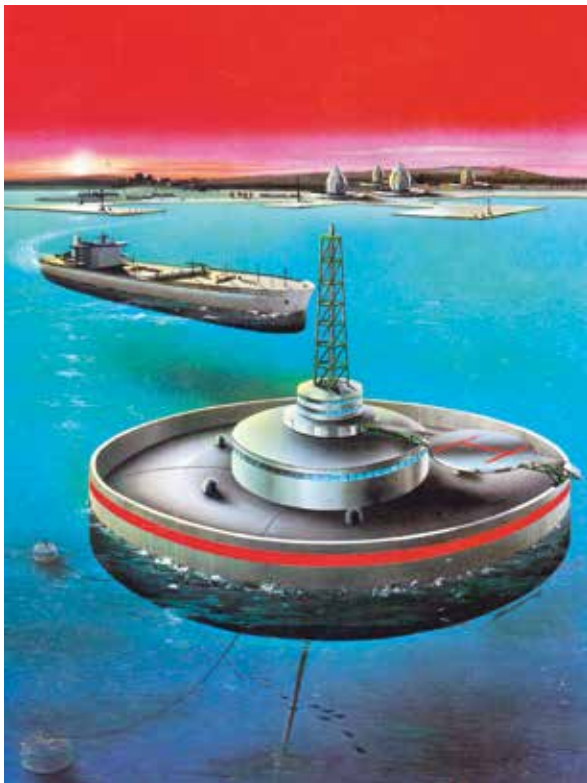


Bild 9: Schwimmender LNG-Behälter (LNG = Liquid Naturell Gas) aus Stahlbeton (Projekt)

2.5 Ein Großmeister des Betonbaus

Das Ende des Kriegs erreichte Dywidag mit großen Verlusten an Kapital, Bauten, Maschinenpark und Personal. 1945 wurde der Firmensitz zuerst nach Hamburg, dann nach München verlagert. Finsterwalder übernahm die Aufgabe, die Konstruktionsbüros der Firma wieder aufzubauen, was er mit großem Engagement betrieb. 1948 wurde er persönlich haftender Gesellschafter.

Die Zeit ab den Fünfzigerjahren des 20. Jahrhunderts ist Finsterwalders meisterliche Schaffensperiode, wo er sich insbesondere beim Betonbrückenbau zu einem weltweit anerkannten Großmeister profilierte [11]. Bahnbrechendes leistete er jedoch nicht nur beim Brückenbau. Vielmehr gab es kaum einen Bereich des Stahlbetonbaus, wo Finsterwalder nicht erfolgreich tätig war: Stahlbetonfachwerkträger mit Vorspannung durch Eigengewicht, Tanker und schwimmende Häfen (Bild 9) aus Stahlbeton, Spannbetonbrückenbau, insbesondere die Entwicklung des Dywidag-Spannverfahrens und des Freivorbau, städtische Hochstraßen wie der Tausendfüßler in Düsseldorf sowie Hängedächer wie bei der Schwarzwaldhalle (Bild 10) in Karlsruhe und der sog. Schwimmoper in Wuppertal, vorgespannte Eisenbahnschwellen und Wasser- und Faulbehälter. Besonders reizvoll ist die Großmarkthalle in Hamburg, die er 1957 mit dem Architekten Bernhard Hermkes realisierte.

In über 80 Aufsätzen und Vorträgen veröffentlichte Finsterwalder sehr eingehend und verständlich seine Erfindungen und Entwürfe, die den Inge-

neurbau nicht nur in Deutschland, sondern weltweit beeinflussten und weiterbrachten.

Für sein Lebenswerk wurde er mehrfach geehrt, z. B. [3]. Unter anderem erhielt er 1950 die Ehrendoktorwürde der TH Darmstadt, 1968 die der TH München. 1953 wurde ihm die Emil-Mörsch-Denkmünze des Deutschen Beton-Vereins, 1963 das Große Verdienstkreuz der Bundesrepublik Deutschland, 1967 die Charles S. Whitney Medal des American Concrete Instituts verliehen. 1968 wurde er außerordentliches Mitglied der Akademie der Künste Berlin. 1976 wurde er als erster Ausländer Mitglied der National Academy of Engineering der Vereinigten Staaten. Ein Jahr später erhielt er als erster Brückenbauer den Preis der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau IVBH.

Finsterwalder bildete mehrere Generationen von hervorragenden Ingenieuren in „seiner“ Firma aus. Durch seine Schule gingen zahlreiche spätere Professoren für Stahlbetonbau und Statik sowie Inhaber und Leiter weltweit bedeutender Ingenieurbüros und Firmen, wie z. B. Leonhardt Obermeyer, Anton Tedesco, Georg Knittel, Herbert Kupfer (Bild 11), Helmut Bomhard, Herbert Schambeck und Dieter Jungwirth.

Mit 76 Jahren und nach 50-jähriger Berufstätigkeit schied Finsterwalder 1973 aus dem aktiven Firmendienst aus und war noch weitere 15 Jahre als unabhängiger beratender Ingenieur tätig. Seinen Arbeitsraum bei Dywidag behielt er jedoch bei. U. a. wurde er bei Großprojekten wie der Brücke über die Meerenge von Messina, dem Ärmelkanaltunnel und dem Brenner Basistunnel selbst noch mit 90 Jahren als Berater hinzugezogen.



Bild 11: Herbert Kupfer und Georg Knittel bei der Ulrich-Finsterwalder-Tagung 2013



Bild 10: Schwarzwaldhalle

Am 5. Dezember 1988 starb er in München im Kreise seiner Familie.

3 Finsterwalders Brücken

Der Brückenbau war für Dyckerhoff & Widmann immer eine besondere Herausforderung. Finsterwalder konnte gerade auf diesem Gebiet ganz entscheidend zum Erfolg der Firma beitragen. Insbesondere das Verfahren des freien Vorbaus in Spannbeton wurde von ihm entwickelt. Ab 1950 bis Ende der 1980er Jahre wurden von Dyckerhoff & Widmann allein oder in Arbeitsgemeinschaften ca. 525 Spannbetonbrücken erstellt, davon die meisten im freien Vorbau. Im gleichen Zeitraum wurden von Lizenznehmern in aller Welt, insbesondere in Japan und Skandinavien, aber auch in den USA, ca. 1235 Spannbetonbrücken mit DYWIDAG-Spannverfahren ausgeführt ([12], S. 19/20). Die bei vielen Freivorbaubrücken aus den 1960er und 1970er Jahren entstandenen Schäden und deren Ursachen sind inzwischen allgemein bekannt. Viele davon konnten erfolgreich saniert werden.

Fast alle von Dyckerhoff & Widmann gebauten Brücken waren auf Wettbewerbserfolge zurückzuführen. Finsterwalder begnügte sich meistens nicht mit den vorgegebenen Amtslösungen und entwickelte gerne eigene Sondervorschläge, womit er oft in Stahl ausgeschriebene Brücken als Betonkonstruktionen durchsetzen konnte. Insbesondere war die Vorspanntechnik, die von Finsterwalder maßgeblich mitentwickelt wurde, im Wettbewerb mit Stahlbrücken von entscheidender Bedeutung. In diesem Zusammenhang hat Fritz Leonhardt auf eine besondere Eigenschaft von Finsterwalder hingewiesen [13]:

„Hervorheben möchte ich noch seine eindringliche Überredungskunst, mit der er seine wohlgegründete Überzeugung von seinen Lösungen auf andere übertragen kann. So hat er in der Anfangszeit des Spannbetons anlässlich eines Brückenwettbewerbes einmal einen verdienten alten Stahlbrückenbauer in einer einzigen Unterredung davon überzeugt, dass bei dem Wettbewerb nur eine Spannbetonbrücke die richtige Lösung sei, so dass dieser Stahlbauer sich zum großen Erstaunen seiner Kollegen am anderen Tag für den Betonentwurf eingesetzt hat.“

3.1 Eisenbetonträger mit selbsttätiger Vorspannung durch Wirkung des Eigengewichts

Die erste Spannbetonbrücke wurde von Franz Dischinger mit einer Hauptöffnung von 69 m 1936/37 in Aue/Sachsen gebaut. Die St-52-Stähle zur Aufbringung der Vorspannung mit 70 mm Durchmesser wurden dabei frei im Inneren der Konstruktion in Form eines unterspannten Trägers geführt, eine externe Vorspannung ohne Verbund. Die Zugbänder wurden mittels hydraulischer Pressen gegen den erhärteten Betonträger gespannt. Um die Kriechverluste auszugleichen, mussten die Stäbe jedoch mehrmals nachgespannt werden. Das Bauwerk überstand den Krieg, wurde 1962 generalüberholt, musste aber 1995 doch abgebrochen werden. Da es unter Denkmalschutz stand, wurde es äußerlich originalgetreu wieder aufgebaut [14]. Leonhardt berichtet, dass die Brücke schon nach wenigen Jahren starke Schäden zeigte. „Es hat mancher Diskussion bedurft, bis Dischinger den Wert des Verbundes zwischen Spannstahl und dem Betontragwerk anerkannt hat, und man kann den Zeitpunkt dieser Erkenntnis an seinen darauffolgenden Patentanmeldungen für Spannbeton mit Verbund ablesen“ [13]. Dank des hochwertigen Korrosionsschutzes ist dieses wichtige Problem heute gelöst. Die großen Vorteile dieser Bauweise haben in den vergangenen Jahrzehnten bekannter Weise zu einer Renaissance der extern vorgespannten Brückenkonstruktionen geführt.

1938 wurde von der Firma Wayss & Freytag nach dem Patent von Freyssinet eine Brücke über die

Autobahn in Oelde gebaut. Hier wurden die Vorspannelemente erstmalig innerhalb des Betonquerschnitts angeordnet.

Im gleichen Jahr führte Finsterwalder in der Nähe von Wiedenbrück eine Autobahnüberführung mit einer Spannweite von 34,5 m ebenfalls in Spannbeton aus (Bild 12). Zeitgleich veröffentlichte er seine Konstruktion unter der Bezeichnung „Eisenbetonträger Bauart Finsterwalder“ in zwei Fachzeitschriften [15], [16] und begründete sie als eine stahlsparende Bauweise, die das „tote Gewicht“ zu vermeiden hilft. Der Grundgedanke bestand, wie auch bei Dischinger, darin, die Haupttragereisen wie bei einer Unterspannung aus dem eigentlichen Träger herauszunehmen. Jedoch hatte er eine andere geniale Idee für die Erzeugung der Vorspannung. In Feldmitte ordnete er eine Fuge mit einem Bleigelenk in der Druckzone an, wodurch der Träger auch statisch bestimmt und die auftretenden Kräfte von den Formänderungen unabhängig wurden. Die Größe der Vorspannung regelte sich somit nach der Größe der auftretenden Spannung selbsttätig. Die beiden Träerteile wurden zur Mitte hin mit einer leichten Steigung betoniert. Bei der Belastung des Trägers durch sein Eigengewicht beim Absenken des Lehrgerüsts wurde der Spannstahl gespannt, der Beton dadurch vorgespannt. Der Eisenbetonträger erhielt eine mittige Vorspannung, wodurch Biegespannungen weitgehend vermieden werden konnten. Die Zugbewehrung wurde erst nach Eintritt der Dehnung einbetoniert, wodurch ein Verbund hergestellt wurde, was der zweite Unterschied zur Lösung von Dischinger war.

Diese Brücke wurde 1987, d. h. 50 Jahre nach ihrer Erstellung, von Herbert Schambeck, dem damaligen Direktor von Dyckerhoff & Widmann, eingehend untersucht. Es hat sich gezeigt, dass die Konstruktion sich in einem einwandfreien Zustand befand und die neueren Berechnungen und Messungen hinsichtlich der Formänderung und des Kriechverhaltens mit den ursprünglichen gut übereinstimmten [17].

Finsterwalder wendete dieses Prinzip auch bei Fachwerkträgern aus Stahlbeton an (Bild 13), [13]. Die Druckstäbe wurden aus normal bewehrtem Beton hergestellt, die Zugstäbe aus Stabstahlbündeln, die erst nach Einstellen der Dehnung bei Be-

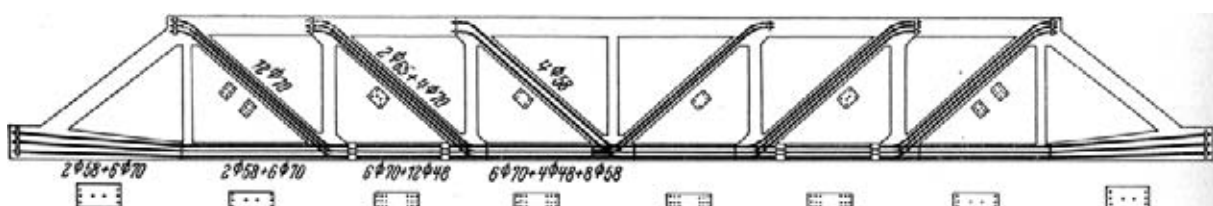
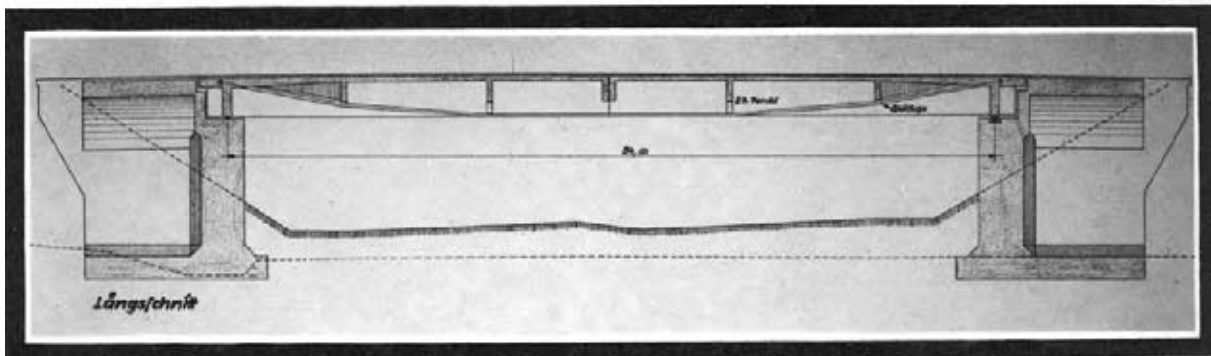


Bild 13: Fachwerkträger System Finsterwalder



Autobahnbrücke

Projekt



Brücke mit selbsttätiger Vorspannung. Eisencablemisch 182, Spannung 50 t

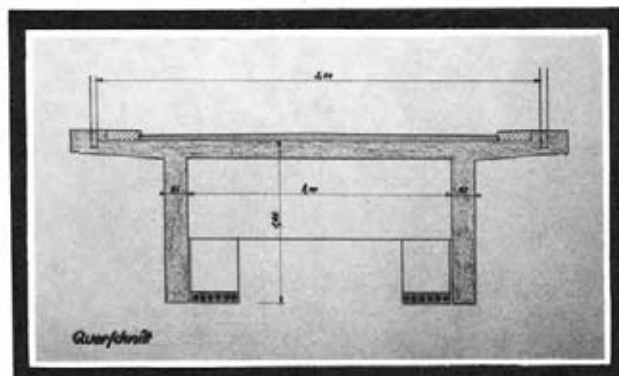


Bild 12: Eisenbetonträger Bauart Finsterwalder

lastung durch ständige Lasten einbetoniert wurden. Dadurch blieb der Beton der Zugelemente rissfrei. Durch Anbringen von Gewichten an den Knoten ließen sich die Zugelemente sogar weiter vorspannen. Diese Konstruktion wurde unter anderem als Torträger bei Flugzeughallen und beim Dach der Festhalle in Weimar angewandt. Auch die Decke der Empfangshalle des Flughafens Berlin-Tempelhof wurde mit diesem System erstellt. Finsterwalder wies nach, dass sich dabei 40 bis 60 % Eisensparnis im Vergleich zu konventionellen Trägerkonstruktionen erzielen lassen.

Bei all diesen frühen vorgespannten Konstruktionen in den 1930er Jahren wurden bei den Brü-

cken und Hallenkonstruktionen im Unterschied zum Dywidag-Spannverfahren, das ab den Fünfzigerjahren zum Einsatz gekommen ist, als vorgespannte Zugglieder dicke Rundeißen aus St 52 mit einem Durchmesser von 40 bis 80 mm eingesetzt [18].

3.2 Dywidag-Spannverfahren mit beschränkter Vorspannung

Finsterwalders größter Beitrag war wohl die Entwicklung des Dywidag-Spannverfahrens und die dadurch möglich gewordene Erfindung des freien Vorbaus von Spannbetonbrücken [19].



Bild 14: Freyssinet-Brücke in Changis-sur-Marne, erbaut 1950

Nachdem Dischingers Versuch mit der externen Vorspannung bei der Stadtbrücke in Aue kein nachhaltiger Erfolg beschieden war, weil die zu geringe Vorspannung in den Stahlseilen einen dauernden Unterhalt erforderte [20], wendete sich das Interesse der Fachwelt dem Spannbeton mit Verbund zu. Die Entwicklung begann mit den Marne-Brücken von Freyssinet. Die wichtigste Neuerung dabei war, dass die Vorspannkabel in den Trägern zunächst längsbeweglich frei angeordnet waren, um diese gegen den erhärteten Beton vorzuspannen und durch Ausgießen nachträglich mit der Konstruktion zu verbinden. In seinem Buch „Triumph der Spannweiten“ [21] berichtet Hans Wittfoht, dass R. Färber aus Breslau bereits 1927 ein ähnliches Patent angemeldet hatte, bei dem im Beton liegende Spannglieder durch Isolierung mittels Blech- oder Papphülsen am Verbund gehindert und nachträglich mit Spannpressen gegen den erhärteten Beton vorgespannt wurden. Freyssinet wendete dieses Verfahren nun im Brückenbau an (Bild 14). Ab diesem Zeitpunkt wurde es in Abwandlungen weltweit das beherrschende Verfahren im Spannbetonbrückenbau.

Finsterwalder führte im Vergleich zu Freyssinet gleich mehrere Neuerungen ein und ließ sie als Dywidag-Spannverfahren patentieren. Freyssinet und alle, die sein Verfahren angewendet haben, wählten die volle Vorspannung der Spanneinlagen, sodass im Beton gar keine Zugspannungen

und dadurch bedingte Risse entstehen konnten. Die Spannelemente bestanden aus Kabeln, Seilen oder Drähten, deren Verankerung mittels Keilen vorgenommen wurde. Finsterwalder erläuterte scharfsinnig [19]:

„Es ging ohne Frage zu weit, allgemein eine so hohe Druckvorspannung des Betons zu verlangen, dass diese bei der Belastung höchstens bis auf null abgebaut wird. [...] Ein solches Verlangen würde logisch zu der Konsequenz führen, dass der klassische Stahlbeton mit nicht vorgespannter Bewehrung, bei dem die Dehnfähigkeit und die Zugfestigkeit des Betons stets in Anspruch genommen werden, [...], in Zukunft grundsätzlich überhaupt nicht mehr zugelassen werden dürfte. Daran ist natürlich überhaupt nicht zu denken [...]. Aufgrund dieser Überlegungen entspricht die „beschränkte Vorspannung“, bei welcher die Dehnfähigkeit des Betons in Anspruch genommen wird, den Eigenschaften des Baustoffs.“

Die geringere Vorspannung hatte auch den Vorteil, dass Beton nicht dauernd unter hoher Spannung stand und somit auch die Kriechverluste reduziert wurden. Trotz zum Teil heftiger Kritik blieb Finsterwalder seiner Lösung treu, die sich mit der Zeit ebenfalls weltweit durchsetzen konnte.

Das Dywidag-Spannverfahren (z. B. [19]) ist gekennzeichnet durch die Verwendung von Einzel-

spanngliedern aus einem robusten, mittelfesten Spezial-Rundstahl mit Durchmesser 26 bis 36 mm anstelle eher empfindlicher Drähte, Litzen oder Seile (Bild 15).

Der vom Hüttenwerk Krupp Rheinhausen entwickelte naturharte Spezialstahl mit der Bezeichnung „Stahl 90“ besaß eine Bruchfestigkeit von 9.000 kg/cm^2 und war sehr korrosions- und feuerfest. Da er nicht schweißbar war, entwickelte Finsterwalder ein Gewinde, das nicht eingeschnitten, sondern durch Aufrollen hergestellt wurde. So wurde kein Material abgetragen und die Tragfähigkeit des Gewindes entsprach der des vollen Stabes. Die geringfügige Einbuße an Querschnitt beim Einpressen der Gewinde wurde dabei durch die Vergütung des Materials als Folge der Kaltverformung mehr als ausgeglichen. Die Hüttenleute waren damals der Meinung, dass Finsterwalder sich dieses Vorhaben aus dem Kopf schlagen sollte. Die Walzen könnten niemals so geführt werden, dass dabei ein Gewinde entstehen kann. Mit einem praktikablen Vorschlag zur Walzenführung konnte Finsterwalder auch dieses Problem lösen [22]. Für die zuverlässige Verankerung der Spannstäbe an deren Enden wurde die sog. Glockenverankerung entwickelt, die aus einem Gewinde mit Sechskantmutter bestand. Diese stützte sich auf eine Verankerungsglocke ab. Der äußere Ring dieser Glocke nahm die von der Mutter abstrahlenden Spaltzugkräfte auf. Das Gewinde bot außerdem den Vorteil, über eine Muffen-Verbindung Spannlieder zu einer beliebigen Länge zugfest zusammenschließen zu können. Nach diesem Verfahren entstanden neben Brücken auch unzählige Überdachungen, Hallen, Faul- und Wasserbehälter, ja sogar Eisenbahnschwellen und vieles mehr, z. B. [18].

Zusätzlich zum glatten Stahl mit aufgerolltem Gewinde wurde bei Dywidag auch der doppelseitig

gerippte Gewindestahl in der Stahlgüte St 85/105 mit durchgehenden Gewinderippen entwickelt, der als DYWIDAG-Spannstahl bekannt wurde. Das durchgehende Gewinde wendete Finsterwalder auch beim normalen Baustahl an, um den viel Platz einnehmenden Überdeckungsstoß beim Bewehren durch Muffen-Verbindungen ersetzen zu können. So entstand der bekannte GEWI-Stahl in der Stahlgüte BSt 42/50 RU, der große konstruktive und wirtschaftliche Vorteile bietet. Der GEWI-Muffenstoß erlaubt zug- und druckfeste Verbindungen und ist auch bei dynamischen Belastungen einsetzbar [23].

Schon ab 1950, also bereits fünf Jahre nach Kriegsende, stieg Dywidag mit seinen Spannverfahren und -produkten ins internationale Lizenzgeschäft ein, woraufhin in den Fünfzigerjahren eine Reihe von vorgespannten Brücken in Österreich und in den skandinavischen Ländern entstanden.

3.3 Die gelenklosen Rahmenbrücken

Das Dywidag-Spannverfahren nahm im Brückenbau ab 1949 eine stürmische Entwicklung und wurde zunächst bei frei aufliegenden oder durchlaufenden Balkenbrücken mit Plattenbalkenquerschnitt eingesetzt. Mit diesem Spannverfahren wurde im Jahre 1949 als erstes Bauwerk die 21 m weit gespannte Würmbrücke in Percha bei Starnberg vorgespannt [24]. Weitere Beispiele dafür sind die Brücken in Lindau, Berchtesgaden und die Isarbrücke in Landshut.

Um die Balkenhöhe zu minimieren, wurden verschiedene Rahmensysteme ausprobiert. Freyssinet hatte 1946 bis 1950 mit seiner „Serie Esbly“ mehrere bemerkenswerte vorgespannte Rah-

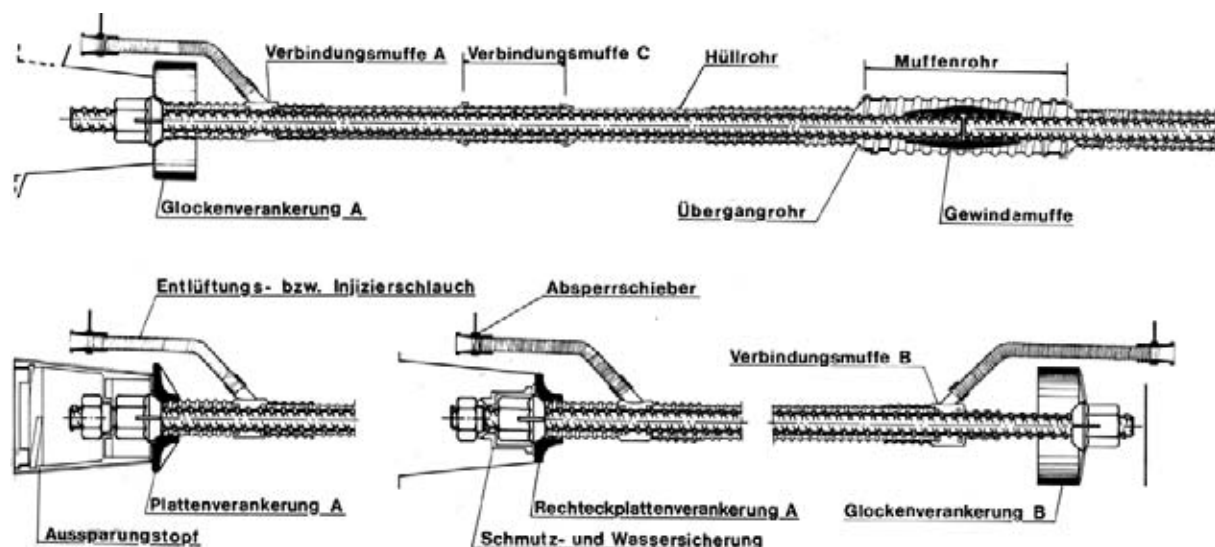


Bild 15: Dywidag-Einzelspannglied

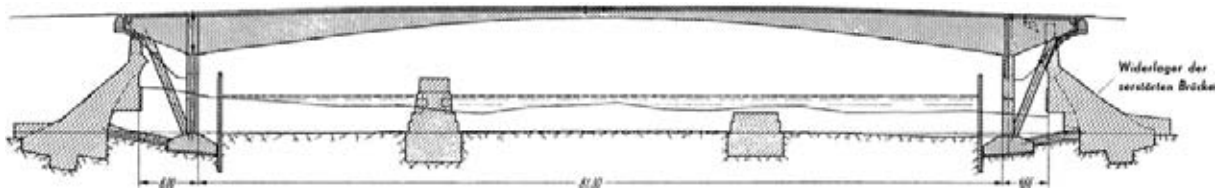


Bild 16: Gänstorbrücke Ulm, Längsschnitt

menbrücken über die Marne nordöstlich von Paris errichtet (vgl. Ziff. 3.2).

Bei der **Gänstorbrücke** in Ulm überbrückte Finsterwalder 1950 die Donau mit einer neuen Art von vorgespannter Rahmenbrücke, die bei der Ausbildung ihrer Stiele an die Marne-Brücken von Freyssinet erinnert. Der Riegel des Rahmens besteht aus einem Plattenbalken, die Stiele sind als Dreiecksbock mit vertikaler Druckstrebe und schrägem vorgespanntem Zugstab ausgebildet. Der Scheitel und die Kämpfer des Rahmens sind so elastisch und die Mitte des Rahmenriegels so schlank, dass die Stützlinie durch den Kern des Scheitelquerschnitts und die Mitte der Fundamentfuge verläuft. Somit musste dort kein tatsächliches Gelenk ausgebildet werden ([19], S. 148). D. h. es entstand praktisch ein Dreigelenkrahmen, ohne dass bauseits tatsächliche Gelenke ausgebildet werden mussten. Daher rührt auch die heute kaum noch bekannte Bezeichnung „gelenklose Rahmenbrücke“. Da die Stiele zum Fluss hin mit Wänden abgeschlossen wurden

und teilweise sich im Wasser bzw. im Boden befinden, sind die Dreiecksböcke nicht sichtbar (Bilder 16, 17).

Dieses System des gelenklosen Rahmens wurde von Dywidag auch bei weiteren Brückenbauten gewählt, wie z. B. bei der **II. Lombards-Brücke** in Hamburg (1952), die 1963 in Kennedy-Brücke umbenannt wurde, sowie bei der **Rohrdammbrücke** (1953) und der sehr ähnlichen **Dischingerbrücke** (1956) in Berlin.

3.4 Der freie Vorbau

An den Kosten einer Stahlbetonbrücke hat das Lehrgerüst einen großen Anteil. Das Aufstellen eines großen Lehrgerüsts und das Einschalen der gesamten Brücke wirken sich arbeitstechnisch und finanziell ungünstig aus. Finsterwalder erkannte, dass große Spannweiten dem Spannbeton nur dann erschlossen werden können,



Bild 17: Gänstorbrücke Ulm

wenn anstelle des Lehrgerüsts eine sicherere und arbeitstechnisch bessere Methode der Rüstung gefunden wird. Dywidag-Spannbeton erlaubt sowohl die einfache Verankerung als auch das Zusammenfügen von Spannstählen mit Hilfe von Gewindemuffen zu beliebiger Länge. Dies war zusammen mit einem an das jeweilige Kragende montierten Arbeitsplattform (Vorbauwagen) die Grundlage für den freien Vorbau ohne feste Gerüste.

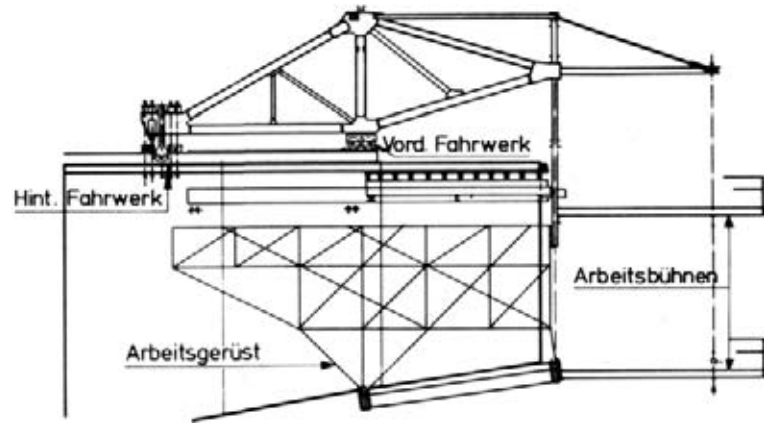


Bild 18: Vorbauwagen

Finsterwalder war bekannt, dass eine 60 m weit gespannte, schlaff bewehrte Stahlbetonbrücke im Jahre 1930 in Südbrasilien schon einmal frei vorgebaut wurde ([24], S. 152). Not macht eben erfinderrisch! Es war die unberechenbare Strömung des Rio do Peixe bei Herval, die den deutschstämmigen Ingenieur Baumgarten dazu gezwungen hatte, den ersten Freivorbau bei einem Dreifeldbalken mit schlaffer Bewehrung zu wagen. Er betonerte die beiden 23,0 m langen Seitenfelder und je ein 9,10 m langes Stück der Hauptöffnung konventionell, verankerte die beiden äußeren Auflager mit Gewichten und baute den Rest der 68,0 m langen Mittelöffnung im freien Vorbau in Betonierabschnitten von 1,5 m, wobei die einzelnen Schalbretter 4,5 m lang waren und versetzt gestoßen wurden. Interessant ist, dass die jeweils auch 1,5 m lange Bewehrung mit dem Durchmesser 45 mm ebenfalls durch Muffen verbunden wurde [25]. Wittfoht schreibt dazu, dass diese Bauweise im Jahre 1937 in England wiederholt wurde, gibt dazu jedoch weder weitere Einzelheiten noch Quellen an ([22], S. 208). Bei der Montage von Stahlbrücken war der freie Vorbau ohnehin längst üblich. So entstand der Gedanke, Brücken nicht auf einem aufwendigen Gerüst in einem Zuge zu betonieren, sondern sie mit sogenannten Vorbauwagen in Abschnitten von 3,0 bis 4,0 m Länge herzustellen (Bild 18).

Finsterwalders Wettbewerbsentwurf von 1930 für die **Dreirosenbrücke** in Basel hatte bereits eine der wesentlichen Ideen für das neue Verfahren des freien Vorbaus enthalten (Bild 19). Er hatte vorgeschlagen, von zwei Pfeilern in Flussmitte aus mit 60 mm dicken verschlossenen Drahtseilen vorgespannte, sich verjüngende Hohlkästen nach beiden Richtungen auskragen zu lassen, um die Kragarme in Feldmitte mit einem Gelenk zusammenzuschließen. Das Preisgericht hatte seinen Entwurf damals abgelehnt.

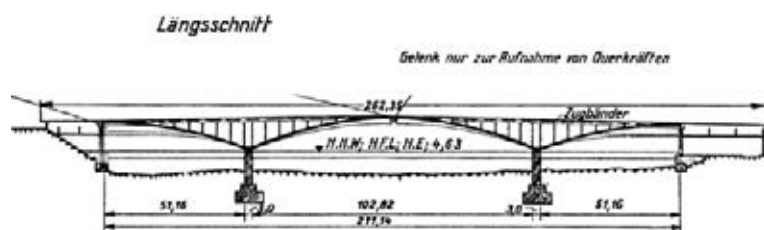


Bild 19: Wettbewerbsentwurf Dreirosenbrücke Basel 1930

Selbstbewusst deutete Finsterwalder diese Ablehnung dahingehend, dass er seiner Zeit wohl voraus war. 1965 schrieb er: „Der Entwurf wurde damals vom Preisgericht abgelehnt, da die Zeit für eine derartige Lösung noch nicht reif war“ ([24], S. 85). Dass er nach 35 Jahren immer noch davon erzählte, zeigt allerdings, wie sehr ihn diese Ablehnung doch getroffen haben muss. Ein ähnliches Erlebnis hatte er auch 1960 mit seinem Vorschlag einer Spannbandbrücke über den Bosphorus, der aus diversen Gründen nicht zur Ausführung kam (vgl. Ziff. 3.15). Übrigens beteiligte sich auch Dischinger an dem Wettbewerb für die Dreirosenbrücke mit einem eigenen Entwurf einer dreifeldrigen Bogenbrücke, womit auch er kein Glück hatte [26].

3.5 Die ersten Brücken im freien Vorbau

Die Einführung seines neuen, bisher unerprobten Verfahrens des freien Vorbaus mit Spannbeton plante Finsterwalder sorgfältig und wählte für den Anfang eine Brücke mit einer relativ kleinen Spannweite, um diese bei weiteren Bauten sukzessive zu steigern [27]. Das entsprach auch dem Wunsch der Verwaltung, die von Dywidag ein Gesellenstück verlangt hatte, um die Brauchbarkeit des Freivorbau-Verfahrens nachzuweisen.

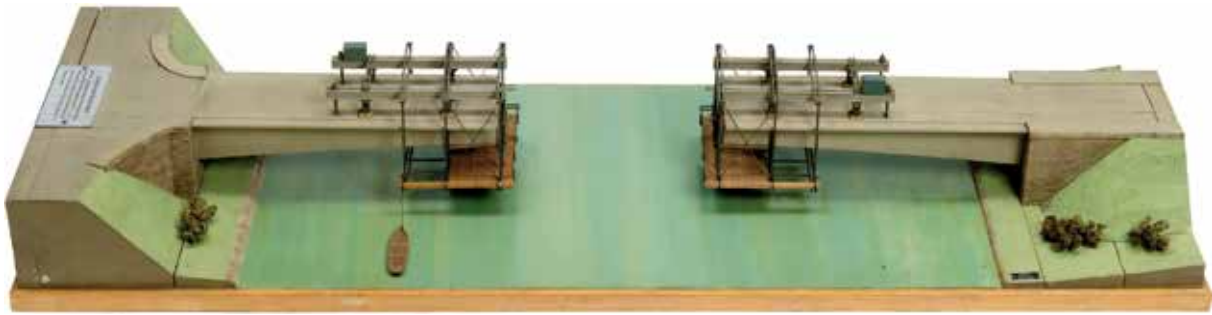


Bild 20: Modell Lahnbrücke Balduinstein

Die erste frei vorgebaute Brücke ist die idyllische **Lahnbrücke bei Balduinstein** mit einer Spannweite von 62 m, die 1950 in Absprache mit dem Bauherrn auf eigene Verantwortung der Firma fertiggestellt wurde. Das System der Brücke ist im Endzustand ein frei aufliegender Träger auf zwei Stützen mit überkragenden Enden, die durch Betongewichte belastet sind. Im Bauzustand während des freien Vorbaus handelte es sich um zwei Kragarme, die durch die Betongewichte stabilisiert wurden. Die Bewehrung des Trägers wurde ebenfalls nach diesen beiden Systemen des Einfeldbalkens und des Kragarms ausgebildet ([19], S. 23). Ein Modell dieser Brücke mit den Vorbauwagen im Bauzustand befindet sich im Deutschen Museum München (Bild 20).

Ihr folgte bereits ein Jahr später die **Brücke in Neckarrems** mit 71 m Spannweite, die im Vergleich zu Balduinstein viel schlanker und eleganter ausfiel. Weil sie auf den noch vorhandenen Fundamenten der früheren Dreigelenkrahnbrücke aufgebaut werden musste, musste auch die neue Brücke geneigte Auflagerkräfte besitzen. Finsterwalder wählte, ähnlich wie bei der Gänstorbrücke, einen gelenklosen Rahmen, der in den Auflagerbereichen in eine lotrechte Druck- und eine schräge, vorgespannte Zugstütze aufgeteilt wurde [19].

Wie die meisten seiner Erfindungen ließ Finsterwalder die Methode des freien Vorbaus patentieren. Das Patent wurde am 23. August 1951 eingereicht und 1960 endgültig erteilt und veröffentlicht.

3.6 Die Nibelungenbrücke in Worms (1951–1953)

Die Nibelungenbrücke hatte für Finsterwalder und für Dywidag eine ganz besondere Bedeutung in Bezug auf die Entwicklung der neuen Bauweise, die hier erstmals für eine Brücke mit drei Öffnungen mit jeweils mehr als 100 m angewendet wurde. Die Spannweite der Mittelöffnung betrug 114,20 m, die Gesamtlänge 351,80 m. Zum ers-

ten Mal konnte von einem Mittelpfeiler aus nach beiden Richtungen gleichzeitig frei vorgespannt werden, sodass die Bauweise ihre Vorzüge voll entfalten konnte.

Für die Stadt Worms war der Neubau absolut lebenswichtig, weil er die einzige Straßenverbindung über den Rhein wieder ermöglichen sollte. Die an dieser Stelle im Jahre 1900 fertiggestellte stählerne Fachwerkbogenbrücke war von der Bevölkerung wegen „fehlender Monumentalität“ nie richtig angenommen worden, obwohl sie mit gewaltigen Tortürmen, mittelalterlichen Bastionen und Erkern geschmückt worden war. Sie wurde im März 1945 von der Wehrmacht zerstört und die Verbindung nach Bensheim konnte seitdem mit einer Fähre nur unzureichend aufrechterhalten werden [28].

Beim Wettbewerb für den Neubau standen Stahlbau und Stahlbetonbau im schärfsten Wettbewerb, da es als eine Prestigefrage galt, ob diesmal die erste weitgespannte Stahlbetonbrücke den Rhein überqueren wird [29]. Alle Firmen hatten sich viel Mühe gegeben und in beiden Materialien preislich und konstruktiv hervorragende Entwürfe eingereicht. Die Straßenbauverwaltung des Landes Hessen hatte eine Stahlbogenbrücke von MAN favorisiert, während die Kollegen von Rheinland-Pfalz dem Stahlbeton-Entwurf von „Dywidag-Finsterwalder“ den Vorzug gaben. Dass in den entsprechenden Veröffentlichungen der Name Finsterwalders neben dem Firmennamen mitgenannt wurde, ist bemerkenswert und unterstreicht das große Ansehen, das der Dywidag-Ingenieur bereits in den Fünfzigerjahren in der Öffentlichkeit genoss.

Da der Bund 50 % der Baukosten trug, während die beiden Bundesländer jeweils für 25 % aufkommen mussten, wurde die Entscheidung von Christoph Seeböhm, Bundesverkehrsminister von 1949 bis 1966, getroffen, der sich zugunsten des freien Vorbaus entschied. Ausschlaggebend waren die immer noch herrschende Stahlknappheit und „die Förderung des bautechnischen Fort-

schritts durch die Errichtung der ersten und größten Stahlbetonbrücke in Stahlbeton mit Freivorbau über den Rhein in Deutschland“ [28]. Somit erlitten die traditionsreichen deutschen Stahlbauunternehmen bei einem so wichtigen Brückenwettbewerb ihre erste Niederlage.

Die Bauausführung verlief ohne jeden Zwischenfall und erregte in der gesamten Fachwelt des In- und Auslandes großes Aufsehen. Die Firma Dyckerhoff & Widmann, die die Bauausführung alleine übernommen hatte, war überaus zufrieden und stolz auf ihren Chefsingenieur: *„Tausende von Besuchern kamen nach Worms; die Baustelle war das „Mekka“ der Bauingenieure wie ein Altmeister des Brückenbaus sich ausdrückte“ [30].*

Die untere Leibung der kastenförmigen Stege in Brückenlängsrichtung wurde nach einer ganz bestimmten Kurve geformt. Sie verlief so, dass die Biegemomente des Kragarms bzw. die Zug- und Druckkräfte in Ober- und Untergurt von der Kragarmspitze zum Pfeiler hin nahezu linear zunehmen. Dies bewirkt, dass die Schubkräfte in den Stegen auf der ganzen Kragarmlänge nahezu konstant sind. Somit konnten auch die Stegstärke und die Schubbewehrung in den Stegen konstant bleiben. Auch bei späteren Brückenentwürfen wurden die Kragarme nach diesen Prinzipien ausgeformt.



Bild 22: Nibelungenbrücke Worms

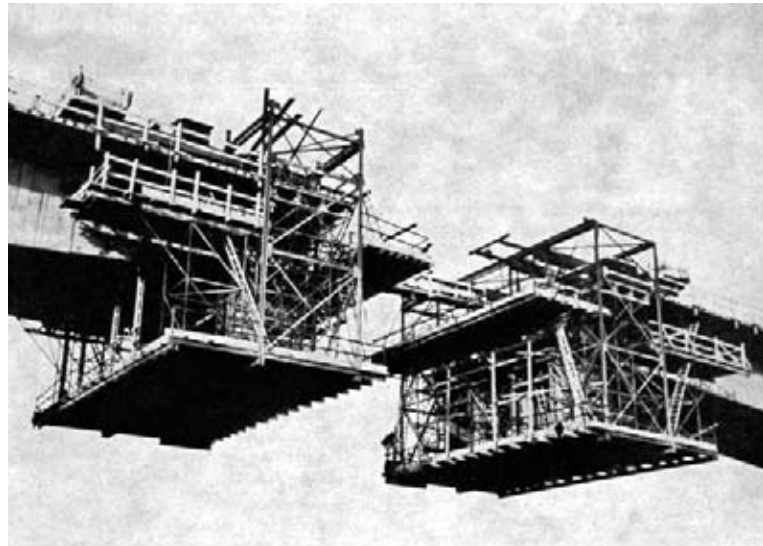


Bild 21: Nibelungenbrücke, der Zusammenschluss

Es muss eindrucksvoll gewesen sein, eine Betonbrücke von den Pfeilern ausgehend in zwei Richtungen stetig wachsen zu sehen, bis beide Vorbauwagen sich in der Mitte trafen (Bild 21). Diese waren aus kräftigen Stahlprofilen hergestellt und besaßen je 16 Räder aus Stahlguss ([28], S. 8). Sie trugen die Arbeitsbühnen, Rohrgerüste für die Schalung und die Schalung selbst sowie den Frischbeton für den jeweiligen Abschnitt, insgesamt 204 t vom Pfeiler zur Mitte abnehmend. Die Vorbauwagen konnten bei der neuen Moselbrücke in Koblenz wieder verwendet werden. Die Oberflächen konnten so glatt hergestellt werden, dass nach der Entscheidung des Bauherrn auf die steinmetzmäßige Bearbeitung der Ansichtsflächen verzichtet werden konnte (Bild 22).

Der Bedeutung der Brücke entsprechend wurde auf deren Gestaltung großer Wert gelegt. Die Straßenbauverwaltung Rheinland-Pfalz beauftragte den bereits als Brückenarchitekt bekannten Gerd Lohmer, *„um eine harmonische Einpassung der neuen Bauteile in die verbliebenen Reste der alten Brücke“ zu gewährleisten. Und „das Wesentliche der Konstruktion im Spiel von Licht und Schatten“ sollte „frei von modischem Beiwerk klar zum Ausdruck kommen“ [28].* Die hier begonnene Zusammenarbeit zwischen Finsterwalder und Lohmer wurde zur Grundlage für eine lange Freundschaft und trug in vielen Wettbewerben ihre Früchte.

Der wichtigste Mitarbeiter von Finsterwalder bei dieser Brücke war Georg Knittel, der spätere Professor für Baustatik an der Technischen Universität München, der seit 1949 bei Dywidag an der Seite Finsterwalders maßgeblich bei der Entwicklung des Dywidag-Spannverfahrens und des Freivorbaus mitgewirkt hatte.

Franz Dischinger, der seit seinem Ausscheiden von Dywidag 1932 mehrfach als Gutachter und Prüfer bei Bauten der Firma tätig war, und Alfred Mehmel aus Darmstadt hatten die Prüfung der statischen Berechnungen und der Konstruktion übernommen.

3.7 Die neue Moselbrücke (Europabrücke) in Koblenz (1952–1954)

Nach dem großen Erfolg Finsterwalders mit der Rheinbrücke Worms war der Weg für größere Spannweiten im freien Vorbau im In- und Ausland geebnet. Noch vor Fertigstellung der Nibelungenbrücke konnte das bewehrte Dywidag-Gespann Finsterwalder und Knittel am 1. August 1952 mit dem Bau der neuen Moselbrücke in Koblenz beginnen. Sie musste in Flussmitte auf den beiden Senkkasten der im Krieg zerstörten dreifeldrigen Bogenbrücke (Adolf-Hitler-Brücke) errichtet werden, die 1932 bis 1934 unter der Leitung von Dischinger gebaut worden war [31], und sollte auf vier Spuren erweitert werden. Ihre größte Spannweite beträgt 122,85 m (Bild 23).

Gewählt wurde praktisch das gleiche Freivorbau-System wie bei der Wormser Rheinbrücke. Es gab auch Vorschläge von anderen Firmen, die alte Bogenbrücke wieder aufzubauen. Es stellte sich jedoch eindeutig heraus, dass diese Lösungen verglichen mit dem neuen Freivorbau-System wirtschaftlich nicht konkurrenzfähig sind. Finsterwalder beschrieb das System wie folgt: „Die in den beiden Mittelfeldern eingespannten Träger sind in bezug auf diese symmetrisch ausgebildet, während die beiden Seitenträger land-

seitige Ausleger als Gegengewicht erhalten haben. Diese stellen gleichzeitig den Anschluss an die bestehenden Rampenbauwerke dar. In den Mitten der drei Öffnungen sind je zwei gegenüberliegende Träger durch Pendelgelenke miteinander verbunden. Sie ermöglichen die Übertragung von Querkräften von einem Träger zum anderen, gestatten aber gleichzeitig gegenseitige Längsverschiebungen der beider Träger, z. B. bei Temperaturänderungen“ [32].

Ein Wermutstropfen bei diesen Brücken aus heutiger Sicht sind eben diese Gelenke in Feldmitte. Eine eingehende Bestandsaufnahme etwa 30 Jahre nach Inbetriebnahme der Moselbrücke bei Koblenz ergab: Die Gradienten hat, wie bei fast allen Kragträgerbrücken, so steif die Kragbalken durch die Vorspannung auch waren, in Feldmitte einen Knick, da damals die Größe des Kriechens unterschätzt wurde. Fahrkomfort und Tragvermögen der Brücken werden allerdings dadurch nicht beeinträchtigt. Seitdem werden Gelenke im Feld jedoch nicht mehr gebaut. Auf Querträger, die normalerweise zur Lastverteilung zwischen den beiden Stegen angeordnet werden, wurde mit Ausnahme der Gelenkstellen verzichtet, weil sie das Verfahren der Vorschubgerüste verhinderten. Die ungünstigen Auswirkungen dieser Entscheidung auf die Fahrbahnplatte und geeignete Maßnahmen waren Gegenstand zusätzlicher Untersuchungen ([32], S. 284). Es wurden Beton in den Güten B 80 bis B 450, 644 t Spannstahl St 60/90 und Betonstahl I bis IV verwendet.

Auch bei der Koblenzer Brücke wurde vom Bauherrn der Architekt Gerd Lohmer als gestalterischer Berater verpflichtet. Zusammen mit Fins-

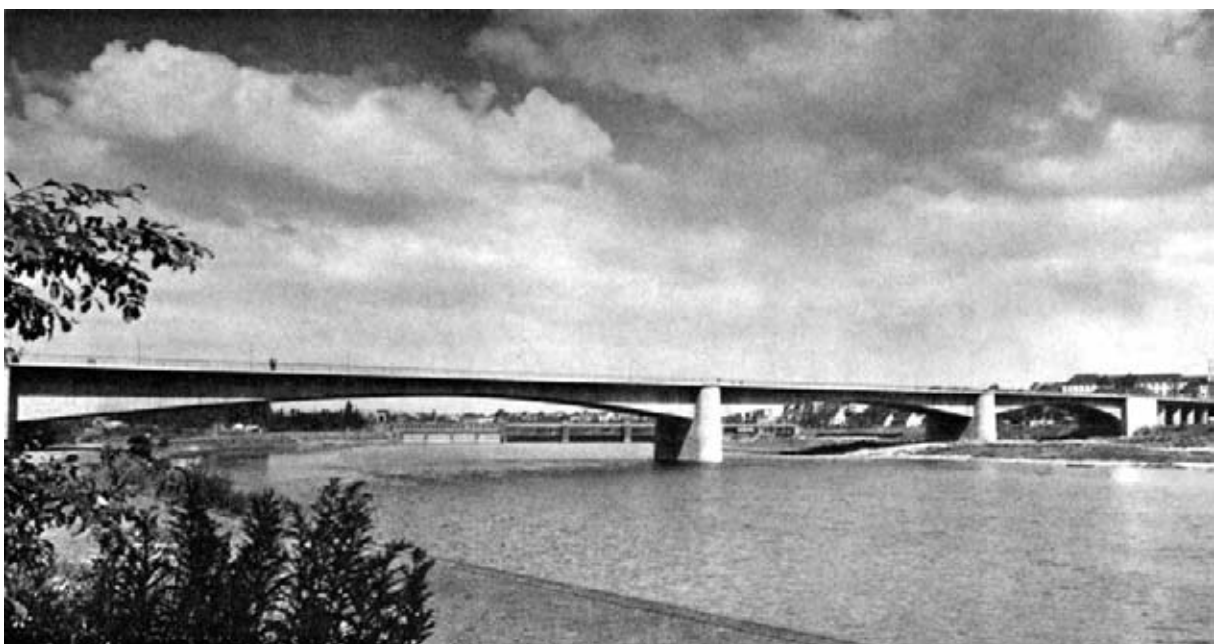


Bild 23: Neue Moselbrücke (Europabrücke) in Koblenz

terwalder und Knittel veröffentlichte er in der Zeitschrift Bauingenieur einen Artikel über die Gestaltung der Brücke [33]. Er verglich sie mit der Bogenbrücke von Dischinger, die bis vor sieben Jahren an der gleichen Stelle stand, und erklärte, welche Konsequenzen die neuen Bauweisen bezüglich der Gestaltung einer solchen Brücke hatten. Finsterwalder kam Lohmers Wunsch entgegen und nahm gewisse Erschwernisse im Freivorbau in Kauf, um als „Verschneidungslinie zwischen unterer Leibung und Pfeilerwand eine waagerechte Gerade zu erhalten“. Er vermerkte dazu: „Dies war bei der alten Bogenbrücke, ..., nicht der Fall und, wie man aus den Abbildungen sehen kann, ästhetisch nicht befriedigend“ ([32], S. 279). Dass ein Architekt in einer Zeitschrift für Bauingenieure einen Artikel über die Gestaltung einer Brücke veröffentlicht, ist auch für heutige Verhältnisse recht ungewöhnlich und dürfte als ein gutes Beispiel für eine Zusammenarbeit zwischen Ingenieur und Architekt gelten.

1972 konnte die Brücke das hohe Verkehrsaufkommen nicht mehr bewältigen, und bekam eine Verbreiterung um vier zusätzlichen Fahrbahnen in Form einer angebauten, fast baugleichen Brücke, jedoch ohne Mittelgelenke [34]. 1990, nach der Fertigstellung der dritten Moselbrücke, der Kurt-Schuhmacher-Brücke, wurde der Name „Neue Moselbrücke“ irreführend. Daher wurde sie 1991 nach Vorschlag des Koblenzer Stadtrates und mit Zustimmung des Bundesverkehrsministeriums in „Europabrücke“ umbenannt [35].

3.8 Weitere Balkenbrücken

Auf die Moselbrücke in Koblenz folgten rasch weitere vorgespannte Balkenbrücken im Freivorbau im In- und Ausland. Die wichtigsten bis 1964 im freien Vorbau hergestellten Spannbetonbrücken in Deutschland mit Angabe des Baubeginns und der maximalen Spannweite [25] sind:

1950	Lahnbrücke Balduinstein	62,1 m
1951	Neckarbrücke Neckarrems	71,0 m
1952	Nibelungenbrücke Worms	114,2 m
1952	Mainbrücke Karlstadt	39,7 m
1952	Moselbrücke Koblenz	122,9 m
1953	Rohrdammbrücke Berlin	72,0 m
1954	Ringbrücke Ulm	78,0 m
1956	Dischingerbrücke Berlin	94,0 m
1957	Weserbrücke Bremen	86,0 m
1958	Mangfallbrücke Weyarn	108,0 m
1959	Mainbrücke Hoechst	130,0 m
1960	Lahnbrücke Limburg	68,0 m
1962	Rheinbrücke Bendorf	208,0 m

Auch wenn alle diese Brücken im freien Vorbau hergestellt wurden, unterscheiden sie sich oft we-

sentlich. Finsterwalder und Herbert Schambeck, lange Zeit zuständig für alle Brückenbauten der Dywidag in der Hauptverwaltung, erläutern diese Besonderheiten sehr kompakt und übersichtlich ([24], S. 88):

„Unter den bisher im freien Vorbau hergestellten Brücken befinden sich sehr verschiedenartige Trägersysteme: Gevoutete Durchlaufträger, die von Pfeilern mit provisorischer Einspannung nach beiden Seiten als Kragarme frei vorgebaut und nachträglich in Feldmitte zusammenbetoniert wurden; Rahmenbrücken, wie die Rohrdammbrücke und die Dischingerbrücke in Berlin bei denen Hilfsjoche zur vorübergehenden Unterstützung dienen; Durchlaufträger, wie die 1952 von der Dyckerhoff & Widmann KG erbaute Mainbrücke bei Karlstadt und der jetzt von der Wayss & Freytag KG errichtete östliche Teil der Bendorfer Rheinbrücke, bei denen der Überbau während des Bauzustandes wie eine Zügelgurt Brücke durch schräge Abspannungen an einem Hilfspylon aus Stahl oder Beton aufgehängt wurde. Auch ein Fachwerk-Parallelträger mit 108 m Spannweite – die Autobahnbrücke über die Mangfall zwischen München und Salzburg – wurde in dieser Bauweise hergestellt. Der Prototyp des frei vorgebauten Brückensystems, der bei der Rheinbrücke bei Bendorf mit seiner Spannweite von 208 m den „Weltrekord“ unter den Balkenbrücken hält, ist jedoch der Kragarm, der vom Pfeiler aus ohne zusätzliche Hilfsmaßnahmen abschnittsweise vorgebaut wird. Bei diesem System wird es durch die Anordnung der Bewegungsfuge am Kragarmende am Pfeiler möglich, den Überbau mit dem Pfeiler zusammenzubetonieren und auf teure und unterhaltungsbedürftige Lager zu verzichten. Über die wirtschaftlichen Vorteile hinaus hat dieser Wegfall der Lager in architektonischer Hinsicht große Bedeutung: Der Überbau und die Pfeiler bilden ein einheitliches Ganzes (integrierte Bauweise! Anm. d. Verf.), das nach Ansicht der Verfasser besser befriedigt als ein gevouteter Träger früherer Bauart, der aus drei verschiedenen Einzelementen, nämlich dem in Beton oder Stahl errichteten Überbau, den Lagern und den meist mit Naturstein verblendeten Pfeilern besteht.“

„Die architektonische Gültigkeit dieser neuen Form dürfte bei Brücken, deren Pfeilerhöhe klein ist im Verhältnis zu Spannweite, heute unbestritten sein. Die Brücken in Worms, Koblenz, Hoechst und Bendorf sind Beispiele dafür. Bei hohen Talbrücken dagegen werden bei dem Gedanken an einen gevouteten Träger auf hohen Pfeilern verschiedentlich Bedenken laut. Diese Bedenken sind verständlich bei dem erwähnten alten Typ des Durchlaufträgers, der dem Augenschein nach mit seinen Lagern zu wenig stabil auf den Pfei-

lern sitzt. Dagegen zeigt der aus dem Pfeiler herauswachsende, richtig geformte Spannbetonkragträger das Kräftespiel und das Wesen des Baustoffes Spannbeton so überzeugend, wie es nur eine aus einer richtigen Idee entwickelte ausgereifte Form vermag.“

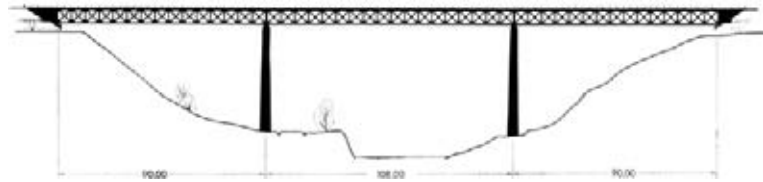


Bild 24: Mangfallbrücke

Unter den oben aufgelisteten Brücken sind zwei besonders interessant, die nun noch näher vorgestellt werden sollen.

3.9 Die Mangfallbrücke (1958–1959)

Die 1959 im freien Vorbau in Spannbeton fertiggestellte Mangfallbrücke ist ein doppelstöckiger parallelgurtiger Fachwerk-Durchlaufträger (Bild 24). Auch dieser Wettbewerb wurde von der Bauverwaltung ursprünglich als Stahlfachwerkbrücke ausgeschrieben, um die alte, im Krieg beschädigte Stahl-Fachwerkbrücke zu ersetzen. Finsterwalder gelang es hier, den Stahlbau, der mit sieben Vorschlägen vertreten war, in seiner typischsten Disziplin, dem Fachwerkbrückenbau, zu übertrumpfen, auch wenn er in Kauf nehmen musste, dass Dywidag bei diesem komplexen Projekt nicht nur nichts verdiente, sondern sogar drauf zahlen musste [22].

Beim Entwurf wirkte auch hier der Architekt Gerd Lohmer, mit dem Finsterwalder schon vor sieben Jahren bei der Nibelungenbrücke und bei der Moselbrücke in Koblenz beste Erfahrungen gemacht hatte und mit dem er mittlerweile auch befreundet war. Eine untenliegende Fahrbahn für Fahrräder und Fußgänger wurde bei der Ausschreibung bereits vorgeschrieben (Bild 25). Der Fachwerk-Entwurf bot nicht nur die Möglichkeit einer guten Belichtung. Die Verfasser wählten ein Fachwerk mit sich kreuzenden Diagonalen, was Finsterwalder als „perforierte Wand“ bezeichnete [36]. Damit nahmen sie ein schwierigeres System als mit fallenden und steigenden Diagonalen bewusst in Kauf, um ein technisches Bauwerk zu schaffen, „bei dem auch für die Schönheit etwas getan ist“ [37]. Finsterwalder meinte, dass „dieses System dem Bauwerk eine im Massivbau bisher unbekannte Leichtigkeit und eine ornamentale Wirkung verleiht“.



Bild 25: Mangfallbrücke, Innenansicht



Bild 26: Rheinbrücke Bendorf

3.10 Die Rheinbrücke Bendorf (1962–1965)

Den Höhepunkt seines Bauverfahrens des freien Vorbaus im Inland markierte Finsterwalder 1964 mit der Fertigstellung der Rheinbrücke Bendorf mit einer maximalen Öffnung von 208 m (Bilder 26, 27). Zwölf Jahre nach dem Bau der ersten Freivorbaubrücke erreichte er mit der Rheinbrücke in Bendorf den technisch und gestalterisch sinnvollen Grenzbereich dieser Bauweise. Mit im Team waren der Projektleiter Herbert Schambeck und selbstverständlich wieder der Architekt Gerd Lohmer. Auch dieser Entwurf setzte sich als Sondervorschlag gegenüber dem Verwaltungsentwurf einer Stahlbrücke durch.

In Bendorf ist es nicht nur gelungen, „in einem öffentlichen Wettbewerb wieder erfolgreich gegen den Stahlbau zu konkurrieren“ ([24], S. 89) und eine Rekordspannweite von mehr als 200 m zu erreichen, sondern es konnten auch eine Reihe von technischen Fortschritten erzielt werden ([24], S. 90 ff.):

- ❑ Anstatt der bisher üblichen Praxis, Dywidag-Spannstäbe mit dem Durchmesser 26 mm zu verwenden, wurden zum ersten Mal Stäbe mit einem Durchmesser von 32 mm in St 80/105 eingeführt, wodurch die Konstruktion und das Bewehren auf der Baustelle wesentlich vereinfacht wurden.
- ❑ Ferner wurde die Bodenplatte zur Aufnahme von Druckkräften mit einer schlaffen Bewehrung verstärkt. Dadurch konnte das Betongewicht vermindert werden, wodurch

Spannstahl im Zuggurt eingespart werden konnte.

- ❑ Die Stegdicke konnte durch konsequenten Einsatz von schräger Spannbewehrung, sog. „Schubnadeln“, als Schubbewehrung reduziert werden.
- ❑ Der gestalterisch augenscheinlichste Unterschied ist die Reduzierung der Pfeilerdicke der Hauptöffnung auf 2,80 m im Vergleich zu der Wormser Brücke mit ihren 6,0 m dicken Pfeilern, obwohl die Kragarmlängen sich nahezu verdoppelt hatten. Dies konnte erreicht werden, indem die Kragarme der Mittelöffnung in die deutlich kürzeren Nachbarfelder relativ starr eingespannt werden konnten, was zur Verminderung der Biegemomente der Hauptpfeiler führte.
- ❑ Aufgrund von Laborversuchen konnte festgestellt werden, dass die Temperaturunterschiede in dicken Bauteilen hauptsächlich von der Anfangstemperatur des Frischbetons abhängig sind. Durch eine Vorkühlung des Mischgutes konnte eine Frischbetontemperatur von 15 °C erreicht werden.



Bild 27: Freivorbau der Brücke Bendorf

3.11 Pilzbrücken

In Zusammenarbeit mit Gerd Lohmer versuchte Finsterwalder für sehr unterschiedliche Aufgabenstellungen ansprechende und effektive Lösungen zu finden. So schlug er 1956 für die 358 m lange Hochstraße Unkelstein im Zuge der B 9 parallel zum Rheinufer eine pilzkopfartige Auflagerung vor, die es erlaubt, nur mit einer Stützenreihe auszukommen ([21], S. 181). Die runden Stützen mit einem Durchmesser von 2,5 m tragen die doppelt so großen Pilzköpfe, auf denen der Hohlkastenträger auf vier im Quadrat angeordneten Rollenlagern ruht. Diese neuartige Lösung wurde auch beim Viadukt von Narny in der Nähe von Andernach im Zuge der B 9 mit achteckigen Stützen und bei vielen städtischen Hochstraßen eingesetzt (Bild 28).



Bild 28: Hochstraße Ludwigshafen

Finsterwalder entwickelte diese Konstruktion weiter, indem er auf die Lager verzichtete und Stütze, Pilzkopf und Überbau miteinander monolithisch verband. Auch die Vorbauwagen der Fünfzigerjahre wurden für bestimmte Brückentypen weiterentwickelt. Insbesondere für lange Talbrücken entstand die Baumethode des feldweisen Betonierens mit freitragenden stählernen Vorschubgerüsten [38] (Bild 29). „Das Vorschubgerüst ist eine auf die Baustelle gerückte Fabrikationshalle, die den Vorteil einer serienmäßigen Herstellung, der sonst nur im Fertigteilbau gegeben ist, mit den größeren Formgebungsmöglichkeiten der Ortbetonbauweise verbindet“ [39]. Finsterwalder und Schambeck gelang wieder einmal, mit Hilfe von Vorschubgerüst und durch Einsatz der neuartigen Pilzkopfausbildung eine spektakuläre Konstruktion entstehen zu lassen, die in der Fachwelt Furore

machte; eine Pilzbrücke. Die 338 m lange **Elztalbrücke** entstand 1964 bis 1967 auf der A 48 in der Nähe der heutigen Raststätte Elztal-Nord auf bis zu 100 m hohen achteckigen Stützen. Sie war quasi der Versuch, wie bei alten gemauerten Bogenbrücken eine Brücke ohne Lager und Fugen als monolithische Einheit von Überbau, Pfeilern und Fundamenten zu erstellen. Durch die Biegeweichheit der langen achteckigen Stützen mit Hohlquerschnitt (4,80 × 5,80 m) im Abstand von 37,5 m konnte sie mit nur einer einzigen Bewegungsfuge in Talmitte verwirklicht werden. Die 30,0 m breite Platte ist vorgespannt und ist im Feld 60 an der Stütze 2,45 m dick.



Bild 29: Vorschubgerüst bei der Elztalbrücke

3.12 Städtische Hochstraßen

In den Fünfzigerjahren zwang die Zunahme des Verkehrs viele Städte dazu, eine zweite Verkehrsebene in Form von Hochstraßen anzulegen. Diese sind Brückenstraßen, die im Allgemeinen unmittelbar über dem Verkehrsraum der normalen Straßenebene liegen und beliebig lang sein können. Der Raum unter der Hochstraße kann als Fahrbahn, als Parkplatz und generell als überdeckter Raum verwendet werden. Um diese Bedingungen optimal erfüllen zu können, schlug Finsterwalder Pilzkonstruktionen mit mittig angeordneten Pfeilern vor, die es erlauben, den Raum unter der Brücke bestmöglich zu nutzen [37].

Für Dyckerhoff & Widmann, wie auch für andere Baufirmen, entstand dadurch ein neues Betätigungsfeld. Bundesweit entstanden zahlreiche Beispiele. 1958 baute Dywidag eine **Hochstraße in Ludwigshafen**, wofür Finsterwalder die in Ziff. 3.11 erläuterte Pilzkonstruktion einsetzte. 1963 konnte sie in verbesserter Form auch in Hannover beim Bau der **Hochstraße Stadtfeldamm** ausgeführt werden.

1958 bis 1960 realisierte Dywidag in Berlin eine ganz besondere Hochstraße, das **Kreuzungsbauwerk Schmargendorf** als Teil des Stadtautobahnringes (Bild 30). Es setzte sich aus zwei je dreispurigen, insgesamt 709 m langen Zwillingsbrücken mit gemeinsamen Mittelpfeilern zusammen. Das Neuartige an der vorgespannten Konstruktion war ihr Querschnitt aus dreizelligen Hohlkästen mit halbkreisförmiger Untersicht [25]. Die Spannweiten von 28 bis 62 m wurden von einer sog. Zugschale mit Längszugkräften überbrückt. Offensichtlich wurden hier die Finsterwalderschen Tonnenschalen einfach umgedreht und an den Stützen in Querscheiben aufgelagert.

Dieser neuartige und gestalterisch interessante zweiwellige Querschnitt muss auch Friedrich Tamms, den Baudezernenten der Stadt Düsseldorf, inspiriert haben, der als Mitarbeiter von Albert Speer und Architekt der Düsseldorfer Brückenfamilie bekannt wurde. Um 1960 waren Tamms und eine Beratergruppe bestehend u. a. aus Fritz Leonhardt und Hans Graßl damit beschäftigt, eine Lösung für die Y-förmig anzulegende **Hochstraße Jan-Wellem-Platz** in Düsseldorf zu finden. Das Ergebnis war die elegante, seit 1993 denkmalgeschützte Konstruktion mit einem ein- bzw. „doppelbusigen“ Querschnitt, die unter dem Namen **„Tausendfüßler“** auch dadurch bekannt wurde, weil sie 2013 trotz heftigstem Widerstand der Düsseldorfer Bevölkerung abgerissen wurde [40] (Bild 31). Tamms hatte für dieses städtebaulich extrem dominante Projekt klare Gestaltungsvorstellungen gehabt. Die Brücke sollte möglichst leicht und



Bild 30: Stadtautobahn Schmargendorf, Berlin

transparent wirken. Dafür nahm er sogar die Brückenklasse 30 in Kauf mit der Vorgabe, dass die Bauhöhe bei einem Stützenabstand von 25,0 m noch unter 1,0 m liegen sollte. Weil für die entsprechenden Betonstützen ein Durchmesser von 1,2 m ermittelt wurde, entschied man sich für kompakte, sich nach oben konisch verjüngende Stahlstützen.

Es war sicher kein Zufall, dass Dyckerhoff & Widmann bei diesem Ausnahmebauwerk mit der statischen Berechnung, Konstruktion und der technischen Bearbeitung, sowie der Führung der Arbeitsgemeinschaft der beteiligten Baufirmen beauftragt wurde [30]. Das Bauwerk, dessen Baubeginn im Januar 1961 ebenfalls mit heftigen Protesten begleitet wurde, konnte am 5. Mai 1962 dem Verkehr übergeben werden. Somit ist es nicht zutreffend, wenn Wittfoht schreibt: *„Die Doppelwelle der Hochstraße Jan-Wellem-Platz (Düsseldorf) wurde wiederholt bei einer Hochstraße in Berlin Schmargendorf“* [21]. Das Schmargendorfer Kreuzungsbauwerk war 1959 bereits fertig, als man in Düsseldorf noch an der Linienführung des Tausendfüßlers arbeitete ([40], S. 171).



Bild 31: Hochstraße Jan-Wellem-Platz, Düsseldorf



Bild 32: Wettbewerb Großer Belt, Entwurf Dywidag

3.13 Spannbetonschrägseilbrücken

Die Schrägseilbrücke ist ein altes Konstruktions-system, das nicht zuletzt durch Dischingers Arbeiten, wenn auch nach seinem Tode, wiederbelebt wurde [13]. In seinem Bemühen, dem Stahlbau auf allen Bauweisen die Stirn zu bieten, scheute sich Finsterwalder nicht, auch bei Schrägseilbrücken mit Hilfe von Dywidag-Spannbeton neue Brückentypen zu erproben. Die einleuchtende Idee bestand darin, bei allen druckbeanspruchten Teilen einer Schrägseilbrücke anstelle von Stahl den Baustoff Beton zu verwenden und die Seile und ihre Verankerungen nach den Prinzipien des Spannbetonbaues, d. h. betonummantelt, durchzubilden. Selbstverständlich war die Methode des freien Vorbaus auch hier Mittel der Wahl.

Schambeck beschrieb den sehr geschickt ausgedachten Bauvorgang folgendermaßen [41]: „*Ein Kragarmpaar wird von einem massiven Pfeiler aus mit zwei Vorbauwagen symmetrisch betoniert, dazu wird gleichzeitig mit einer Kletterschalung der Pylon abschnittsweise nach oben gebaut und in jedem Vorbauabschnitt ein neues Schrägseil eingezogen, das die Lasten dieses Abschnittes zum Pylon trägt.*“ 1966 beteiligte sich Dywidag an einem internationalen Ideenwettbewerb für die **Brücke über den großen Belt** in Dänemark, bei der eine 42 m breite Fahrbahn für kombinierten Straßen- und Bahnverkehr und mehrere 350 m breite Schifffahrtsöffnungen vorgesehen werden mussten. Finsterwalder entwarf zusammen mit Herbert Kupfer einen Schrägseildurchlaufträger mit einem auffallend ähnlichen System wie beim Viadukt Millau in Frankreich, das erst 2004 fertiggestellt wurde (Bild 32). Herbert Schambeck bewarb sich mit einem eigenen Entwurf, bei dem er statt schrä-

ger Kabel segelartige massive Wände über den Mittelstützen vorsah (Bild 33). Beide wurden von der Jury jeweils mit 100.000 Kronen Preisgeld bedacht, wobei insgesamt vier gleiche Preise von je 200.000 Kronen und sechs Preise von je 100.000 Kronen vergeben wurden [42]. Beide Ideen wurden 1970 beim Bau der zweiten **Mainbrücke der Farbwerke Hoechst** „zu einer gestalterischen Einheit verbunden“ ([41], S. 190). Der südliche Strompfeiler wurde mit einem doppelten Betonpylon und entsprechenden Schrägseilen, der nördliche mit zwei Betonsegeln versehen (Bild 34). Das System der Schrägseilbrücke wurde hier weltweit zum ersten Mal für Eisenbahnverkehr angewendet.



Bild 33: Großer Belt, Entwurf Schambeck

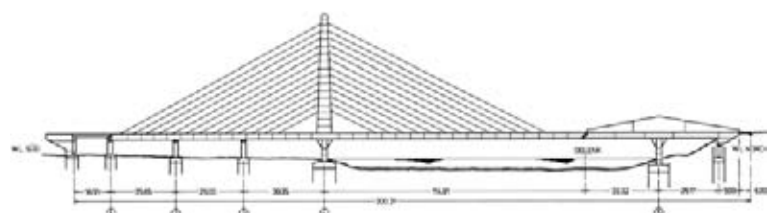


Bild 34: Zweite Mainbrücke Hoechst

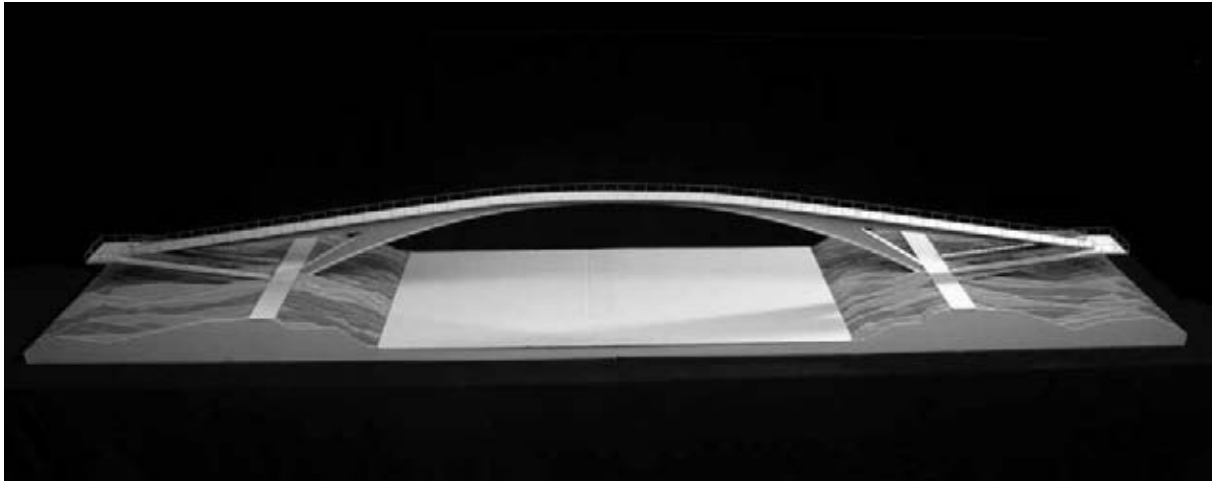


Bild 35: Dyckerhoff-Brücke Schierstein

3.14 Eine Bogenbrücke: Die Dyckerhoff-Brücke Schierstein

Die 1967 erstellte Fußgängerbrücke über die Einfahrt des Schiersteiner Rheinhafens ist eine Leichtbetonkonstruktion und war ein Geschenk, das die Dyckerhoff-Zementwerke sich und der Stadt Wiesbaden zum 100jährigen Firmenjubiläum (1964) machten [43]. Der Schiersteiner Fußgängersteg der Konstrukteure Ulrich Finsterwalder und Gerd Lohmer gilt als bautechnische Pionierleistung (Bild 35).

Drei Jahre dauerten die Planung, Konstruktion und Errichtung des ehrgeizigen Bauvorhabens, das endlich die Lücke im Rheinuferweg schließen sollte. Erstmals fand in Deutschland weißer hochfester Leichtbeton als Spannbeton für ein derartiges Bauwerk Verwendung. Der elegante Steg entstand im Freivorbau, um den Schiffsverkehr während der Bauphase nicht zu behindern. Insbesondere die auskragenden Rampen machten die Verwendung von Spannbeton notwendig. Das Gewicht des Leichtbetons beträgt nur etwa zwei Drittel des

Normalbetons. 100 m Stützweite mit einer 64 m langen Teilstrecke aus Leichtbeton machten den Steg 1967 vermutlich zur am weitesten gespannten Leichtbetonbrücke der Welt. 1972 wurde dieser Rekord durch die Fußgängerbrücke über den Fühlinger See in Köln gebrochen [44].

3.15 Spannbandbrücken

Großes Aufsehen erweckte Finsterwalder mit einem Entwurf einer nur 30 cm dicken **Spannbandbrücke über den Bosphorus** (Bild 36) [45]. Vermutlich aufgrund seiner guten Erfahrungen mit Hängedächern, wie z. B. der Schwarzwaldhalle in Karlsruhe, schlug er erstmalig 1958 beim Projekt Bosphorusbrücke vor, ein extrem flach gespanntes Band mit Straßenfahrzeugen direkt zu befahren und taufte diese Konstruktion „Spannband-Brücke“. Der Grundgedanke war, ein sehr stark armiertes Band aus Spannbeton zwischen zwei Widerlagern so straff zu spannen, dass es unter Einhaltung der im Straßenbau üblichen Ausrundungsradien unmittelbar als Fahrbahn dienen



Bild 36: Spannbandbrücke über den Bosphorus

kann. Die beiden im Wasser stehenden mächtigen Pfeiler haben einen Achsabstand von 408 m. Tragseil, Hängestangen, Versteifungsträger und Fahrbahn einer konventionellen Hängebrücke sind in einem einzigen Bauteil, dem Spannband, vereint. Mit diesem spektakulären Entwurf schlug Finsterwalder quasi den Bogen zurück zu den archaischen hängenden Holzstegen, die seit Jahrhunderten aus dem innerasiatischen Raum bekannt waren (Bild 37).

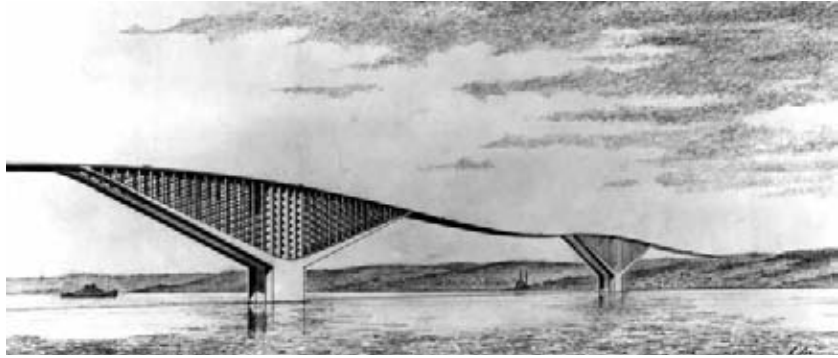


Bild 37: Bosphorusbrücke, Zeichnung Lohmer

Die jeweils 100 m langen Spannbetonausleger sollten im freien Vorbau hergestellt werden. Das 1.200 m lange Spannband war nur 30 cm dick und sollte mit 2.600 Stangen mit dem Durchmesser 26 mm aus St 80/105 bewehrt werden, die zusammen mit 80.000 t vorgespannt werden sollten. Die Kuppenradien von 3.000 m an den Auslegerpylonen und die Wannradien von 3.300 m in den frei hängenden Teilen des Spannbandes sollten ein Befahren der Brücke mit einer Ausbaugeschwindigkeit von 90 km/h ermöglichen. Dabei würde die 409 m breite Mittelöffnung einen Durchhang von 2,80 m und eine maximale Neigung von nur 3 % aufweisen [45].

In Istanbul wurde bereits seit Jahrzehnten kontrovers über eine Brücke über den Bosphorus diskutiert. Immer wieder hatten verschiedene Fachleute und Firmen Entwürfe, auch für unterschiedliche Standorte, eingereicht; oft aus eigenem Antrieb, aber auch auf Betreiben von Behörden oder einflussreichen Persönlichkeiten. So existierte bereits auch ein Entwurf einer 1.000 m weit gespannten Hängebrücke, den die Firma Krupp zusammen mit dem Architekten Paul Bonatz kurz nach Ende des Zweiten Weltkriegs eingereicht hatte. Er war 1943–1954 als Berater der türkischen Regierung und Hochschullehrer in der Türkei tätig. [46]. Dem Projekt von Finsterwalder vorausgegangen war ein erster Hängebrückenentwurf des renommierten New Yorker Ingenieurbüros Steinmann mit einer Mittelöffnung von 675 m. Weil inzwischen festgestellt worden war, dass die Gründung der Pylone im Wasser wegen unerwartet tief liegendem Fels sich nicht empfiehlt, wollte Steinmann eine zweite, weiter gespannte Variante ausarbeiten. Noch bevor diese fertiggestellt werden konnte, reichte Dyckerhoff & Widmann das Spannbandprojekt ein [47]. Die Firma hatte 1953 das Hilton Hotel in Istanbul fertiggestellt. Es ist gut möglich, dass gute Beziehungen aus dieser Zeit bei diesem Vorstoß eine Rolle gespielt haben.

Der Entwurf wurde von Dywidag in wesentlichen Teilen ausführungsfähig durchgeplant und von dem bekannten Brückenbauer Prof. Stüssi von der ETH Zürich auch überprüft. Finsterwalder fuhr mit Gerd Lohmer und Herbert Kupfer an den Bosphorus, um das Projekt dem damaligen Premier Menderes persönlich vorzustellen. Der Entwurf wurde einige Male konstruktiv und gestalterisch überarbeitet, schließlich aber abgelehnt, obwohl er als kostengünstiger eingeschätzt wurde als die Hängebrücke von Steinmann.

Über die Gründe der Ablehnung existieren unterschiedliche Berichte und Gerüchte. Herzog [47] behauptet, dass eine Architektenkommission den Spannbandentwurf wegen Verunstaltung der Bosphoruslandschaft verworfen hat. Die türkischen Zeitungen berichteten, dass die Bosphorus-Lotsen, die die Aufgabe hatten, die großen Schiffe durch die Meerenge zu begleiten, wegen den mächtigen Pfeilern im Wasser ihr Veto eingelegt hätten. Andere wollten von Intrigen der Stahllobby gehört haben. Auch die angeblichen Bedenken der Verkehrsplaner gegenüber der welligen Trasse wurden als Ablehnungsgrund genannt. Tatsache ist jedenfalls, dass 1960 die Menderes-Regierung durch die Militärs gestürzt und jegliche Großprojekte bis auf weiteres gestoppt wurden.

Erst zehn Jahre später wurde die Bosphorus-Brücke wieder aktuell. Die Englische Firma Freeman, Fox and Partners beteiligte sich an der Ausschreibung mit einer Hängebrücke. Dyckerhoff & Widmanns Entwurf einer Monokabelbrücke als Alternative zum Spannband wurde erst gar nicht zugelassen, weil bei der Submission angeblich die von der türkischen Seite verlangte Bankbürgschaft nicht erbracht werden konnte. Der Vorschlag von Freeman, Fox and Partners wurde durch eine Arbeitsgemeinschaft unter der Federführung von Hochtief mit der britischen Cleveland Bridge & Engineering Co. und der türkischen Baufirma Enka realisiert und konnte am 29. Oktober 1973 eröffnet werden (Bild 38) [48].

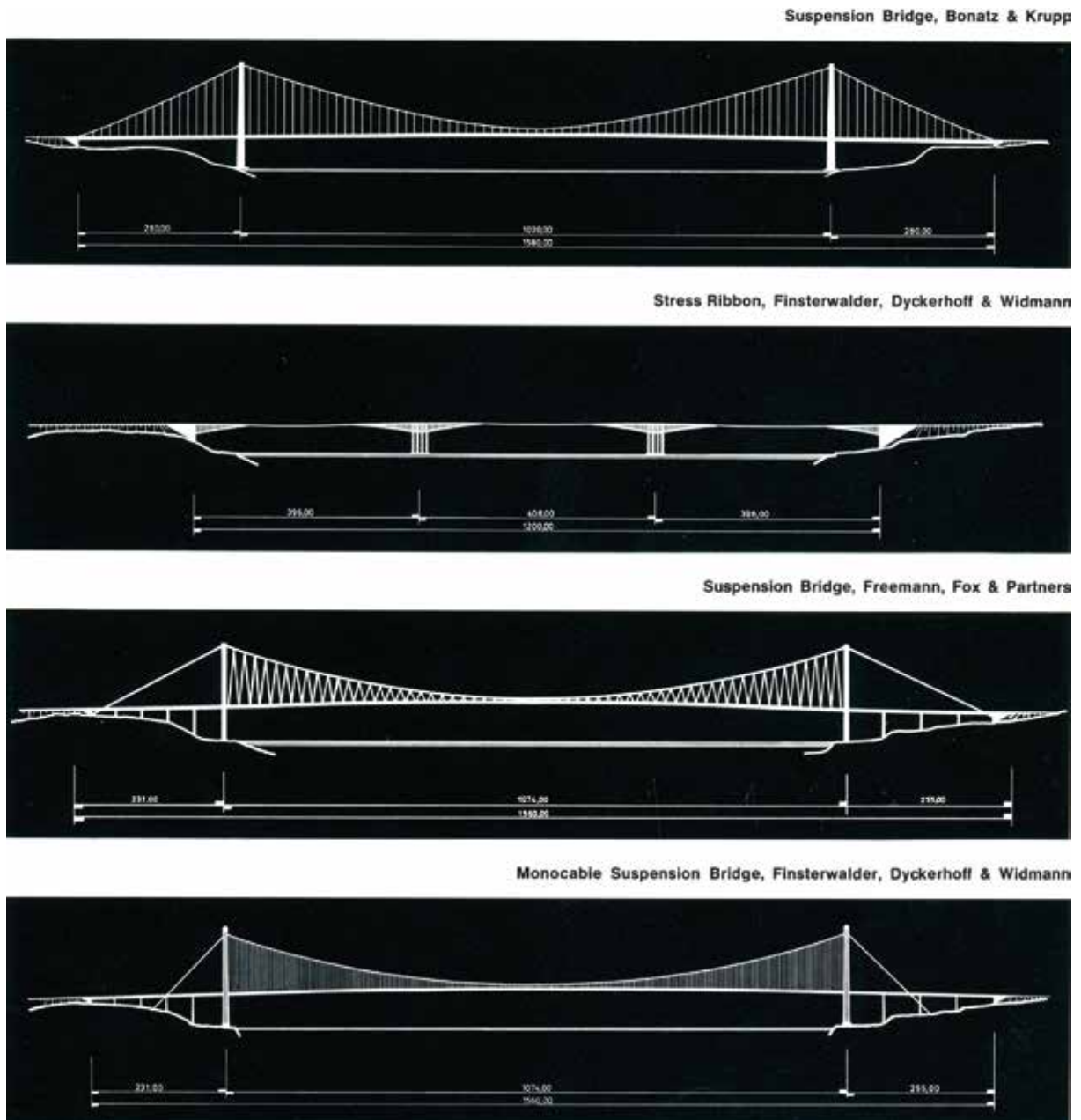


Bild 38: Bosphorusbrücke, Vergleich der Entwürfe

Für Finsterwalder muss es eine seiner größten beruflichen Enttäuschungen gewesen sein, dass er seine große Erfindung der Spannbandbrücke an einem so geschichtsträchtigen Ort mit einer großen Spannweite über tausend Meter nicht realisieren konnte. Immer wieder versuchte er, seine Idee durchzusetzen, so z. B. beim Wettbewerb Zoo-Brücke in Köln (Bild 39), wo sein Entwurf immerhin mit dem 3. Preis bedacht wurde, oder am Genfer See und bei der Naruto-Brücke in Japan [49]. Spannbandbrücken für Fußgänger mit kleineren Spannweiten wurden später in der Schweiz über die N 3 in Bircherweid bei Pfäffikon und über die Rhone bei Genf gebaut, s. z. B. [50]. Die erste deutsche Spannbandbrücke baute Dyckerhoff & Widmann 1970 in Freiburg (Bild 40). Mehrere

Spannbandbrücken für Fußgänger sind in den folgenden Jahren von Jörg Schlaich und Jürg Conzett bekannt geworden. Auch gibt es mehrere interessante Bauwerke jüngerer Datums in der Tschechischen Republik [50].

3.16 Brücken im Ausland

Das Dywidag-Spannverfahren und die Möglichkeit des freien Vorbaus weckten auch im Ausland sehr früh Aufmerksamkeit, und es hat nicht lange auf sich warten lassen, bis die ersten Brücken entweder durch Dywidag selbst oder durch einheimische Firmen in Lizenz in Schweden, Österreich, Japan und England in Angriff genommen

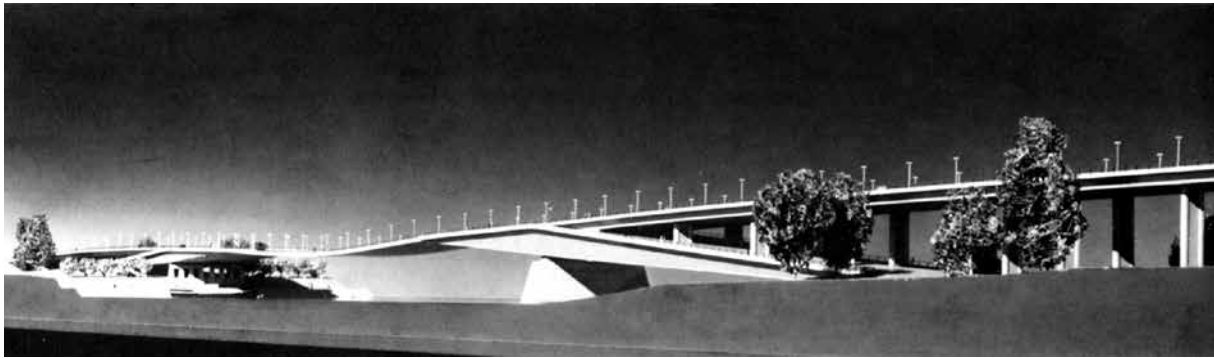


Bild 39: Zoo-Brücke Köln (Projekt)



Bild 40: Fußgängerbrücke Freiburg

wurden [24]. Die Bendorfer Rheinbrücke diente für hunderte von Freivorbaubrücken im Ausland als Vorbild (besonders in Japan (s. u.), mit Spannweiten bis zu 250 m. Auch der Kragträger auf hohen Stützen, der sich zur Überbrückung von tiefen Tälern besonders gut eignet, setzte sich mittlerweile in Skandinavien, Italien und Japan durch, wie z. B. die Brücke San Leonardo, Sizilien oder Brücke Nervi, Italien.

Die wichtigsten im freien Vorbau hergestellten Spannbetonbrücken im Ausland mit Angabe des Baubeginns und der maximalen Spannweite sind unten angegeben. Entwurf und Ausführung erfolgte teilweise durch Dywidag oder Arbeitsgemeinschaften, teilweise auch durch andere Firmen als Lizenzbauten [24]:



Bild 41: Dames Point Bridge Florida

1954 Oesterdalälvenbrücke (Schweden)	106,0 m
1956 Kalixälvenbrücke (Schweden)	94,0 m
1957 Hafenbrücke (Wien-Freudenau)	90,5 m
1957 Källösundbrücke (Schweden)	107,0 m
1958 Tromsöbrücke (Norwegen)	80,0 m
1960 Medway-Brücke (England)	152,5 m
1961 Sörsund-Brücke (Norwegen)	100,0 m
1961 Koshino-Brücke (Japan)	100,0 m
1962 Alnö-Brücke (Schweden)	134,0 m
1964 Nervi-Brücke (Italien)	100,0 m
1964 Bisagno-Brücke (Italien)	116,0 m
1970 Urado-Brücke (Japan)	240,0 m
1973 Pine-Valley-Brücke (USA)	130,0 m
1974 Frey-Bentos-Brücke (Uruguay/Argentinien)	240,0 m

Weitere Brücken folgten weltweit. 1976 wurde Finsterwalder beim Entwurf der Dames Point Bridge über den St.-Johns-Strom bei Jacksonville (Florida), einer Schrägseilbrücke mit einer Mittelöffnung von 396,0 m, vom Büro Howard Needles Tammen & Bergendorf als Berater hinzugezogen (Bild 38). Mit seinen 79 Jahren war er weiterhin ein international geschätzter Fachmann für Brückenbau.

4 Übergeordnetes, Menschliches

4.1 Ästhetik und Gestaltung

Finsterwalder hatte im Unterschied zu manch anderen vergleichbaren Ingenieuren keine Berührungängste oder wesentliche Probleme mit Architekten. Er konnte sie bei Ingenieurbauten nach eigenem Ermessen zur Beratung hinzuziehen. Auch bei Hochbauten arbeitete er mit zahlreichen bedeutenden Architekten seiner Zeit zusammen. In seinen Vorträgen und Veröffentlichungen äußerte sich Finsterwalder oft zu Fragen der Ästhetik und Gestaltung. Über seinen Spannbandbrückenentwurf für den Bosphorus schrieb er:

„Aus den neu geschaffenen konstruktiven Möglichkeiten entstehen neue Formen, die den unveränderlichen Gesetzen der Schönheit unterworfen sind, sich aber an die früheren Formen von Brücken aus Stein oder Beton nicht anlehnen können. Architekt und Ingenieur arbeiten gemeinsam unter Wahrung der konstruktiven Grundgedanken und zu deren Ausformung. Beide müssen von dem Bestreben durchdrungen sein, ein Kunstwerk zu schaffen. Jeder von beiden muss von seinem Standpunkt aus die Arbeit des Partners nach bestem Vermögen zu fördern suchen. So werden beide zusammen Besseres schaffen, als es der einzelne allein vermag.“ [45]

Über die Zuständigkeit und Mitverantwortung der Bauingenieure an der gebauten Umwelt gab es für ihn keinen Zweifel. In seinen „Zehn Thesen zur Ästhetik“ definierte er das Entwerfen und Konstruieren gewissermaßen als Kampf gegen die Erdanziehung [51].

Aus These I: „Das ästhetische Erleben, die reine Freude am Kunstwerk, oft gemischt mit Bewunderung und oft auch mit Verehrung, wird umso größer sein, je mehr sich der Beschauer bis zum Vergessen seines Selbst in das Kunstwerk vertiefen kann.“

Aus These II: „Es ist die große Aufgabe des Baumeisters, auch die nützlichen Bauwerke möglichst schön zu bauen, also so zu bauen, dass das Bauwerk seinen Kampf mit der Erdschwere und seinen Sieg über die Erdschwere möglichst rein und erkennbar für den Beschauer verkörpert.“

Aus These III: „Jedes von dem Beschauer als schön oder erhaben bezeichnetes Bauwerk ist ihm also das Denkmal eines Sieges über die Erdschwere.“

Aus These VI: „Bauteile, die für die Überwindung der Erdschwere überflüssig sind, überhaupt alles, was als Bauelement erscheinen soll, ohne es in Wirklichkeit zu sein, verdunkeln dem Beschauer das Verständnis des Bauwerkes als eines Sieges über die Schwere und wirken darum unschön.“

4.2 Seine Kollegen über Finsterwalder

Über Ulrich Finsterwalder haben sehr viele Autoren geschrieben (vgl. [52]); darunter Kollegen und Freunde aus allen seinen Lebensabschnitten. Es dürfte äußerst selten der Fall sein, dass fachliche wie menschliche Qualitäten eines Ingenieurs übereinstimmend so ausführlich und enthusiastisch gewürdigt werden. Einige Beispiele:

Herbert Kupfer [53]

„Schon von jeher hatte er es vermocht, auf junge Ingenieure einzuwirken. CHARISMA! Während seiner fünfzigjährigen Zugehörigkeit zu seiner Firma haben viele Mitarbeiter, aber auch hervorragende Architekten, mit denen er aufgeschlossenen zusammenarbeitete, und Ingenieure, die auf der Bauherrenseite standen, diese persönliche Ausstrahlung erfahren. Nie hatte man bei ihm als Mitarbeiter das Gefühl, Anweisungen erteilt zu bekommen, sondern er versuchte zu überzeugen, wenn es sein musste, auch in langen Diskussionen. Seine unerhörte geistige und körperliche

Konstitution und ein Mittagsschlaf ermöglichten es ihm, bis spät abends hellwach zu bleiben. Erstaunlich, dass weder Ehrungen noch Misserfolge sein Verhalten im Geringsten beeinflussen konnten. Ich bin sicher, dass eine der Quellen dieser unerschöpflichen Energie sein überaus glückliches Familienleben mit einer großen Kinder- und Enkel-schar waren. Seine Frau Eva stand ihm immer mit sehr viel Verständnis zur Seite, sorgte aber auch dafür, dass er sich gelegentlich Erholung gönnte.“

Hubert Rüsich [54]

„Wenn er sich einmal für ein Arbeitsgebiet interessiert hatte, kam er davon nicht los, ehe nicht seine Ideen in allen Details ausgearbeitet waren und sich auch in der Praxis durchgesetzt hatten. So wird verständlich, dass Finsterwalder immer noch voll und ganz mit der Weiterentwicklung der zylindrischen Tonnengewölbe beschäftigt war, als Dischinger sich schon längst anderen Schalenformen zugewandt hatte [...] sowohl Dischinger als auch Finsterwalder zeichneten sich nicht nur durch ihre schöpferische Begabung aus, sondern auch durch eine wahre Besessenheit, die sie oft ihre Umwelt fast völlig vergessen ließ. Selbst auf Paddeltouren [...] konnte den jungen Finsterwalder die Gesellschaft der hübschesten Mädchen nicht davon abhalten, Probleme der Schalentheorie zu erörtern.“

Heinz Rausch

Sprecher des Vorstandes der Dyckerhoff & Widmann AG, München [12]

„Begegnet man dem fast 90jährigen, so wird man sofort zugedeckt mit einem Feuerwerk von Gedanken und Ideen, die ihn beschäftigen. Schließlich ist er noch keinen Tag in den Ruhestand getreten. [...] Seine eher leise Stimme in leicht bayerisch gefärbtem Klang ist auch nach einem Stundengespräch nicht müde oder gar altersbrüchig. Noch immer verfolgt er mit hellwachem Geist ein ideenreiches Konzept mit Konsequenz und außerordentlicher Beharrlichkeit. Und wenn einer meint, das sei wohl eine Portion Altersstarrsinn, dann stimmt das nicht: Er war schon immer so! Schließlich steuert er noch immer selbst seinen Wagen. Er fährt damit zum Bergwandern und im Winter zum Skilauf.“

Für seine Mitarbeiter und für seine Firma war seine fachliche Autorität und Präsenz von großer Wichtigkeit. Auch von Kollegen anderer Firmen wurden ihm großer Respekt und Anerkennung entgegengebracht. Finsterwalder war derjenige, der sich bei kniffligen Problemen, bei denen die Mitarbeiter unsicher wurden, hinstellen und sagen konnte, dass es geht und wie es geht. Durch seine

Persönlichkeit und durch die Qualität seines Denkens hat er einem Kreis junger Mitarbeiter hohe Maßstäbe gesetzt und hat damit eine Voraussetzung für deren eigene Entwicklung gegeben.

4.3 Ulrich Finsterwalder Ingenieurbaupreis

Ab der Auslobung 2015 wurde der Ingenieurbaupreis des Verlags Ernst & Sohn, welcher seit 1988 alle zwei Jahre für herausragende Leistungen im Konstruktiven Ingenieurbau an ein Projektteam für sein ausgezeichnetes Bauwerk vergeben wird, dem großen Bauingenieur gewidmet und in „Ulrich Finsterwalder Ingenieurbaupreis“ umbenannt. Der Verlag Ernst & Sohn und die Familie Finsterwalder wollen auf diese Weise die Gründungsidee des Ingenieurbaupreises fortführen – mit dem Ziel, den Berufsstand der Bauingenieure in der Wahrnehmung der Öffentlichkeit zu stärken. Der Name Finsterwalders steht bei diesem Preis somit nicht nur für den Betonbau, sondern für den gesamten Ingenieurbau.

4.4 Eine Würdigung: Nachruf von Peter v. Seidlein

Ulrich Finsterwalder war Mitglied der Akademie der Künste in Berlin. Die Akademie hatte 1968 ihre Aufnahmeregeln ändern müssen, um den Bauingenieur Finsterwalder als Mitglied aufnehmen zu können [55]. Er war 1968 bis 1979 außerordentliches Mitglied der Akademie der Künste, Berlin (West), Sektion Baukunst. Durch eine erneute Änderung der Statuten wurde er ab 1979 ordentliches Mitglied.

Nach seinem Tode 1988 gab es weltweit sehr viele Nachrufe. Einer der eindrucksvollsten stammt vom Münchner Architekt Peter v. Seidlein. Er ist wahrscheinlich einer der schönsten Würdigungen, die ein Architekt jemals für einen Bauingenieur verfasst hat [55]:

„Ich weiß nicht, wer Ulrich Finsterwalder für eine Berufung in die Akademie vorgeschlagen hat. Sein Tod am 5. Dezember 88, kurz vor seinem 91. Geburtstag, ruft nochmals ins Gedächtnis, wie ungewöhnlich und wie glücklich dieser Vorschlag gewesen ist.

Dass Bauen in seiner ausgeprägtesten, vornehmsten Form, dem Erzeugen von Architektur, eine Kunst ist, mag niemand bestreiten. Dass diese aber auch aus der reinen Form der Logik, der Mathematik, entstehen kann, war denen klar gewesen, die in Ulrich Finsterwalder einen Baukünstler gesehen hatten. [...]

Viel wichtiger aber war die Phantasie, deren es bedarf, Neues zu erfinden. [...] Erfinden bedarf der Phantasie und von ihr beflügelt, hat Finsterwalder das Bauen mit Stahlbeton in wahren Mutations-sprüngen über das hinaus entwickelt, was man noch zu Beginn des Jahrhunderts für möglich gehalten hatte. [...]

Dabei schien er ein seltsam zurückhaltender, ja beinahe scheuer Mensch zu sein. Er sprach leise, weil die Sicherheit, die er hatte, keiner lauten Worte bedurfte - mit einem unverkennbar bayerischen Tonfall – nicht das moderne Münchnerisch der Schickeria, sondern das einer älteren Generation – eher so, wie Heisenberg oder Orff. Und er redete zielsicher und unaufhaltsam von den Dingen, die er verstand, von seinen Ideen, von dem, was er vorhatte. Mit dem Konjunktiv, mit dem Wort „vielleicht“, mit „wenn und aber“ konnte er wenig anfangen.

Was ihn, wenn man ihn länger kannte, charakterisierte, war die Besessenheit, zu bauen. Dass er zu viel zu tun hatte, hat man nie von ihm gehört; aber auch nicht, dass er je zu wenig zu tun gehabt hätte. Er suchte sich seine Aufgaben und er fand sie.

Die Akademie hat sich, als sie 1968 über die Hürde einer selbstauferlegten, eingrenzenden Definition dessen, was Kunst sei, sprang und den Ingenieur Ulrich Finsterwalder berief, selbstgeehrt. Einen der großen Baumeister zu den ihren zu zählen, müsste auch nach seinem Tod Wirkung auf uns haben, die Wirkung, die ungewöhnliche Menschen und ihr Werk als Beispiel, als Vorbild und manchmal – aber das ist nun eine persönliche Überzeugung – als Trost ausüben – Trost der darin liegt, dass heute, wie zu allen Zeiten, Menschen Dinge schaffen, die dem unerfüllbaren Anspruch, vollkommen zu sein, näher kommen, als wir dies für möglich halten.“

Literaturverzeichnis

- [1] Thon, R.: Ulrich Finsterwalder – Seine Bedeutung für die Dyckerhoff & Widmann AG. In: [11], S. 19–22
- [2] Kupfer, H.: Erinnerung an Ulrich Finsterwalder (1897–1988). Bautechnik 74 (1997) 12, S. 857–864
- [3] Rüschi, H.: Ulrich Finsterwalder zu seinem fünfzigsten Dienstjubiläum. In: [11], S. 9–18
- [4] Günschel, G.: Große Konstrukteure 1 – Freyssinet, Maillart, Dischinger, Finsterwalder. Berlin: Ullstein Bauwelt Fundamente, 1966, S. 145
- [5] Baltus, R.: Jubiläumsvortrag an der TH München anlässlich des 80. Geburtstags von Sebastian Finsterwalder. 1942, Privatarchiv Finsterwalder (PAF)
- [6] Finsterwalder, U.: Unveröffentlichtes Vortragsmanuskript. München, 3.12.1981, PAF
- [7] Kubisch, A.; Feuereisen, H.: Über die Technik der Betonschalen. In: [11], S. 76–84
- [8] Schambeck, H.: Ulrich Finsterwalder. In: Stiglat, K. (Hrsg.): Bauingenieure und ihr Werk, Berlin, 2004, S. 145–146
- [9] Gentz, M.: Die Verstrickung von Unternehmen in Unrechtsstaaten. In: Lillteicher, J. (Hrsg.): Profiteure des NS-Systems? – Deutsche Unternehmen und das „Dritte Reich“, Berlin: Nicolaische Verlagsbuchhandlung, 2006, S. 200–215
- [10] Kriewitz, J.: Ulrich Finsterwalder – sein Lebenswerk im gesellschaftspolitischen Kontext. In: Homepage der Gesellschaft für Ingenieurbaukunst: <http://www.ingbaukunst.ch/file/440/UlrichFinsterwalder-Gesellschaftspolitischerkontext-April2014.pdf> (geprüft am 10.11.2015)
- [11] Dyckerhoff & Widmann (Hrsg.): Festschrift Ulrich Finsterwalder – 50 Jahre für Dywidag, Karlsruhe: G. Braun, 1973
- [12] Rausch, H.: Ulrich Finsterwalder 90 Jahre. In: VDI-Gesellschaft Bautechnik (Hrsg.): Herausragende Ingenieurleistungen in der Bautechnik, Schriftenreihe der VDI-Gesellschaft Bautechnik, Düsseldorf 1987
- [13] Leonhardt, F.: Vorwort. In: [4], S. 7–14
- [14] Zilch, K.; Weiher, H.: 120 Jahre Spannbetonbau. Beton und Stahlbetonbau 103 (2008) 6, S. 422–430
- [15] Finsterwalder, U.: Eisenbetonträger durch Wirkung des Eigengewichtes. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure Bd. 82 (1938) 45, S. 1301–1304
- [16] Finsterwalder, U.: Eisenbetonträger mit selbsttätiger Vorspannung. Der Bauingenieur XIX (1938) 35/36, S. 495–499
- [17] Schambeck, H.: Über das Langzeitverhalten einer 50 Jahre alten Spannbetonbrücke. Der Bauingenieur 62 (1987), S. 557–559
- [18] Finsterwalder, U.: Die Anwendung von hochwertigem Stahl im Eisenbeton. IVBH-Abhandlungen Bd. 5 (1937–1938), S. 123–132
- [19] Finsterwalder, U.: Dywidag-Spannbeton. Der Bauingenieur 27 (1952) 5, S. 141–158
- [20] Menn, Chr.: Stahlbeton-Brückenbau der letzten 50 Jahre. In: Symposiumsbericht zum IABSE-Symposium | IABSE bulletin, 20–22.9.1979 in Zürich (Schweiz), 1979, S. 38 (29–40) – auch einsehbar unter <http://dx.doi.org/10.5169/seals-25601> (geprüft am 19.12.2015)
- [21] Wittfoht, H.: Triumph der Spannweiten. Düsseldorf: Bau + Technik, 1972, S. 147
- [22] Finsterwalder, K.: Gesprächsnotiz des Ver-

- fassers beim Gespräch am 26.7.2008 in Hitzenkirchen
- [23] Jungwirth, D.: GEWI-Stahl St III U, GEWI-Muffenstoß. In: [11] S. 65–73
- [24] Finsterwalder, U., Schambeck, H.: Von der Lahnbrücke Baldunstein bis zur Rheinbrücke Bendorf. *Der Bauingenieur* 40 (1965) 3, S. 85–91
- [25] Deinhard, J.-M.: Massiv-Brücken gestern und heute. In: *Vom Caementum zum Spannbeton*, Bd. II, Wiesbaden – Berlin: Bauverlag, 1964, S. 96
- [26] Lorenz, W.; May, R.: Franz Dischinger. In: Curbach, M. (Hrsg.): *Tagungsband zum 23. Dresdner Brückenbausymposium*, 11./12.3.2013 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2013, S. 101–128
- [27] Bomhard, H.: Aufgezeichnetes Interview, Starnberg, 21.3.2013
- [28] Wahl, E.: Die Nibelungenbrücke bei Worms. *Die Bauverwaltung – Zeitschrift für behördliches Bauwesen* 2 (1953), S. 1–12
- [29] Klöppel, K.; Lossenheimer, H.: Die Vorschläge des Stahlbaues beim Wettbewerb 1951 für die neue Straßenbrücke über den Rhein bei Worms. *Der Stahlbau* 21 (1952) 5, S. 69–77
- [30] Klass, G.: Weit spannt sich der Bogen 1865–1965 – Die Geschichte der Bauunternehmung Dyckerhoff & Widmann. Wiesbaden: Verlag für Wirtschaftspublizistik, 1965
- [31] Dischinger, F.: Die zweite feste Straßenbrücke über die Mosel bei Koblenz. *Bautechnik* 12 (1934) 12, S. 130–134, 15, S. 199–204, 19, S. 246–248, 23, S. 286–291, 36, S. 460–463, 41, S. 554–556, 45, S. 593–595
- [32] Finsterwalder, U.; Knittel, G.: Die neue Moselbrücke in Koblenz. *Der Bauingenieur* 29 (1954) 8, S. 278–295
- [33] Lohmer, G.: Die architektonische Gestaltung der neuen Moselbrücke Koblenz. *Der Bauingenieur* 29 (1954) 8, S. 305–307
- [34] [https://de.wikipedia.org/wiki/Europabrücke_\(Koblenz\)](https://de.wikipedia.org/wiki/Europabrücke_(Koblenz)) (geprüft am 4.1.2016)
- [35] <http://structurae.de/produkte-services/fahrbahnsanierung-europabruecke-koblenz-dem-optimalen-verkehrsfluss-auf-der-spur> (geprüft am 4.1.2016)
- [36] Finsterwalder, U.: Über das Entwerfen von Spannbetonbrücken. *Baumeister* (1960) 6, S. 369–371
- [37] Finsterwalder, U.: Entwicklungen im Massivbrückenbau. In: *Generalsekretariat der IVBH in Zürich* (Hrsg.): *IABSE congress report | IVBH-Kongressbericht*, Bd. 6, 27.6.–1.7.1960 in Stockholm, IVBH-ETH Zürich, 1960, S. 345–354 – auch einsehbar unter <http://dx.doi.org/10.5169/seals-7058> (geprüft am 19.12.2015)
- [38] Finsterwalder, U.: Konstruktionsformen neuzeitlicher Hochstraßen. In: *Vorträge auf dem Deutschen Betontag 1957*, 24.–25.9.1957 in Berlin, 1957, S. 244–256
- [39] Schambeck, H., Foerst, H.: Brückenbau mit freitragenden Vorschubgerüsten. In: [11], S. 156–171
- [40] Droste, M.; Fischer, H. (Hrsg.): *Der Düsseldorfer Tausendfüßler – Die Auseinandersetzungen um den Erhalt der Hochstraße und um die Kö-Bogen-Planung*. Düsseldorf: Droste Verlag, 2015
- [41] Schambeck, H.; Finsterwalder, K.: Spannbetonschrägseilbrücken. In: [11], S. 184–192
- [42] Kühne, G.: Eine Brücke über den Großen Belt. *Bauwelt* 58 (1967) H. 20, S. 494–497
- [43] Standfuß, F.; Naumann, J.: *Brücken in Deutschland II*. Köln: Deutscher Bundes-Verlag, 2007, S. 86–87
- [44] Baus, U; Schlaich, M.: *Fußgängerbrücken*. Basel: Birkhäuser, 2007, S. 64–65
- [45] Finsterwalder, U.: Über das Entwerfen von Spannbetonbrücken. *Baumeister* (1960) 6, S. 369–371
- [46] Dogramaci, B.: Paul Bonatz in der Türkei. In: Voigt, W.; May, R. (Hrsg.): *Paul Bonatz*, Tübingen: Wasmuth, 2010, S. 170–182
- [47] Herzog, M.: Projekt einer Hängebrücke über den Bosphorus. *Schweizerische Bauzeitung* Bd. 84 (1966) 7, S. 141–142
- [48] Pohl, M.; Siekmann, B.: *Hochtief und seine Geschichte*. München: Pieper, 2000, S. 292 f.
- [49] Schambeck, H.: Über das Entwerfen einer Spannbetonbrücke. In: [11], S. 117–133
- [50] Stritzke, J.: *Spannbandbrücken*. In Mehlhorn, G.; Curbach, M. (Hrsg.): *Handbuch Brücken*, 3. Aufl., Wiesbaden: Springer Vieweg, 2014, S. 611–617
- [51] Finsterwalder, U.: *Zehn Thesen zur Ästhetik*. PAF, ohne Datum
- [52] Diciceli, C.: Ulrich Finsterwalder – Ein Leben für den Betonbau. *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013) 9, S. 662–673
- [53] Kupfer, H.: Die Betonschalen von Franz Dischinger und Ulrich Finsterwalder. In: *Vorträge auf dem Deutschen Betontag 1997*, 9.–11.4.1997 in Berlin, Wiesbaden: Deutscher Beton-Verein e.V., 1997, S. 454–475
- [54] Rüschi, H.: Ulrich Finsterwalder zu seinem fünfzigsten Dienstjubiläum. In: [11], S. 9–15
- [55] Seidlein, P. v.: *Vortragsmanuskript*. Vortrag in der Akademie der Künste Berlin, 28.10.89, PAF

Bildquellenverzeichnis

Anmerkung: Bei Bildern ohne Angabe des Fotografen handelt es sich um Werkfotos der Firma Dywidag ohne weitere Angaben.

02, 05, 09, 15, 29, 32, 37–39, 41: Privatarchiv Finsterwalder (PAF)
01, 18, 34: Lit. [1]
03, 04, 06, 13: Technische Universität Berlin, Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Massivbau, Dischinger-Nachlass
07, 08, 10, 11, 14, 17, 22, 25, 26: Privatarchiv Dicleli (Fotos: Cengiz Dicleli)
12: Der Bauingenieur 45/46 (1938) 11

16: Lit. [19]
19: Lit. [18]
20: Deutsches Museum München (DMM), Abteilung Brückenbau (Reinhard Krause)
21: Lit. [28]
23: (H. Schmölz)
24: Firmenprospekt Dywidagbauten 60/61
27, 30: Lit. [21]
28: Firmen Broschüre: Dywidag Bauten 1957/1958
31: Lit. [30]
33: Bauwelt 58 (1967) 20
35: Privatarchiv Oliver Fritz (Oliver Fritz)
36: Baumeister (1960) Juni
40: Lit. [11], S. 175, Abb. 6

Im gedruckten Tagungsband stand hier eine Anzeige. Sie wurde für die Online-Fassung entfernt.

Gestaltungskonzept für die Brückenbauwerke im Zuge der BAB A 3 zwischen AK Biebelried und AK Fürth/Erlangen

LBD Dipl.-Ing. Bernd Endres

ABD Nordbayern, Nürnberg

Dipl.-Ing. Rolf Jung

Leonhardt, Andrä und Partner, Dresden

1 Allgemeines

Die Bundesautobahn BAB A 3 ist eine der wichtigsten und am stärksten belasteten internationalen Fernstraßenverbindungen in Europa und nach der BAB A 7 die zweitlängste Autobahn Deutschlands. Sie verbindet die Niederlande mit dem Ruhrgebiet, Köln, dem Rhein-Main-Gebiet, Franken mit dem Ballungsraum Nürnberg, Ostbayern, Österreich und Ungarn. Entsprechend ihrer Verkehrsbedeutung ist sie Bestandteil des Europastraßennetzes. In Nordbayern verläuft die BAB A 3 von der Landesgrenze Hessen/Bayern bei Aschaffenburg über Würzburg, Nürnberg und Regensburg nach Passau an der Grenze zu Österreich (Bild 1).

Trotz der enormen Verkehrsbelastung war der bayerische Abschnitt der BAB A 3 mit Ausnahme der kurzen Teilstrecke zwischen den Autobahnkreuzen Fürth/Erlangen und Nürnberg bis vor wenigen Jahren nur mit zwei Fahrstreifen je Richtungsfahrbahn ausgebaut. Im Hinblick auf die derzeitigen und die künftigen Verkehrsbelastun-

gen ist zur Verbesserung der Leistungsfähigkeit und der Verkehrssicherheit ein Ausbau auf sechs Fahrstreifen unerlässlich. Durch die Reduzierung von Staus und Verkehrsstörungen und die damit einhergehende Verstetigung des Verkehrsflusses können die verkehrssicherheitsgefährdenden Situationen auf der Autobahn erheblich verringert und die Verkehrssicherheit deutlich verbessert werden. Daher wird seit 2002 der sogenannte Hauptabschnitt 1 zwischen der Landesgrenze zu Hessen und dem AK Biebelried 6-streifig ausgebaut. Dieser Abschnitt ist über weite Strecken bereits unter Verkehr. Die noch fehlenden Teilstücke bei Würzburg und in Baden-Württemberg werden bis 2019 fertiggestellt.

Im 2. Hauptabschnitt zwischen dem AK Biebelried und dem AK Fürth/Erlangen wurde bisher die Fahrtrichtung Frankfurt westlich der Mainbrücke Dettelbach bis zum AK Biebelried um einen dritten Fahrstreifen verbreitert. Die Mainbrücke Dettelbach hat bereits 2004 im Zuge eines Ersatzneubaus einen 6-streifigen Überbau erhalten. Darüber hinaus wird ab 2016 ein ca. 5 km langer Abschnitt



Bild 1: Übersichtskarte BAB A 3

(Grafik: LAP)

bei Geiselwind als Vorwegmaßnahme 6-streifig ausgebaut und bis 2017 fertiggestellt. Ebenfalls als Vorabmaßnahme wird von 2017 bis Ende 2020 das Autobahnkreuz Fürth/Erlangen einschließlich eines ca. 3,5 km langen Autobahnabschnitts aus- und umgebaut.

Die Gesamtlänge der verbleibenden, zum 6-streifigen Ausbau vorgesehenen Strecke der BAB A 3 zwischen dem AK Biebelried und dem AK Fürth/Erlangen beträgt ca. 76 km und entspricht einem Bauvolumen von rund 1,0 Milliarde Euro.

Weil auch zukünftig die Straße der Hauptverkehrsstraße sein wird, ist die Bundesrepublik als Transitland ganz besonders auf ein leistungsfähiges Fernstraßennetz angewiesen, weshalb der Streckenabschnitt zeitnah und in einer möglichst kurzen Bauzeit ausgebaut werden soll. Allerdings sind die finanziellen Ressourcen begrenzt und der Netzausbau sowie dessen Erhaltung stellen eine große Herausforderung dar. Das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) setzt daher bei diesem Ausbauprojekt auf die Zusammenarbeit von öffentlicher Hand und Privatwirtschaft und plant dessen Realisierung im Rahmen eines sogenannten ÖPP-Projekts. Die Abkürzung ÖPP steht für öffentlich-private Partnerschaft (englisch: public-private partnership). Darunter wird eine langfristige, vertraglich geregelte Zusammenarbeit zwischen dem öffentlichem Auftraggeber und dem privaten Auftragnehmer verstanden. Wie bei der konventionellen Realisierung einer Baumaßnahme ist auch für die ÖPP-Zusammenarbeit von öffentlichem Auftraggeber (Ö) und privatem Auftragnehmer (P) ein Vertrag Grundlage der Zusammenarbeit. Das zweite „P“ in ÖPP steht für einen kooperativen, kommunikativen Stil der Vertragsparteien.

Durch die langfristige partnerschaftliche Zusammenarbeit sollen Synergien entstehen, die zu einer deutlich schnelleren Projektabwicklung führen. Gleichzeitig ist eine überdurchschnittliche Ausführungsqualität zu erwarten, weil die neu erbauten Strecken über einen Zeitraum von 30 Jahren in der Verantwortung der privaten Partner verbleiben. Nicht zuletzt wird erwartet, dass durch optimierte Finanzierungsstrukturen bei ÖPP-Projekten die Realisierung wirtschaftlicher ist als im Falle einer herkömmlichen, haushaltsfinanzierten Umsetzung.

Der Ausbau beginnt mit der Verbreiterung der Richtungsfahrbahn Nürnberg östlich des AK Biebelried bis zur Mainbrücke Dettelbach auf drei Fahrstreifen. In diesem Abschnitt müssen nachträglich auch auf der Richtungsfahrbahn Frankfurt zwei Unterführungsbauwerke erneuert werden.

Östlich der Mainbrücke Dettelbach ist die Ausbaustrecke in neun Projektabschnitte mit Abschnittslängen von knapp fünf bis zu maximal 14 Kilometer eingeteilt.

Der Ausbau der durch die Naturräume des Mittleren Maintales, des Steigerwaldes und des Aischgrundes verlaufenden Gesamtstrecke orientiert sich weitgehend am Bestand, wobei sowohl symmetrische als auch einseitige Verbreiterungen vorgesehen sind. Neben der reinen Fahrbahnverbreiterung umfasst der Ausbau zudem auch den Umbau von neun Anschlussstellen, einer beidseitigen Tank- und Rastanlage sowie von drei unbewirtschafteten Rastanlagen.

Zusätzlich zu den Bereichen Streckenbau und Landschaftsbau liegt der Schwerpunkt der Bautätigkeiten im Bereich des Ingenieurbaus. Es fehlen zwar große und herausragende Einzelbauwerke, jedoch stellt die Anzahl der Bauwerke und die Notwendigkeit des Bauens unter weitgehender Aufrechterhaltung der Verkehrsverbindungen eine große Herausforderung für Planer und ausführende Firmen dar. Im Rahmen des Projekts sind insgesamt 109 Brückenbauwerke neu zu erstellen, davon liegen allein im Bereich des als ÖPP-Projekt vorgesehenen Abschnitts 93 Brücken:

- ❑ 65 Unterführungen von Straßen, Wegen und Gewässern einschließlich Gewässerdurchlässe größer 2 m,
- ❑ 26 Überführungen,
- ❑ 2 Grünbrücken,
- ❑ 2 Großbrücken mit Gesamtstützweiten von mehr als 100 m und
- ❑ 2 Bahnunterführungen.

Zusätzlich sind zahlreiche weitere Bauwerke wie Durchlässe mit Gesamtstützweiten von weniger als zwei Metern, Abwasserbehandlungsanlagen und Stützwandkonstruktionen neu zu errichten. Auch die Lärmschutzanlagen dürfen in diesem Zusammenhang natürlich nicht vernachlässigt werden. Im Rahmen des ÖPP-Projekts werden auf einer Gesamtlänge von knapp 29 km insgesamt ca. 120.000 m² Lärmschutzwände hergestellt.

Mit dem anstehenden Großprojekt Ausbau der BAB A 3 zwischen AK Biebelried und AK Fürth/Erlangen bietet sich die einmalige Gelegenheit, nicht nur einzelne gestalterische Akzente zu setzen. Um im Zuge der A 3 zwischen Erlangen und Würzburg eine ganzheitliche Gestaltung der Be-

gleitbauwerke zu erzielen, die sich harmonisch in den Naturraum integrieren und zu einer dauerhaften, gestalterisch hochwertigen Ästhetik führen, wurde daher bereits zu Beginn des Planungsprozesses in enger Zusammenarbeit von Ingenieuren, Architekten und Landschaftsplanern ein umfassendes Gestaltungshandbuch für Brücken und Lärmschutzanlagen erarbeitet. Auf die Lärmschutzanlagen wird hier jedoch nicht näher eingegangen.

2 Gestaltungs- und Konstruktionsprinzipien

Brückenbauwerke im Zuge von Bundesautobahnen müssen zuerst den funktionalen und technischen Anforderungen gerecht werden, die sich in einer Vielzahl von Vorschriften und Regelwerken wiederfinden. Um auch der Vielzahl der Nutzer und Anlieger eine ansprechende Gestaltung zu vermitteln und dem gestalterischen Anspruch an Baukultur bei solch bedeutenden Verkehrsprojekten gerecht zu werden, ist es genauso wichtig, sich mit den Fragen und Anforderungen einer angemessenen Gestaltung intensiv auseinanderzusetzen. Der Umgang mit der Örtlichkeit und die Einbindung in die Landschaftsräume Maintal, Steigerwald und Aischgrund ist dabei eine spezielle Herausforderung. Wenn gute Gestaltung und funktionale sowie technische Anforderungen sinnvoll verbunden werden, mündet dies dann idealerweise in eleganten und gut proportionierten Bauwerken.

Um den Bezug zur Örtlichkeit herzustellen und einen gewissen Wiedererkennungseffekt zu schaffen, wurden spezielle Gestaltungsprinzipien für diesen Autobahnabschnitt zwischen Würzburg und Nürnberg entwickelt, die einen hohen Grad an Einfachheit und Sinnhaftigkeit darstellen sollen. Auf Ornamente, Dekorationen und auffällige Farbgestaltungen wurde bewusst verzichtet, um somit eine dauerhafte zeitlose Qualität der Gestaltung zu gewährleisten.

Für alle Elemente der Bauwerke wurden die nachfolgenden Prinzipien zu Beginn der Bearbeitung definiert und festgelegt:

- stützenfreie Überbauten,
- kleine, in die Böschung zurückgesetzte Widerlager,
- maximale Durchsicht und Transparenz,
- hohe Kappengesimse,

- keine sichtbaren Entwässerungsleitungen,
- werkstoffgerechter Einsatz der Materialien,
- geringer Herstellungsaufwand,
- schnelle, einfache Herstellung unter laufendem Verkehr,
- hohe Dauerhaftigkeit,
- geringer Unterhaltungsaufwand,
- Verzicht auf Lager und Übergangskonstruktionen,
- monotaktische Stabgeländer,
- einheitliches Materialkonzept,
- einheitliches Farbkonzept.

Um eine größtmögliche Einbindung in die o. g. Naturräume zu ermöglichen, ist die Natürlichkeit in der Materialwahl und in der Farbgebung als ein wesentliches Gestaltungskriterium gewählt worden. Die Überführungsbauwerke sind in Stahlverbundbauweise ausgeführt. Die Farbwahl der Stahlkonstruktion erfolgt zurückhaltend in abgestuften Grautönen, dem jeweiligen Naturraum angepasst. Die Widerlager der Überführungsbauwerke und die Unterführungsbauwerke werden in Sichtbeton hergestellt. Auf Verkleidungen wurde somit bewusst verzichtet.

3 Überführungsbauwerke

3.1 Allgemeines

Für die Überführungsbauwerke wurden vier unterschiedliche Typenbauwerke entwickelt, die sich durch ihre Querschnittsbreiten und ihre Funktion unterscheiden. Der erste Typ ist durch einen Querschnitt von ca. 10 m Breite gekennzeichnet und überführt die Staats-, Kreis- und Gemeindeverbindungsstraßen. Der Typ 2 ist durch einen geringeren Querschnitt von nur ca. 5 m Breite gekennzeichnet und überführt die Feld- und Waldwege. Als dritter Typ wurden die Grünbrücken mit einer Längenausdehnung von ca. 50 m festgelegt. Weiterhin wurden zwei Sonderbauwerke als Typ 4 mit oben liegendem Seiltragwerk definiert. Besondere Herausforderungen waren eine starke Gradientenneigung der Überführungsstraßen sowie eine schiefwinklige Kreuzung mit der Autobahn.

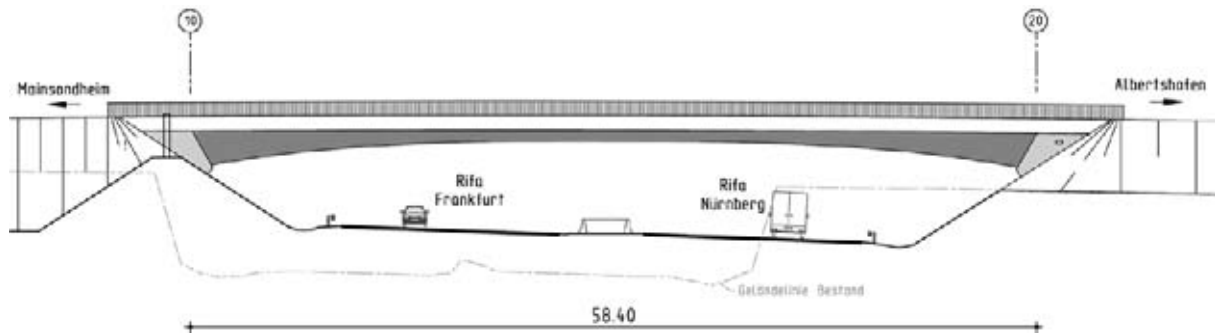


Bild 2: Ansicht Überführungsbauwerk Typ 1

(Grafik: LAP)

3.2 Typ 1 – Staats-, Kreis- und Gemeindeverbindungsstraßen

Das Überführungsbauwerk Typ 1 wird als einfeldriger Stahlverbundrahmen errichtet. Der Riegel des Rahmens wird durch einen gevouteten, zwei-stegigen Stahlverbundträger mit parabelförmiger Unterkante gebildet. Der Stahlverbundträger wird in die Rahmenstiele aus Stahlbeton eingespannt.

Die veränderliche Konstruktionshöhe des Überbaues beträgt je nach Spannweite ca. 1,40 bis 1,60 m im Feld und 3,0 bis 3,30 m an den Widerlagern, was einem Verhältnis der Bauhöhen im Feld und an den Widerlagern von ca. 1 : 2 entspricht (Bild 2).

Die zwei luftdicht verschweißten Stahlhohlkästen werden für die Auflage der Halbfertigteile mit kleineren Querträgern verbunden, welche im Kragarmbereich als Kragarmkonsolen weitergeführt werden.

Die außenliegenden Stege der Hohlkästen sind um ca. 12° nach innen geneigt. Dadurch verjüngen sich die Untergurte der Hohlkästen zu den Widerlagern hin und bieten schmale Ansichtsflächen.

chen. Die inneren Stege sind vertikal angeordnet. Der Untergurt ist wie auch der Obergurt parallel zur Fahrbahnplatte, also mit Querneigung des überführten Verkehrsweges, ausgebildet (Bild 3).

Die Fahrbahnplatte besteht aus im Bereich der Kragarme und zwischen den Hohlkästen aufgelegten Halbfertigteilen mit Ortbetonergänzung.

Die Höhe der Kappengesimse von 1,0 m lässt den Überbau im Feld optisch schlank erscheinen und trägt zu den ausgewogenen Proportionen von Kappen zu Überbau und Widerlager bei (Bild 4). Wie die Außenstege des Überbaues sind auch die Kappengesimse nach innen geneigt ausgebildet. Dies vermindert die Anfälligkeit für Verschmutzung und erhöht die Oberflächenqualität bei der Herstellung.

Die Stahlbetonwiderlager sind weit in die Böschung zurückversetzt, woraus sich eine minimierte, dreiecksförmige Ansichtsfläche ergibt. Die um 30° nach hinten geneigten Widerlager Vorderseiten wirken als optische Vermittler zwischen dem bogenförmig ausgebildeten Riegel und der 1 : 1,5 geneigten Böschung. Ein Absatz von 60 cm über dem Böschungspflaster führt zu ausgewogenen Proportionen zwischen Widerlager und Überbau und verhindert schleifende Schnitte zwischen Widerlager und Böschung.

Die Rahmenstiele treten nur im Bereich der einbindenden Stahlverbundträger sichtbar aus der Böschung hervor. Die seitlichen Bereiche des Widerlagers werden nach hinten versetzt und verschwinden somit hinter der gepflasterten Böschungsfäche. Die sichtbaren Widerlagerseiten erhalten die Neigung der Überbaustege. Zur Verminderung von Setzungen im angrenzenden Streckenbereich sind hinter den Widerlagern tiefliegende Schlepp-

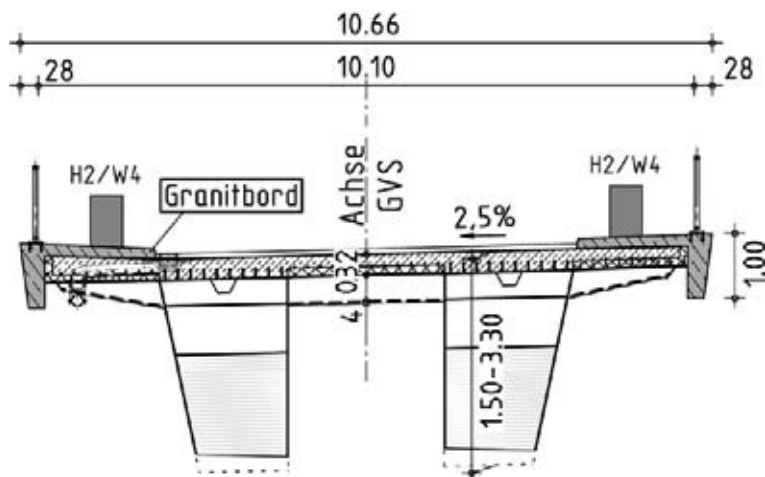


Bild 3: Querschnitt Überführungsbauwerk Typ 1

(Grafik: LAP)



Bild 4: Visualisierung Überführungsbauwerk Typ 1

(Grafik: gmp)

platten unter der Fahrbahn vorgesehen.

Die Böschungsbereiche zwischen den beidseitig der Widerlager angeordneten Treppen werden mit unregelmäßigem Natursteinpflaster und Trittsteinen versehen. Die Treppen werden entsprechend der Neigung der Widerlagerseiten schräg angeordnet, um die gepflasterte Böschungsfläche zu minimieren (Bild 5).

Alle sichtbaren Betonflächen werden in Sichtbetonqualität (Sichtbetonklasse SB3) ausgeführt. Die Sichtflächen der Rahmenstiele und Flügel sowie der Halffertigteile und Kappengesimse sind mit glatter Schalung herzustellen.

Durch die gewählten Konstruktionen ist es gelungen, ein in der Ansicht schlankes Bauwerk mit maximaler Durchsicht und mit in Querrichtung schmalen Ansichtsflächen zu erhalten.

3.3 Typ 2 – Feld- und Waldwege

Für die Überführungsbauwerke der Feld- und Waldwege wurden die Gestaltungs- und Konstruktionsprinzipien wie bei den Typ-1-Bauwerken beibehalten. Da die Querschnittsbreite nur ca. 5 m beträgt, konnte der Stahlverbundriegel als einsteiger Plattenbalkenquerschnitt ausgebildet werden (Bild 6).

Um die Leichtigkeit und die Transparenz der Konstruktion zu unterstreichen, wurden die Stege in

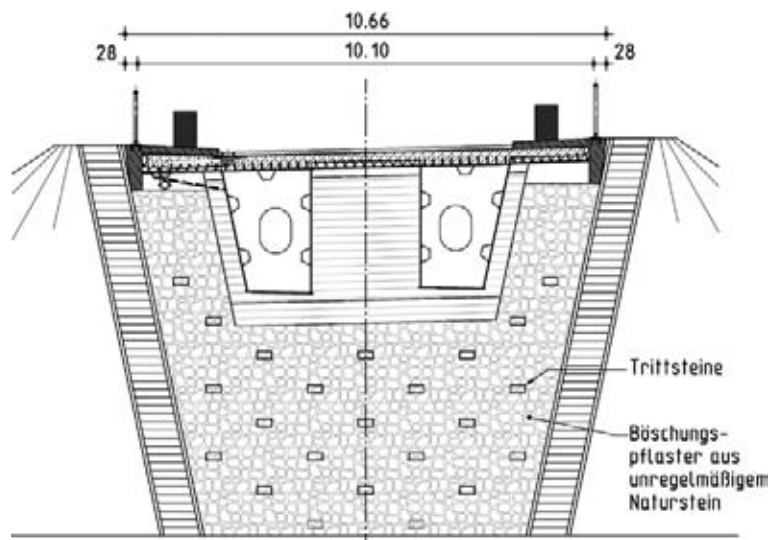


Bild 5: Querschnitt Widerlager Typ 1

(Grafik: LAP)

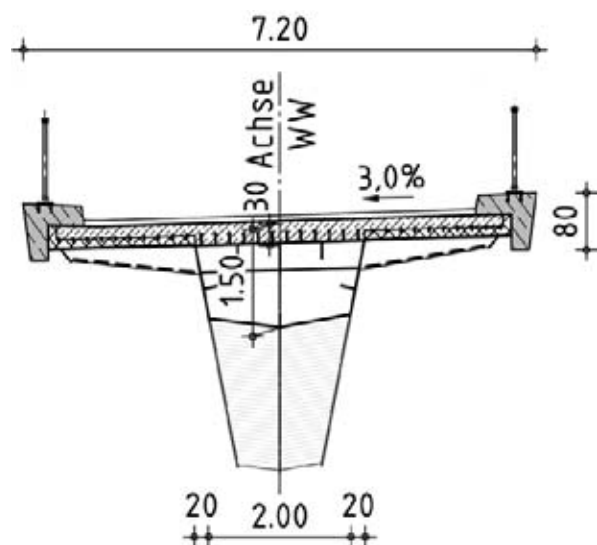


Bild 6: Querschnitt Überführungsbauwerk Typ 2

(Grafik: LAP)



Bild 7: Visualisierung Überführungsbauwerk Typ 2

(Grafik: gmp)

der Ansicht zu den Auflagern an den Widerlagern hin aufgelöst (Bild 7). Die dadurch entstehenden Untergurtstiele wurden zur Erhöhung der Stabilität als Verbundkonstruktion mit ausbetoniertem Stahlkastenquerschnitt entworfen. Im Unterschied zu den Typ-1-Bauwerken wurde die Gesimshöhe mit 80 cm etwas geringer gewählt, um auch hier die Leichtigkeit des Überbaus zu dokumentieren. Dies war auch dadurch möglich, da auf eine Längsentwässerung bei diesen Bauwerken verzichtet werden konnte.

fahrtsbereich der Tunnelportale sind die Träger nur noch teilweise mit einer Platte versehen und werden als freie Balken in der Adaptionsstrecke wahrgenommen (Bild 8).

Die Grünbrücken als erdüberschüttete Bauwerke werden somit möglichst unauffällig in den Landschaftsraum eingebunden. Dies wird auch dadurch gelöst, dass seitliche Gabionen als Sicht- und Blendschutz für die Wildtiere auf dem Bauwerk aufgestellt wurden, die zur Autobahn hin zusätzlich eingeschüttet werden (Bild 9).

3.4 Typ 3 – Grünbrücken

Die Grünbrücken unterscheiden sich grundsätzlich durch ihre funktionalen Anforderungen und auch durch ihre Längenausdehnung. Aber auch hier wurden die Gestaltungsprinzipien konsequent umgesetzt. Die rahmenartigen Bauwerke werden mit bogenförmigen Stahlverbundriegeln entworfen, die sich gegen die kleinen Widerlager abstützen. Durch die räumliche Öffnung im Ein-

3.5 Typ 4 – Sonderbauwerke

Bei den beiden Sonderbauwerken ergeben sich aufgrund der schiefwinkligen Kreuzung mit der Autobahn Stützweiten von ca. 65 m bei gleichzeitig vermindertem Lichtraumprofil infolge der starken Längsneigung der überführten Straßen. Um auch hier die Gestaltungs- und Konstruktionsprinzipien beizubehalten, wurde auf die asymmetrische Ausgangssituation mit einer asymmetrischen, über der Fahrbahn liegenden Konstruktion reagiert. Der schlanke, einseitig gevoutete Stahlverbundriegel des Überbaus wird jeweils mit einem einhüftigen, nach außen geneigten Pylon über drei parallele Schrägseile gehalten. Der Pylon ist zudem nach hinten geneigt und der Beanspruchung folgend mit einem sich nach unten breiter werdenden Querschnitt versehen (Bild 10).



Bild 8: Visualisierung Portal Grünbrücke Typ 3

(Grafik: gmp)

Um die Tragwirkung für den Nutzer verständlich zu machen und aufgrund der geringen Kräfte, wurde auf eine Rückverankerung bewusst verzichtet. Die Sonderbauwerke



Bild 9: Visualisierung Ansicht Grünbrücke Typ 3

(Grafik: gmp)

stellen so Landmarken und Orientierungspunkte auf dem ca. 80 km langen Autobahnabschnitt dar.

4 Autobahnbauwerke

Die in Summe meisten Bauwerke in diesem Streckenabschnitt stellen die Autobahnbauwerke dar. Für sämtliche Bauwerke mit Ausnahme der beiden Großbrücken wurde ein einheitlicher Brückentyp als sogenanntes A-Bauwerk entworfen.

Aufgrund der meist geringen Stützweiten und einer Autobahnbreite von ca. 40 m ergeben sich tunnelartige Brücken, die für den Benutzer bei der Unterquerung Unbehagen auslösen. Aus diesem Grund wurden unter Beibehaltung der Mindeststützweiten die Widerlagerwände um 45° nach außen bis zum Erreichen der Böschung geneigt. Die Bauwerke werden dabei jeweils als einfeldtri-

ge Rahmenbauwerke mit einer Stahlbeton- oder – je nach Spannweite und Erfordernis – mit einer Spannbetonplatte geplant, die sich in die Widerlager monolithisch einspannt. Die Massivplatte erhält jeweils eine konstante Dicke. Die seitlichen Kragarme am Fahrbahnrand sind durch einen senkrechten Versprung bewusst von der Platte abgesetzt (Bild 11).

Die Ansichtsflächen der 80 cm hohen Kappengesimse sind nach innen geneigt ausgebildet. Es wird ein deutlicher Kappensporn ausgebildet, dessen Neigung mit der der Widerlagerwand korrespondiert.

Die Brückenlänge und auch die Länge der Massivplatte erhöhen sich durch den Ansatz mit geneigten Widerlagerwänden nicht gegenüber einer konventionellen Rahmenbrücke mit senkrechten Wänden. Die resultierende Spannweite ist durch



Bild 10: Ansicht Überführungsbauwerk Typ 4

(Grafik: gmp)

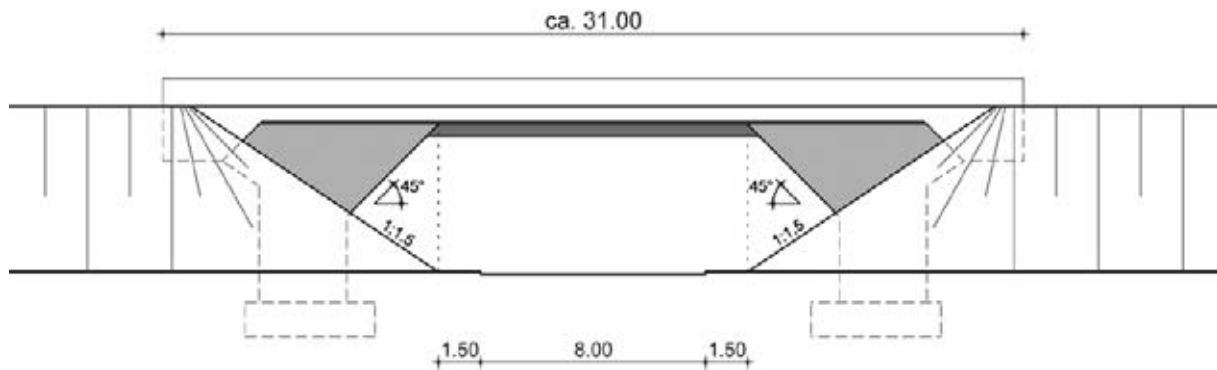


Bild 11: Ansicht A-Bauwerk

(Grafik: LAP)

das Auseinanderrücken der Gründungen etwas größer. Die Größe der bei einfachen Unterführungen dominierenden Widerlager ist erheblich kleiner, was zu einer Materialersparnis führt.

Der Entwurfsansatz für die A-Bauwerke folgt dem der Überführungsbauwerke, wonach eine möglichst große Durchsicht zur Verminderung der Barrierewirkung und zur Einpassung in die Umgebung angestrebt wird (Bild 12). Die dreieckförmigen Ansichtsflächen der seitlichen Widerlagerwände deuten auf eine Verwandtschaft zu den Ü-Bauwerken hin.

Mit der Massivplatte wird auf die konkrete Entwurfsbedingung reagiert. Die sonstigen Materialien sind zu denen der Überführungsbauwerke

gleich gewählt, wodurch ein durchgängiges Materialkonzept beibehalten wird.

Die Böschungfläche unter dem Bauwerk ist mit örtlichem Muschelkalk gepflastert ausgeführt. Trittsteine aus dem gleichen Material werden zur Bauwerksinspektion in der Böschung angeordnet. Die seitlichen Böschungstreppe sind mit Betonstufen vorgesehen. Die Anordnung der Treppen ist parallel zur überführten Fahrbahn. Bei schiefen Kreuzungswinkeln werden die Widerlager parallel zu dem unterführten Verkehrsweg schiefwinkelig ausgebildet.

Die Entwässerungslängsleitung wird für den Verkehr nicht sichtbar in einer Nische in der Massivplatte geführt. Die Nische wird durch eine Alu-



Bild 12: Visualisierung A-Bauwerk

(Grafik: gmp)

miniumplatte abgedeckt. Durch die Anordnung unter dem Gefälleknick der Fahrbahn kann auf Querleitungen verzichtet werden.

Durch die gewählten Konstruktionen ist es gelungen, ein in der Ansicht schlankes Bauwerk mit gegenüber konventionellen A-Bauwerken hoher Durchsicht und mit klar erkennbaren Entwurfsprinzipien zu erhalten.

5 Zusammenfassung

Für einen so bedeutenden und hoch frequentierten Autobahnabschnitt im Zuge der Bundesautobahn A 3 zwischen Nürnberg und Würzburg wurde versucht, anhand von einheitlichen Gestaltungs- und Konstruktionsprinzipien ganzheitlich gestaltete Bauwerke zu entwerfen, die alleine durch ihre Konstruktion und Gestaltung überzeugen und einen dauerhaft hohen Wiedererkennungswert besitzen, ohne dabei jedoch aufdringlich zu erscheinen. Großen Wert wurde dabei von Anfang an auf einen hohen Grad an Einfachheit, funktionaler und konstruktiver Sinnhaftigkeit und damit auf eine hochwertige, dauerhafte Gestaltung gelegt, die durch den sparsamen Einsatz von Ressourcen auch allen

Anforderungen an nachhaltiges Bauen gerecht wird.

Möglich war dies nur durch eine intensive und jederzeit konstruktive Zusammenarbeit zwischen Bauherrn, Architekten, Landschaftsplaner und Ingenieur, für die sich die Autoren hiermit bei allen Beteiligten bedanken möchten:

Bauherr:

Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur

Auftragsverwaltung:

Freistaat Bayern, vertreten durch die Autobahndirektion Nordbayern

Architekt:

gmp Architekten, Berlin

Landschaftsplaner:

WGF Nürnberg Landschaftsarchitekten

Ingenieur:

Leonhardt, Andrä und Partner, Nürnberg, Dresden, Stuttgart

Im gedruckten Tagungsband stand hier eine Anzeige. Sie wurde für die Online-Fassung entfernt.

Reparatur der Autobahnbrücke über die Süderelbbrücke nach schwerem Schiffsanprall – Nachrechnung, Planung, Ausführung, Analyse

Dipl.-Ing. Dirk Seipelt¹⁾, Dipl.-Ing. Stefan Eschweiler²⁾, Dipl.-Ing. Thomas Neysters¹⁾, Brinja Coors M.Sc.¹⁾, Dipl.-Ing. Martin Grassl¹⁾

¹⁾ Ingenieurbüro Grassl GmbH, Hamburg

²⁾ Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer (LSBG), Hamburg

1 Veranlassung

Der Wasserstand der Elbe kann im Bereich des Hamburger Hafens durch Tiede und Windrichtung und -stärke um mehrere Meter schwanken. Schiffsunfälle mit Brücken sind aufgrund der großen Erfahrung der Schiffsführer zwar relativ selten, das Schadensausmaß kann aber erheblich sein. Es liegt im Ermessen der Schiffsführer einzuschätzen, ob Brücken noch passiert werden können oder nicht.

Am 11.12.2014 um ca. 6 Uhr wollte ein Schubverband die Süderelbbrücke der Autobahn A 1 von Westen nach Osten elbaufwärts passieren. Auf Deck befand sich ein Ladungskran, der fest mit dem Bootsdeck verbunden war. Der Ausleger des Krans kollidierte mit dem Untergurt des westlichen der beiden Hauptträger der 50 Jahre alten Stahlbrücke. Infolge des Anpralls wurde der Kranausleger aus seiner Verankerung gerissen und nach hinten umgeworfen. Durch die immensen Kräfte wurde der außen liegende Hauptträger stark in horizontaler und vertikaler Richtung deformiert. Die aussteifenden Elemente des Querschnitts (Aussteifungsrahmen und eine Querscheibe) wurden so schwer beschädigt, dass diese über weite Bereiche der Brücke wirkungslos waren.

Das vorgefundene Schadensbild stellte im Sinne des ARS 14/2004 ein unklares bzw. standsicherheitsrelevantes Schadensbild dar. Der Verkehr wurde als Sofortmaßnahme nur noch 1-spurig anstatt vorher 3-spurig mit einem Fahrstreifen direkt am östlichen Fahrbahnrand zugelassen. Für Schwerverkehr wurde die Brücke komplett gesperrt.

Der Verkehrslastträger der Brücke, der Landesbetrieb für Straßen, Brücken und Gewässer (LSBG), beauf-

tragte das Ingenieurbüro Grassl daher, unverzüglich eine objektbezogene Schadensanalyse (OSA) durchzuführen, die Tragfähigkeit unter Berücksichtigung des Schadensausmaßes zu bewerten sowie ein Instandsetzungsprogramm für eine kurzfristige Reparatur zu entwickeln.

Den Zustand des Schubverbandes nach der Kollision verdeutlicht Bild 1. Dabei ist zu erkennen, dass infolge des Anpralls der Kranausleger aus seiner Verankerung gerissen sowie einige Bedachungselemente beschädigt wurden.

Bei der Süderelbbrücke handelt es sich um eine 4-feldrige, 325,50 m lange (58,75 m – 104 m – 104 m – 58,75 m) Stahlbrücke aus dem Jahr 1965. Bild 2 zeigt eine Übersicht. Die Brücke ist Bestandteil der Autobahn A 1 und stellt neben der A 7 den



Bild 1: Filmausschnitte des havarierten Schiffes
(Quelle: Hellwig, TV Elbnews)

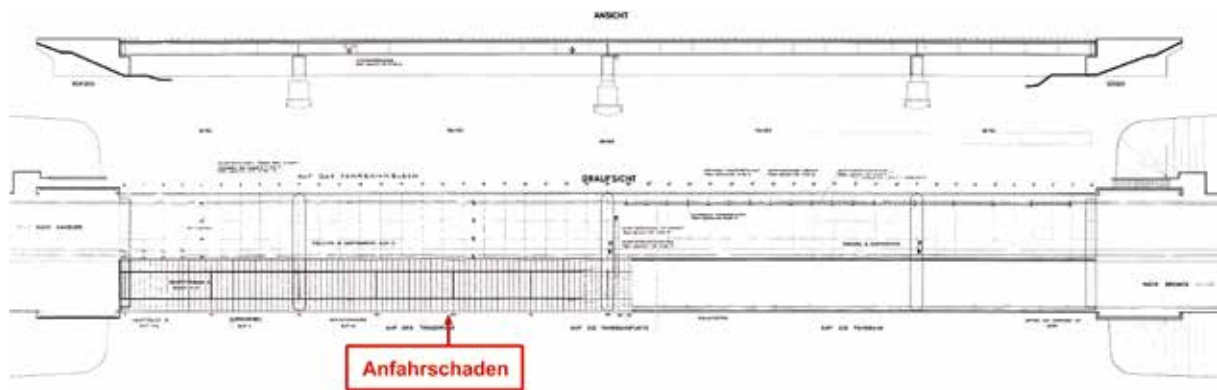


Bild 2: Ansicht und Draufsicht Südereilbbrücke

(Zeichnung: LSBG)

wichtigsten Verkehrsweg für den Großraum Hamburg in Richtung Süden sowie der Nord-Süd-Verbindung zwischen Dänemark und Südeuropa dar. Die Brücke hat eine tägliche Verkehrsbelastung von ca. 51.000 KFZ sowie 7.200 Schwerverkehre (Stand 2014, Quelle: www.bast.de).

Bild 3 zeigt das horizontale Aussteifungssystem der Brücke. Für die Gesamtquersteifigkeit der Brücke sind alle 26 m Querscheiben zwischen den Hauptträgern vorhanden (rechts im Querschnitt dargestellt). Zusätzlich sind in regelmäßigen Abständen Quersteifen angeordnet, die zusammen mit den Querträgern einen Rahmen bilden (links im Querschnitt dargestellt).

Die Stelle des Schiffsanpralls befindet sich im zweiten Brückenfeld mit 104 m Spannweite am unteren Flansch des westlichen Hauptträgers in Feldmitte direkt neben einer aussteifenden Querscheibe. Der Hauptträgersteg einschließlich der inneren Quersteifen sowie der untere Hauptträgerflansch wurden auf einer Länge von 50 m um bis zu 40 cm nach innen verbogen. Die vorhandene Querscheibe verhinderte durch ihre aussteifende Wirkung eine größere Verformung des

Hauptträgers. Der Hauptträgerflansch (drei Lamellen à 24 mm) weist im Bereich des Anpralls große Kerben im Stahlprofil auf und die verbindenden Schweißnähte zwischen den Lamellen sind gerissen (Bild 4). Die Lager sowie die Tragstruktur der angrenzenden Brückenfelder weisen keine sichtbaren Schädigungen auf. Die Bilder 4 und 5 zeigen den Anprallort und die aus dem Anprall entstandenen plastischen Verformungen.

Weiterhin wurde festgestellt, dass im Vergleich zum benachbarten und baugleichen dritten Brückenfeld die horizontale Schwingungsamplitude des geschädigten Hauptträgers durch die beschädigten Queraussteifungen wesentlich größer war. Bei der Vermessung des Bauwerks wurde infolge PKW-Verkehrs eine horizontale Bewegung des Hauptträgers von bis zu 5 cm festgestellt.

2 Nachrechnung

Die reduzierte Anzahl an Fahrstreifen stellte eine erhebliche Beeinträchtigung des über die Brücke laufenden Verkehrs der A 1 dar. So bildeten sich insbesondere im Berufsverkehr kilometerlange

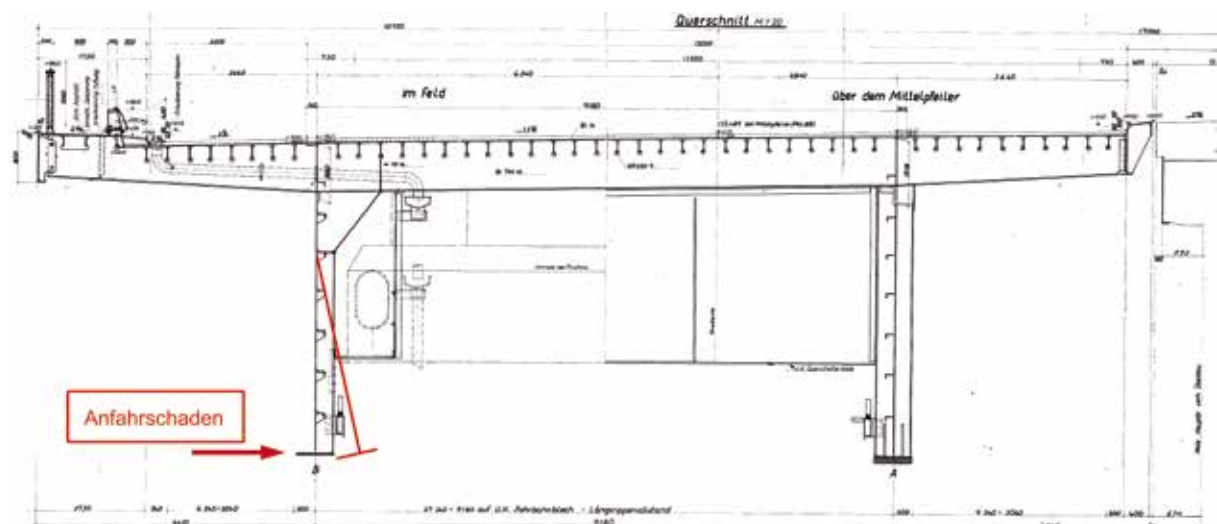


Bild 3: Brückenquerschnitt

(Zeichnung: LSBG)



Bild 4: Schäden an Flansch und Aussteifungselementen

(Fotos: Ingenieurbüro Grassl GmbH)



Bild 5: Anfahrtschaden, Ansicht aus Süden

(Foto: Ingenieurbüro Grassl GmbH)

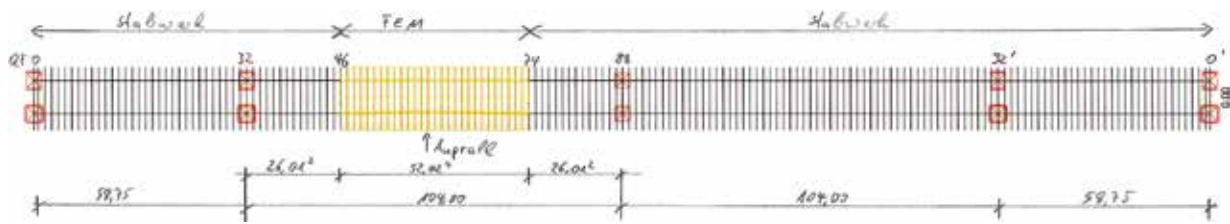


Bild 6: Kombiniertes Stabwerk-FEM-Modell

(Grafik: Ingenieurbüro Grassl GmbH)

Staus. Zudem musste der gesamte Schwerverkehr über Umleitungsstrecken geführt werden.

Um die vorhandene Verkehrssituation zu entspannen, wurde zuerst statisch untersucht, ob eine 2-spurige Verkehrsführung eingerichtet werden konnte. Für die Nachweise des geschädigten Hauptträgers wurde im Bereich des Anpralls eine Schwächung des Querschnittes des Untergurtes von 50 % angenommen. Die zwei Fahrstreifen wurden mittig über dem intakten Längsträger angeordnet. Es wurde die Verkehrsbeanspruchung nach Brückenklasse 60 nach DIN 1072 (1967) angesetzt. Da dieser Verkehrsansatz nach DIN 1072 nicht mehr heutigen Normen sowie dem tatsächlichen sehr hohen Verkehrsaufkommen entspricht, wurde ein Mindestabstand der LKW rechnerisch berücksichtigt. Für die Nachrechnung des geschädigten Bauwerks unter eingeschränkter Verkehrslast wurde ein 4-feldriger Durchlaufträger mit einem kombinierten Stabwerk- und FE-Modell aufbereitet. Der durch den Schiffsanprall beschädigte Bereich wurde mit Flächenelementen nach den Ergebnissen der Schadensvermessung modelliert, sodass der verformte Zustand des Bauwerks korrekt abgebildet werden konnte (siehe Bild 6 und Bild 7).

Um die Belastungsannahmen auch am Bauwerk zu gewährleisten, wurden nachfolgende verkehrs-

lenkende Maßnahmen auf Grundlage der StVO durchgeführt (Bild 8):

- tatsächliches Fahrzeuggewicht:
≤ 44 t (Z 262)
- minimaler lichter Abstand der Fahrzeuge:
50 m
- zulässige Höchstgeschwindigkeit:
60 km/h (Z 274)

Das Befahren des Bauwerks durch Fahrzeuge mit einem Gewicht > 44 t (genehmigungspflichtiger Schwerverkehr), auch in Alleinfahrt, wurde nicht zugelassen.

3 Instandsetzung / Ausführung

Durch die Nachrechnung konnte die Verkehrssituation zwar entspannt werden, aber der fehlende dritte Fahrstreifen und die Einschränkung für den Schwerlastverkehr waren so schwerwiegend, dass unverzüglich eine Instandsetzung notwendig wurde. Um nicht durch zeitaufwändige Vergabeverfahren zusätzlichen volkswirtschaftlichen Schaden zu verursachen, wurde mit dem Hamburger Bauunternehmen August Prien, dem Landesbetrieb Straßen Brücken und Gewässer und dem Ingenieurbüro Grassl direkt ein Planungsteam gebildet, welches gemeinsam und zielorientiert eine schnelle und unter den schwierigen Randbedingungen sicher ausführbare Lösung entwickeln konnte.

Zur vollständigen Behebung des deformierten Hauptträgers inkl. der Kerbe im Untergurt wurde eine umfangreiche Instandsetzungsmaßnahme erforderlich. Hauptziel der Instandsetzung musste es sein, die Tragfähigkeit des Hauptträgers inkl. der Kerbe im Untergurt wieder herzustellen. Grundsätzlich wurden im ersten Schritt mögliche Instandsetzungen in einer Variantenuntersuchung betrachtet:

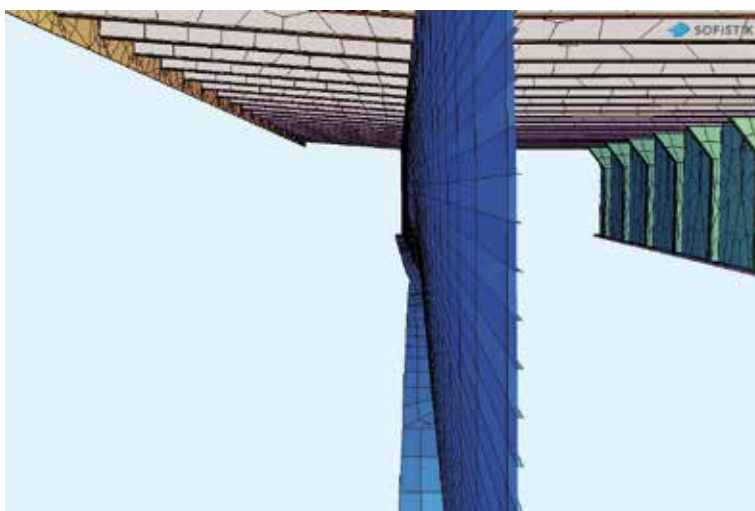
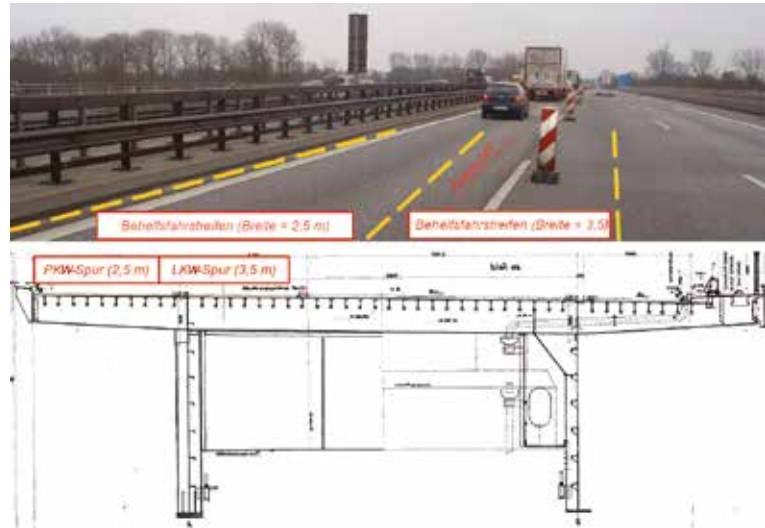


Bild 7: FE-Modell im verformten Zustand

(Grafik: Ingenieurbüro Grassl GmbH)

- ❑ Variante 1: Neubau des beschädigten Überbaus,
- ❑ Variante 2: Verstärkungsmaßnahmen im Bereich des Anpralls (Lasche und/oder Zugstäbe), aber die Schadensstelle belassen,
- ❑ Variante 3: Austausch der geschädigten bzw. verformten Bauteile (Flansch, Steg),
- ❑ Variante 4: Herstellung danebenliegender zusätzlicher Zuggurte (Träger oder Gurte).



Unter der Prämisse einer schnellen Instandsetzung sowie einer möglichst geringen Beeinträchtigung des Verkehrs und daraus ableitend möglichst wenigen und kurzen Sperrzeiten stellte sich die Variante 2, eine reine Verstärkungsmaßnahme, als geeignetste Lösung heraus. Alle anderen Varianten hätten doch sehr umfangreiche Sperrungen des Verkehrs zur Folge gehabt. Zur weiteren Reduktion der Sperrzeiten entschloss man sich, die beschädigten Bauteile im Bauwerk zu belassen, diese jedoch so zu bearbeiten, dass ein Fortschreiten des Schadensbildes nicht möglich ist oder ohne Folgen für angrenzende Bauteile bleibt.

Für die Instandsetzungsmaßnahme wurde eine Hubinsel im Fahrwasser der Elbe positioniert (Bild 9). Durch das Absetzen der Hubinsel auf Stelzen war ein tideunabhängiges Arbeiten zu jeder Zeit gewährleistet. Mit der vorhandenen Arbeits-

Bild 8: Empfohlene 2-spurige Verkehrsführung auf dem Bauwerk (Foto: Ingenieurbüro Grassl GmbH; Zeichnung: LSBG)

fläche auf der Hubinsel wurde der oben liegende Verkehr während der Bauzeit so gering wie möglich beeinträchtigt.

Neben dem Einbau einer Verstärkungslamelle, die den lokal im Bereich der Beschädigung als teilweise nicht mehr wirksamen Flansch des Längsträgers ersetzen musste, wurden folgende weitere Arbeiten durchgeführt:

- ❑ Einbau neuer (zusätzlicher) Querstreifen,
- ❑ Herstellung eines neuen (zusätzlichen) Querverbandes (Minimierung horizontaler Schwingungen) als Ersatz der beschädigten Querscheibe (Bild 10).



Bild 9: Arbeitsplattform / Hubinsel

(Quelle: Prien)



Bild 10: Neuer Querverband

(Foto: Ingenieurbüro Grassl GmbH)

Grundsätzlich wurde entschieden, das Bauwerk in seiner deformierten Form zu belassen. Ein Richten des Längsträgers mittels Pressen hätte zum einen bedeutet, dass der Verkehr auf der Brücke gesperrt werden muss, zum anderen wurde das Risiko einer weiteren Beschädigung als sehr erheblich eingestuft.

Da über einen weiten Bereich nahezu alle Querrahmen stark beschädigt und teilweise komplett unwirksam waren, musste die Funktion der Queraussteifung für horizontale Lasten des Querschnitts wiederhergestellt werden. Zudem traten durch die fehlende Aussteifung unter Verkehrsbeanspruchung horizontale Verformungen des Längsträgeruntergurtes von bis zu 5 cm auf. Auch hier wurde sich dagegen entschieden, die beschädigten Querrahmen instand zu setzen oder vollständig auszutauschen. Da in diesem Bereich planmäßig nur jede zweite Querträgerachse mit einem aussteifenden Rahmen versehen war, wurden in den danebenliegenden „freien“ Querträgerachsen neue Querrahmen angeordnet. Die beschädigten Bereiche wurden nach Einbau der neuen Quersteifen entschichtet, Schadbereiche großzügig entfernt, Risse abgebohrt und ausgeschliffen, damit sich der Schadensbereich (Rissfortschritt) nicht weiter ausbreiten kann, sowie

mit neuem Korrosionsschutz versehen. Die Querrahmen mussten entsprechend der vorhandenen Verformungsfigur geplant und individuell für jede Querträgerachse gefertigt werden. In der Achse des Anpralls musste der Rahmenstiel um rund 9° geneigt hergestellt werden, um einen zwangsfreien Einbau zu ermöglichen. Dieser ist aus einer Werkstattzeichnung in Bild 11 dargestellt. Hierfür wurde ein genaues Aufmaß mittels eines 3D-Laserscans durchgeführt, das auch als Grundlage zur Modellierung des statischen Rechenmodells diente.

Nach dem Ersatz der Aussteifungselemente erfolgte der Einbau einer zusätzlichen Lasche unterhalb des Anprallschadens (Bild 12). Ziel war es hier, einen möglichst großen Anteil der Spannungen aus Eigengewicht aus dem beschädigten Untergurt des Längsträgers in den neuen Querschnittsteil der Zuglasche umzulagern.

Damit die neue Untergurtlamelle neben den Verkehrseinwirkungen auch ständige Einwirkungen aus Eigengewicht und Ausbaulasten aufnehmen konnte, wurde der vorhandene Untergurt während der Montage der Lamelle vorgespannt, d. h., die Spannungen aus Eigengewicht wurden teilweise von dem geschädigten Querschnittsbereich auf



Bild 13: Vorspannkonstruktion mit Spann- und Festanker

(Fotos: Ingenieurbüro Grassl GmbH)

- ❑ max. Vorspannkraft / max. Spannweg / max. Öldruck:

max. Vorspannkraft: $2 \times 1.934 \text{ kN} = 3.868 \text{ kN}$,

max. Spannweg: 65 mm,

max. Öldruck je Presse: 509 bar.

- ❑ Nach Einbau der neuen Untergurtlamelle erfolgt die langsame Entlastung der Pressen.
- ❑ Probelastungen über der Schadensstelle.

Die Bemessung der Verstärkungsmaßnahmen für den Überbau wurde ebenfalls an dem bereits in Bild 6 dargestellten, verformten statischen FE-Modell durchgeführt. Dabei wurde der zuvor beschriebene Instandsetzungsablauf vollständig simuliert (Bild 14).

Mit den Berechnungen konnte die durch die Vorspannung vorgesehene Kraftumlagerung nachvollzogen und eine Aussage über die dabei auftretenden Spannungen am Bauwerk unter Berücksichtigung der durch den Anprall verursachten Verformungen gemacht werden. Wie sich baubegleitend beim Monitoring zeigte, stimmten die Ergebnisse der statischen Berechnung sehr gut mit den Messwerten überein.

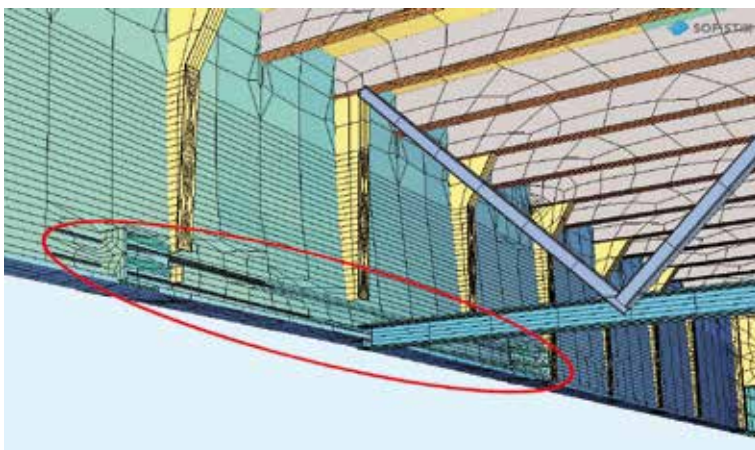


Bild 14: FE-Modell, Ansicht mit Spannvorrichtung und zusätzlichem Querschott (Grafik: Ingenieurbüro Grassl GmbH)

4 Ergebnis und Erfolg der Maßnahme

Der Spannvorgang und die Kraftumlagerung wurden mittels Monitoring überwacht. Dazu wurden insgesamt 16 Dehnmessstreifen (DMS) am geschädigten Untergurt, an der Verstärkungslamelle sowie im Stegbereich und an den Spanngliedern angeordnet. Bild 15 zeigt einen DMS auf dem geschädigten

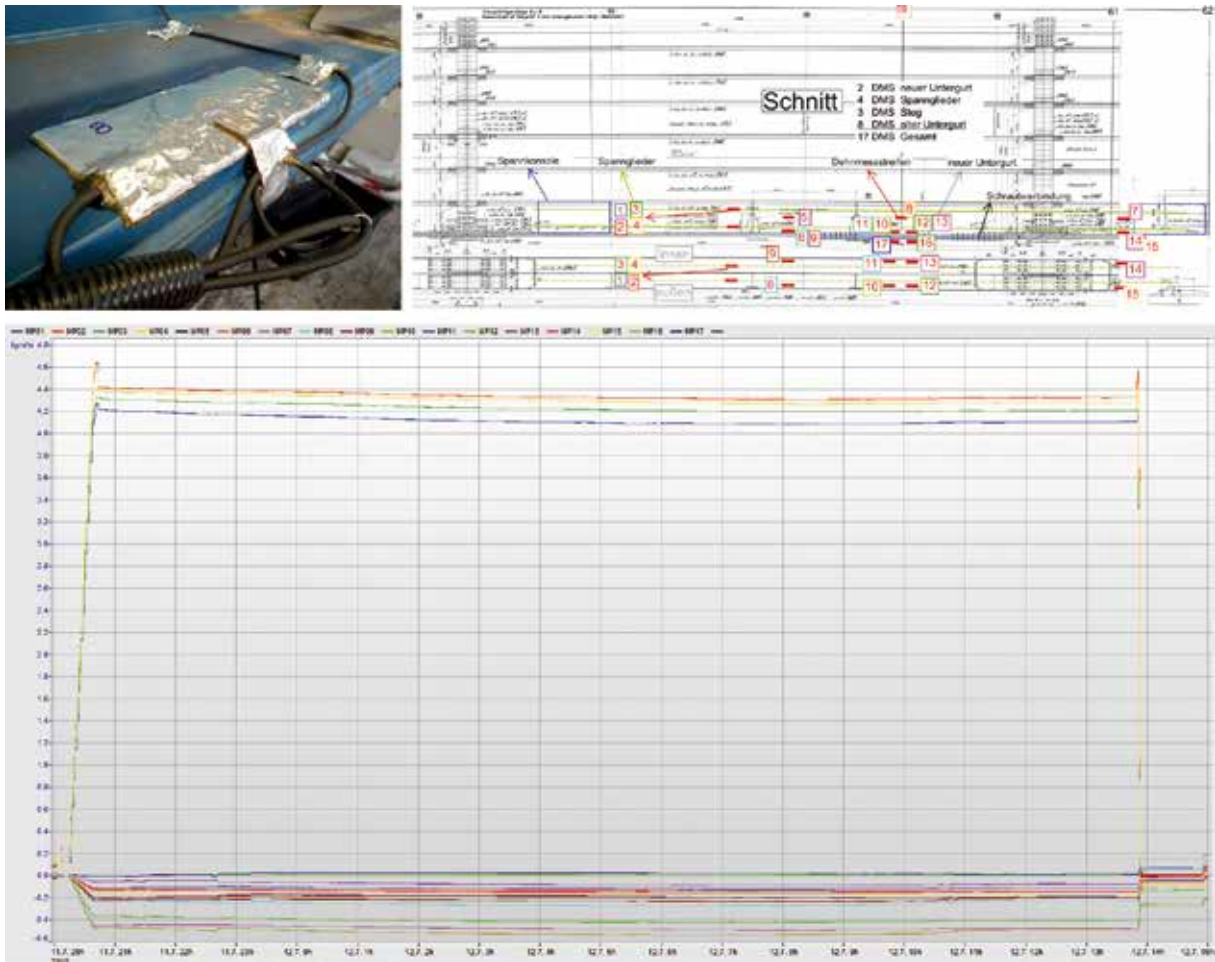


Bild 15: Dehnmessstreifen und Messwerte

(Quelle: LSBG)

Untergurt, die Anordnung der DMS im Hauptträger und die gemessenen Dehnungen während des Spannvorganges, der Verschlosserung der Verstärkungslamelle und der anschließenden Lastumlagerung. Die oberen Linien stellen die Dehnungen in den Spannstäben, die unteren Linien die Dehnungen im Bauwerk dar. Die Dehnungsverläufe der Spannstäbe bestätigen, dass die vorgesehene Dehnung nahezu aufgebracht werden konnte. Wie erwartet erfuhren die Bauteile durch die Vorspannung eine Entlastung der Zugspannungen von ungefähr 70 % der Eigenge-

wichtsspannungen. Die Berechnung stimmte im Mittel mit den gemessenen Werten des Monitorings überein.

Da die DMS nach Beendigung der Instandsetzungsmaßnahmen am Bauwerk verblieben, konnte die Wirksamkeit der Maßnahme kontrolliert und auf längere Zeit beobachtet werden. Die Aufzeichnungen der DMS bestätigen, dass der geschädigte Untergurt durch die Vorspannmaßnahme und gleichzeitiger Anbringung der neuen Lasche entlastet wurde. Außerdem ist zu erkennen, dass

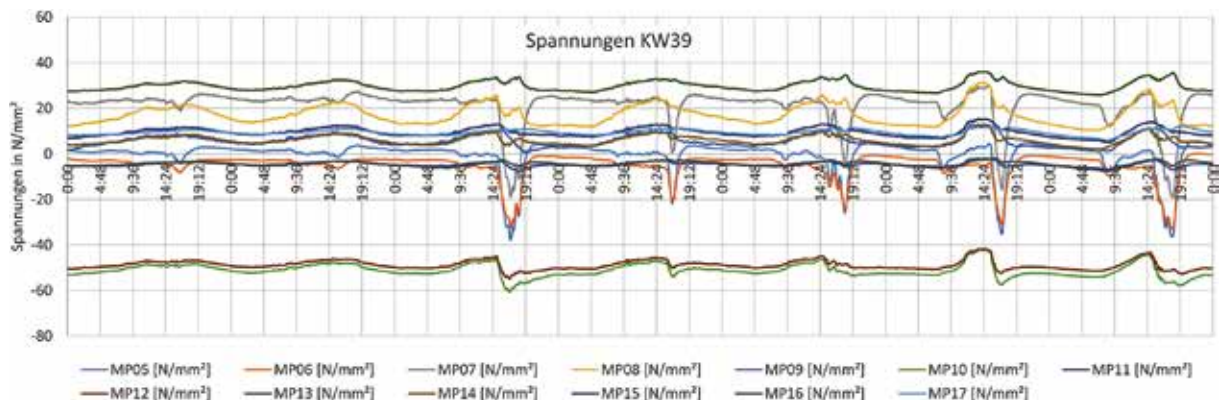


Bild 16: Gemessene Spannungen in KW 39, 2015

(Grafik: Ingenieurbüro Grassl GmbH)

die neue Lasche große Anteile der auftretenden Kräfte aufnimmt.

Beispielhaft sind in Bild 16 die auftretenden Spannungen innerhalb der 39. Kalenderwoche 2015 angegeben. Gut zu erkennen an dem grünen (MP10) und braunen Verlauf (MP12) im unteren Bereich ist, dass der geschädigte Untergurt entlastet wurde. Der dunkelgrüne (MP16) und der hellblaue Verlauf (MP17) stellen die Spannungen des neuen Untergurtes dar. Da die DMS an einem spannungslosen Zustand an die neue Lasche angebracht wurden, ergeben die Spannungen die vollständige Spannungsaufnahme. Die Lasche trägt demnach im Mittel 30 N/mm^2 .

In Bild 16 ist auffällig, dass das Verkehrsaufkommen zwischen 15:00 Uhr und 19:00 Uhr von Mittwoch bis Sonntag zu erhöhten Druckspannungen im Steg führte. Dabei ist zu erkennen, dass die auftretende maximale Spannung aus Verkehr bei ca. 45 N/mm^2 lag und damit deutlich

unter der Spannung, die sich gemäß statischer Berechnung bei maximaler Verkehrsbelastung ergeben würde.

5 Zusammenfassung

Die Instandsetzungsmaßnahme des Anprallschadens an der Süderelbbrücke stellte für alle Beteiligten aufgrund der komplexen Rahmenbedingungen eine große Herausforderung dar. Durch den oben liegenden Autobahnverkehr waren während der Instandsetzungsmaßnahme nur wenige, zeitlich sehr begrenzte Vollsperrungen der Brücke möglich. Dank der guten Zusammenarbeit aller Beteiligten – dem Bauherrn, der ausführenden Firma und dem Planer – ist es gelungen, ein innovatives, schnelles und sicheres Instandsetzungsprogramm in kürzester Zeit zu planen und umzusetzen. Deutlich früher als zuerst angenommen konnte die Instandsetzungsmaßnahme bereits Mitte Juni 2015 abgeschlossen werden.

Langzeitverhalten von geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen – zukünftig eine Standardbauweise auch für Brückenwiderlager?

Dipl.-Ing. Hartmut Hangen, M.Sc. July Ellen Jaramillo Castro
HUESKER Synthetic GmbH, Gescher

1 Einleitung

Zustandsberichte von Kommunen, Ländern und Bund zeigen, dass große Anstrengungen erforderlich sind, um Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Brückenbauwerken auch zukünftig sicherzustellen. Innovative Baustoffe und Bauweisen werden unverzichtbar sein, um diese Aufgabe zu bewältigen.

Die Ausführung geokunststoffbewehrter Stützkonstruktionen (KBE) für den Bau von Brückenwiderlagern stellt in diesem Zusammenhang eine vielversprechende Möglichkeit dar. Voraussetzung hierfür ist jedoch, dass das Langzeitverhalten solcher Konstruktionen den hohen Anforderungen im Brückenbau genügt. Der vorliegende Beitrag zeigt auf, welche Faktoren die Dauerhaftigkeit von KBE-Konstruktionen beeinflussen und inwieweit diese nach derzeitigem Ermessen eine Anwendung von KBE-Systemen auch für den Bau von Brückenwiderlagern zulassen.

2 Geokunststoffbewehrte Stützkonstruktionen

Die Verwendung geosynthetischer Bewehrungsprodukte zur Lösung geotechnischer Aufgabenstellungen ist aufgrund ökologischer und ökonomischer Vorteile gegenüber klassischen Bauweisen seit langem üblich. Geokunststoffbewehrte Stützkonstruktionen, im Folgenden auch KBE-Konstruktionen genannt, nehmen hierbei eine besondere Stellung ein und stellen einen der ältesten und häufigsten Anwendungsbereiche dar.

KBE-Konstruktionen zeichnen sich im Vergleich zu konventionellen Bauweisen im Wesentlichen durch folgende Vorteile aus:

1. duktileres Tragverhalten ermöglicht reduzierte Anforderungen an Baugrund und Hinterfüllmaterialien,

2. schnelle und daher kostengünstige Herstellung oder Entsorgung (bei temporären Konstruktionen) mit konventionellem Erdbaugerät,
3. geringes globales Erwärmungspotenzial (GWP),
4. vielfältige architektonische Gestaltungsmöglichkeiten.

Ursprung dieser Bauweise ist die in den 1960er-Jahren durch den Franzosen Herni Vidal [1] eingeführte sogenannte bewehrte Erde. Bereits in den 1980er-Jahren wurden die hierbei eingesetzten Stahlbänder jedoch zunehmend durch vollflächige geosynthetische Bewehrungsprodukte ersetzt. Bild 1 zeigt am Beispiel eines Regelquerschnittes eines geokunststoffbewehrten Brückenwiderlagers das Prinzip einer KBE-Konstruktion mit den Hauptbestandteilen Zugbewehrung, Facingelement, Erdstoff (bewehrter Erdkörper und Hinterfüllboden) sowie Belastungseinrichtung (z. B. Widerlagerbalken).

Neben den aktuellen Regelwerken, nach denen KBE-Konstruktionen bemessen werden – in Deutschland sind dies zusätzlich zu den Dach-

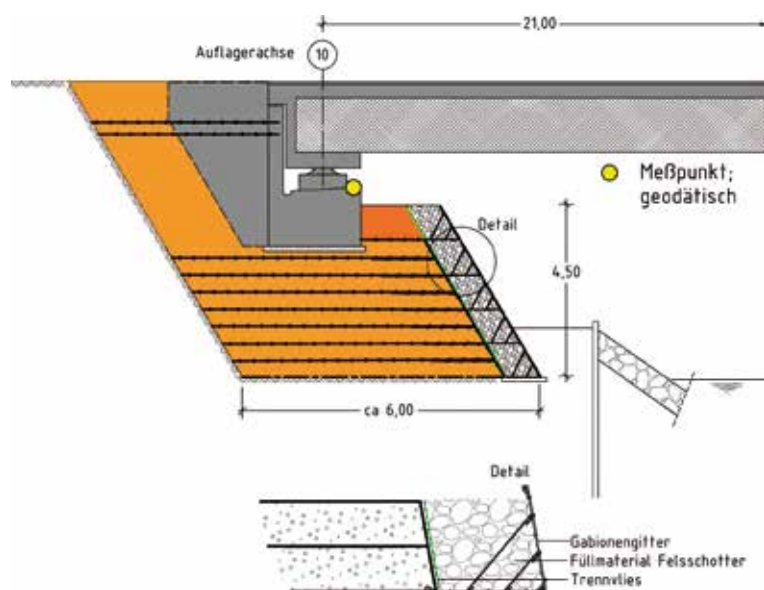


Bild 1: Regelquerschnitt des bewehrten Brückenwiderlagers bei Ilsenburg [2] mit Kennzeichnung der Hauptelemente einer KBE-Konstruktion

normen EC 7 [3], DIN 1054 [4] die DIN 4084 [5] und EBGeo 2010 [6] – gibt es weltweit mittlerweile eine überaus große Anzahl an wissenschaftlichen Arbeiten und Fachaufsätzen zu nahezu allen relevanten Fragestellungen im Zusammenhang mit KBE-Konstruktionen. So findet man einen Überblick über die ersten Anfänge der Verwendung von Geokunststoffen als Bodenbewehrung für Stützkonstruktionen z. B. in Allen et al. [7] oder eine systematische Erhebung und Auswertung des Bauwerksverhaltens repräsentativer KBE-Konstruktionen z. B. bei Crouse und Wu [8]. Bathurst [9] hingegen vermittelt einen Überblick zum derzeitigen Stand der Technik und aktuellen Entwicklungen von Bemessungskonzepten und Modellierungen; ein Review ausgewählter Beiträge der jüngsten Internationalen Geosynthetic-Konferenz (10th ICG) in Berlin zu diesem Thema findet sich auch in Hangen [10].

3 Geokunststoffbewehrte Brückenwiderlager

Ein Vielzahl von Untersuchungen und Referenzprojekten haben gezeigt, dass KBE-Konstruktionen auch extrem hohe Einwirkungen abtragen können, ohne zu versagen oder übermäßig große Verformungen zu zeigen. Sehr eindrucksvoll konnte dies z. B. im Rahmen von realmaßstäblichen Belastungsversuchen an der Landesgewerbeanstalt (LGA) Nürnberg [11], [12] oder auch [13] demonstriert werden. Die Bilder 2 und 3 zeigen die Versuchsanordnung und die horizontalen und vertikalen Verformungen des untersuchten 4,5 m hohen KBE-Körpers für vertikale Belastung mit einem 1,0 m breiten und 3,0 m langen Betonbalken. Die horizontale Verformung des in zwei Stufen gefahrenen Versuches betrug für realistische Spannungen unter einem Brückenwiderlagerbalken von 200 bis 250 kN/m² selbst bei Erstbelastung an der höchsten Stelle nur etwa 4 mm. Die Gesamtsetzung betrug bei der gleichen Belastung ca. 6 mm. Erst ab einer Auflastspannung von 500 kN/m², welche bei der zweiten Belastung aufgebracht wurde, zeigte die Konstruktion Anzeichen eines bevorstehenden Versagens. Dieses konnte aber auch unter der maximal aufbringbaren Belastung von 650 kN/m² nicht erreicht werden.

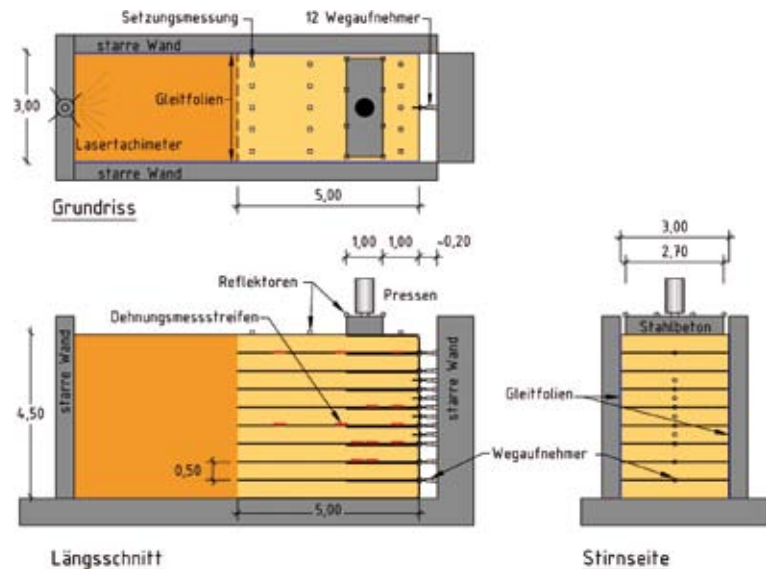


Bild 2: Großversuch zur Untersuchung der Tragfähigkeit einer KBE an der LGA Nürnberg ([11], [12]), Abmessungen und Anordnung der Messeinrichtungen

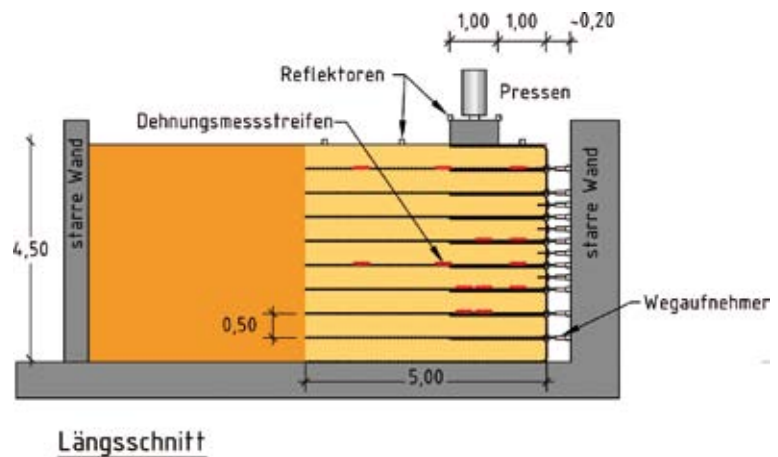


Bild 3: Ergebnisse eines Großversuches an der LGA Nürnberg ([11], [12]), gemittelte Setzung des Auflagerbalkens und horizontale Verschiebungen während der ersten Belastungsstufe $0 < \sigma < 400 \text{ kN/m}^2$

In anderen Quellen wird die maximale Tragfähigkeit sogar mit bis zu 1.200 kN/m² angegeben [13].

Auch angesichts des derzeit allorts diskutierten großen Sanierungs- und Neubaubedarfs im Brückenbau liegt es daher nahe, KBE-Konstruktionen auch für die Errichtung von hoch belasteten Brückenwiderlagern vorzusehen. Eine Reihe von Referenzbauwerken zeigt, dass dies grundsätzlich in der Praxis umsetzbar ist und welche unterschiedlichen Optionen dabei bestehen. In Deutschland wurde diese Bauweise aber bisher nur selten eingesetzt.

In Bild 4 sind verschiedene Möglichkeiten für die Anwendung von KBE schematisch dargestellt, wobei die Umsetzung eines dauerhaften Lastab-

trags, Bild 4 c), die größten ökonomischen Vorteile gegenüber einer klassischen Bauweise bietet. Einen ausführlichen Überblick zu Einsatzmöglichkeiten der KBE für den Bau von Brückenwiderlagern vermitteln auch [14] und [15].

4 Langzeitverhalten von KBE-Konstruktionen

4.1 Derzeitiger Sachstand

Um die Eignung der KBE-Bauweise auch für Brückenbauwerke mit möglichst großen Nutzungsdauern beurteilen zu können, ist das Langzeitverhalten dieser Konstruktionen unter realen Beanspruchungsbedingungen zu analysieren. Im Sinne einer systematischen Beurteilung des Langzeitverhaltens, wie sie die Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076, RI-EBW-PRÜF [16], vorsieht, gibt es für KBE-Konstruktionen im Einsatzbereich von Brückenwiderlagern in Deutschland derzeit nur wenige allgemein zugängliche Informationen.

Neben einer Vielzahl von Einzelfallstudien und mit Erhebungen zum Verhalten von KBE-Konstruktionen generell, insbesondere die GRI-Studie von Schadensfällen an KBE-Konstruktionen und Vorschlägen für deren Vermeidung, Koerner und Koerner [17], liegen dennoch umfangreiche und aussagekräftige Daten vor, um typische Mängel auszumachen und zu beschreiben. Weiterhin stellt z. B. Herold [18] speziell für die Anwendung im Brückenbau Ergebnisse von Verformungsmessungen vor und zeigt auf, welche Ursachen zu erhöhten Verformungen führen können.

International gibt es darüber hinaus in den USA bereits seit 2006 eine Richtlinie zur Bemessung und Ausführung von geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen für Brückenwiderlager [19] und seit 2011 die Dokumentation zu geokunststoffbewehrten integralen Brückenkonstruktionen [20] mit einschlägigen Informationen zur Dauerhaftigkeit von Referenzbauwerken.

In den Abschn. 5–7 werden Erkenntnisse aus diesen und weiteren ausgewählten Quellen zusammengeführt und dargestellt.

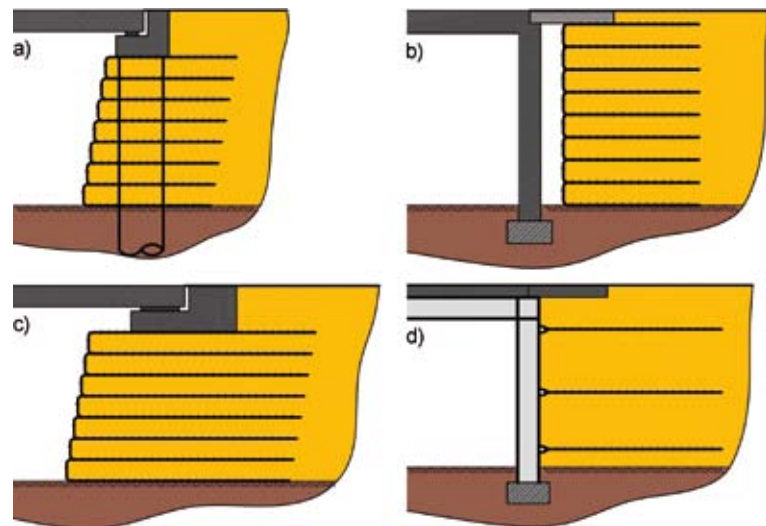


Bild 4: Möglichkeiten für den Einsatz von KBE beim Bau von Brückenwiderlagern; a) KBE für Flügelwände und Front, b) KBE als Erddruckfänger, z. B. für integrale Brücken, c) KBE auch für Abtrag der Brückenlasten, d) KBE als Verankerung von Spund- oder Verbauwänden

(Grafik: Marita Döring, HUESKER)

4.2 Kriterien zur Beurteilung des Langzeitverhaltens und Beispiele typischer Mängel

Neben den in [16] festgeschriebenen Kriterien zur Beurteilung der Beeinträchtigungen eines Ingenieurbauwerks hinsichtlich seiner Standsicherheit (S), der Verkehrssicherheit (V) und der Dauerhaftigkeit (D) wurden die folgenden Beispiele teilweise auch nach der zuvor genannten GRI-Studie [17] analysiert. Die GRI-Studie umfasste 171 mangelhafte Bauwerke, welche nach folgenden Merkmalen sortiert wurden:

- Bauherr (privat oder öffentlich),
- Art der Frontausbildung (starr oder flexibel),
- Höhe der Konstruktion,
- Art des Geokunststoffes,
- Dauer der Nutzung bis zum Schaden,
- Qualität des Füllbodens (bindig oder rollig),
- Erzielte Verdichtung,
- Qualität der Planung (schadensrelevant oder ordnungsgemäß),
- Schadensbild (Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit (SLS) oder der Tragfähigkeit (ULS)),
- Entwässerung.

5. Beeinträchtigung der Standsicherheit

Die RI-EBW-PRÜF [16] definiert mangelnde Standsicherheit als einen Zustand, bei dem Baustoffqualität oder Bauteilabmessungen oder die Beanspruchungen aus der planmäßigen Nutzung nicht (mehr) den Annahmen der Bemessung entsprechen.

Im Falle einer KBE-Konstruktion würde somit ein Mangel bestehen, wenn der verfügbare Bemessungswiderstand einer Geokunststoffbewehrung den Anforderungen nicht mehr genügt. Getrieben von akademischem, aber auch wirtschaftlichem Interesse, die Leistungsfähigkeit der angebotenen Materialien zu dokumentieren und einem häufig zu beobachtenden Unbehagen gegenüber dem Einsatz von tragenden Kunststoffbauteilen auf Seiten der Anwender zu begegnen, befasste sich ein Großteil der wissenschaftlichen Arbeiten mit der Erforschung und Abbildung des Langzeitverhaltens von Geokunststoffbewehrungen. Ergebnis dieser Bemühungen ist ein umfangreiches europäisches Normen- und Regelwerk, nach dem die Ermittlung des Bemessungswiderstandes einer Bewehrung als Produkt aller individuell ermittelten möglichen Abminderungen erfolgt.

Im Regelfall beträgt der zulässige Bemessungswiderstand nach Berücksichtigung aller Abminderungsfaktoren und Teilsicherheitsbeiwerte für eine Belastungsdauer von ca. 120 Jahren selten mehr als 50 % der charakteristischen Kurzzeitfestigkeit. Ergebnisse von Ausgrabungen und Messungen des Auslastungsgrades im Feld zeigen aber deutlich, dass diese differenzierte Betrachtung einen konservativen Ansatz darstellt, siehe z. B. Alexiew/Risseeuw [21] und Schröer et al. [22]. Die Ergebnisse der GRI-Studie [17] belegen ferner eindrucksvoll, dass der größte Teil der erfassten Schadensfälle (ca. 75 %) zwar den Grenzstatus der Tragfähigkeit betrifft, aber keines der Bauwerke versagte, weil die Qualität bzw. die Zugfestigkeit der verwendeten Bewehrungsprodukte nicht ausreichend gewesen wäre. Vielmehr war das Versagen der Konstruktion in nahezu allen Fällen auf mangelnde bzw. unterlassene ingenieurtechnische Planung und Bauüberwachung (98 %) zurückzuführen. Diese erschreckende Zahl lässt sich besser verstehen, wenn man weiß, dass diese Schadensfälle fast ausnahmslos Objekte privater Bauherren waren (96 %), die offensichtlich schmerzhaft lernen mussten, dass der Aufwand für Baugrunderkundung, Fachplanung und Bauüberwachung am Ende einen Bruchteil der Sanierungskosten ausgemacht hätte. In Bauprojekten der öffentlichen Hand sind derartige Szenarien, zumindest in Deutschland, aber kaum vorstellbar.

Als Versagensursachen konnten im Wesentlichen folgende Gründe ausgemacht werden:

- ❑ Entwässerung: in 60 % der Schadensfälle wurde mangelhafte oder völlig fehlende Entwässerung festgestellt.
- ❑ Qualität der Erdstoffe: bei 61 % der Schadensfälle wurde mit feinkörnigen, bindigen Böden gebaut.
- ❑ Qualität der Verdichtung: in 72 % wurde beobachtet, dass die Verdichtung des bewehrten Erdkörpers nicht zufriedenstellend war.

Gerade im Hinblick auf den Bau von Brückenwiderlagern erscheinen diese Zahlen zunächst überwältigend, dennoch stehen sie im krassen Widerspruch zu den guten Erfahrungen bei sachgemäßer Planung und Umsetzung, welche man unter regulären Verhältnissen im Erd- und Brückenbau in Deutschland immer erwarten darf. Sowohl die Erfahrungsberichte aus den USA, welche sich konkret auf Brückenwiderlager konzentrieren, [19] und [20], als auch die Erfahrungen in Deutschland [2] berichten in keinem Fall von einer Beeinflussung der Standsicherheit.

Der Vollständigkeit halber seien auch die Ergebnisse der Erhebungen für die restlichen Kriterien genannt:

- ❑ Frontausbildung: in 71 % der Schadensfälle waren die Konstruktionen mit einem starren Facingsystem ausgeführt (diese haben in den USA den größten Marktanteil).
- ❑ Höhe der Konstruktion: in 65 % der Schadensfälle betrug die Höhe der Konstruktionen zwischen 4 m und 12 m (was auch für Brückenwiderlager repräsentativ ist).
- ❑ Dauer der Nutzung bis zum Schaden: im Regelfall (86 %) traten Bauwerksschäden innerhalb eines Zeitraumes von weniger als vier Jahren (also innerhalb der üblichen Gewährleistungsfristen) ein.

Bedauerlicherweise wird in der GSI-Studie keine Abschätzung vorgenommen, anhand derer das Verhältnis aus mangelhaften und mangelfreien Konstruktionen gebildet werden könnte. Nach Zahlen der Federal Highway Administration (FHWA) [23] der USA von 2001 wurde das gesamte Marktvolumen für geokunststoffbewehrte Stützkonstruktionen in den USA auf deutlich über 1 Mio. m² Ansichtsfläche jährlich geschätzt. Der größte Anteil entfiel dabei auf Konstruktionen mit Betonfacing (700.000 m² Betonplatten,

200.000 m² Blockwände), der Anteil übersteiler Böschungen (mit begrünter Außenhaut) betrug rund 130.000 m² pro Jahr. Die Anzahl der Projekte im Bereich des Verkehrswegebbaus betrug somit jährlich sicher weitaus mehr als 200.

Die 117 dokumentierten Schadensfälle betreffen ausschließlich private Bauherren mit sehr wahrscheinlich deutlich kleineren Projektgrößen und erstrecken sich über einen Zeitraum von ca. 25 Jahren. Sie stellen insofern einen unerfreulichen und Anlass zur Handlung gebenden, aber – selbst bei Annahme einer erheblichen Dunkelziffer unbekannter Projekte – verhältnismäßig kleinen Anteil an der Gesamtheit aller KBE-Konstruktionen dar.

6 Gebrauchstauglichkeit

In Abhängigkeit von der gewählten Funktion einer KBE-Konstruktion (siehe auch Bild 4) und unter der Voraussetzung einer ordnungsgemäßen Planung spielt die Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit offensichtlich eine größere Rolle als der Bemessungswiderstand der Geokunststoffbewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit. In diesem Abschnitt wird daher insbesondere auf das Verformungsverhalten eingegangen.

6.1 Vertikale Verformungen

Bild 5 zeigt, welche Verformungen bei einer KBE-Konstruktion grundsätzlich auftreten können. Die Besonderheit des Einsatzes von KBE als Brückenwiderlager ist dabei, dass Verformungen der KBE nicht nur für die Konstruktion selber, sondern vielmehr für das gesamte Brückentragwerk von Bedeutung sind. Verformungen der KBE können somit indirekt auch eine Beeinträchtigung der Standsicherheit darstellen.

Für Konstruktionen, bei denen die Lasten des Brückendecks unmittelbar über die KBE eingeleitet werden, liegt der Fokus einer Verformungsbetrachtung daher auf der Summe der vertikalen Verformungen v_o , welche die Verformungsanteile aus Eigensetzung und Scherverformung der Stützkonstruktion sowie die Setzungen des Untergrundes umfasst. Einer der wesentlichen Vorteile von KBE-Konstruktionen ist in dieser Hinsicht, dass sich Widerlager und Anrampung nahezu gleichmäßig verformen. Höhenversätze zwischen Anrampung und Brückenkonstruktion, welche den

Zustand von Lagern, Entwässerung und auch die Verkehrssicherheit maßgeblich beeinträchtigen können, werden somit vermieden, selbst wenn sich die gesamte Konstruktion unter Umständen stärker verformt, als dies bei einer klassischen Tiefgründung z. B. mit Bohrpfählen zu erwarten wäre.

Bild 6 zeigt exemplarisch Ergebnisse von Verformungsmessungen an ausgewählten Punkten der Widerlagerbalken einer Brücke der K 1355 bei Ilsenburg, dem ersten in Deutschland als Permanentkonstruktion errichteten geokunststoffbewehrten Brückenwiderlager. Deutlich wird hierbei einerseits, dass die absoluten Gesamtsetzungen 15 Jahre nach Errichtung einen Wert von ca. 25 mm nicht überschreiten, andererseits zeigt sich, dass sich beide Widerlagerseiten unterschiedlich setzen. So ergibt sich in der Widerlagerachse 10 eine gemittelte Gesamtsetzung von 15 mm, wohingegen die Setzung in der gegenüberliegenden Achse 20 nur ca. 8 mm beträgt. Nicht genauer aufgelöst ist die Verformung, welche in der Bauphase eintrat – in Achse 10 beträgt diese im Mittel etwa 5 mm, in Achse 20 etwa 2,5 mm. Ferner zeigt sich, dass sich das Widerlager in Achse 10 bereits in der Bauphase verdreht, das gegenüberliegende Lager verformt sich hingegen gleichmäßig. In Relation zur Stützweite der Brücke mit einer lichten Weite von etwa 21 m und einer Breite der Widerlagerbalken von 9,5 m ergeben sich somit Verdrehungen, für die die Brückenkonstruktion, hier ein Fertigteilträger aus Spannbeton, und die Lager auszulegen waren. Insgesamt liegen die gemessenen Verformungen unterhalb der Erwartungswerte und stellen somit keinen Mangel dar. Deutlich ist auch zu erkennen, dass die Zeit-Setzungskurve abflacht und somit auch zukünftig nicht mit Problemen zu rechnen ist.

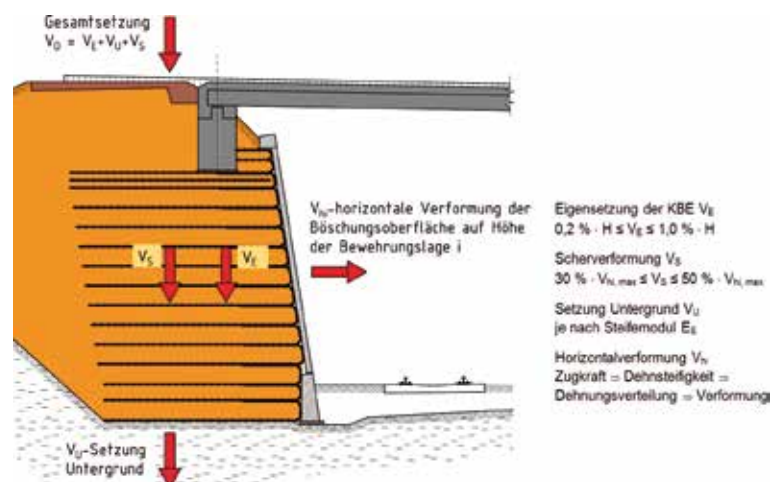


Bild 5: Verformungsgrößen einer geokunststoffbewehrten Stützkonstruktion in Anlehnung an [6]

(Grafik: Marita Döring, HUESKER)

Für Bauwerke, bei denen größere Verformungen (sowohl absolut als auch relativ) erwartet werden, kann es sinnvoll sein, Setzungen vor Montage des Brückendecks vorwegzunehmen. Im Dammbau bzw. für die Widerlagerhinterfüllung ist dieses als Konsolidationsschüttung bekannte Verfahren längst Standard. Vereinzelt wird als Alternative zu einer zusätzlichen Auflast auch von einer Vorspannung mit Hilfe von Ankerstäben und Belastungsplatten berichtet [24]. Um für Widerlager typische Pressungen – zumindest Anteile davon – auf eine KBE-Konstruktion aufbringen zu können, sind jedoch große Auflasten erforderlich. Bild 7 zeigt, wie mit der Aufschichtung von massiven Betonblöcken die Vorbelastung eines Widerlagers einer Brücke der Autobahn A 74 in den Niederlanden umgesetzt wurde. Die Vorbelastung betrug 100 kN/m^2 und entsprach damit dem Eigengewicht des später aufgetragenen Brückenbaus.

Die Bilder 8 und 9 zeigen Ergebnisse von Verformungsmessungen des in Bild 7 dargestellten Widerlagers an der A 74 in den Niederlanden. Dargestellt sind die Verformungen für den Zeitraum der Vorbelastung bis ca. zwei Monate nach Errichtung des Brückenüberbaus für jeweils zwei Messpunkte zweier nebeneinanderliegender Messquerschnitte A und B. Die Messpunkte A1 und B1 liegen nahe der Oberkante, etwa bei $0,9 \times H$, wobei H die sichtbare Wandhöhe



Bild 7: Vorbelastung eines KBE-Brückenwiderlagers an der Autobahn A 74, NL (Foto: Ralf Beuker, bearbeitet von Julia Klaverkamp, HUESKER)

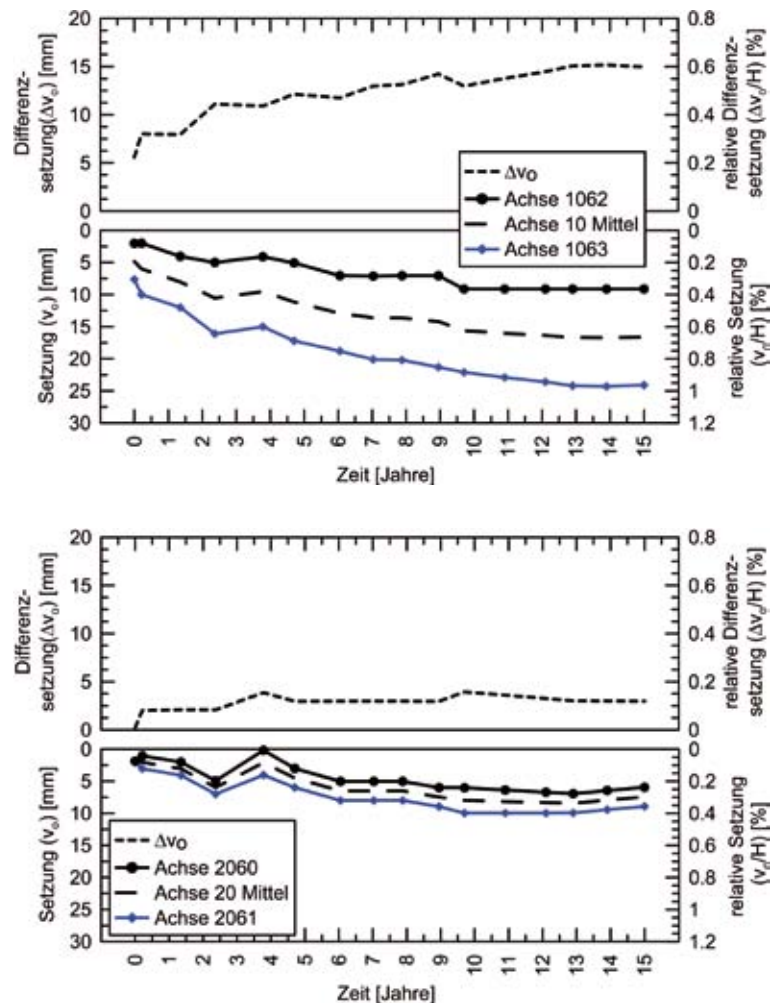


Bild 6: Setzungsmessungen an den Widerlagerbalken der Brücke über die Ilse [18]; oben Widerlagerachse 10, unten: Widerlagerachse 20

bezeichnet. Die Messpunkte A8 und B8 liegen am Wandfuß, etwa bei $0,1 \times H$. Deutlich erkennbar ist, dass sich die Messquerschnitte A und B sehr ähnlich verhalten und dass die Setzung am Wandfuß über den gesamten Messzeitraum nur unwesentlich kleiner ist als die Setzung an der Oberkante der KBE. Der geringe Unterschied zwischen der Setzung an der Oberkante und am Wandfuß lässt den Rückschluss zu, dass das Setzungsverhalten der Konstruktion wesentlich durch die Setzungen im Baugrund hervorgerufen wird (v_u in Bild 5). Die Summe der Eigen- und Schersetzung (v_E und v_S) ergeben in Folge der Vorbelastung einen Wert von ca. 5 mm, siehe auch Bild 9.

Bemerkenswert ist, dass die Setzungen nach Abbau der Vorbelastung nahezu konstant bleiben. Im Vergleich zu dem Verlauf der Last-

Setzungskurve für die Erst- und Wiederbelastung im 1:1-Versuch bei der LGA, siehe Bild 2, hätte man zunächst einen Rückgang der Setzungen und einen geringeren Anstieg der Kurven bei Aufbringen des Überbaus erwartet. Auf die möglichen Ursachen hierfür wird in [25] nicht näher eingegangen. Die Beobachtung, dass sich die Messquerschnitte A und B nahezu gleich setzen, ist ein Indiz dafür, dass eine Verdrehung der Widerlagerbank wie in Ilsenburg, Bild 6, sich hier nicht vollzogen hat.

In Situationen, in denen ein Vorbelastungskonzept dem Vorteil geringer Bauzeit widerspricht oder deutlich schlechtere Baugrundverhältnisse die Errichtung einer KBE erst gar nicht ohne weiteres zulassen, ist es erforderlich, Bodenaustausch oder eine Baugrundverbesserung z. B. mit Rüttelstopfsäulen, geokunststoffummantelten Bodensäulen oder starren Pfahlsystemen auszuführen.

Wichtig ist dabei, das gewählte Gründungsverfahren auf den Bereich der Anrampung auszudehnen und somit ein homogenes Setzungsverhalten von Widerlager und Anrampung zu ermöglichen. Andernfalls kann es gerade bei starren Facingsystemen z. B. aus Beton zu Mängeln kommen. Bild 10 zeigt den Übergangsbereich eines Brückenwiderlagers, welches konventionell tiefgegründet wurde. Differentielle Setzungen zwischen Rampenbereich und Widerlager führten offensichtlich zur Rissbildung in einigen Betonblöcken, so dass das Facing der geokunststoffbewehrten Blockwand zumindest teilweise nachträglich aufgetrennt werden musste.

In der dargestellten Situation ist eine Gefährdung der Standsicherheit und Verkehrssicherheit derzeit nicht zu befürchten, unter betrieblicher, ästhetischer und fahrdynamischer Betrachtung ist dies aber ein klarer Mangel. Um eine Beeinträchtigung der Standsicherheit infolge weiterer Setzungen beurteilen zu können, wird die Verformung der Konstruktion messtechnisch erfasst.

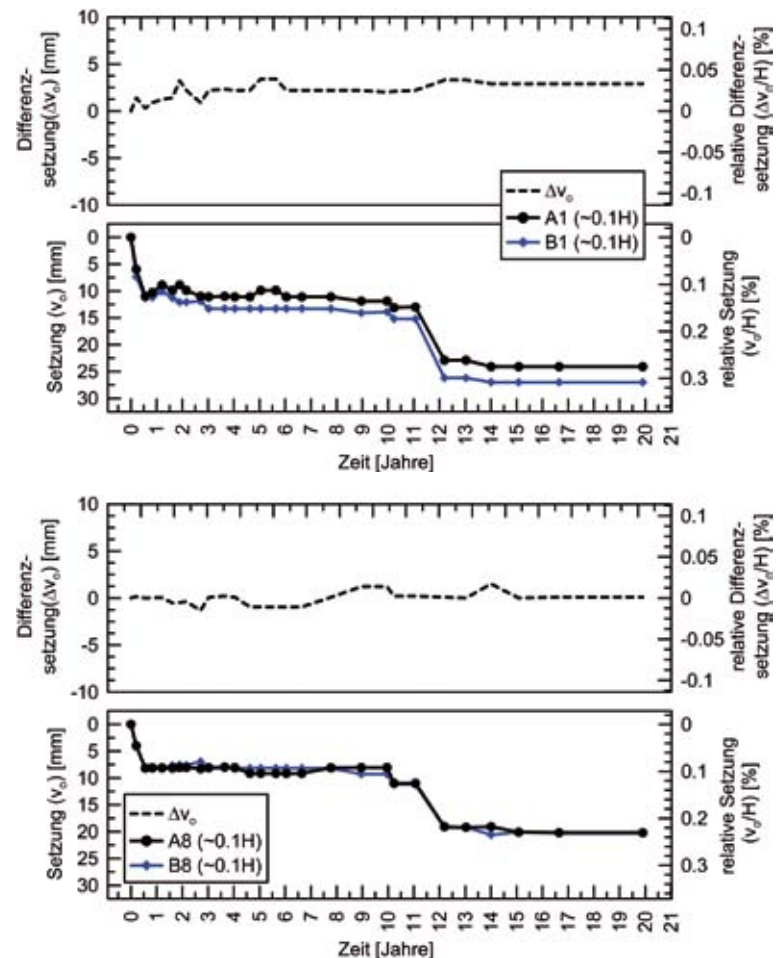


Bild 8: Ergebnisse der Setzungsmessungen an je zwei Messpunkten der Messquerschnitte A und B, A1 und B1 liegen oben (~0,9 × H), A8 und B8 sind Messpunkte am Wandfuß (~0,1 × H), A 74, NL [25]

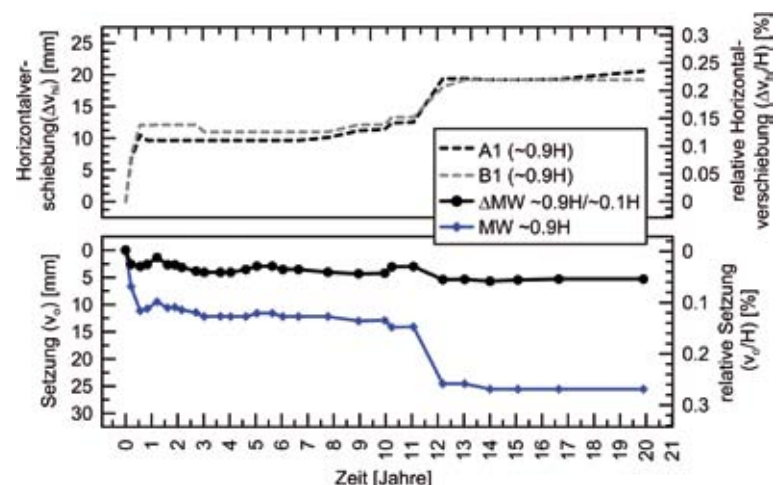


Bild 9: Gemittelte Setzung und Horizontalverschiebung an den Messpunkten A1 und B1 (~0,9 × H), A 74, NL [25]

6.2 Horizontale Verformungen

Für Konstruktionen, bei denen KBE als Erddruckfänger fungiert (Bild 4b), liegt der Schwerpunkt auf der Erfassung und Beurteilung des horizontalen

Verformungsverhaltens. Geschlossene analytische Berechnungsmodelle zur Prognose der horizontalen Verformungen gibt es nach wie vor noch nicht, so dass man sich in der Regel an Erfahrungswerten orientiert oder zunehmend häufiger Simulationen mit der Methode der finiten Elemente durchführt [12], [25]. Einen Überblick zu verschiedenen Vorgehensweisen zur Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit von KBE-Konstruktionen vermittelt unter anderem auch [26].



Bild 10: Übergangsbereich zwischen einem konventionell gegründeten Brückenwiderlager und einer geokunststoffbewehrten Blocksteinwand (Fotos: Hartmut Hangen, HUESKER)

Um einen Eindruck für die Größenordnungen der horizontalen Verformungen eines geokunststoffbewehrten Brückenwiderlagers zu bekommen, wurden die maximalen horizontalen Verformungen des in Abschnitt 6.1 dargestellten Widerlagers an der A 74 in den Niederlanden, Bild 9 und [25], mit einem von der FHWA in den USA veröffentlichten Nomogramm verglichen, Bild 11 und [23]. Der Vergleich in Tabelle 1 zeigt, dass eine Prognose der horizontalen Verformungen auf dieser Basis möglich ist und nicht in jedem Fall aufwändigere Berechnungsverfahren wie z. B. FEM eingesetzt werden müssen. Zumindest für die bei der A 74 verwendeten Geogitter aus PVA (Polyvinylalkohol) liegt diese stark vereinfachte Abschätzung für dehnweiche Bewehrungen jedoch deutlich auf der sicheren Seite. Eine bessere Übereinstimmung ergibt sich für die Anwendung der Abschätzung für dehnsteife Bewehrungen, welche gemäß [23] für Bewehrungen aus Stahlbändern vorgeschlagen wird. Ferner wäre es ggfs. sinnvoll, eine weitere Differenzierung des Nomogramms einzuführen, welche die Berücksichtigung der Außenhautkonstruktion und des Schüttmaterials erlaubt.

schirmung durch KBE insbesondere für den Bau von integralen Brücken bieten kann, wurde z. B. von Pötzl/Naumann [27] berichtet. Eines der größten Referenzbauwerke in dieser Bauweise in Deutschland sind die sogenannten Rollbrücken am Frankfurter Flughafen [28].

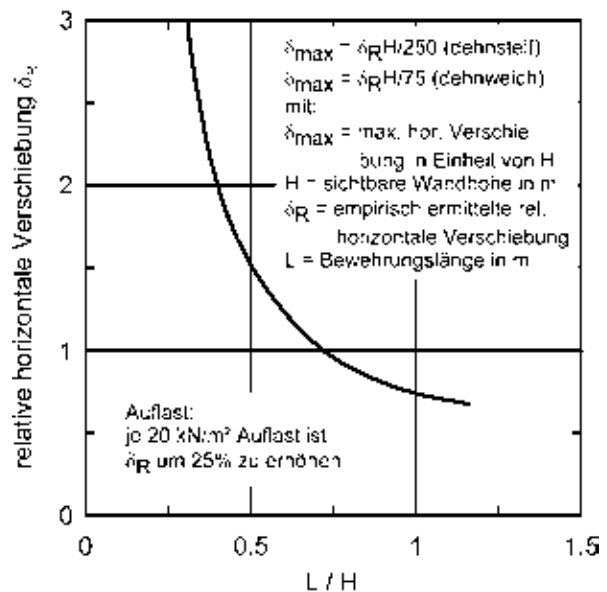


Bild 11: Nomogramm zur Abschätzung der maximalen horizontalen Verschiebungen einer KBE-Konstruktion, nach [23]

Eine Konstruktion, bei der die Prognose der horizontalen Verschiebungen für das Systemverhalten große Bedeutung hat, sind Erddruckfänger. Zu den Vorteilen, welche der Einsatz von Erddruckab-

Tabelle 1: Vergleich gemessener und abgeschätzter Horizontalverschiebung einer KBE für unterschiedliche Auflasten

Auflast [kN/m ²]	Messwert δ_R [-]	Verschiebung nach [23]		Differenzverschiebung infolge Auflast nach [23] und Messung [25]		
		$\delta_{max,dehnweich}$ [-]	$\delta_{max,dehnsteif}$ [mm]	$\Delta \delta_{max,dehnweich}$ [mm]	$\Delta \delta_{max,dehnsteif}$ [mm]	$\Delta \delta_{max,Messung}$ [mm]
0	0,80	93	28	-	-	-
100	1,80	210	63	117	35	10
170	2,50	292	88	199	59	20

Sichtbare Wandhöhe H = 8,75 m
Mittlere Bewehrungslänge L = 8 m
Relative Bewehrungslänge L/H = 0,91

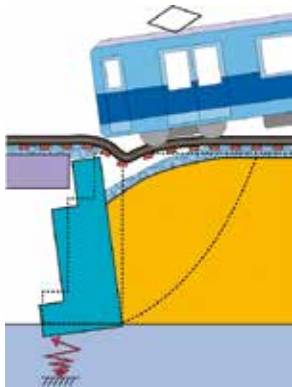


Bild 12: Schematische Darstellung einer Brückenwiderlagerhinterfüllung im Erdbebenfall in Anlehnung an [29]

(Grafik: Marita Döring, HUESKER)

Brückenwiderlager auch im Erdbebenfall sicher zu stellen. Die Bilder 12 und 13 zeigen anschaulich die Problematik im Erdbebenfall und die japanische Bauweise mit einem sogenannten Full-Height-Rigid Facing, bei der nach Herstellung des bewehrten Erdkörpers eine kraftschlüssige, verhältnismäßig massige Ortbetonschale aufgebaut wird.

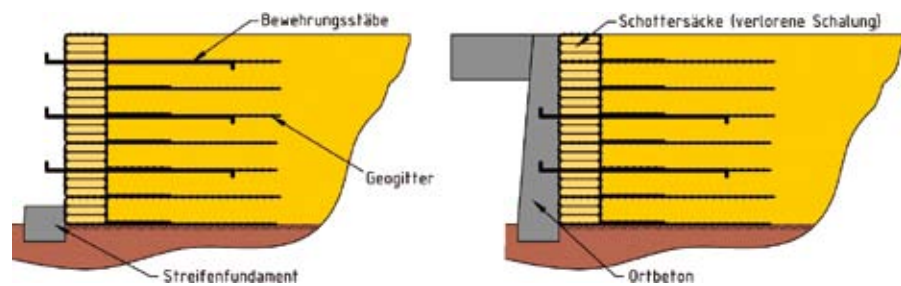


Bild 13: Schematische Darstellung der Bauweise eines integralen Brückenwiderlagers mit Full-Height-Rigid Facing in Anlehnung an [29]

(Grafik: Marita Döring, HUESKER)

Eine besondere Bauweise von geokunststoffbewehrten integralen Brücken hat sich in Japan etabliert, um die Integrität der Brückenwiderlager auch im Erdbebenfall sicher zu stellen.

14475 [30] unterscheidet man Facingsysteme im Wesentlichen in Abhängigkeit von ihrer Verformbarkeit in nicht verformbare, bedingt verformbare und verformbare (flexible) Konstruktionen. Im Hinblick auf die Architektur klassischer Brückenwiderlager bieten sich grundsätzlich Bauelemente aus Beton an, wobei Betonpaneele mit voller oder teilweiser Bauhöhe und Blöcke, die kraftschlüssig miteinander verbunden sind, zu den nicht verformbaren Frontelementen gezählt werden. Bei Blöcken, die sich gegeneinander verschieben und verdrehen können, handelt es sich nach dieser Norm hingegen um bedingt verformbare Frontelemente. Ferner gilt der Baustoff Beton gemeinhin als robust und widerstandsfähig. Alternativ werden in der Regel verzinkte Stahlgitterelemente eingesetzt, entweder als Korbelement (Gabione) oder als abgewinkelte Matte, welche mit Abspannhaken ausgesteift wird. Abgewinkelte Stahlgittermatten werden in der Regel nur temporär oder bei Steilböschungen eingesetzt, die begrünt werden sollen. Die Neigung von begrünbaren KBE ist jedoch bis etwa 60° begrenzt und daher für die Herstellung von Flügelwänden geeignet. Unter einer Brücke fällt diese Lösung mangels natürlicher Bewässerung gänzlich aus.

7 Dauerhaftigkeit der Außenhaut

7.1 Grundsätzliche Überlegungen

In den Abschnitten 5 und 6 konnte gezeigt werden, dass Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit eines geokunststoffbewehrten Erdkörpers bei sachgemäßer Planung und Ausführung grundsätzlich keine wesentlichen Bedenken für den langfristigen Einsatz im Brückenbau aufwerfen. Bisher noch nicht diskutiert wurde jedoch eine mögliche Beeinträchtigung des Bauwerks infolge von Mängeln, welche im Laufe der Nutzungsdauer an der Außenhaut (Facing) einer KBE auftreten können.

Die Außenhaut von KBE-Konstruktionen kann sehr unterschiedlich gestaltet werden. Gemäß DIN EN

Neben der Steifigkeit eines Facingelementes ist es, gerade im Hinblick auf die Frage, ob Mängel an Facingelementen eine Beeinträchtigung der Standsicherheit und/oder Verkehrssicherheit zur Folge haben, wichtig zu unterscheiden, ob die Außenhaut Teil des Tragsystems ist oder ob sie neben der ästhetischen Komponente ausschließ-

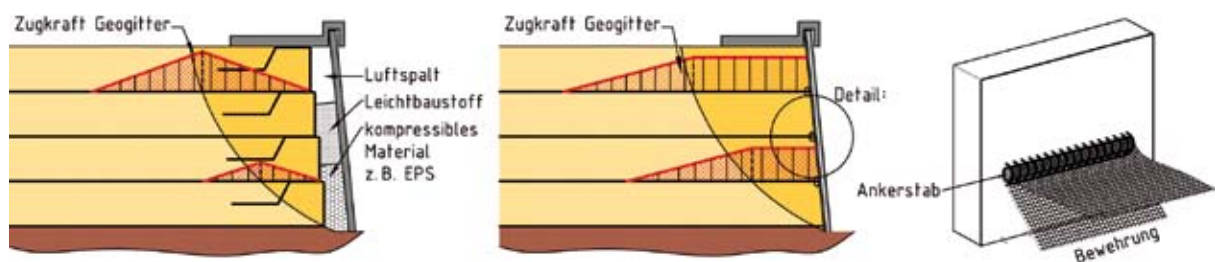


Bild 14: Geokunststoffbewehrte Stützkonstruktion mit aktivem und passivem Facing

(Grafik: Marita Döring, HUESKER)

lich eine Schutzfunktion erfüllen muss. Die letztgenannten werden gelegentlich als passive, die erstgenannten als aktive Facingelemente bezeichnet. Bild 14 zeigt den Unterschied beider Systeme schematisch, das in Abschnitt 6.2 bzw. Bild 13 dargestellte Full-Height-Rigid Facing stellt diesbezüglich eine Mischform dar.

Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit gegenüber Umwelteinflüssen verhalten sich aktive und passive Facingelemente jedoch gleichartig – sie hängt im Wesentlichen von der Beständigkeit der verwendeten Baustoffe ab.

Im Gegensatz zum bewehrten Erdkörper ist das Facing allen äußeren Einflüssen ausgesetzt. Je nach Standort und Exposition wirken Sonneneinstrahlung, Temperaturschwankungen (Frost-Tau-Wechsel), Eis, Wasserströmung (Erosion und Abrasion), Wind oder Chemikalien wie Tausalze, Herbizide, Pestizide oder aggressive Wässer ein und können erhebliche Schäden bewirken. Ferner können bei Fahrzeuganprall auch außergewöhnliche mechanische Belastungen auftreten, für die das Facingssystem ausgelegt sein muss oder für die es eine Möglichkeit für Reparaturen geben sollte.

7.2 Facingelemente aus Beton

Wie oben beschrieben, unterscheiden sich die Umwelteinwirkungen aber auch die Widerstände von Facingelementen aus Beton grundsätzlich nicht von denen konventioneller Brückenwiderlager. Insofern gibt es hier grundsätzlich dieselben Fragestellungen und Anforderungen an Betonqualitäten und Herstellung wie bei konventionellen Widerlagern. Abweichend sind jedoch die Produktgruppe der besonders in den USA weit verbreiteten unbewehrten Betonblocksteine (Seg-

mental Concrete Blocks) zu betrachten. Diese Bauteile werden in der Regel aus unbewehrtem haufwerksporigem Beton mit geringerer Druckfestigkeit und höherem Hohlraumgehalt hergestellt und sind somit weniger widerstandsfähig bei Frost-Tau-Wechselbelastung als Bauteile aus bewehrtem Normalbeton. Die maßgeblichen Einflussfaktoren auf die Beständigkeit von unbewehrten Betonblocksteinen für den Einsatz als Facingelement von geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen wurden daher im Rahmen einer umfangreichen Studie der Federal Highway Administration (FHWA) in den USA [31] untersucht. Ergebnis der Studie war, dass die Anforderungen an Rezeptur und Qualitätsüberwachung entsprechend hoch sein müssen. Für Standorte, an denen besonders kritische klimatische Bedingungen herrschen, wird empfohlen, alternative Bauweisen zu favorisieren.

7.3 Facingelemente aus Stahl

Vergleichbar zur Frostbeständigkeit von Beton ist bei Stahlelementen sicherzustellen, dass diese gegen Korrosion geschützt sind. Auch hier gibt es die Dauerhaftigkeit betreffend grundsätzlich keine Unterschiede zu anderweitig eingesetzten, frei exponierten Stahlelementen. Werden die Elemente nicht nur als Begrünungsträger von Steilböschungen sondern als Steinkorb (Gabione) verwendet, hängt die Dauerhaftigkeit des Systems nicht nur vom Stahl, sondern wesentlich auch von der Füllung der Körbe ab. Hierbei ist nicht nur von Bedeutung, dass das verwendete Steinmaterial frostbeständig ist sondern auch, dass Sieblinie und Befüllung (Verdichtung) aufeinander abgestimmt werden. Andernfalls kann es zu Verformungen kommen, die eine Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit und Standsicherheit bedeuten können. Dies gilt insbesondere für aktive Systeme, bei denen der Steinkorb am Lastabtrag beteiligt ist.

Die Bilder 15 und 16 zeigen typische Schäden von Gabionen oder gabionenartigen Facings, unzureichende Frostbeständigkeit des Füllmaterials (Bild 15) und Verformungen von Stahlgittermatten infolge schlechter Verdichtung der Steinfüllung und Hinterfüllung (Bild 16).

In der Regel lassen sich Schäden, wie sie in den Bildern 15 und 16 dargestellt sind, vermeiden, wenn Planung, Ausführung und Bauüberwachung ordnungsgemäß durchgeführt werden. Eine Studie des



Bild 15: Frostschaden an ungeeignetem Füllmaterial eines Steinkorbes [32]



Bild 16: Verformungen an der Front einer KBE mit gabionenartigem Facing

(Foto: Matthias Schreck, Freco Geosystem; bearbeitet von Julia Klaverkamp, HUESKER)

California Department of Transportation (Caltrans) zum Korrosionsverhalten von Gabionen unter Realbedingungen [33] zeigt jedoch auch, dass die unter Laborbedingungen bestimmten Lebensdauern von den tatsächlichen Bedingungen im Feld abweichen können. Die tatsächliche Lebensdauer hängt dabei im Einzelfall von der Art und Auslegung eines Steinkorbes ab. Insbesondere bei einer Kombination aus hohem chemischem und mechanischem Angriff kann die Lebensdauer von Steinkörben u. U. deutlich geringer sein, als die für den Brückenbau üblicherweise geforderten 100 Jahre. Für den Einsatz von Gabionen als Facingelement von Brückenwiderlagern ist es daher empfehlenswert, eine passive Konstruktion zu wählen und die Körbe als Vorsatzschale für den bewehrten Erdkörper auszulegen. Im Zweifelsfall können Mängel im Zuge der Bauwerksprüfung erfasst und schadhafte Bauteile ausgetauscht werden, ohne die Standsicherheit der Konstruktion zu beeinträchtigen. Dasselbe gilt auch für Schäden, die durch Havarien z. B. nach einem Fahrzeuganprall entstanden sind. Die Durchführung eines Großversuches zum Tragverhalten einer KBE-Konstruktion mit Steinfacing nach Fahrzeuganprall und Brandbelastung wurde anschaulich z. B. von Herold vorgestellt [34]. Sowohl beim Referenzprojekt Ilsenburg, Bild 2, als auch bei der Autobahn A 74 in den Niederlanden (Abschnitt 6.1) wurden passive Facingvarianten umgesetzt.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Geokunststoffbewehrte Stützbauwerke mit direkter Lasteinwirkung stellen unter den Anwendungsmöglichkeiten von KBE im Brückenbau eine technisch, ökonomisch und ökologisch interessante Variante dar. Eine Vielzahl von wissenschaftlichen Untersuchungen und praktischen Erfahrungen – mittlerweile mehrerer Jahrzehnte – zeigen, dass KBE-Konstruktionen durchaus geeignet sind, als Bauteil permanenter Konstruktionen im Brückenbau zu dienen. Voraussetzung ist jedoch, dass das Verformungsverhalten des bewehrten Erdkörpers und des Brückentragwerks aufeinander abgestimmt sind. Durch Vorbelastung können Verformungen vergleichmäßig und je nach Dauer und Höhe größtenteils vorweggenommen werden.

Neben dem Verformungsverhalten des bewehrten Erdkörpers wird das Langzeitverhalten einer KBE entscheidend von der Dauerhaftigkeit des Facings geprägt. In der Regel kommen hierbei Bauteile aus Beton oder Stahl zur Anwendung, deren Dauerhaftigkeit auch im Einsatzbereich einer KBE wesentlich von den Beständigkeiten der jeweiligen Baustoffe abhängen. Grundsätzlich sind beide Möglichkeiten für einen dauerhaften Einsatz geeignet. Die Erfassung und Analyse unter realen Bedingungen im Bauwerk zeigt jedoch, dass Lebensdauern von 100 Jahren nicht für alle Rahmenbedingungen realis-

tisch erscheinen. Durch das Konzept eines sogenannten passiven Facings kann dieser Problematik jedoch konstruktiv entgegnet werden. Bei dieser Bauweise übernimmt das Facing in erster Linie eine Schutzfunktion für den statisch wirksamen bewehrten Erdkörper. Im Schadenfall kann das Facing ausgetauscht werden, ohne die Standsicherheit der Konstruktion zu gefährden.

Konzepte, bei denen KBE im Hinterfüllbereich von integralen Brücken vorgesehen wird, erscheinen darüber hinaus technisch und ökonomisch äußerst vielversprechend. Die Frage der Frontgestaltung ist hierbei untergeordnet, da das Brückenbauwerk auch als Facing wirkt. Erfahrungsberichte aus Ja-

pan, wo die Konstruktion integraler Brückenbauwerke mit geokunststoffbewehrter Hinterfüllung in Form eines sogenannten Full-Height-Rigid Facings weiterentwickelt wurde, belegen dies sehr eindrucksvoll. Insbesondere im Erdbebenfall und unter hoher dynamischer Belastung hat sich diese Bauweise bestens bewährt.

Fachkundige Planung und Ausführung sind neben der Verwendung hochwertiger und qualitätsgesicherter Baustoffe entscheidende Voraussetzungen, um KBE-Systeme generell, aber besonders im Brückenbau, nicht nur für temporäre sondern auch für dauerhafte Anwendungsfälle einsetzen zu können.

Literaturverzeichnis

- [1] Vidal, H.: Die bewehrte Erde. Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Supplément au no. 299 (1972) Nov.
- [2] Herold, A.: Das erste Straßenbrückenwiderlager in Deutschland als Permanentkonstruktion in der Bauweise KBE-Kunststoffbewehrter Erde. In: Floss, R. (Hrsg.): Tagungsband der 7. Informations- und Vortragstagung über Kunststoffe in der Geotechnik (KGEO), 3/2001 in München, Sonderheft Zeitschrift Geotechnik der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), S. 113–119
- [3] DIN EN 1997-1:2014-03: EC7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allg. Regeln. Berlin: Beuth
- [4] DIN 1054/A2:2015-11: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzt. Regelungen zu DIN EN 1997-1; Änd. 2. Berlin: Beuth
- [5] DIN 4084:2009-01: Baugrund – Geländebruchberechnungen. Berlin: Beuth
- [6] EBEGO (2010): Empfehlungen für den Bau und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen. DGGT, 2. Aufl., Berlin: Ernst & Sohn, 2010
- [7] Allen, T. M.; Bathurst, R. J.; Berg, R. R.: Global level of safety and performance of geosynthetic walls: An historical perspective. Geosynthetics Int. 9 (2002) 5–6, S. 395–450
- [8] Crouse, P. E.; Wu, J. T. H.: Long-Term Field Performance of Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls. Center for Mechanically Stabilized Backfill Res. University of Colorado (Denver), Report no. CDOT-DTD-97-12, 5/1996
- [9] Bathurst, R. J.: Challenges an recent progress in the analysis, design and modelling of geosynthetic reinforced soil walls. In: Ziegler, M.; Bräu, G.; Heerten, G.; Laackmann, K. (Hrsg.): Tagungsband der 10th ICG, Giroud Lecture auf der Int. Conf. on Geosynthetics, 21.–25.9.2014 in Berlin, DGGT, 2014, Paper 235
- [10] Hangen, H.: Review ausgewählter Beiträge der 10th ICG – Geokunststoffbewehrte Gründungspolster auf vertikalen Traggliedern, Bewehrte Stützkonstruktionen, Interaktion Geogitter – Boden. In: Ziegler, M. (Hrsg.): Tagungsband der 15. FS-KGeo, 26.3.2015 in München, DGGT, 2015, S. 11–16
- [11] Alexiew, D.: Belastungsversuche an einem 1:1-Modell eines geogitterbewehrten Brückenwiderlagers. In: Katzenbach, R. (Hrsg.): Tagungsband des 14. Darmstädter Geotechnik-Kolloquiums. 3/2007, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt, H. 76, 2007, S. 205–218
- [12] Alexiew, D., Detert, O.: Analytical and Numerical Analyses of a Real Scaled Geogrid Reinforced Bridge Abutment Loading Test. In: Dixon, N. (Hrsg.): Proc. of the 4th European Geosynthetics Conf., Edinburgh (UK), 9/2008
- [13] Bräu, G., Bauer, A.: Versuche im Boden mit gering dehnbaren Geogittern. In: Floss, R. (Hrsg.): Tagungsband der 7. Informations- und Vortragstagung Kunststoffe in der Geotechnik (KGEO), 3/2001, München, Sonderheft Zeitschrift Geotechnik der DGGT, 2001, S. 139–146
- [14] Hangen, H.: Einsatzmöglichkeiten von Kunststoff-Bewehrter-Erde im Bereich von

- Brückenwiderlagern. In: Lifa, I. (Hrsg.): Tagungsunterlagen Tief.Bau.Tex Bauen mit Geokunststoffen, HTW Chur, 1/2012
- [15] van Keßel, M.-T.; Hangen, H.: Anwendungsmöglichkeiten von Geokunststoffen für den Neubau und die Sanierung von Brückenwiderlagern. *GeoResources* (2015) 3, S. 7–16
- [16] BMVBS (Hrsg.): Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (RI-EBW-PRÜF). 3/2013
- [17] Koerner, R. M.; Koerner, G. R.: On the Prevention of Failures of Geosynthetic Reinforced Mechanically Stabilized Earth (MSE) Walls and Recommendations Going Forward. *Geosynthetic Inst., GRI Report no. 40*, 6/2010
- [18] Herold, A.: Ergebnisse aus 20 Jahren Verformungsbeobachtung an KBE-Stützbauwerken und KBE-Brückenwiderlagern. Präsentation zum 11. Sächs. Bautextilien-Symposium BAUTEX 2014, STFI e.V., Chemnitz, 1/2014
- [19] Wu, J. T. H.; Lee, K. Z. Z.; Helwany, S. B.; Ketchart, K.: Design and Construction Guidelines for Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing. *Transportation Research Board, NCHRP Report no. 556, project 12-59*, 2006
- [20] Adams, M.; Nicks, J.; Stabile, T.; Wu, J.; Schlatter, W.; Hartmann, J.: Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System Synthesis Report. *Dep. of Transportation | Federal Highway Administration FHWA, Report no. FHWA-HRT-11-027*, 1/2011
- [21] Alexiew, D.; Risseeuw, P.: Erfahrungen mit einer der ältesten geotextilbewehrten Stützwände in Europa: Bauweise, Statik, Verhalten, Langzeitbeständigkeit. In: Floss, R. (Hrsg.): Tagungsband der 7. Informations- und Vortragstagung über Kunststoffe in der Geotechnik (KGEO), 3/2001, München, Sonderheft Zeitschrift Geotechnik der DGGT, 2001, S. 177–180
- [22] Schröer, S.; Thornton, J. S.; Müller-Rochholz, J.; Recker, C.: Stepped iso-thermal method to determine a combined reduction factor for creep and installation damage. In: Cancelli, A.; Cazzuffi, D.; Soccodato, C. (Hrsg.): *Proc. of the 2nd European Geosynthetics Conf., Vol. 1, Bologna (Italy)*, 10/2000, S. 351–355
- [23] Elias, V.; Christopher, B. R.; Berg, R. R.: Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines. *FHWA, Report no. FHWA-NHI-00-043*, 3/2001
- [24] Uchimura, T.; Tatsuoka, F.; Tateyama, M.; Koga, T.: Preloaded-Prestressed Geogrid-reinforced Soil Bridge Pier. In: Rowe, R. K. (Hrsg.): *Proc. of the 6th Int. Conf. on Geosynthetics, 1998 in Atlanta (USA), Vol. 2, 1998*, S. 565–572
- [25] Duijnen van, P. G.; Linthof, T.; Brok, C. A. J. M.; Eekelen van, S. J. M.: Measuring deformations of a 10 m high geosynthetic reinforced earth retaining wall. In: Bianco, M.; Leiro, A.; Mateo, B. (Hrsg.): *Proc. of the 5th European Geosynthetics Conf., Valencia (Spain), 9/2012, Vol. 5, S. 157–161*
- [26] Hangen, H.; Retzlaff J.; Lenke, P.; Duijnen van, P. G.: Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von geosynthetisch bewehrten Stützkonstruktionen. In: Mägel, M. (Hrsg.): *Tagungsband des 10. Sächs. Bautextilien-Symposiums BAUTEX 2012, STFI e. V., Chemnitz, 1/2012*
- [27] Pötzl, M.; Naumann, F.: Fugenlose Betonbrücken mit flexiblen Widerlagern. *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (2005) 8, S. 675–685
- [28] Steiger, H.; Zeißler, T.; Bernhard, M.; Meyer, H.: Integrale Großbrücken mit flexiblen Widerlagern. *Beton- und Stahlbetonbau* 107 (2012) 3, S. 175–182.
- [29] Tatsuoka, F.; Hirakawa, D.; Nojiri, M.; Aizawa, H.; Nishikiori, H.; Soma, R.; Tateyama, M.; Watanabe, K.: A new type of integral bridge comprising geosynthetic-reinforced soil walls (2009). *Geosynthetics Int., IS Kyushu 2007 Special Issue, 16, No. 4*, S. 301–326
- [30] DIN EN 14475:2006-04: Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Bewehrte Schüttkörper; Dt. Fassung EN 14475:2006. Berlin: Beuth
- [31] Chan, C.; Hover, K. C.; Folliard, K. J.; Hance, R. M.; Trejo, D.: Durability of Segmental Retaining Wall Blocks. *FHWA, Report no. FHWA HRT-07-021, 4/2007*
- [32] Homepage Bernd Burgetsmeier: <http://www.burgetsmeier.de/index.php/sachverstaendiger-gabionen/gabionenschaeden/>. [geprüft am 30.1.2016]
- [33] Racin, J. A.; Hoover, T. P.: Gabion Mesh Corrosion – Field Study of Test Panels and Full-scale Facilities. *California Dep. of Transportation (Caltrans), Report no. FHWA-CATL-99-23, study no. F93TL02 S, 11/2001*, 2nd ed.
- [34] Herold, A.: Mehr Sicherheit bei KBE-Systemen – Anprall- und Brandverhalten im Großversuch. In: Ziegler, M. (Hrsg.): *Tagungsband der 13. Informations- und Vortragstagung über Kunststoffe in der Geotechnik (KGEO)*, 3/2013, München, Sonderheft Zeitschrift Geotechnik der DGGT, S. 45–53

Die Herausforderungen und Möglichkeiten einer umfassenden Grundlagenanalyse am Beispiel des Hovenringes in Eindhoven (NL)

Dipl.-Ing. Adriaan Kok, Dipl.-Des. Marion Kresken

ipv Delft creatieve ingenieurs, Delft (NL)

1 Einleitung

Die Erdbevölkerung wächst und es zieht immer mehr Menschen in die Städte. Dies hat eine immer dichtere Besiedlung der Ballungsgebiete zur Folge. Früher bauten wir Brücken, um natürliche Barrieren zu überbrücken. Heute sind Brücken oft nötig, um die durch uns selbst gebauten Barrieren überwinden zu können, um z. B. ein neues Wohngebiet außerhalb der in den sechziger Jahren gebauten Ringstraßen mit dem städtischen Zentrum verbinden zu können. Die Komplexität der Planung solcher Brücken umfasst weit mehr als nur die konstruktiven Aspekte eines solchen Bauwerkes. Bei diesen Projekten gibt es viele direkt oder indirekt beteiligte Parteien, deren Belange, am besten schon im Vorfeld, so gut wie möglich

integriert werden müssen, um zu einem akzeptablen Plan zu kommen. Um diese Belange bei der Planung einfließen lassen zu können, müssen Brückenplaner sich mit den Aspekten dieser verschiedenen Gruppen auseinandersetzen. Es ist sehr wünschenswert, diese Interessensgruppen schon im Entwurfsprozess mit einzubeziehen. Um dies auf eine übersichtliche Weise zu tun, ist eine systematische und umfassende Grundlagenanalyse unentbehrlich. An Hand des Planungsprozesses des Hovenringes in Eindhoven (Bild 1) wird in diesem Artikel erläutert, wie eine solche umfassende Grundlagenanalyse erstellt werden kann. Diese Methode ist auch die Grundlage für die Richtlinien zu Planung von Brücken für Fußgänger- und Radfahrbrücken in den Niederlanden, [1], Bild 2. Es ist möglich, eine englischsprachige



Bild 1: Der Hovenring in Eindhoven/Niederlande

(© ipv Delft/Helibeeld.nl)

Zusammenfassung dieser Richtlinien über unsere Webseite www.ipvdelft.nl zu bekommen.

Zu Beginn wird die Grundlagenanalyse erläutert. Die Ausgangspunkte und die Wünsche an das zukünftige Netzwerk, der Kontext der Benutzer, die möglichen konstruktiven Entwurfsformen und die Einpassung in das bestehende Netzwerk bilden den Zusammenhang, um zu einem passenden Entwurf zu gelangen. Diese Grundlagen haben Einfluss auf die technischen Möglichkeiten sowie auf die gestalterischen Aspekte einer Brücke. Im idealen Fall sind die Aspekte der Gestaltung und die technischen Aspekte miteinander verbunden und führen so auch zu einem gelungenen Entwurf.



Bild 2: Schema Grundlagenermittlung

(© ipv Delft)

2 Grundlagenanalyse

2.1 Netzwerk

Der Bedarf einer neuen Brücke resultiert aus dem bestehenden Netzwerk (Bild 3). Eine Analyse des heutigen Netzwerkes macht deutlich, wo sich eventuelle Schwachstellen befinden. Für ein gutes Netzwerk sind drei Anforderungen ausschlaggebend: Zusammenhang, Direktheit und Sicherheit. Zusammenhang entsteht durch die Verbindung dieser verschiedenen Grundlagen. Ein gutes Netzwerk ermöglicht seinen Nutzern, eine direkte Route zu wählen, und bietet Sicherheit durch die Reduzierung möglicher Problemsituati-

onen und Konfliktstellen. Außerdem ist das Netzwerk deutlich gestaltet, so dass dessen Verlauf und die Nutzung für alle Verkehrsteilnehmer gut erkennbar sind.

Die Ausgangspunkte eines Netzwerkes sind von großer Bedeutung für die Planer, um zusammen mit den Verkehrsplanern und Städtebauern zu neuen, alternativen Lösungen zu kommen und dabei die verschiedensten Möglichkeiten abzuwägen.

2.2 Kontext

Bei der Netzwerkanalyse wird deutlich, wo das Netzwerk verbessert werden kann und in welchem Kontext eine neue Verbindung realisiert werden könnte (Bild 4). Außerdem werden

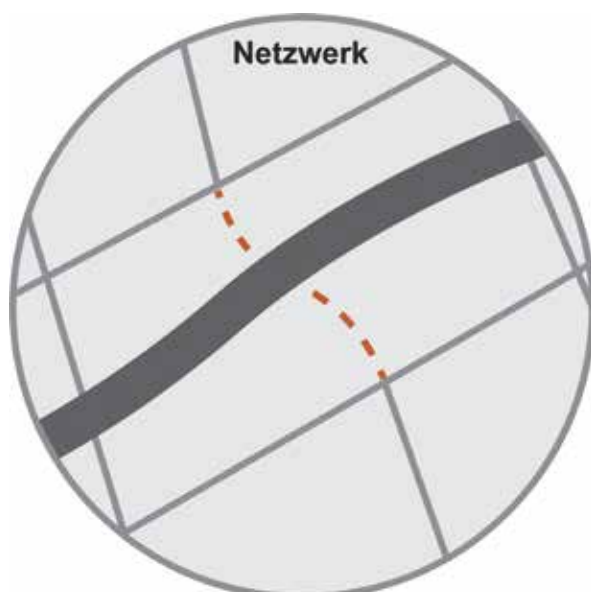


Bild 3: Schema Verkehrsnetz

(© ipv Delft)

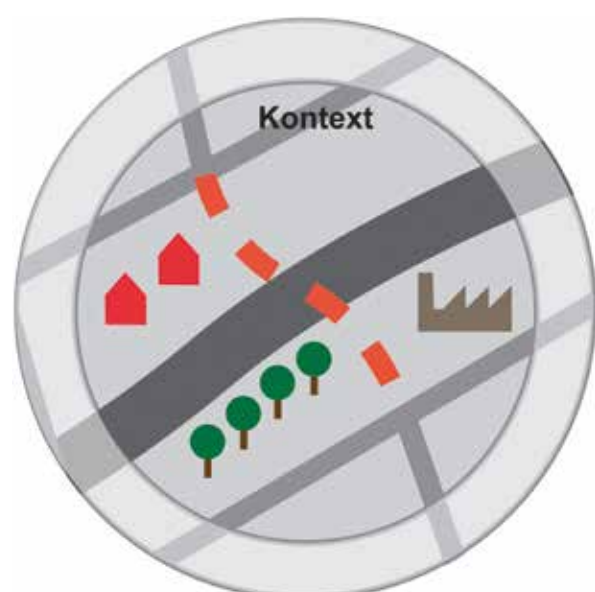


Bild 4: Schema Kontext

(© ipv Delft)

wichtige Grundlagen und Wünsche deutlich, unter anderem die für Ingenieure wichtigen Aspekte der Bodenbeschaffenheit, der Position von Leitungen und Kabel, die Eigentumsverhältnisse der nötigen Grundflächen. In unserer dicht bebauten Gesellschaft spielen stets öfter andere Wünsche und Grundlagen eine wichtige Rolle. Hierbei geht es um Aspekte des Städtebaus, des Erhalts oder des Verstärkens von Sichtlinien, soziale Sicherheit und Ökologie. Hinzu kommen die Wünsche der lokal ansässigen Unternehmensgruppen und Anwohner. Diese kontextuellen Aspekte können sowohl Chancen als auch Unsicherheiten für die Realisierbarkeit einer neuen Verbindung mit sich bringen und sind dabei gleichzeitig die Erwägungsgrundlagen für die definitive Beschlussfassung für die Realisation der neuen Verkehrsverbindung. Für die kontextuellen Aspekte ist eine enge Zusammenarbeit mit allen betroffenen Parteien von entscheidender Bedeutung.

2.3 Nutzer

Die neue Verbindung wird entworfen, um ein besseres Netzwerk für eine bestimmte Nutzergruppe, in diesem Fall Radfahrer und Fußgänger, zu erschaffen. Oft jedoch überbrückt die neue

Verbindung eine Zone, welche auch von anderen Nutzern beansprucht wird. Sowohl die direkten als auch die indirekten Nutzer der Brücke müssen das Bauwerk komfortabel und sicher nutzen können. Eine Brücke hat also eine umfassende Gruppe von Nutzern, welche jeweils ihre eigenen Wünsche und Ansprüche haben. Beide Nutzergruppen besitzen Hauptnutzer und gelegentliche Nutzer. Auch Betreiber von z. B. Kommunikationsleitungen in und unter einer Brücke können als Brückennutzer angesehen werden. Eine gute Analyse der beiden Nutzergruppen in der heutigen und zukünftigen Situation ist wichtig für einen effektiven, brauchbaren Entwurf über die gesamte Lebensdauer.

3 Der Hovenring

3.1 Einleitung

Beim Planungsprozess des Hovenringes in Eindhoven – eine kreisförmige und schwebende Brücke für Radfahrer und Fußgänger – ist die beschriebene Grundlagenanalyse angewendet worden. Alle beteiligten Parteien sind so früh wie möglich in den Planungsprozess mit einbezogen worden, um so zu einem Entwurf zu kommen, welcher von allen Beteiligten unterstützt wird.

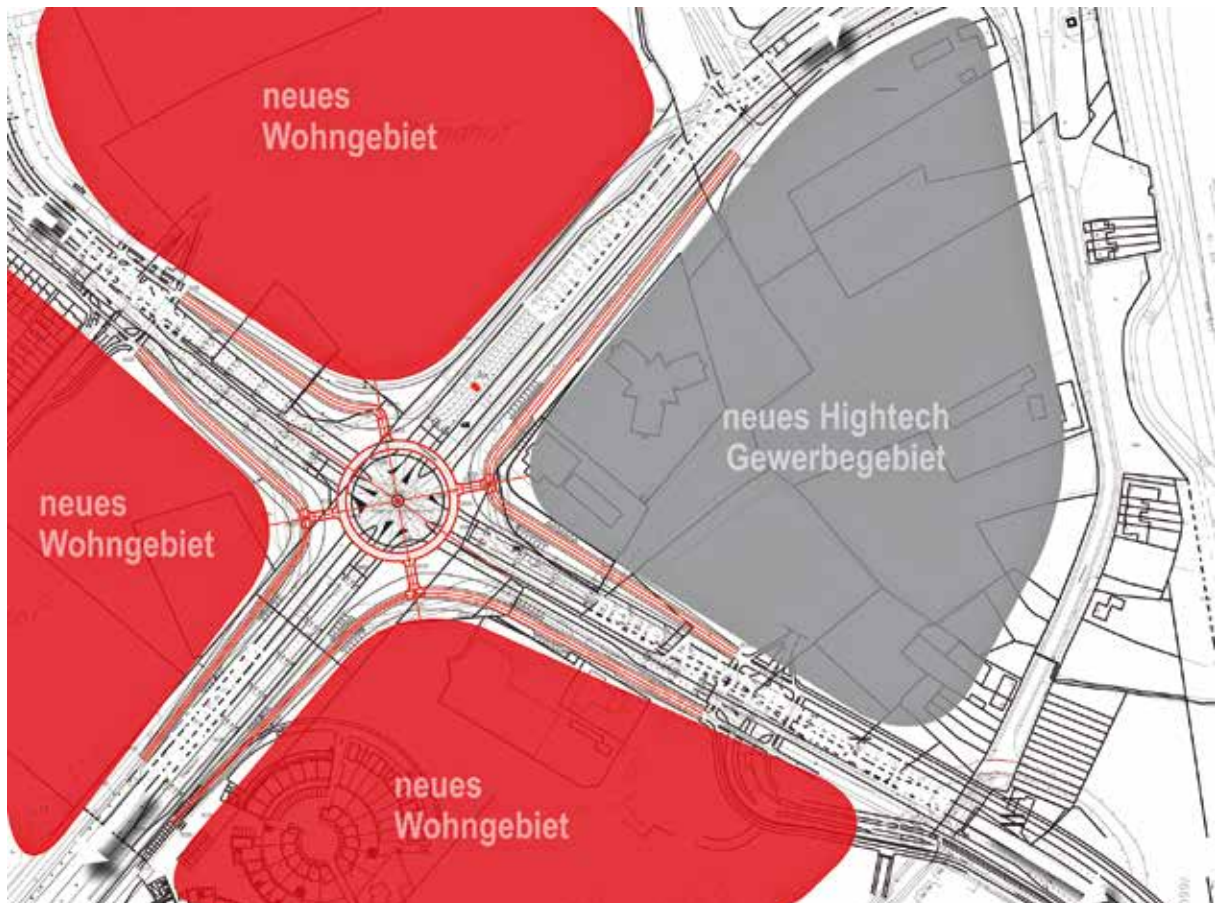


Bild 5: Verkehrssituation vorher und zukünftig

(© ipv Delft)

3.2 Netzwerk

Vor dem Hovenring befand sich an dieser Stelle eine großer Kreisverkehr, der von allen Verkehrsnutzern auf derselben Ebene genutzt wurde (Bild 5). Dieser Kreisverkehr bildete eine wichtige Verbindung zwischen den Städten Eindhoven und Veldhoven und verband die dort ansässigen Hightech-Betriebe mit der Universität und den umliegenden Wohngebieten. Es entstanden dort regelmäßig Staus und der geplante Ausbau der Umgebung sollte diese Entwicklung noch verstärken. Die Stadt Eindhoven wollte darum den Verkehr der Radfahrer und Fußgänger von dem der Autos trennen und für den motorisierten Verkehr Lichtzeichenanlagen einsetzen – eine Lösung, welche die Verkehrsprobleme aller Beteiligten lösen sollte.

3.3 Kontext

Ausschlaggebend im Kontext war der Grundwasserstand. Tunnel für die Radfahrer und Fußgänger oder den Autoverkehr wären in der Realisation sehr teuer gewesen und darum keine Lösung. Die Lösung musste in einer Brücke für Radfahrer und Fußgänger gesucht werden.

Mit der physischen Anwesenheit einer solchen Brücke entstehen, im Gegensatz zur Realisation eines Tunnels, andere städtebauliche und an den Kontext gebundene Wünsche und Ansprüche. Eindhoven nennt sich selbst „Brainport der Niederlande“. Die Stadt ist Heimat besonderer Hightech-Firmen wie z. B. Philips und ASML. Außerdem werden in der Region Eindhoven 3,8 Patente pro Person pro Jahr angemeldet. Das ist die zweithöchste Anzahl in der Welt. An erster Stelle steht die Region San Diego in den USA mit 4,2 Patenten pro Person pro Jahr, [2]. Eine neue Verkehrsverbindung über der Kreuzung sollte diesen innovativen Charakter in der Region unterstreichen. Des Weiteren sollte die neue Brücke das

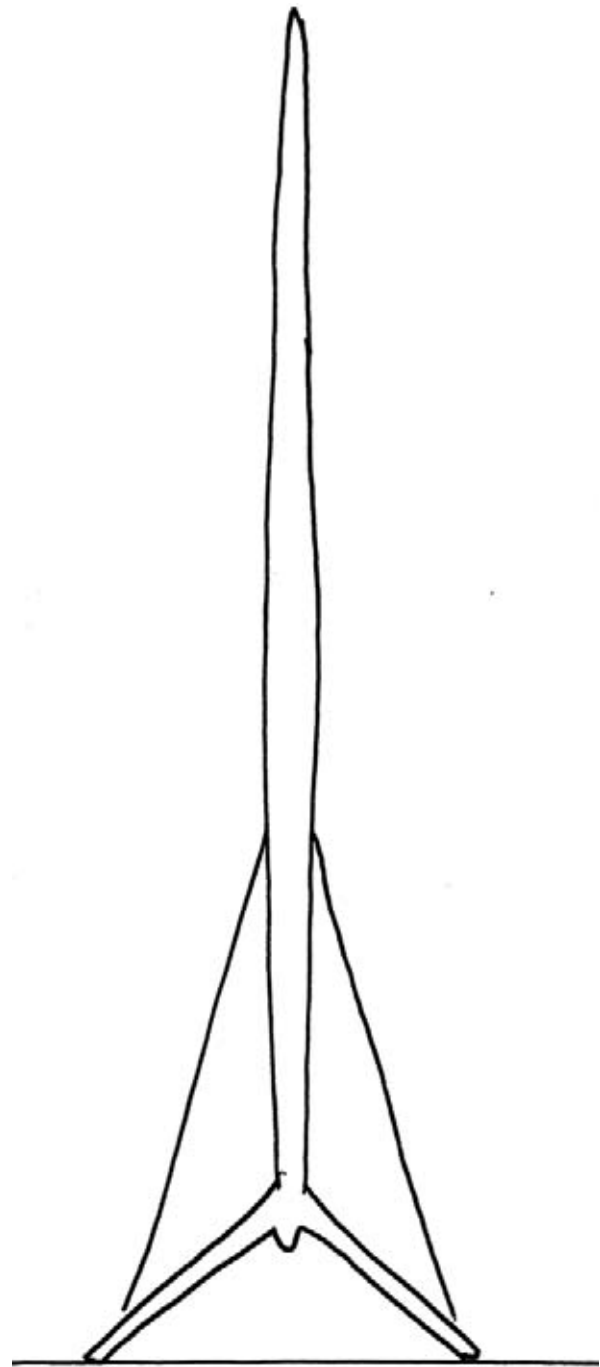


Bild 6: Die Lichtnadel

(© ipv Delft)

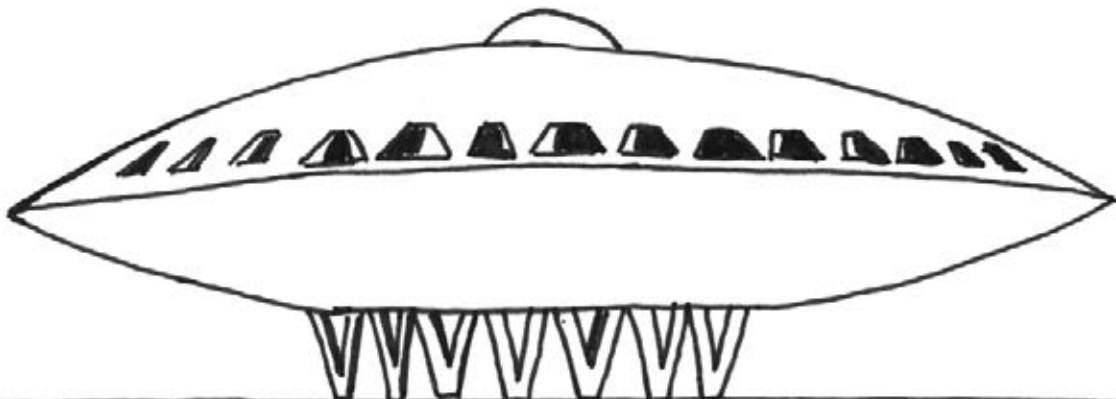


Bild 7: Das Evoluon

(© ipv Delft)



Bild 8: Aktuelle Situation

(© ipv Delft)

Bild Eindhoven als Lichtstadt in den Niederlanden, u. a. wegen der Anwesenheit von Philips, unterstützen. Ein weiterer wichtiger städtebaulicher Wunsch war, dass ein gestalterischer Zusammenhang der zukünftigen Brücke mit der Lichtnadel (De Lichtnaald, Bild 6) und dem Evoluon, einem futuristischen Technikmuseum aus dem Jahre 1966 (Bild 7) – beides sehenswerte Bauwerke in Eindhoven – entlang der Hauptverkehrsrouten gesehen werden kann.

Außerdem spielten im Kontext auch kommerzielle Belange eine große Rolle. Ein angrenzendes Hotel und ein Autohaus waren im Vorfeld keine Befürworter dieses Projektes und deren Erreichbarkeit musste gewährleistet bleiben. Durch den sich in der Nähe befindenden Flughafen Eindhoven ergab sich im Zusammenhang mit einer eventuellen Notlandung eine maximale Bauhöhe von 70 Meter (Bild 8). Diese Grundlagen und Wünsche bilden den Kontext und sollten eine durchschlagende Rolle beim Entwurf des Hovenrings spielen.

3.4 Nutzer

Mit den Radfahrern als Hauptnutzer der Brücke und den Autofahrern als Hauptnutzer der kreuzenden Infrastruktur hat die neue Verbindung zwei wichtige Hauptnutzergruppen. Die Verbindung

muss auch für Fußgänger, eine zahlenmäßig kleinere Gruppe, nutzbar sein. Wenn von Brückennutzern die Rede ist, sind damit hauptsächlich Radfahrer gemeint. In der Grundlagenanalyse wurde festgestellt, dass die Brücke auch von einem relativ schweren Wartungsfahrzeug mit einem Gewicht von ca. neun Tonnen genutzt werden muss. Die Breite der Brücke wurde anhand der zukünftig zu erwartenden Anzahl von Radfahrern und Fußgängern festgestellt. Die Theorie zu dieser Schlussfolgerung finden Sie im englischsprachigen Handbuch „Brief Dutch Design Manual for Bicycle and Pedestrian Bridges“ [1]. Der Autoverkehr bestimmt die lichte Höhe und auch die Höhe der zu erwartenden Horizontallasten auf die Brücke. Um die konstruktiven Anforderungen aus dieser Belastung zu verringern, ist beim Hovenring eine besondere Lösung gefunden worden (Abschn. 4.4).

4 Einpassung

4.1 Zusammenarbeit für eine integrale Lösung

Die Ansprüche und Wünsche aus dem Netzwerk, dem Kontext und der Nutzer definieren den Planungsfreiraum und die Möglichkeiten für die Einpassung des Entwurfs. Um eine vollständige Übersicht über die Grundlagen und

Wünsche dieser drei wichtigen Aspekte zu bekommen, wurde eng mit allen betroffenen Parteien zusammengearbeitet. In Bild 9 sehen Sie eine Übersicht der bei der gesamten Realisation beteiligten Instanzen. Die Wünsche dieser Beteiligten sind sowohl für die technischen, als auch für die gestalterischen Möglichkeiten bei der Planung einer Brücke von besonderem Einfluss. In diesem Fall sind die Aspekte der Gestaltung und die technischen Aspekte miteinander verbunden worden und führten so zu einem besonderen Entwurf.

Gemeinde Eindhoven	Netz	Kontext	Benutzer	Einpassung	Ausarbeit.
Projektmanagement	●	●	●	●	●
Bauingenieure				●	●
Verkehrstechnik	●			●	
Stadtplanung	●	●		●	
Lichtplanung				●	●
Wartung			●	●	●
Anderen					
Ingenieur/Architekt	●	●	●	●	●
andere Berater		●			●
Beschilderung - ANWB			●	●	●
ADFC	●		●	●	
Invalide	●			●	
Betriebe		●		●	
Flughafen		●			●
Hersteller / Bauunternehmer					●

Bild 9: Übersicht Zusammenarbeit

(© ipv Delft)

4.2 Wegführung, Routing

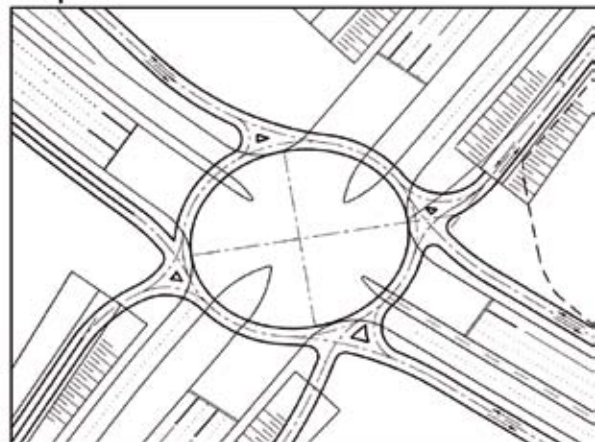
Bei der Einpassung sind zu Beginn die möglichen Wegführungen über die Brücke für die verschiedenen Nutzergruppen, im Besonderen die für die Radfahrer, untersucht worden. Die Wegführung muss für ein direktes, zusammenhängendes und

sicheres Netzwerk sorgen. Für die große Anzahl der Nutzer und die verschiedenen Weganschlüsse ist eine in beiden Richtungen nutzbare, kreisförmige Brücke eine gute Lösung. In Bild 10 sind einige der untersuchten Wegführungen über die

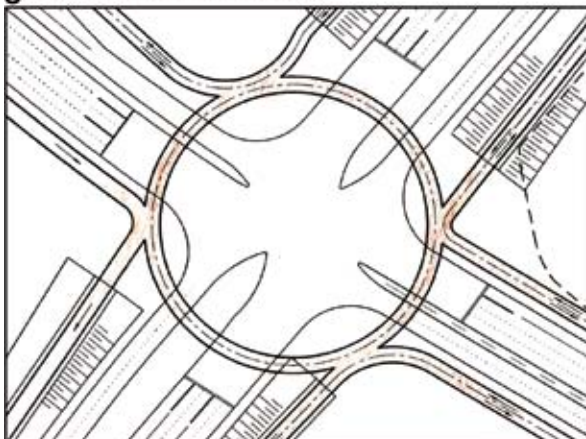
Kreuz



Ellipse



großer Kreisverkehr



kleiner Kreisverkehr

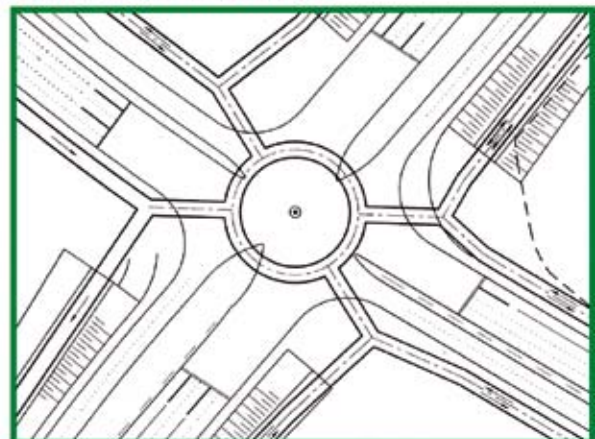


Bild 10: Einpassung, Varianten

(© ipv Delft)

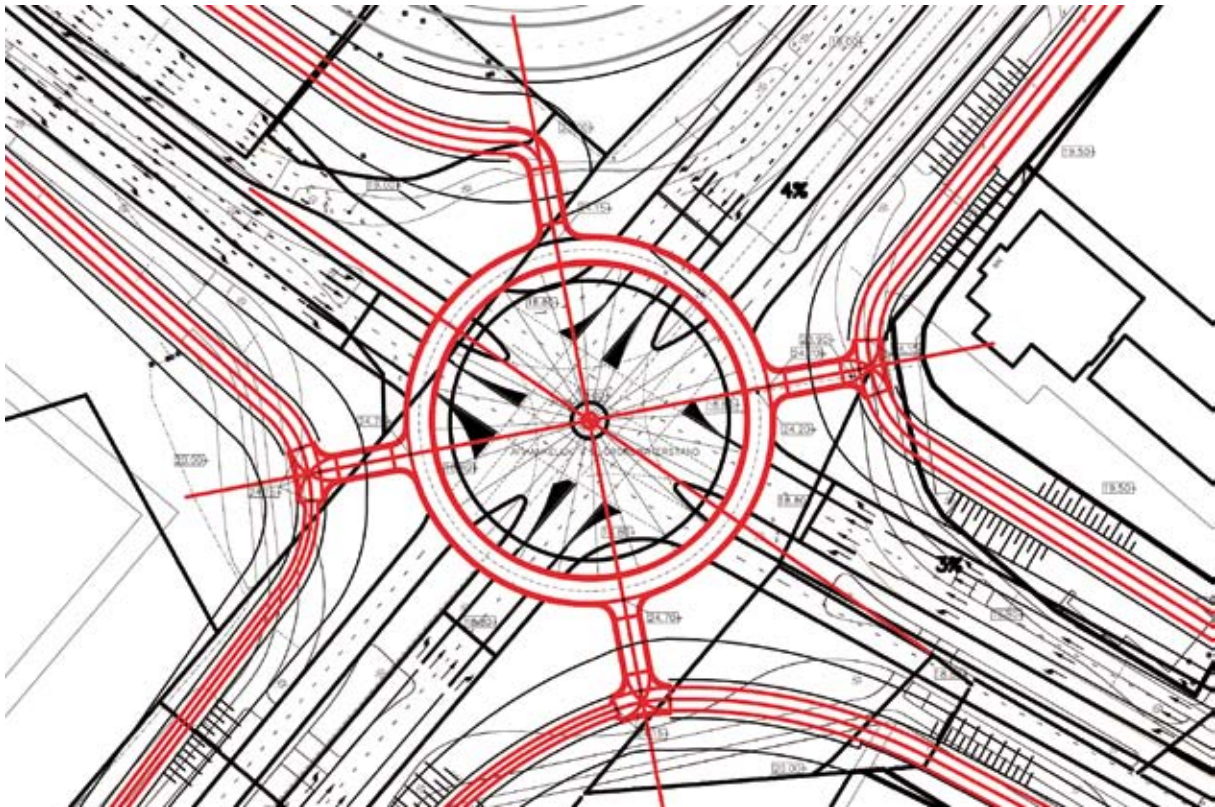


Bild 11: Bauweise und Bauteile

(© ipv Delft)

Kreuzung dargestellt. Bei der Option des kleinen Kreisverkehrs ergaben sich direkte Verbindungen in alle Richtungen und die deutliche Sichtbarkeit des runden Bauwerkes für alle Nutzer. Diese runde Form schließt nahtlos an die Ausstrahlung des runden Technikmuseums Evoluon (Bild 6) an und erfüllt damit einen wichtigen städtebaulichen Wunsch. Außerdem ermöglichte der kleine Kreisverkehr die Realisation der Brücke innerhalb des noch bestehenden Kreisverkehrs (Bild 11).

Für die beiden bevorzugten Konzepte ist im Folgenden die Konstruktion und die Gestaltung weiter ausgearbeitet worden (Bild 13). Für die Brücke mit dem Pylon ist ein zentrales Gegengewicht entwickelt worden, wodurch die Tragseile nur an der Innenseite nötig waren. Dieses Gegengewicht und das zusätzlich angebrachte Gewicht in der Fahrbahn verhindern außerdem eventuelle Schwingungen, welche durch die Benutzer der Brücke entstehen können. Das zweite Konzept

4.3 Brückenkonzepte

Auf Basis der Wegführung des kleinen Kreisverkehrs sind verschiedene Brückenkonzepte entwickelt worden. Einige dieser Konzepte sehen Sie in Bild 12. Ein Ring aus Beton war zu schwer. Eine Brücke mit einem einzelnen Bogen erwies sich als ineffektive Konstruktion. Ein Ring aus Stahl und eine runde Seilbrücke mit einem zentralen Pylon waren effizient und gut realisierbar. In diesem Stadium wurden auch pauschale Kostenschätzungen gemacht. Die Kosten aller Konzepte lagen innerhalb des verfügbaren Budgets und hatten keinen Einfluss auf die Wahl des Konzeptes.

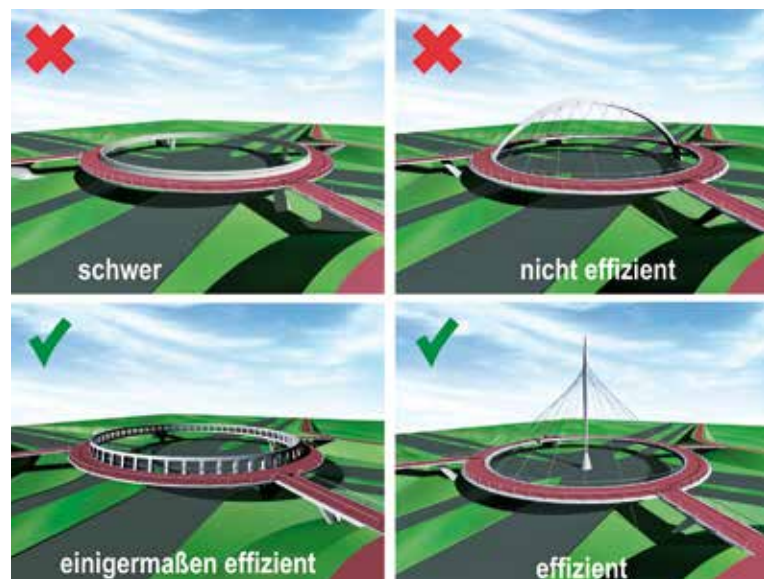


Bild 12: Auswertung der Brückenkonzepte

(© ipv Delft)

des stählernen Ringes ist weiter ausgearbeitet worden als Vieren-deelträger mit einer auskragenden Fahrbahn.

Nach der weiteren Ausarbeitung dieser beiden Konzepte wurden diese erneut mit allen beteiligten Instanzen im Hinblick auf die städtebaulichen, konstruktiven und finanziellen Aspekte evaluiert (Bild 14). Die runde Seilbrücke erwies sich schnell als beste Lösung. Die zurückhaltende und doch spektakuläre Ausstrahlung dieses Entwurfes wurden gewürdigt und auch das gewünschte „Landmark“ konnte hiermit realisiert werden – ein Landmark, welches sich nahtlos einfügt in die architektonische Reihe mit dem Evoluon (Bild 6) und der Lichtnadel (Bild 7). Im Entwurf ist zwischen dem Gegengewicht und der Fahrbahn ein Lichtelement integriert worden, welches, passend zur Lichtstadt Eindhoven, mit seiner besonderen Beleuchtung den Pylon extra hervorhebt. Die Seilbrücke erwies sich konstruktiv auch als besonders effizient und war im Hinblick auf die Kosten auch vergleichbar mit dem Entwurf des stählernen Ringes.

4.4 Abstimmung der Anforderungen in Bezug auf den Kontext

Im folgenden Prozess ist das gewählte Konzept im umfassenden Hinblick auf den Kontext weiter ausgearbeitet worden. Dabei sind die definitive Form und die Ausarbeitung der Zufahrtsrampen und die letztendlichen Abmessungen des Brückendecks festgestellt worden. Des Weiteren ist eine besondere Methode entwickelt worden, um

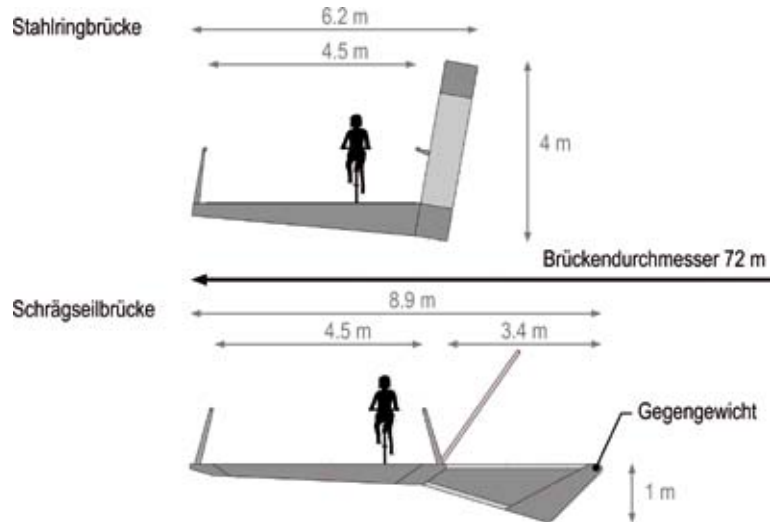


Bild 13: Querschnitte bevorzugter Brückenkonzepte (© ipv Delft)

die horizontale Belastung der Brücke zu verringern.

Um komfortable Zufahrtsrampen zu realisieren, ist es wichtig, diese direkt und mit geringer Steigung zu planen. Radfahrer und Fußgänger empfinden einen indirekten Wegverlauf als sehr unbefriedigend. Bei langen Zufahrtsrampen mit vielen Haarnadelkurven wurde deutlich, dass Radfahrer oft die direkte, unkomfortable Route über die Fußgängertreppen benutzten und nicht die für die Radfahrer vorgesehenen Serpentinien. Sie empfinden dies als Umweg. Beim Hovenring sind diese direkten und komfortablen Zufahrtsrampen durch die niedrigere Position der gesamten Kreuzung für den Autoverkehr ermöglicht worden. Diese ist 1,5 Meter niedriger und damit gerade über Grundwasserniveau realisiert worden. Dadurch wurde der zu überwindende Höhenunterschied für die Radfahrer auf ca. 4,5 Meter zurückgebracht. Die Rampen und die zugehörigen Steigungsprozente sind in Bild 15 wiedergegeben. Da in den Nieder-

landen oft über die anzuwendenden Steigungsprozente diskutiert wird, sind im Rahmen dieses Projektes verschiedene Steigungen in Eindhoven ausgemessen worden und während einer gemeinsamen Radtour mit dem Projektteam befahren worden. Eine maximale Steigung von 3,1 Prozent war für alle Beteiligten akzeptabel. Weitere Informationen über die Anwendung von Steigungsprozente für Radfahrer finden Sie in [1].

Leider konnten mit dem angrenzenden Hotel und dem Autohaus keine Einigung erzielt werden, um gleich alle Zufahrtsrampen zum Hovenring

	Stahlringbrücke	Schrägseilbrücke
Ausstrahlung	<p>✗</p> <ul style="list-style-type: none"> spektakulär, sehr anwesend Landmark nur direkter Umgebung sichtbar 	<p>✓</p> <ul style="list-style-type: none"> spektakulär, ruhig Landmark weiter Umgebung sichtbar
Statik	<ul style="list-style-type: none"> nicht optimal 	<ul style="list-style-type: none"> optimal
ökonomisch	<ul style="list-style-type: none"> kein Unterschied 	<ul style="list-style-type: none"> kein Unterschied

Bild 14: Auswertung bevorzugter Brückenkonzepte (© ipv Delft)

zu bauen (weiße Strichellinie in Bild 15). Dies kann jedoch im Nachhinein einfach nachgeholt werden. In Rücksprache mit den Verkehrs- und Stadtplanern ist beschlossen worden, die Zufahrtsrampen jeweils auf einem Erdwall zu gründen und nicht aufgeständert auszuführen (Bild 16), erstens weil die Erdwälle ein ruhigeres und sichereres Bild bieten und zweitens weil sie zudem so auch eine lärmschützende Wirkung haben. Außerdem waren die Rampen auf den Erdwällen kostengünstiger realisierbar.

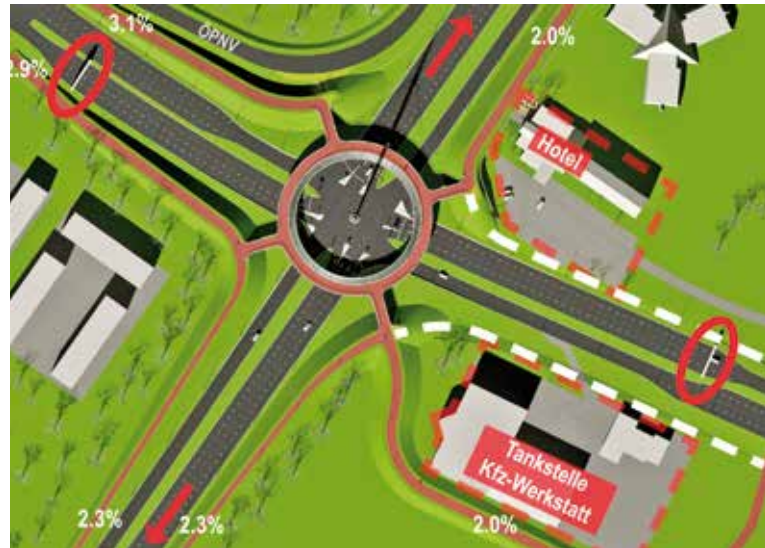


Bild 15: Optimierung der Route mit Anfahrtschutz (© ipv Delft)

Die Verringerung der horizontalen Belastung der Brücke wurde durch die Anpassung der Zufahrtportale vor der Kreuzung (rot umkreist in Bild 15) erzielt. Normalerweise sind dies sehr filigrane Konstruktionen, welche keine horizontalen Belastungen aufnehmen können. Beim Hovenring sind die Zufahrtportale so entworfen, dass diese alle kritischen horizontalen Lasten aufnehmen können (Bild 17). Hiermit konnten ca. 1 Mio. Euro Baukosten gespart werden. Im Falle einer Kollision sind diese Portale auch viel einfacher zur reparieren. Schon einige Wochen nach der Fertigstellung des Hovenringes wurde eines der Portale angefahren (Bild 18), woraufhin sich die

zuvor dargelegten Überlegungen bestätigten und sich die Vorzugsvariante als ein kluger Entwurf erwies.

Der zentrale Pylon wird durch einen Betonring (Bild 19) vor Kollisionen geschützt. In dieser Phase der Einpassung ist auch der endgültige Umfang des Hovenringes bestimmt worden. Mit einem Durchmesser von 72 Meter ist die Brücke vom Weg aus als rundes Objekt sichtbar und passte auch in das mittlere Feld der früheren Kreuzung

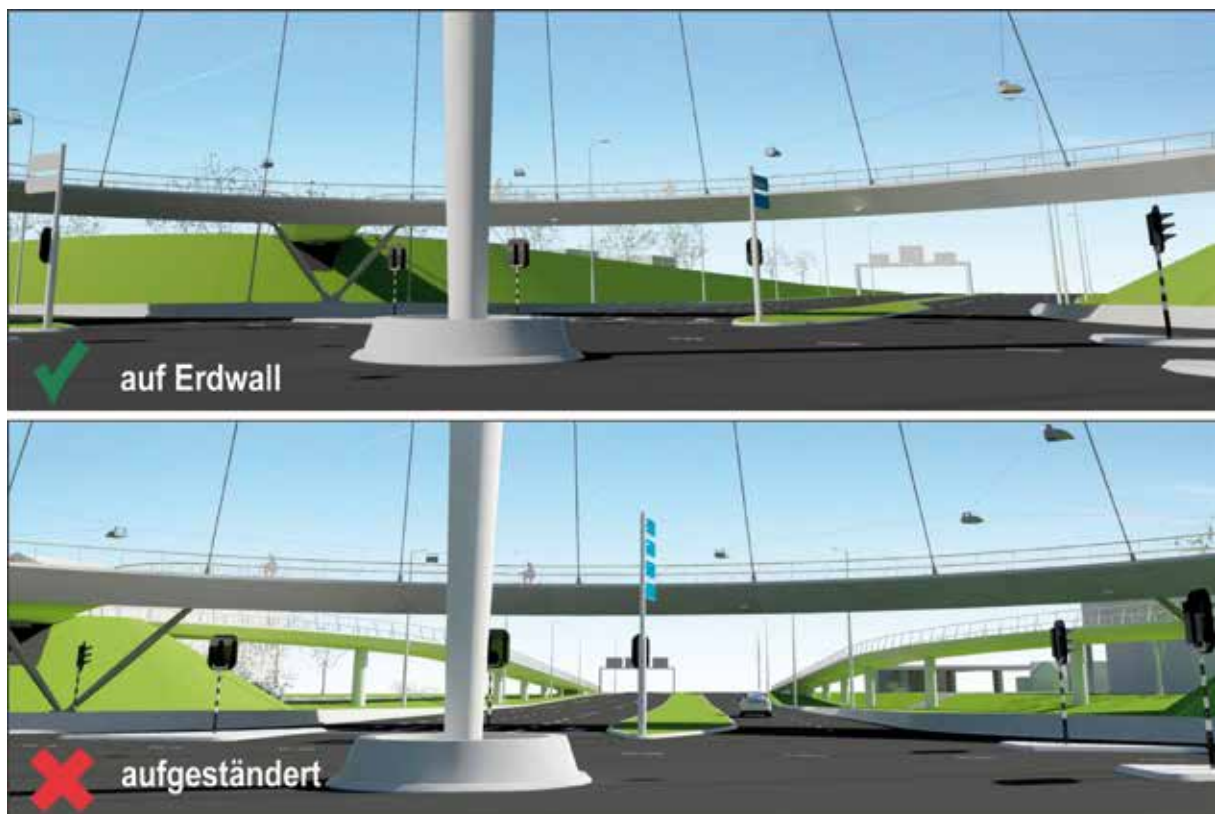


Bild 16: Rampen auf Erdwall und aufgeständerte Variante

(© ipv Delft)



Bild 17: Entwurf neues Zufahrtsportal © ipv Delft



Bild 18: Beschädigtes Zufahrtsportal © ipv Delft

(Bild 11). Das niedrigere Niveau der neuen Kreuzung hat als zusätzlichen positiven Nebeneffekt, dass die Stützmauern in den Ecken der Kreuzung gleichzeitig auch eine gute Abschirmung für die Befestigungen gegen eventuelle Schwankungen der Brücke bietet.

Bei dieser Einpassung wurden also kostensparende Lösungen für ein schlankes Brückendeck gefunden, welche außerdem noch den Nutzungskomfort erhöhen.

Die Einpassung ist die wichtigste Phase bei der Planung für den zukünftigen Erfolg einer Brücke. In dieser Phase wird nach besten Lösungen für alle Betroffenen gesucht. Um dies erreichen zu können gibt es zu diesem Zeitpunkt auch einen intensiven Kontakt mit allen beteiligten Disziplinen (Bild 9).

5 Ausarbeitung des Brückenkonzeptes

Um in dieser Phase die Vorzugsrichtungen des Entwurfes untermauern zu können, sind die vorgestellten Konzepte in Bezug auf allgemeine konstruktive und finanzielle Aspekte betrachtet worden. Außerdem wurden die Hauptabmessungen festgestellt und es ist mit der Anpassung der Zufahrtsportale ein überraschendes Element zur Verbesserung des Konzeptes gefunden worden. Nach unserer Erfahrung finden sich bei der hier erläuterten Arbeitsweise mit einer gediegenen Grundlagenanalyse in Bezug auf Kontext und Einpassung oft überraschende Lösungen. Diese Lösungen sind mehr als nur konstruktive Grundlagen für die Überbrückung einer Barriere. In der folgenden Phase wird die Vorzugsvariante weiter



Bild 19: Anfahrtschutz Pylon

© ipv Delft

ausgearbeitet. Hierbei werden die Brückenkonstruktion selbst, Lösungen für die Stützpunkte, Brücken- und Seilswingungen und das Lichtkonzept weiter erläutert.

5.1 Brückenkonstruktion

Die Brücke besteht aus einem 70 Meter hohen, stählernen Pylon und einem kreisförmigen, stählernen Brückendeck mit einer nutzbaren Fahrbahnbreite von 4,5 Meter. Sie wird von 24 Stahlseilen getragen. Das Brückendeck befindet sich an der Außenseite der Trageseile und ein Gegengewicht an der Innenseite (Bild 20). Die Seile sind in einem Abstand von jeweils acht Metern im Schwerpunkt des Brückendecks befestigt. Bei einer maximalen Belastung durch die Nutzer bewegt sich der äußere Rand des Decks maximal 45 Millimeter.

5.2 Schwingungen

Durch die unregelmäßige Belastung durch die Nutzer kann die Brücke in Schwingung geraten. Bild 21 zeigt, wie die Befestigung in den Ecken die Schwingungen verhindern. Diese Stützpunkte (Bild 22) bestehen aus massiven Stahlstäben, welche M-förmig angebracht sind und so die horizontale Belastung auffangen.

5.3 Schwingungen des Decks und der Seile

Bei einer solchen Stahlkonstruktion spielen Schwingungen eine wichtige Rolle bei der Ausarbeitung des Entwurfes. Hierbei gibt es zwei unterschiedliche Aspekte: Schwingungen im Brückendeck, welche Einfluss auf den Nutzungskomfort haben, und Schwingungen der Seile, welche durch den Wind hervorgerufen werden.

Aus einer Analyse der Eigenfrequenz und des Schwingungsverhaltens der Konstruktion als Ganzes ergab sich, dass die Eigenfrequenz von 2,3 Hertz zu gering war. Um dies zu optimieren, gab es die Möglichkeit, Dämpfer für die Seile anzubringen oder das Gewicht der Konstruktion zu verstärken. In diesem Falle wurde das Gewicht der Konstruktion verstärkt. Das Brückendeck ist teilweise mit Beton gefüllt. Diese Maßnahme führte zu einem Eigengewicht des Decks von 500 kg/m^2 und hat sich als effektive Lösung erwiesen, um die Schwingungen bei der Nutzung der Brücke zu reduzieren. Das Anbringen von Dämpfern wurde u. a. aus Unterhaltungsgründen nicht weiter in Erwägung gezogen.

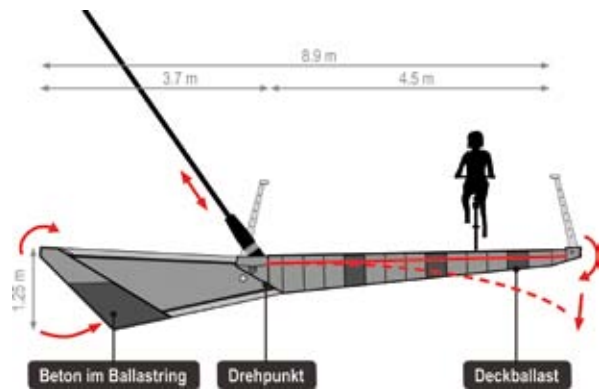


Bild 20: Querschnitt Deck

(© ipv Delft)

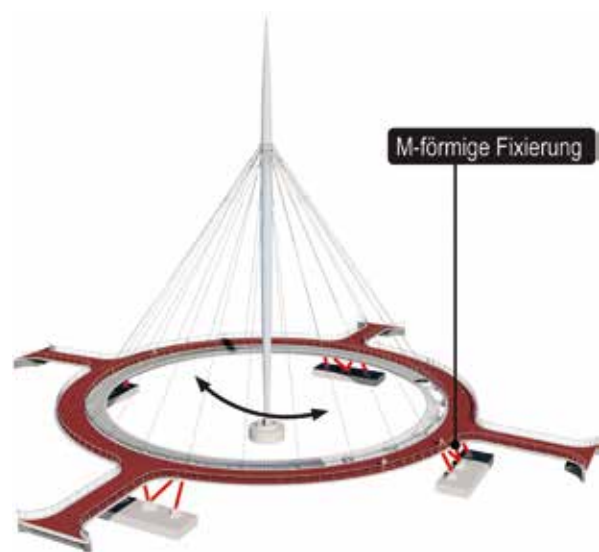


Bild 21: M-förmige Befestigungen – Schema

(© ipv Delft)



Bild 22: M-förmige Befestigungen – Realisierung

(© ipv Delft)

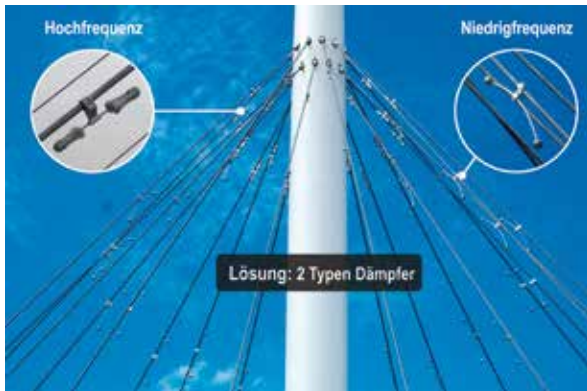


Bild 23: Dämpfer gegen Seilswingungen
(© ipv Delft)



Bild 24: Seilbefestigung am Pylon und Inspektionsraum
(© ipv Delft)



Bild 25: Lamellenzwischenraum
(© ipv Delft)

5.4 Dämpfersystem für die Seile

Schon bei Beginn des Projektes wurde beschlossen, Dämpfer für die Stahlseile nur dann anzubringen, wenn sie wirklich nötig sind, jedoch ein Budget hierfür zu reservieren. Die vorherige Berechnung derartiger Schwingungen ist sehr schwierig und oft nicht wirklich zuverlässig. Während des Baus des Hovenringes zeigte sich, dass die Seile tatsächlich zu hohe Schwingungen aufwiesen. Zu diesem Zeitpunkt wurden die Eigenfrequenzen und die Dämpfungswerte der gegenwärtigen Konstruktion gemessen und daraufhin ist von Professor Zasso (Mailand), ein internationaler Experte auf diesem Gebiet, ein Tuned-mass-Dämpfersystem entworfen worden (Bild 23). In einem Abstand von ca. 10 Metern unterhalb der Pylonspitze befindet sich jeweils ein Dämpfer für die tiefere Eigenfrequenz und in einem Abstand von ca. 3,5 Metern sind Dämpfer für höhere Frequenzen angebracht (Bild 23). Diese Dämpfer konnten mit dem für diese Zwecke reservierten Budget realisiert werden.

5.5 Seilbefestigung am Pylon

Aufgrund des geringen Raumes sind die 24 Seile in Reihen von jeweils zwei Seilen übereinander am Pylon befestigt worden (Bild 24). Die Befestigung führt durch die Wand des Pylons und wird mit einer Mutter im Inneren des Pylons befestigt. Dies ermöglicht die Inspektion der Seilbefestigung durch eine Person oder durch eine Kamera im Inneren des Pylons. Die Seilbefestigungen im Brückendeck sind durch spezielle, verschließbare Öffnungen an der Unterseite des Decks zu erreichen.

5.6 Multifunktionaler Raum zwischen Brückendeck und Gegengewicht

In Bild 25 und Bild 26 ist der Raum zwischen dem Deck und dem Gegengewicht zu sehen, welcher benötigt wird, um den Schwerpunkt der Konstruktion mit der Seilbefestigung zusammen zu bringen. Diese für die Konstruktion benötigte Kammer ist ein multifunktionaler Raum geworden, der für die Inspektion genutzt wird und Platz für die ansprechende Beleuchtung des Brückendecks bietet. In der Öffnung zwischen dem Deck und dem Gegengewicht sind transparente Kunststoffplatten und Aluminiumlamellen angebracht worden, welche mit einfachen Leuchtstoffröhren

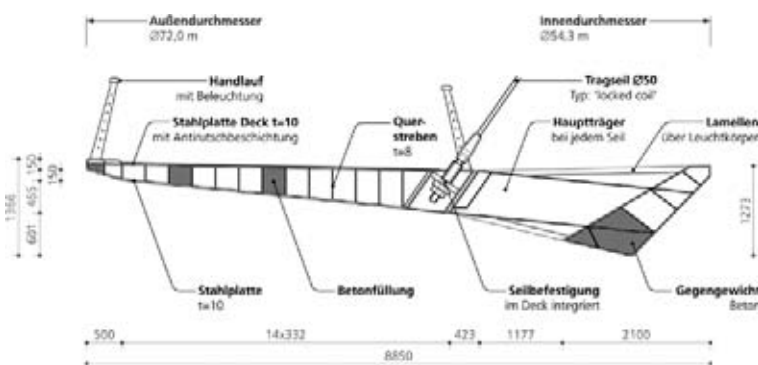


Bild 26: Querschnitt Deck
(© ipv Delft)

beleuchtet werden und so den vom Weg und vom Deck aus sichtbaren Lichtring ermöglichen. Dieser Lichtring passt zum Image der Lichtstadt Eindhoven. Im Lamellenzwischenraum befindet sich auch Platz für Kabel und die technischen Installationen, sowie für die Beleuchtungselemente. Dieser Raum ist einfach zur erreichen durch das Öffnen der untersten Lamellen (Bild 25).

5.7 Funktionale Beleuchtung

Das Brückendeck wird vom Handlauf aus beleuchtet (Bild 27 und Bild 28). Hierfür ist zusammen mit der Firma Philips ein Extrusionsprofil aus Aluminium mit zwei LED-Leuchten, Verkabelung und Befestigung entwickelt worden. Eine etwas weniger starke LED-Leuchte an der Seite des Handlaufs beleuchtet die Gesichter der Brückennutzer und vergrößert somit die soziale Sicherheit. Die Kreuzung selbst wird durch 12 Leuchten an der Innenseite des Gegengewichtes und durch acht Leuchten an den über der Kreuzung gespannten Kabeln beleuchtet. Die Unterseite des Pylons wird mithilfe von vier Leuchten innerhalb des schützenden Betonringes beleuchtet. Der obere Teil des Pylons wird von vier Scheinwerfern in den Erdwällen von der Außenseite der Kreuzung beleuchtet.

6 Bauphase

Die neue Kreuzung und die Brücke sind zum Großteil innerhalb des bestehenden Kreisverkehrs realisiert worden, um den Verkehr nicht unnötig zu behindern. Das Gegengewicht und das Brückendeck sind in zwölf Einzelteilen mit einer Länge von jeweils 16 Metern in einer Fabrik in Eeklo (bei Gent in Belgien) gebaut und mit dem Schiff nach Eindhoven transportiert und dort montiert worden (Bild 29).

Der Pylon ist in zwei Teilen transportiert worden und wurde liegend unter der Brücke montiert. Zwei Kräne

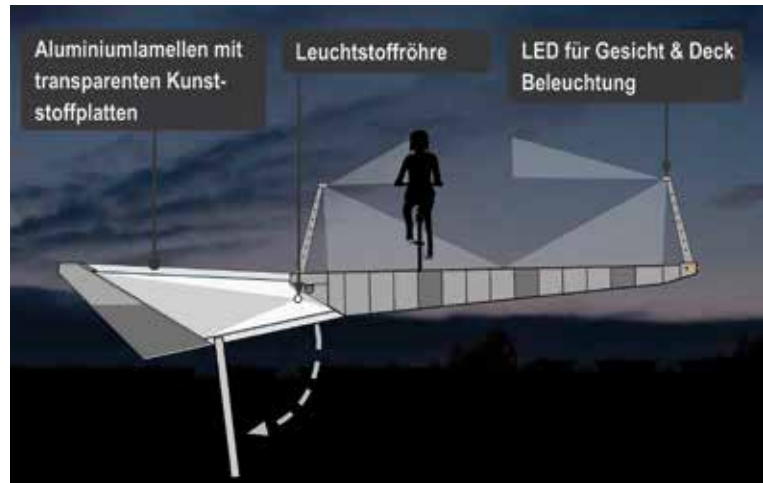


Bild 27: Lichtring

(© ipv Delft)

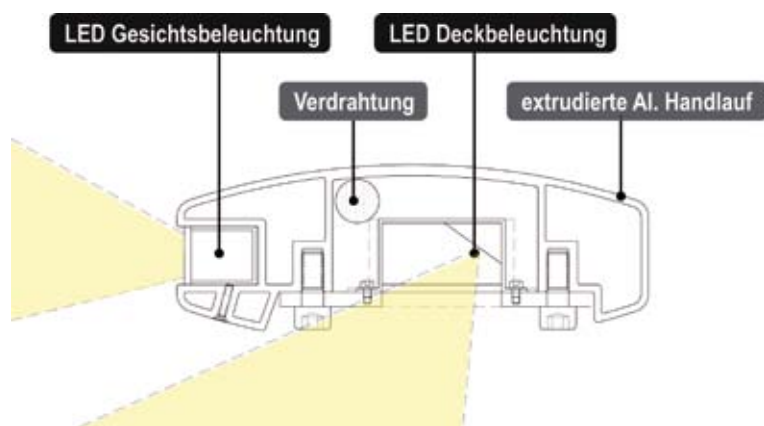


Bild 28: Handlauf

(© ipv Delft)



Bild 29: Realisation – Montage Brückendeck

(© ipv Delft)



Bild 30: Realisation – Montage Pylon

(© ipv Delft)



Bild 31: Brückendeck während der Realisierung

(© ipv Delft)

haben den Pylon dann in seine Position gebracht. Der Brückenring war zu dem Zeitpunkt schon fertiggestellt, wodurch die Konstruktion gleich mit den Seilen am Pylon befestigt werden konnte (Bild 30).

Die Brücke (Bild 31) ist mit einer besonders dünnen, langlebigen Spezialbeschichtung mit einer schützenden Zinkschicht behandelt. Dieser Schutz bleibt voraussichtlich über 20 Jahre erhalten.

Der Bauablauf für den Pylon und das Deck kann in folgende Bauphasen gegliedert werden:

1. Montieren/Schweißen des gesamten Ringes inklusive der Rampen und der Hilfskonstruktion,
2. Positionieren des Pylons und Stabilisieren mit vier Seilen,
3. Anbringung aller Seile,
4. Abspannen aller Seile bis zu 80 % des eigenen Gewichtes der Konstruktion mit Hilfe von Schraubgewinden,
5. Absenken der Hilfskonstruktion um 20 Millimeter, wodurch das komplette eigene Gewicht durch die Seile getragen wird,
6. Positionierung der Stützkonstruktion,
7. Auf-Spannung-Bringen der Zugstäbe der Stützkonstruktion.

7 Fazit

Heute benutzen jeden Tag 5.000 Radfahrer den Hovenring. Die Kreuzung wird von 20.000 Autos befahren. Es wird in Zukunft mit einer Verdoppelung der Anzahl der Radfahrer gerechnet. Untersuchungen haben ergeben, dass die Nutzer sehr zufrieden sind mit dieser Brücke. Eine Frau beschrieb ihre Fahrt über den Hovenring sogar als „spirituelle Erfahrung“.

Wir hoffen, dass diese Umschreibung des Prozesses der Planung des Hovenringes Sie inspiriert hat. Eine gute Grundlagenanalyse mit Bezugnahme auf alle Wünsche und Ansprüche kann Ihnen bei der Planung von nutzerfreundlichen, in den Kontext passenden, bezahlbaren und langlebigen Brückenkonzepten helfen. Das Einbeziehen aller Beteiligten mit ihren verschiedenen Disziplinen während des Entwicklungsprozesses ist hierbei von großer Bedeutung.

Eine gute Brücke ist selten ein Standardentwurf. Unsere Entwürfe bestehen aus verschiedenen Baustoffen und wir entwickeln Brücken zusammen mit Fabrikanten. Bei fast allen unseren Projekten entwerfen wir schließlich doch eine Brücke passend für die jeweilige Situation. Diese passt oft besser in den Kontext und ist meistens auch noch günstiger im Preis. Eine gute Brücke hat ein logisches Konzept.

Am Projekt Beteiligte:

Entwurf:
ipv Delft

Statik:
Witteveen + Bos

Bauunternehmer:
Combinatie Hovenring – BAM Infra und Victor
Buyck Steel Construction

Einige Daten:

- ❑ Autos: 20.000 pro Tag (2015)
- ❑ Radfahrer: 5.000 pro Tag (2015),
zukünftig 10.000 pro Tag

- ❑ Höhe Pylon: 70 Meter
- ❑ Anzahl der Seile: 24
- ❑ Außendurchmesser des Ringes: 72 Meter
- ❑ Fahrbahnbreite: 4,5 Meter
- ❑ Gesamtfläche Fahrbahn: 1.300 m²
- ❑ Stahlmenge gesamt: 1.015 Tonnen
- ❑ Baukosten Brücke: 6.5 Mio. Euro
- ❑ geplantes Budget für die Brücke: 8.5 Mio. €

Literatur

- [1] ipv Delft (Ed.): Brief Dutch Design Manual for Bicycle and Pedestrian Bridges. 2.6.2015, Download unter: www.ipvdelft.com/publications (Stand 15.12.2015)
- [2] Rothwell, J. in 'The New Republic', 6.3.2012

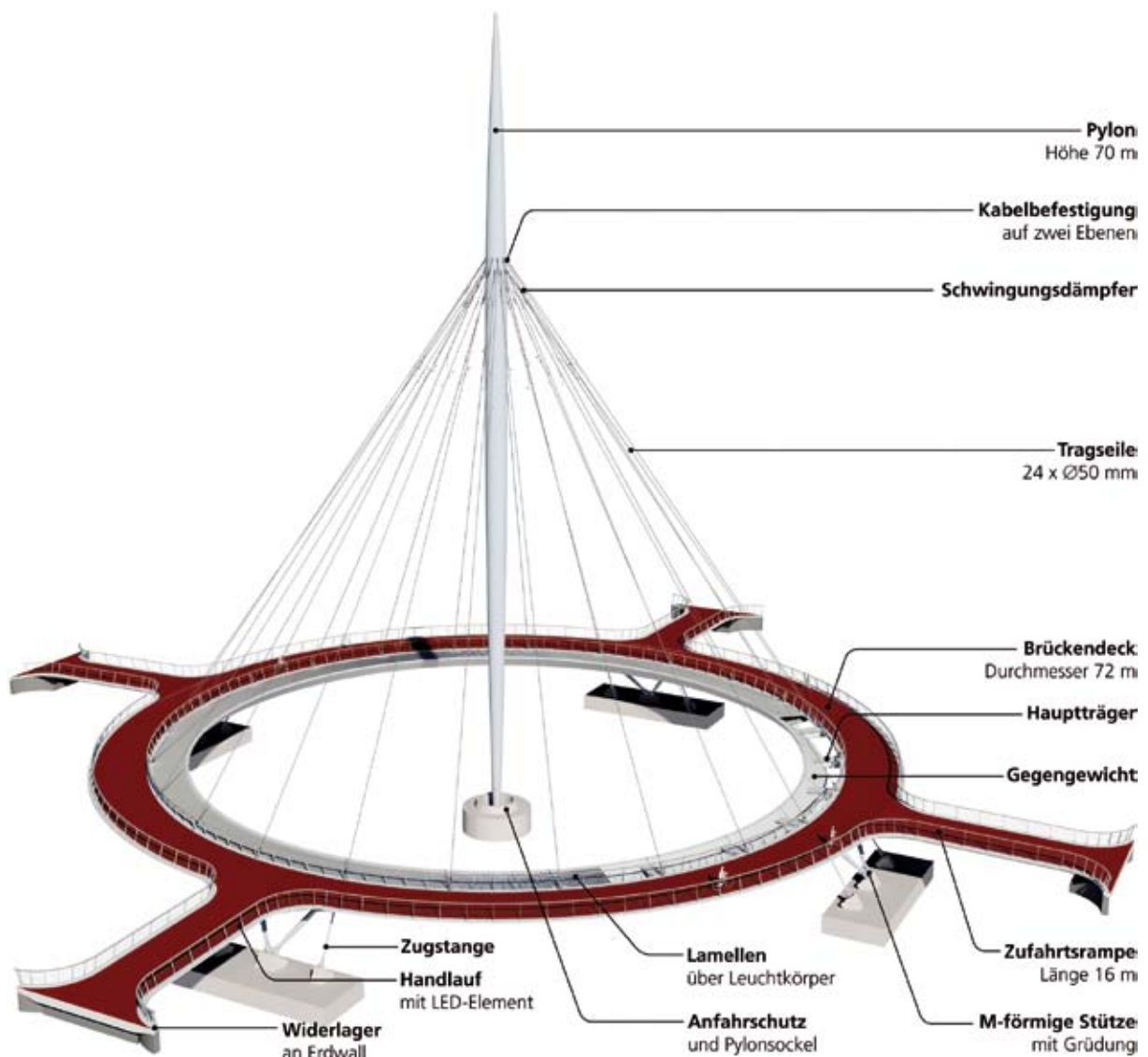


Bild 32: Übersicht Hovenring

(© ipv Delft)

Die Butterfly-Bridge in Kopenhagen

Dr.-Ing. Karl Morgen, Dipl.-Ing. Jan Lüdders
WTM Engineers GmbH, Hamburg

1 Allgemeines

Der preisgekrönte Entwurf der Butterfly-Bridge (Bild 1) ging aus der Zusammenarbeit von Dietmar Feichtinger Architectes, Paris, und WTM Engineers, Hamburg, in einem international ausgeschriebenen Wettbewerb im Jahre 2009 hervor. Die kombinierten Fußgänger- und Radwegbrücken sind Teil eines städtischen Projektes zur Anbindung des Innenstadtbereiches der Stadt Kopenhagen mit dem mit Kanälen durchzogenen Stadtteil Christianshavn am Ostufer der Stadt Kopenhagen. Durch die neue Anbindung soll der Innenstadtbereich eine direkte Fuß- und Radwegverbindung mit der im Jahr 2005 eröffneten Oper erhalten. Die Brücken überspannen im Stadtteil Christianshavn den etwa 45 m breiten Christianshavn-Kanal und den angrenzenden 40 m breiten Trangraven-Kanal sowie den sich in unmittelbarer Umgebung befindenden, 25 m breiten Proviantmagasingraven-Kanal (Bild 2). Die Brücken sollten aus beweglichen Brückenteilen gebildet werden, um den Schiffsverkehr für Segelboote und Ausflugsschiffe durch die Kanäle zu gewährleisten.

2 Entwurfskonzept

Kernpunkt des Entwurfes war die Idee, am Kreuzungspunkt des Trangraven- und des Christianshavn-Kanals einen Ort zu schaffen, der zum einen zum Verweilen über dem Wasser einlädt und zum anderen eine direkte Verbindung über den Christianshavn-Kanal und den Trangraven-Kanal ermöglicht. Der Entwurf sieht sternförmig angeordnete Stahlbrücken mit jeweils einer Klappe über den Christianshavn- und den Trangraven-Kanal und der zentral im Kanal angeordneten Plattform vor (Bild 3). Wenn beide Klappen geöffnet sind, gleicht die Brücke einem Schmetterling und wird von den Kopenhagenern „Butterfly Bridge“ genannt. Das gestalterische Konzept sah vor, eine möglichst filigrane Konstruktion zu entwerfen, die sich zurückhaltend in den historischen Stadtteil mit den denkmalgeschützten Kaimauern und Gebäuden einfügt.



Bild 1: Fertiggestellte Brücke über den Christianshavn-/Trangraven-Kanal

(Foto: Karl Morgen)

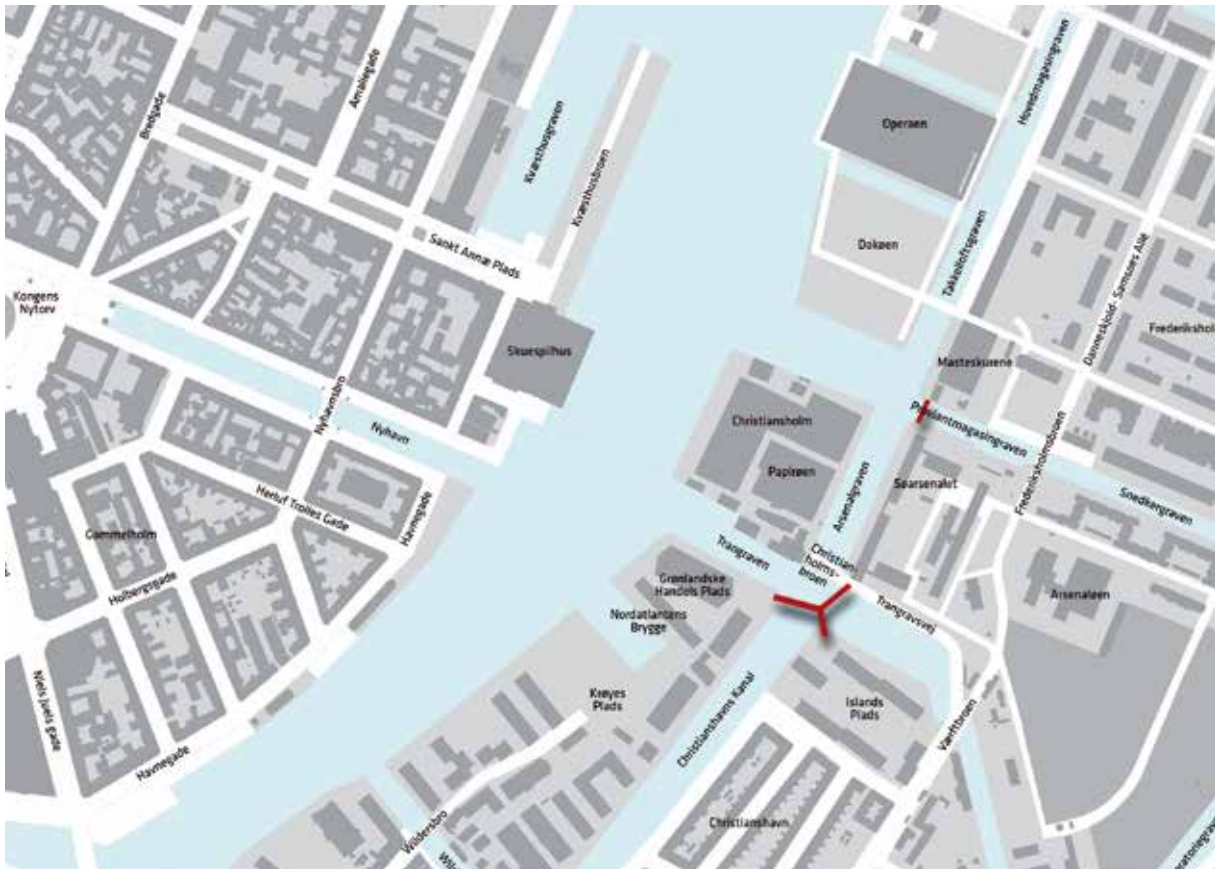


Bild 2: Lageplan der Fuß- und Radwegbrücken

(Grafik: WTM)

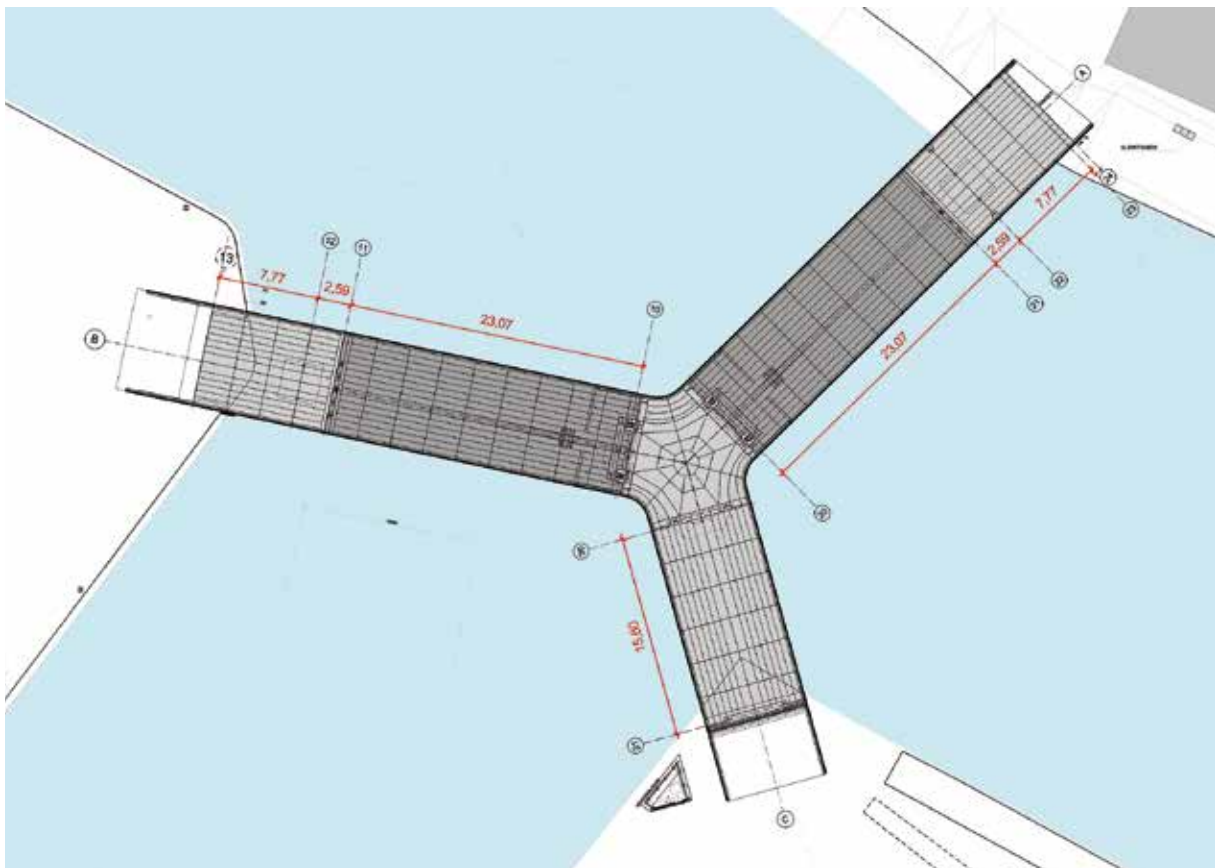


Bild 3: Übersichtsplan; sternenförmig angeordnete Brücke über den Christianshavn-/Trangenvej-Kanal

(Zeichnung: WTM)

3 Konstruktive Umsetzung

3.1 Die Tragkonstruktion

Die Brücken weisen eine Breite von 8 m auf und haben getrennte Rad- und Fußwege. Die beweglichen Teile der Brücken haben eine Länge von 23 m und werden beim Öffnungsvorgang über hydraulische Zylinder an der Plattform angehoben. Die Klappbrücken wurden als jeweils einflügelige Klappbrücken ohne Gegengewicht konzipiert. Die beweglichen Brückenteile spannen über den Christianshavn- bzw. Trangraven-Kanal von der Mittelplattform zu den in den Kaimauern eingelassenen, 11 m langen, einfach gestützten integralen Vorbrücken. Die Hydraulikzylinder der beweglichen Brückenteile wirken im geschlossenen Zustand als Mittelaufleger, sodass für die beweglichen Brückenteile im geschlossenen Zustand ein Zwei-Feld-System entsteht. Die Stützung der integralen Vorbrücken erfolgt über zwei schlanke, V-förmig angeordnete Stahlstützen, die im Kanal am Randbereich gegründet sind und ca. 2,60 m zum beweglichen Brückenteil auskragen.

Die Hauptträger der Brücken sind luftdicht verschweißte Hohlkästen, die dem Kräfteverlauf entsprechend gevoutet ausgebildet wurden. Bis ca. 7,8 m von der Brückenspitze aus hat der Hohlkasten eine Höhe von 500 mm und ist nur unterhalb des Brückendecks angeordnet (Bild 4). Ab diesem Punkt weitet sich der Querschnitt nach oben auf und hat an der höchsten Stelle am Hydraulikzylinderaufleger eine Gesamthöhe von 1700 mm.

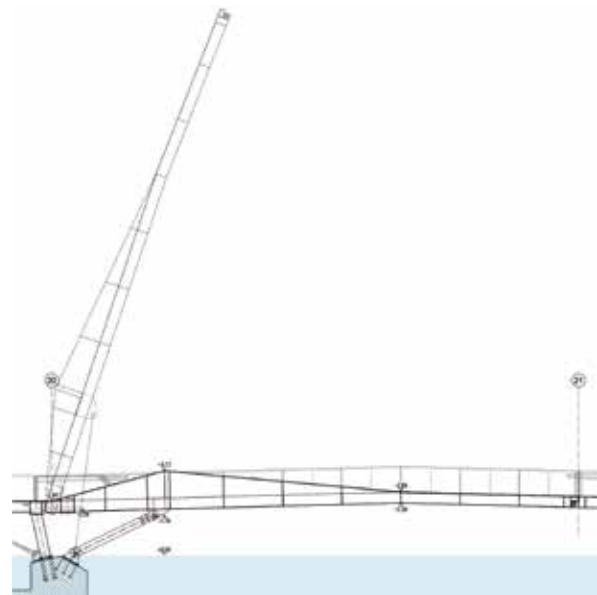


Bild 4: Längsschnitt durch den beweglichen Brückenteil (Zeichnung: WTM)

Die Hohlkästen sind nicht in Brückenquerschnittsmittte angeordnet (Bild 5), da der herausragende Teil des Hohlkastens auch als Trennung zwischen dem 4 m breiten Rad- und dem 3 m breiten Fußweg gedacht ist. Die durch die Ausmitte oder durch ungleichmäßige Laststellung entstehende asymmetrische Belastung wird durch den torsionssteifen geschlossenen Hohlkasten des Hauptträgers abgetragen.

Alle 2,6 m sind Querträger angeordnet, die als Blechkonstruktion die Querrippen der Brücken bil-

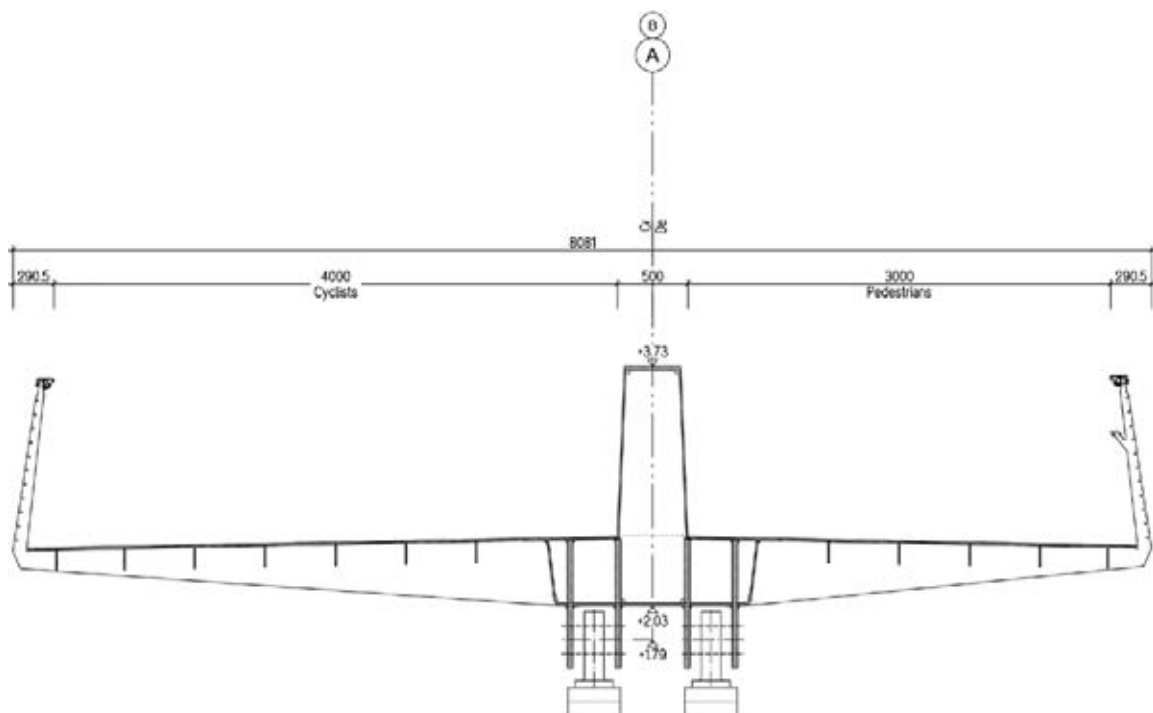


Bild 5: Querschnitt am Hydraulikzylinderaufleger

(Zeichnung: WTM)

den und das mit Längsrippen versehene Brückendeck aufnehmen. Das Brückendeck wurde mit 2 % Quergefälle ausgebildet, um eine entsprechende Entwässerung über die Brückendeckkanten am Rand in den Kanal zu gewährleisten. Als Fortführung der Querträger wurden die Geländerpfosten an der Stelle der Querträger nach innen geneigt ausgeführt. Als Geländerausfachung wurden vorgespannte horizontale Edelstahlseile verwendet.

Bei einer Klappbrücke wird zwischen dem System in Hochlage (Bild 6) und dem System in Verkehrslage unterschieden. In der Hochlage wirkt das System als Kragträger, der durch den Hydraulizylinder und das Drehlager an der Plattform eingespannt wird. Die Kragarmlänge zwischen Klappenspitze und der Achse Drehlager beträgt ca. 23 m. Der Abstand zwischen Hydraulikzylinder und Drehlager ca. 4,90 m. Der maximale Öffnungswinkel beträgt in der Hochlage 70 °. In der Verkehrslage ergibt sich ein Durchlaufsystem mit zwei Feldern. Die integralen Vorbrücken wirken für den beweglichen Brückenteil als gelenkiges Auflager, welches lediglich Querkräfte übertragen

kann. In Längsrichtung ist die Brücke an dieser Stelle frei verschieblich und kann die Längenausdehnungen aus Temperatur hier zwangsfrei aufnehmen.

Die ca. 70 m² große Mittelplattform bildet das Widerlager für die beiden beweglichen Brückenteile. Sie ist am Kreuzungspunkt der beiden Kanäle im Wasser angeordnet und wurde als Stahlkonstruktion ausgeführt. Die Herausforderung an dieser Stelle bestand darin, für die beweglichen Brückenteile mit den unterschiedlichen Laststellungen und Lastzuständen ein möglichst steifes Widerlager zu entwerfen, um den Verformungsrandbedingungen, die eine bewegliche Brücke mit den verformungsempfindlichen Drehlagern an dieser Stelle benötigt, Rechnung zu tragen. Auf der anderen Seite sollte sich das Widerlager als möglichst filigranes Bauteil an den Querschnitten und Querschnittshöhen der anderen Brückenteile orientieren. Hierzu wurde das Deck der Plattform als flächiger, 500 mm hoher, luftdicht verschweißter Hohlkasten ausgebildet, der auf insgesamt sechs V-förmig angeordneten runden Stahlstützen mit einem Durchmesser von 450 mm gelagert ist. Die Randträger der Plattform, mit den Lasteinleitungspunkten aus den Drehlagern und Stützen, wurden dabei durch einen versteiften, 580 mm hohen Hohlkasten ausgebildet (Bild 7). Die Fußpunkte der Stahlstützen sind über 80 mm dicke Stahlzugelemente mit der Plattform verbunden, um die am Fußpunkt auftretenden Horizontalkräfte mit der Plattform kurzzuschließen und die Verformungen aus einseitiger Horizontalbelastung zu reduzieren. Die gesamte Plattform ist auf einer unterhalb der Wasserlinie angeordneten massiven, 2 m dicken Stahlbetonplatte gelagert (siehe auch Bild 10 in Abschn. 4.1).



Bild 6: Brücke mit beiden Brückenklappen geöffnet
(Foto: Fritz Hilgenstock)

3.2 Gründung

Die Gründung der Mittelplattform, der Zwischenstützen der Vorlandbrücken und der in der Kaimauer integrierten Endauflager der Vorlandbrücken wurden aufgrund der Baugrundverhältnisse als Tiefgründung erstellt. Als tragfähiger Baugrund wurde Kalkstein vorgefunden, in den die betongefüllten Stahlbohrpfähle mit bis zu 1000 mm Durchmesser geneigt im Verhältnis 8:1 eingebracht wurden.

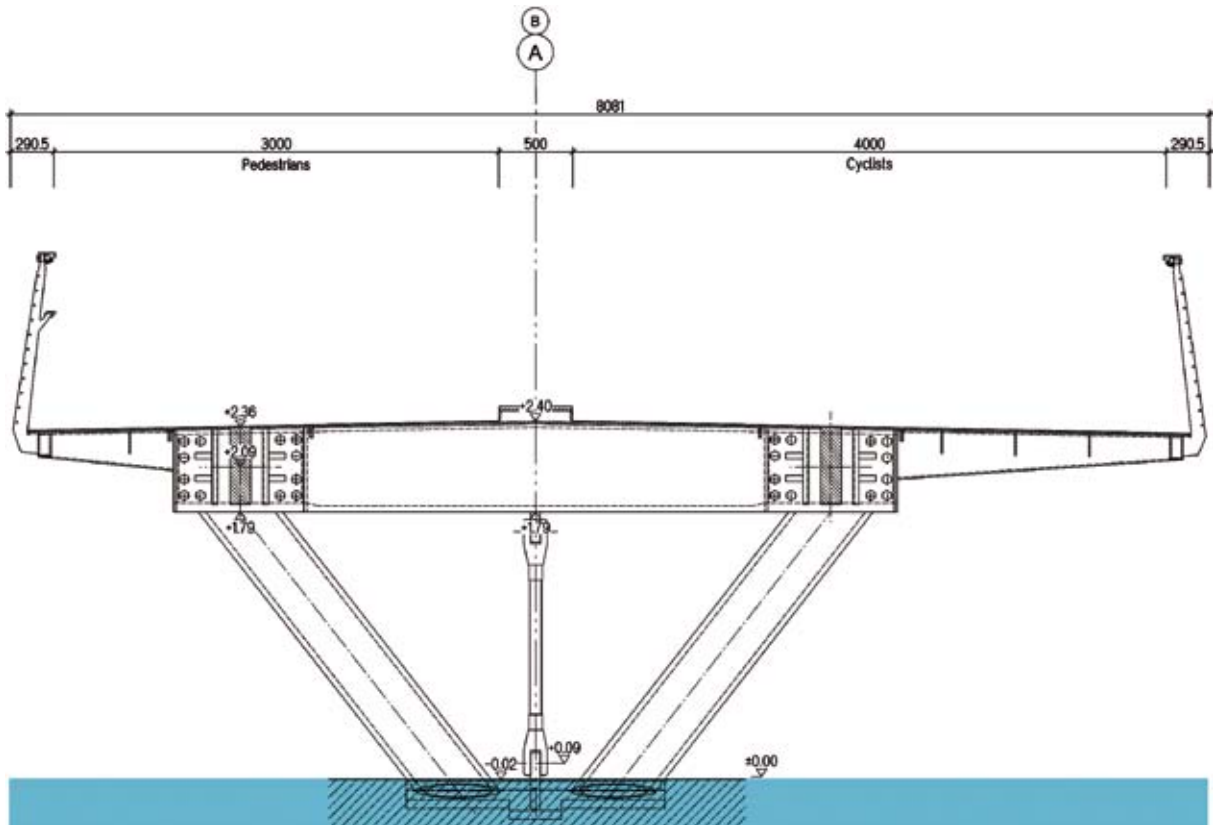


Bild 7: Querschnitt der Mittelplattform mit Befestigung der Drehlager

(Zeichnung: WTM)

3.3 Maschinenraum

Der Maschinenraum für die Hydraulikanlagen der Brücken über den Christianshavn-/Trangraven-Kanal wurde als separates Bauwerk hinter den bestehenden Kaimauern errichtet. Hierzu wurde in einer offenen Baugrube mit rückverankerten Spundwänden die mit Mikropfählen rückverankerte Unterwasserbetonsohle eingebracht, um dann im Schutze der trockenen Baugrube den 6 m x 7 m großen und ca. 4 m tiefen Maschinenraum als massives WU-Bauwerk in Stahlbeton zu erstellen. Auf dem in der Erde eingelassenen Maschinenraum wurde dann das Wärterhäuschen in einer leichten Stahlkonstruktion erstellt, in dem die Bedientechnik und das Überwachungspersonal der Brücken untergebracht sind (Bild 8).



Bild 8: Wärterhäuschen

(Foto: Fritz Hilgenstock)

3.4 Maschinenteknik

Da die Öffnungsdauer einer Brückenklappe die Dauer von 90 Sekunden nicht überschreiten sollte, wurden hohe Anforderungen an den Entwurf

der Hydraulikzylinder gestellt. Pro Brückenklappe kamen zwei Hydraulikzylinder (Durchmesser 420 cm) mit einem Höchstdruck von 320 bar zum



Bild 9: Hydraulikzylinder mit Drehlagern
(Foto: Jan Lüdders)

Einsatz, die am Zylinderkopf so konstruiert wurden, dass die Auflagerkräfte, wenn die Brücke sich in der Verkehrslage befindet, über die Zylinderwandung abgetragen werden können (Bild 9).

4 Herstellung und Bauausführung

4.1 Gründung und Betonbau

Nach Herstellung der Bohrpfähle für die Widerlager wurden Spundwandeneinfassungen in den Kanal eingebracht, um die im Kanal unterhalb der Wasserlinie befindlichen Widerlager herzustellen.

Im Schutze der trockenen Baugrube konnten die zum Teil hochbewehrten Pfahlkopfplatten und Widerlager geschalt, bewehrt und betoniert werden. Mit Einbau der Bewehrung mussten die hochfesten Ankerbolzen, die den Anschluss der Stützen der Mittelplattform gewährleisten, passgenau mittels Schablonen eingesetzt und mit der Bewehrung verbunden werden (Bild 10).

4.2 Stahlbau-Fertigung

In der Werkstatt wurden die einzelnen Segmente des Überbaus aus ebenen Blechen zusammengebaut und zu den einzelnen Brückenteilen verschweißt, gestrahlt und beschichtet. Alle Brückenteile wurden soweit in der Werkstatt fertiggestellt, so dass sie als ganzes Brückenteil auf die Baustelle gebracht wurden. Schweißarbeiten vor Ort konnten so auf ein Minimum reduziert werden. Lediglich für die Herstellung des Anschlusses der Plattformstützen mit der Plattform wurden aufwendige Baustellenschweißarbeiten notwendig.

Vor dem Transport der Brückenteile auf die Baustelle wurde ein genaues Aufmaß der bereits einbetonierten Verbindungselemente gemacht. In einem Probeaufbau der Brückenteile im Werk konnte dann vorab die Passgenauigkeit der Brücken kontrolliert werden, um einen möglichst rei-



Bild 10: Herstellung der Pfahlkopfplatte der Mittelplattform

(Foto: Jan Lüdders)



Bild 11: Fertigung der Brückenteile im Werk

(Foto: Jan Lüdders)



Bild 12: Montage der Brückenteile mittels Schwimmkran

(Foto: Jan Lüdders)

bungslosen Aufbau der Brückenteile vor Ort zu gewährleisten.

4.3 Montage Stahlbau

Die bis zu 50 t schweren Brückenteile wurden sukzessive innerhalb weniger Tage auf die Baustelle nach Kopenhagen gebracht und mittels eines 200-t-Schwimmkrans eingehoben (Bild 12). Hierzu war eine temporäre Vollsperrung des Schiffsverkehrs auf den betroffenen Kanälen erforderlich. Im Montageverlauf wurden zunächst die Vorlandbrücken und die Mittelplattform in Position gebracht und fixiert. Danach wurden die erforderlichen Baustellenschweißverbindungen erstellt, sodass anschließend der bewegliche Brückenteil – mit bereits befestigten Hydraulikzylindern – in die Verkehrslage gebracht wurde.

4.4 Ausbau, Probetrieb und Fertigstellung

Nach der Montage der Brückenstahlteile konnte mit den weiteren Ausbauarbeiten begonnen werden. Hierzu wurden die Hydraulikverrohrung und die Elektroverkabelung unter dem Brückendeck installiert und mit den Anlagen im Maschinenraum verbunden. Die Schrankenanlagen und Lichtsignalanlagen wurden eingebaut und die Edelstahlseile der Geländerausfachung wurden vorgespannt. In einem vier Wochen langen Probetrieb konnte die Antriebstechnik eingestellt und kalibriert und die Steuerungssoftware getes-

tet werden. Die Brücke wurde feierlich im Januar 2015 eröffnet.

5 Schlusswort

Mit der Butterflybridge in Kopenhagen wurde eine bewegliche Fuß- und Radwegbrücke mit höchsten gestalterischen und höchsten technischen Ansprüchen in einem internationalen Umfeld realisiert. Wir danken der Stadt Kopenhagen für das entgegengebrachte Vertrauen und bedanken uns bei allen anderen Planungsbeteiligten und ausführenden Firmen für die ausgezeichnete Zusammenarbeit.

6 Projektbeteiligte

Bauherr:
Københavns Kommune, Teknik- og Miljøforvaltningen

Objekt- und Tragwerksplanung:
Arbeitsgemeinschaft WTM Engineers, Hamburg |
Dietmar Feichtinger Architectes, Paris

Maschinen und Elektroplanung:
Dr. Schippke und Partner, Hannover

Ausschreibung:
Cowi AS, Lyngby

Ausführende Firmen:
Phil AS, Lyngby | VSB, Randers | HSM, Grenå

Verstärken mit Carbonbeton im Brückenbau

Dr.-Ing. Harald Michler

Institut für Massivbau, TU Dresden

Zusammenfassung

Mit textilbewehrtem Beton steht ein moderner und leistungsfähiger Baustoff mit sehr guten mechanischen Eigenschaften zur Verfügung. Dieser erlaubt es, Leichtbau mit Beton zu betreiben, wie dies bisher nicht möglich war.

Mit der im Jahr 2007 in Sachsen hergestellten und im Allgäu montierten Geh- und Radwegbrücke Rottachsteg in Kempten im Allgäu und mit der Textilbetonbrücke in Albstadt-Lautlingen (2009/2010) wird dies in der Praxis bewiesen und es wurde gezeigt, dass sich Bauteile aus textilbewehrtem Beton auch wirtschaftlich am Markt durchsetzen können. Der Leichtbau kann aber auch bei der Sanierung und Verstärkung der bestehenden Infrastruktur vorteilhaft sein, da hier mit einem geringen Zusatzgewicht eine erhebliche Verstärkungswirkung erreicht werden kann. Der Beitrag soll zeigen, wie und welche Verstärkungsaufgaben mit Textilbeton im Brückenbau gelöst werden können.

1 Der Baustoff Textilbeton und sein Tragverhalten

Über Textilbeton wurde beim Dresdner Brückenbausymposium schon mehrfach berichtet, [1], [2], [3]. Auch wenn davon ausgegangen werden kann, dass der Baustoff vielen Lesern bekannt ist, soll er dennoch in seinen Grundzügen noch einmal kurz vorgestellt werden.

Textilbeton basiert auf der Idee, die herkömmliche Stahlbewehrung, die in dieser Form seit



Bild 2: Pagel-TF10-Fertigtrockenmischung
(Foto: Harald Michler)

über 100 Jahren erfolgreich eingesetzt wird, durch eine nicht korrosionsanfällige Bewehrung zu ersetzen (als weiterführende Literatur seien exemplarisch [4] und [5] genannt). Damit entfällt die Notwendigkeit, dicke Betonschichten zum Schutz der Bewehrung an Stellen anzuordnen, an denen diese statisch eigentlich nicht notwendig sind. Der Grundgedanke des Stahlbetonbaus, dass der Beton die Druckkräfte und der Stahl die Zugkräfte abträgt, kann damit in optimierter Weise umgesetzt werden.

Als Materialien für die Bewehrung bieten sich Endlosfasern aus alkaliresistentem Glas oder Carbon an, deren Leistungsfähigkeit in vielen Bereichen wie dem Flugzeugbau unter Beweis gestellt wird. Die Weiterentwicklung der Fasern wird ständig vorangetrieben und auch die Verwendung alternativer Materialien (Kevlar) in Erwägung gezogen.



Bild 1: Exemplarischer Aufbau einer Textilbetonschicht – hier mit Gelegen aus Carbonrovings – im Vergleich zu stabförmigen Bewehrungen aus Carbon und herkömmlichem Bewehrungsstahl (Foto: Harald Michler)

Das Potential im Brückenbau wurde bereits mit einigen Pilotprojekten demonstriert, s. Abschn. 3.1.

Der Verbundwerkstoff Textilbeton ist ein Kompositmaterial aus textilen Gelegen aus alkaliresistenten und sehr zugfesten Endlosfasern, heute im allgemeinen Carbongelege, die lagen- oder schichtweise in eine Feinbetonmatrix eingebettet werden, siehe Bild 1. Es wird ein spezieller, teilweise selbstverdichtender hochfester Feinbeton eingesetzt, der weitgehend den Erfordernissen der jeweiligen Anwendung angepasst werden kann. Für die allgemeine Anwendung und besonders für die Verstärkung steht mit dem Produkt PAGEL TF10 (Bild 2) eine einfach anzuwendende Fertigmischung zur Verfügung. Die Dicke von Textilbetonbauteilen bewegt sich in einem Bereich von nur wenigen Millimetern bis einigen Zentimetern. Besonders vorteilhaft können diese dünnen Schichten mit vorhandenen Stahlbetonbauteilen kombiniert werden, die dann von diesen geschützt und verstärkt werden, siehe Bild 3. Damit wird das bestehende Tragwerk nur durch extrem geringe Zusatzlasten aus dem Eigengewicht der Verstärkungsschicht beansprucht, die Abmessungen werden nur geringfügig erhöht, aber die Bauteilwiderstände werden extrem gesteigert, da die Bewehrung statisch relativ günstig nahe der Oberfläche liegt.

Das Tragverhalten des Textilbetons entspricht in Theorie und Praxis dem bekannten Stahlbeton, so dass hier auf die bewährten Grundlagen zurückgegriffen werden kann. Analog des Prinzips von Stahlbeton wird die textile Bewehrung erst dann nennenswert aktiviert, wenn Risse in der Betonmatrix auftreten, nur sind im Textilbeton der Abstand der Risse und damit die Rissweite im Allgemeinen erheblich geringer als im Stahlbetonbau. Die aktuellen Textilien weisen eine Bruchdehnung (im Beton) von ca. 10–12 % bei einer Bruchfestigkeit von ca. 2.000 N/mm² auf. Möchte man die Rovingfestigkeit auf 3.000 oder gar 4.000 N/mm² (dies würde der aktuellen Filamentfestigkeit entsprechen) steigern, so wird diese bei einer Bruchdehnung von 21 bis 25 % erreicht. Dies ist die im Stahlbetonbau heute übliche Dehnungsgrenze für den Bewehrungsstahl.

Für die Kraftübertragung zwischen Beton und der textilen Bewehrung steht alleine die Oberfläche der Bewehrung zur Verfügung. Und hier liegt der entscheidende Unterschied zum Stahlbetonbau:



Bild 3: Verstärken im Vergleich Spritzbeton – Textilbeton
(Grafik: Harald Michler)

Der Betonrippenstahl überträgt die Verbundkräfte hauptsächlich konzentriert an eben diesen Rippen. Aufgrund der homogenen Materialeigenschaften des Stahls stellt dies im Allgemeinen für die Bewehrung selbst kein Problem dar. Der Schwachpunkt ist vielmehr der umgebende Beton, der an dieser konzentrierten Lasteinleitung versagt. Es folgt ein Bruch der Betondruckstrebe oder es entstehen Verbundrisse, da der Beton quasi gespalten wird.

Bei der textilen Bewehrung liegen die Verhältnisse jetzt anders. Ein Bewehrungselement selbst – ein Roving – ist aus tausenden von Einzelementen zusammengesetzt. In den aktuellen Gelegen werden so genannte „heavy tows“ für die sich kreuzenden Rovings verwendet, die sich beispielsweise aus 50.000 Einzelfilamenten zusammensetzen (50 K). Diese tausende Einzelfilamente eines Rovings müssen nun möglichst alle an der Lastabtragung beteiligt werden, wobei die wenigsten – nämlich nur die Randfilamente – einen direkten Kontakt zum Beton haben. Bewerkstelligt wird dies durch eine Imprägnierung und Beschichtung der Rovings, sodass ein Verbund zum Beton und ein Verbund untereinander gegeben sind. Diese Imprägnierung basiert aktuell auf Styrol und ist in der Lage, in das Filamentbündel einzudringen und dieses quasi miteinander zu verkleben. Eine andere Möglichkeit, dies zu tun, besteht darin, Epoxidharze zu verwenden.

Die heutigen Rovings bestehen aus nahezu gestreckt eingebauten Einzelfilamenten und weisen folglich keine Ansatzstellen für Betondruckstreben in Form von Rippen auf, sodass die Lastübertragung vom Beton auf den Rovings einzig und allein über die Oberflächenverbundspannung erfolgen kann. Hinzu kommt, dass das Material Carbon als ein hochgradig anisotropes Material in sich selber empfindlich für Querdruck ist. Eine extrem große

Zugfestigkeit in der einen Richtung steht einer sehr geringen Festigkeit in der anderen gegenüber. Anschaulich wird dies bei einem Bleistift, bei dem von der Graphitmine immer ein kleines Stückchen beim Schreiben abgeschert wird. Die Querdruckempfindlichkeit des Carbonmaterials bereitet auch bei der Verwendung von Stäben bzw. bei der Verankerung dieser Stäbe erhebliche Probleme, worauf hier aber nicht eingegangen werden soll, s. z. B. [6], [7].

Bei den Textilien, die hauptsächlich für die Anwendung als Bewehrung in Beton verwendet werden sollen, wird das Prinzip verfolgt, die Kräfte kontinuierlich an allen Punkten verteilt zu übertragen und somit lokale Kraftkonzentrationen zu vermeiden. Die Lastüberleitung zwischen Beton und Bewehrung (Rovings) findet hauptsächlich über die Oberfläche des Textils statt. An Knotenpunkten, bspw. zwischen Längs- und Querfäden, können sich etwas höhere Spannungskonzentrationen ergeben, was aber nicht bedeutsam wird. Durch die Lastübertragung an der gesamten Oberfläche wird zudem eine Spannungskonzentration im umgebenden Beton vermieden, womit dünne Betonschichten erst möglich werden. Ein sinnvoller Abstand für die Einzelrovings wird also lediglich durch die verwendeten Zuschläge limitiert, da diese bzw. der Feinbeton das Gelege durchdringen können müssen. Durch die Vermeidung von Lastkonzentrationen und die möglichst gleichmäßige Verteilung der Zugbewehrung wird es bei Verstärkungen mit Carbonbeton also möglich, ein hochfestes Bewehrungsmaterial (Carbon) mit einem relativ günstigen „Kleber“ (Zement) an einem Bauteiluntergrund zu befestigen und so ein nachträgliches Verbundbauteil zu erzeugen.

Ein etwas anderer Ansatz wird bei dem Verfahren zur Verstärkung mit CFK-Laschen gewählt. Im Endeffekt bestehen die CFK-Laschen auch aus Einzelfilamenten, die mit Epoxidharz zu einem

großen Bewehrungsquerschnitt zusammengeklebt werden. Dieser wird dann ebenfalls mit Epoxidharzen auf den vorbereiteten Beton geklebt. Damit sind zum einen durch den größeren Bewehrungsquerschnitt größere Verstärkungskräfte möglich, jedoch werden auch entsprechende höhere Ansprüche an den Untergrund gestellt, da die Kraft ja zwischen Verstärkung und Tragwerk ausgetauscht werden muss. Allerdings ist hier dann auch ein vorgespannter Einbau realisierbar, der im aktuellen Verfahren für Textilbeton noch nicht umgesetzt wurde. Erste Studien hierzu sind aber bekannt, bspw. [8].

2 Das Verstärken mit Textilbeton

Mit der im Juni 2014 erteilten 1. allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (abZ) „Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit TUDALIT® (Textilbewehrter Beton)“ [9] werden dem Verstärken von Bauwerken neue Möglichkeiten eröffnet. Für die bis 2014 durchgeführten Praxisprojekte war immer eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) erforderlich. Diese konnten zwar auch relativ schnell individuell beantragt werden, stellten aber dennoch für jedes Bauvorhaben ein gewisses Risiko dar. Seit 2014 gibt es mit der abZ Z-31.10-182 eine Planungssicherheit für den Bauherrn und damit eine definierte Grundlage für die Ausschreibung. Die Eingrenzung des Gültigkeitsbereiches auf Biegeverstärkungen im Innenbereich erscheint auf den ersten Blick als Manko. Dennoch ist diese abZ ein maßgeblicher Meilenstein im Sinne einer Vorarbeit für alle weiteren Zulassungen, die teilweise bereits in Arbeit sind.

In dieser Zulassung wird das Verstärken von Deckenplatten im Innenbereich (Maximaltemperatur von 40 °C und maximale relative Luftfeuchtigkeit von 65 %) geregelt. Zugelassen ist der Feinkornbeton TUDALIT-TF10-PAGEL mit einem Größtkorn von 1 mm, der für den Einbau

im Sprühverfahren und das Zusammenspiel mit der textilen Carbonbewehrung optimiert ist. Der Anwender erhält das überwachte Produkt mit einer Biegezugfestigkeit von 6 N/mm², einer Betondruckfestigkeit von 80 N/mm² und einem E-Modul von ca. 25.000 N/mm² (jeweils Untergrenzen für die charakteristischen Werte) als Trockenmischung in Säcken, Bild 2, der nur noch Anmachwasser zugegeben werden muss. Für die textile Carbonbewehrung stehen aktuell die zwei Textilien TUDALIT-BZT1-TUDATEX und TUDALIT-BZT2-V.FRAAS von den

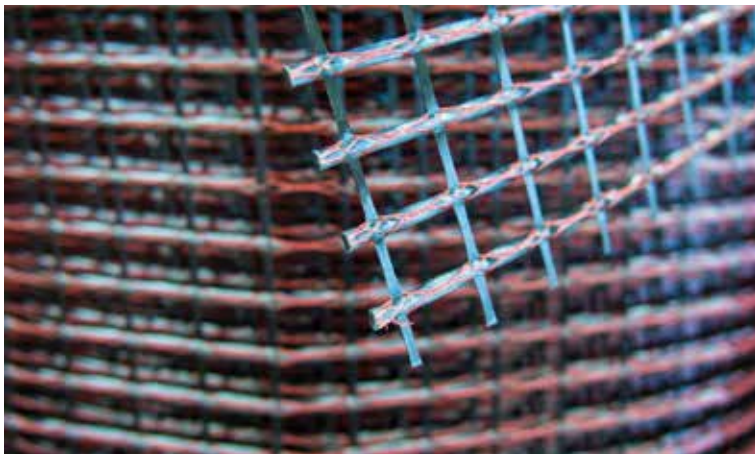


Bild 4: Carbonbewehrung nach abZ Z-31.10-182

(Foto: Frank Schladitz)



Bild 5: Brücke in Kempten

(Foto: Harald Michler)

Herstellern TUDATEX GmbH und V. Fraas Solutions in Textile GmbH zur Verfügung. Bei beiden Textilien handelt es sich um unidirektionale Textilien, d. h. in der Längsrichtung (Haupttragrichtung) steht je nach Textil eine Carbonbewehrungsfläche von 125 bzw. 144 mm²/m zur Verfügung. In der Querrichtung sind jeweils ca. 25 mm²/m vorhanden, siehe Bild 4.

In der Zulassung werden alle Materialkennwerte und ein Bemessungsverfahren zur Verfügung gestellt, um eine Verstärkung von Stahlbetonplatten vornehmen zu können. Das Rechenverfahren lehnt sich an die gebräuchliche Stahlbetonbemessung an und ist mit Beispielen auch in [10] oder [11] vorgeführt. Weiterhin werden die Eignungsprüfung des zu verstärkenden Betongrundes behandelt und die Verfahren und nachzuweisenden Kennwerte sowohl für die Fertigungsüberwachung als auch für Bauüberwachung und Bauabnahme definiert. Weiterführende Hinweise zur Anwendung der Zulassung, Informationen zu praktischen Anwendungen und zu Hintergründen liefert die Zeitschrift Beton- und Stahlbetonbau Spezial „Verstärken mit Textilbeton“, die im Januar 2015 erschienen ist [12].

Das Verfahren kann von jedem angewendet werden, der eine entsprechende Schulung vorweisen kann. Diese zweitägige Schulung besteht aus einem theoretischen und praktischen Teil, wobei im praktischen Teil eine Stahlbetonplatte verstärkt und anschließend geprüft wird, [13], [14].

3 Anwendung von Textilbeton im Brückenbau

3.1 Aktuelle Anwendungsgrenzen

Die Zulassung „Verstärken mit Textilbeton“ [9] ist im Brückenbau nicht anwendbar bzw. nur im Prinzip übertragbar. Dies liegt an der Eingrenzung bezüglich Temperatur und Feuchte (Anwendung im Innenbereich) und – im Hinblick auf die Beanspruchung – an der nicht vorwiegend ruhenden Belastung, die im Brückenbau zu berücksichtigen ist und die durch die abZ nicht erfasst wird. Beide Themengebiete wurden bereits ansatzweise betrachtet [2], und werden in aktuell beginnenden bzw. bereits laufenden Forschungsvorhaben – vorrangig innerhalb des Großforschungsprojektes C³ – Carbon Concrete Composite [15] – tiefgehender beleuchtet, und eine baldige Anwendbarkeit ist wahrscheinlich. Das C³-Projekt ist das aktuell größte deutsche Forschungsprojekt im Bauwesen. Es wird von der Bundesregierung (BMBF) im Rahmen des Förderprogramms *Zwanzig20 – Partnerschaft für Innovation* [16] mit 45 Millionen Euro Fördermitteln unterstützt. Zusammen mit den Eigenmitteln der zurzeit über 130 Partner aus Wissenschaft und Wirtschaft stehen über 60 Millionen Euro Forschungsmittel für die marktorientierte Entwicklung der Carbonbetonbauweise zur Verfügung. Neben der wichtigen Material- und Verfahrensentwicklung stehen Themen wie Standardisierung, Normung, Aus- und Weiterbildung, Arbeitsschutz, Recycling und multifunktionale

Anwendungen im Mittelpunkt. Bis 2020 sollen so alle Voraussetzungen geschaffen werden, um Carbonbeton flächendeckend in den Markt einführen zu können. Aber auch schon heute würde das Verfahren einige Vorteile im Brückenbau bieten, wie in den folgenden Kapiteln dargelegt wird. Auch werden erste Anwendungen aus dem Brückenbau vorgestellt, s. a. [17].

3.2 Brücken aus textilbewehrtem Beton

Bekanntlich steht die weltweit erste Brücke aus Textilbeton auf dem Gelände der Landesgartenschau in Oschatz, wofür sie 2005 entwickelt worden war. Sie wurde mit mehreren Preisen ausgezeichnet, darunter dem Special Encouragement Award“ der fib. Über diese erste Brücke aus Textilbeton wurde beim 16. Dresdener Brückenbausymposium 2006 [1] ausführlich berichtet. Im Herbst 2007 wurde eine zweite, ca. 17 m lange Fuß- und Radwegbrücke in Kempten der Öffentlichkeit übergeben, welche im Gegensatz zu der Brücke in Oschatz neben der Fußgängerlast auch ein Räumfahrzeug tragen kann. Dies ist aktuell die weltweit längste Segmentbrücke aus Textilbeton. Auch über diese Brücke wurde bereits an dieser Stelle [3] oder auch in [18] berichtet (Bild 5).

Eine noch längere Brücke, und damit die derzeit

längste Brücke aus Textilbeton, ist das Brückenbauwerk über die Bundesstraße 463 in Albstadt-Lautlingen, [19], [20]. Diese im November 2010 fertiggestellte, sechsfeldrige Brücke hat eine Gesamtlänge von 97 m und ist ein Kind des DFG-Sonderforschungsbereiches 532 der RWTH Aachen und wurde maßgeblich durch die Firma Groz-Beckert finanziert. Diese flache Deckbrücke kann – im Vergleich zu den Dresdner Segmentbrücken – auf „Geländer“ aus Textilbeton verzichten. Mit der aus zusammengespannten Fertigteilträgern bestehenden Durchlaufträgerkonstruktion werden dem Brückenbau mit Textilbeton enorme Potenziale erschlossen.

Bei alle diesen Brücken wurde eine Bewehrung aus alkaliresistentem Glas (AR-Glas) verwendet [20]. Bei der Brücke Albstadt-Lautlingen wurden die Gelege vor dem Einbau in die Schalung mit Epoxidharz getränkt. Dadurch entstehen formstabile und robuste Bewehrungselemente mit hoher Bruchspannung. Diese Formstücke werden als 3-D-Strukturen eingesetzt, um den stark gegliederten Querschnitt des aus sieben Stegen gebildeten Plattenbalkens optimal bewehren zu können. Verbunden mit einer Längsvorspannung aus etablierten Monolitzen können so die bis zu 17,2 m spannenden Träger mit einer Bauhöhe von lediglich 43,5 cm ausgeführt werden. Die Brücke erreicht damit eine beachtliche Schlankheit von 1:35. Der Akkuratessse und Exaktheit nicht nur der Brücke sondern auch der einzelnen Bauteile, wie



Bild 6: Brücke in Kempten – Einheben des kompletten Überbaus

(Foto: Harald Michler)

den Bewehrungselementen, muss hohe Anerkennung gezollt werden. Eindrucksvolle Dokumentationen und Beschreibungen dieser Brücke finden sich in der weiterführenden Literatur, auf die u. a. verwiesen wurde.

Als vielstegiger durchlaufender Plattenbalken unterscheidet sich die Brücke in Albstadt-Lautlingen deutlich von den Textilbetonbrücken in Oschatz und Kempten. Diese sind jeweils einfeldrige Schalenkonstruktionen und entstanden im Rahmen des DFG-Sonderforschungsbereiches 528 an der TU Dresden [21], wobei speziell bei der Brücke in Kempten bewiesen werden musste, dass sie nicht wesentlich mehr kostet als eine etablierte Brückenkonstruktion. Beiden Dresdner Brücken liegt der Gedanke eines extremen Vorfertigungsgrades zu Grunde. Der Überbau wird im Prinzip fix und fertig an den Einsatzort transportiert und auf die vorbereiteten Widerlager gesetzt (Bild 6). Damit ist die Brücke quasi sofort betriebsbereit. Dazu mussten die Brücken entsprechend leicht sein, weshalb sie als Schalentragwerke konzipiert wurden, einem Konstruktionsprinzip, das für seine leichten, filigranen Tragstrukturen bekannt ist und seine Vorbilder in der Natur hat, da sie quasi ein Inbegriff des Prinzips *form follows force* sind.

3.3 Das Verstärken mit Textilbeton

Mit der Optimierung für das Biegeverstärken von Decken, s. a. abZ [9], ist ein Verfahren geschaffen, um Untersichten – und hier sowohl Platten als auch Stege, also vertikal bis horizontal – mit einem einfachen Verfahren zu verstärken, Bild 7. Durch die hohe Haftkraft des Feinbetons ist es möglich, diesen auch über Kopf zu sprühen und dabei mehrere Bewehrungslagen und Betonzwischenlagen nass in nass zu erstellen. Nach der Zulassung [9] ist dies aktuell auf vier Lagen begrenzt, versuchsweise wurden aber auch schon Verstärkungen bis zu sieben Lagen hergestellt, ohne dass sich ein Ablösen gezeigt hat.

Auch das Verstärken von Plattenoberseiten lässt keine prinzipiellen Probleme vermuten. Als Einbauverfahren ist dann ein Laminierverfahren zweckmäßiger, wie es bereits bei einem Pilotprojekt in Österreich erprobt wurde [22], [23], [17]. Hier geht man soweit, dass direkt befahrene Textilbetonschichten angewendet werden. Allerdings wird in diesem Projekt auch ein erheb-

lich geänderter Feinbeton mit einem Zuschlag bis zu 8 mm eingesetzt, um die Anforderungen an Straßenbetone erfüllen zu können. Aber auch dies kann mit Textilbeton gewährleistet werden. Professor Feix (Universität Innsbruck) kam nach Abschluss des Projektes zu folgendem Ergebnis: „Zusammenfassend kann schon jetzt festgehalten werden, dass der Einsatz von Textilbeton auch bei dynamischer Belastung hervorragend als Verstärkungsmethode geeignet ist“ [24]. Dem kann sich der Autor nur anschließen.

Ideale Bauteile für ein Verstärken im Brückenbau sind zunächst alle Platten- und scheibenförmigen Bauteile, wie bspw. die Gurtplatten von Hohlkastenbrücken, die für die Verstärkung einen optimalen statischen Hebelarm zur Verfügung stellen und an der Unterseite eine ebene Fläche bieten. Eine Krümmung aus Voutung, Gradienten oder Radius ist dabei im Allgemeinen unproblematisch. Natürlich können diese Gurtplatten auch im Hohlkasteninneren verstärkt werden, um weitere Verstärkungsflächen unterbringen zu können. Jedoch ist hier eine Erschwernis durch Einbauten wie Spannisenen und Querträgern zu erwarten. Für lokale Verstärkungen, zum Beispiel im Bereich von Koppelfugen, bieten sich aber auch diese Einbauorte an. Bei den Untergurten von Plattenbalken dürfte das Verhältnis der vorhandenen Fläche zu der erforderlichen Verstärkungskraft zu ungünstig sein. Jedoch zeigen erste, auch dynamisch durchgeführte Tastversuche, dass es durchaus möglich ist, diese Bauteile für Querkraft zu verstärken, wie dies bereits in [2] gezeigt wurde. Hier wurde ein sogenanntes 45°-Textil mit Ausrichtung der Schuss- und Kettfäden im Winkel von 45° zur Bauteillängsachse entsprechend des üblichen Fachwerkmodells für den Querkraftabtrag (Bild 8) seitlich auf den



Bild 7: Verstärkung einer Deckenplatte, Einbau des Textilbetons über Kopf im Sprühverfahren (Foto: Frank Schladitz)

Steg appliziert, ohne dass eine Verankerung in der Druckzone für die nachgewiesenen Laststeigerungen nötig war. Die Verstärkungsschicht endet am Ansatz der oberen Gurtplatte ohne Umlenkung.

Mit der Zulassung werden die entsprechenden qualitätsüberwachten Materialien für eine Verstärkung definiert, wie sie auch auf von den Randbedingungen der abZ abweichende Fälle übertragen werden können. Die auf der Baustelle zu erbringenden Voraussetzungen und Nachweise sind klar geregelt:

- ❑ Die Materialien Feinbeton und textile Bewehrung sind auf der Baustelle trocken und sauber zu lagern.
- ❑ Die textile Bewehrung kann vorkonfektioniert angeliefert oder auf der Baustelle mit handelsüblichen Scheren zugeschnitten werden, komfortabler sind Rollenmesser (Bild 9).
- ❑ Das Vorbehandeln der zu verstärkenden Fläche hat in Anlehnung an eine Stahlbetonverstärkung zu erfolgen. Dies beinhaltet das Lösen von losen Teilen und das Aufräumen der Oberfläche (z. B. vorzugsweise durch Hochdruckwasserstrahlen) und Überprüfung der Tragfähigkeit des Untergrundes mittels Haftzugprüfungen am Bauwerk.
- ❑ Ggf. örtliche Ausbesserung von Fehlstellen größeren Ausmaßes vor dem Aufbringen der Verstärkungsschichten, wobei die gleichen Materialien eingesetzt werden können wie für die Verstärkung selbst.



Bild 8: Verstärkung eines Plattenbalkens mit einem 45-°-Carbontextil für Querkraftversuche, hier für eine einfachere Ausführung im Labor auf dem Kopf liegend

(Foto: Institut für Massivbau, TU Dresden)

Auf den vorbereiteten Untergrund wird eine erste ca. 3 mm dicke Schicht Feinbeton aufgetragen, Bild 10, und anschließend die erste Lage der textilen Bewehrung eingelegt. Diese Schritte werden so oft wiederholt, bis die notwendige Lagenanzahl resp. gewünschte Tragfähigkeit der Carbonbetonschicht erreicht ist. Die abschließende Feinbetonschicht kann je nach Wunsch geglättet oder spritzrau belassen werden. Die äußerst dünne Verstärkungsschicht ist vor Austrocknung zu schützen und ausreichend nachzubehandeln. Eine elegante Lösung dürften hierbei Flüssigfolien darstellen, die auch später einen Schutz des Bauwerks gewährleisten.

Mit den aktuellen Textilien ist im Hochbau eine maximal vierlagige Verstärkung möglich, was einer Verstärkungskraft von ca. 650 kN/m als Designlast entspricht. Dies ist etwas mehr als eine konventionelle Stahlbewehrung aus $\varnothing 16 / s = 15 \text{ cm}$ zur Verfügung stellen würde. Prinzipiell muss das Verfahren nicht auf vier textile Lagen beschränkt werden, jedoch sind dann höhere Anforderungen an die Untergrundqualität zu stellen, die im Brückenbau erfüllt sein sollten. Ein Anpassen der Betonmatrix gegenüber der abZ ist ebenso denkbar, um größere Kräfte in den Untergrund einleiten oder die Abriebfestigkeit erhöhen zu können. Auch können Textilien mit größerer Bewehrungsfläche als bisher zugelassen eingesetzt werden, beispielsweise Rovings mit 100 K oder gar 200 K (100 bzw. 200 × 1.000 Filamente). Hierbei müssten dann die Stärken der Betonzwischenlagen oder gar die Betonqualität (Zugfestigkeit) angepasst werden und auch an die Untergrundfestigkeit sind wieder höhere Anforderungen zu stellen. Die Untersuchungen werden in aktuellen Projekten des C³-Konsortiums [15] stattfinden.



Bild 9: Händisches Zuschneiden der Bewehrung, hier: mit einem elektrischen Rollenmesser
(Foto: Harald Michler)



Bild 10: Sprühen des Feinbetons für eine Carbonbetonschicht

(Foto: Harald Michler)

3.4 Das Schützen mit Textilbeton

Unabhängig von einer statischen Verstärkung ist aber auch der Gedanke interessant, ein bestehendes Bauwerk durch eine umhüllende Schicht aus Textilbeton zu schützen und damit die Nutzungszeit für das Bauwerk erheblich zu verlängern, [25], [26]. Viele Bauwerke haben ein Problem mit der schützenden Betondeckung. Sei es nun, dass diese gar nicht ausgeführt worden ist oder dass diese über die Zeit bspw. infolge Karbonatisierung ihre Schutzwirkung für die Betonstahlbewehrung verloren hat. Grund dafür kann ein „schlechter Beton“ sein, der das Eindringen von Wasser und damit den Transport von Salzen ins Bauwerk zulässt. In all diesen Fällen kann eine relativ dünne Schicht aus einem dichten Textilbeton ein Bauwerk für viele Jahre erneut schützen und somit dauerhaft machen. Eine derartige schützende Sanierung kann durchaus mit einer lokalen Verstärkung kombiniert werden, da die Bewehrungslagen einfach variiert werden können.

Wie eine derartige Sanierung aussehen kann, zeigt das Beispiel einer einfachen Brücke, die eine Bundesstraße über einen Bach überführt, Bild 11. Typischerweise sind dies Plattenbrücken, die im Allgemeinen keinen statischen Problemen unterliegen. Jedoch findet man oberstromseitig häufig Abplatzungen mit entsprechenden stark

korrodierter Betonstahlbewehrung, wahlweise aufgrund von angestautem Wasser, angepralltem Treibgut oder ähnlichem. Man findet auch diverse Schadstellen, verteilt an der Unterseite der Platte, die von Baufehlern oder anderem herrühren können.

Bei der Sanierung würde man sicherstellen, dass das Bauwerk von oben dicht ist, um anschließend die Unterseiten mit Hochdruckwasserstrahlen aufzurauen und dabei gleichzeitig alle Fehlstellen freizulegen und lose Betonbestandteile zu entfernen. „Sandstrahlen“ ist grundsätzlich auch möglich. Die korrodierte Betonstahlbewehrung ist dann örtlich zu entrostern und ggf. zu ersetzen und/oder wieder zu passivieren. Alle Fehlstellen werden lokal ausgebessert. Im Anschluss wird eine Textilbetonschicht über alle Flächen (Untersicht, Stirnseiten, Kragarme) gezogen. Dabei wird eine erste Lage aufgesprüht, wozu als Maschinerie nur eine relativ einfache Putzsprühmaschine erforderlich ist. In diese erste Schicht wird die Bewehrung aus textilem Gelege entsprechend der Beanspruchung eingelegt und lokal angepasst. Darauf folgt eine weitere Schicht Feinbeton und wieder eine Bewehrungsschicht beziehungsweise die abschließende Betonschicht, die dann durchaus etwas stärker ausgebildet werden kann. Zum Schluss wird die Oberfläche geglättet und darauf vorzugsweise eine Flüssigfolie aufgesprüht,

um die entsprechende Nachbehandlung des Betons sicherzustellen. Diese Arbeiten lassen sich mit wenig Personal und Geräteaufwand auch von kleinen Baubetrieben sicher durchführen. Auf eine entsprechende Schulung des Personals muss natürlich geachtet werden, [13], [14].

3.5 Oberflächengestaltung

In dem Punkt der Oberflächenglättung und -gestaltung liegt noch einiges an Potenzial. Für den statischen Abschluss wird eine Oberfläche, wie oben beschrieben, benötigt. Diese kann geglättet oder eventuell auch als eine raue Sprühoberfläche belassen werden, wobei die raue Sprühoberfläche immer nach dem letzten Glätten separat aufgebracht werden muss, denn durch das Glätten wird sichergestellt, dass die Schichten genügend Verbund untereinander haben.

Den Gedanken, eine zusätzliche Schicht als Sprühoberfläche zum Abschluss aufzubringen, kann man weiterführen. Wir verwenden einen Feinkornbeton, der es erlaubt, relativ feine Strukturen abzubilden, weshalb das Material auch schon für zahlreiche Kunst- und Designobjekte verwendet wurde, [27], [28]. Eine entsprechende Oberflä-

chengestaltung mit Matrizen und Walzen kann relativ einfach erfolgen. Damit könnten zum Beispiel verstärkte oder geschützte Widerlagerwände durchaus ansprechender gestaltet werden.

Auch ist es jederzeit möglich, dieser abschließenden Schicht Feinbeton Farbartikel oder entsprechende Sande und Effektmittel beizugeben. Damit lässt sich dann auch eine farbliche Anpassung erzielen und zusätzlich zu dem Schutz beziehungsweise der Verstärkung der Bauwerke wird gleichzeitig eine optische Aufwertung erreicht. Denkbar sind diese Maßnahmen eigentlich an allen Sichtflächen, besonders hervorzuheben sind Widerlagerwände, Stützen, Stegseitenflächen und natürlich auch die Kappen bzw. Gesimse der Brücken. Ausweiten lässt sich dies zudem auf Lärmschutzwände bzw. Stützwände allgemein, wobei bei Lärmschutzwänden höhere Anforderungen an die Schallabsorption und Reflexion gestellt werden, als diese mit dem Feinbeton alleinig bereitgestellt werden können. Es wird ein spezieller Schallabsorptionsbeton vonnöten sein.



Bild 11: Brücke Bretnig (LISt) mit Detail korrodierte Bewehrung

(Foto: Harald Michler)

3.6 Das Bemessen von Textilbeton

Zum Schluss bleibt noch die Frage nach der Bemessung von Textilbeton. Wie bereits erwähnt, orientiert sich diese für die verschiedenen Belastungszustände wie Biegung, Normalkraft, Querkraft und Torsion an der bekannten Stahlbetonbemessung. Modelle wurden bisher v. a. in verschiedenen Dissertationen, hauptsächlich aus den Sonderforschungsbereichen und Folgeprojekten, veröffentlicht. Eine Zusammenfassung wird in [11] gegeben.

Im Hinblick auf die abZ, aber auch auf bereits durchgeführte Baumaßnahmen, z. B. [29], [30], soll hier kurz etwas näher auf die Biegebemessung eingegangen werden. Die den Ingenieuren bekannten Ansätze einer Dehnungsverteilung und der daraus folgenden Kräfteermittlung im Querschnitt werden übernommen. Einzig und allein bezüglich der anzusetzenden Spannungs-Dehnungs-Linien für das Bewehrungsmaterial sind hier neue Werte für das neue Material erforderlich. Für die aktuellen Verstärkungstextilien ist eine quasi lineare Spannungs-Dehnungs-Linie relativ zutreffend, wie dies bspw. in [10] ausführlich vorgeführt wird.

Im Allgemeinen wird so bemessen, dass die relativ teure Carbonbewehrung voll ausgenutzt wird, folglich diese statt der Betondruckzone versagt. Damit kann man sich bei der Bemessung auf einen Drei-Punkt-Querschnitt beschränken, da im Falle einer Verstärkung im Querschnitt zwei Bewehrungslagen – Stahl und Textil – berücksichtigt werden müssen, weil diese beiden Bewehrungen ein unterschiedliches Spannungs-Dehnungs-Verhalten haben. Die Dicke der Verstärkungsschicht und somit der Schwerpunkt für textile Bewehrung wird geschätzt. Dann kann mit Hilfe des Spannungsblock-Verfahrens eine relativ grobe Verifizierung gegenüber der Betondruckfestigkeit erfolgen. Da man davon ausgehen kann, dass der Betonbewehrungsstahl bei einer Verstärkung mehr als 2,5 % gedehnt ist, ab wo er ins Fließen geraten ist, und der Hebelarm über den Querschnitt bekannt ist, kann auch für die Carbonbewehrung die ertragbare Zugkraft einfach abgeschätzt werden. Mit dem Verfahren können auch relativ einfach Vordehnungszustände erfasst werden. Die Ermittlung der erforderlichen Carbonfläche wird schließlich so vollzogen, dass das Kräftegleichgewicht im Querschnitt erfüllt wird. Genauere Bemessungsverfahren werden in Zukunft in Software integriert, was u. a. ebenfalls innerhalb eines Projektes im C³-Konsortium erfolgt.

Bei der Berechnung der Rissbreiten wird es dann schwieriger, da hier die Verbundbedingungen eine erhebliche Rolle spielen und diese sich, wie oben

gezeigt, deutlich von der bekannten Stahlbetonbewehrung unterscheiden. Arbeiten zum Thema Rissbreiten werden ebenfalls in Kürze erscheinen und sind Bestandteil der aktuellen Bearbeitung im Rahmen des C³-Projektes und anderer Forschungsvorhaben.

4 Fazit

Insgesamt birgt das flächige Verstärken von Betonbauteilen im Brückenbau erhebliche Möglichkeiten. Besonders hervorzuheben ist, dass bei dieser flächigen Verstärkungsmethode keine Lastkonzentrationen entstehen und damit einige potentielle Schwachstellen anderer Verfahren umgangen werden. Es muss aber auch hervorgehoben werden, dass Verstärkungsgrade, wie sie beispielsweise durch die Anordnung zusätzlicher externer Spannglieder erzielt werden, mit einer textilen Verstärkung nur unter besonderen Bedingungen erreicht werden können. Bei der textilen Verstärkung spielt aber auch der Gedanke, das Bauwerk mit einer zusätzlichen Schicht zu schützen, eine bedeutende Rolle. Diese neue Oberfläche würde viele Bauwerke über einen langen Zeitraum funktionstüchtig erhalten können, indem die bisherige Bausubstanz nicht mehr der Zerstörung durch Umwelteinflüsse ausgesetzt wird.

Literatur

- [1] Curbach, M.; Weiland, S.; Jesse, D.: Eine Segmentbrücke aus textilbewehrtem Beton für die Landesgartenschau 2006 in Oschatz. In: Stritzke, J. (Hrsg.): Tagungsband zum 16. Dresdner Brückenbausymposium, 14.3.2006 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2006, S. 143–157
- [2] Brückner, A.; Wellner, S.; Ortlepp, R.; Scheerer, S.; Curbach, M.: Plattenbalken mit Querkraftverstärkung aus Textilbeton unter nicht vorwiegend ruhender Belastung. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013) 3, S. 169–178; Zweitabdruck in: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 23. Dresdner Brückenbausymposium, 11./12.3.2013 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2013, S. 255–266
- [3] Michler, H.: Innovativ! Leicht! Formbar! Bewährt! – Textilbetonbrücke Rottachsteg Kempten im Allgäu. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 23. Dresdner Brückenbausymposium, 11./12.3.2013 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2013, S. 239–252
- [4] Jesse, F.; Curbach, M.: Verstärken mit Textilbeton. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.;

- Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2010, Teil I, Berlin: Ernst & Sohn, 2009, S. 457–565
- [5] Scheerer, S.; Schladitz, F.; Curbach, M.: Textile reinforced Concrete – from the idea to a high performance material. In: Brameshuber, W. (Ed.): Proceedings of the FERRO-11 and 3rd ICTRC (PRO 98), 7.–10.6.2015 in Aachen, Bagneux: S.A.R.L.Rilem Publications, 2015, pp. 15–33
- [6] Curbach, M.; Scheerer, S.: Carbon im Brückenbau. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 24. Dresdner Brückenbausymposium, 10./11.3.2014 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2014, S. 15–28
- [7] Schlaich, M.; Zwingmann, B.; Liu, Y., Goller, R.: Zugelemente aus CFK und ihre Verankerungen. Bautechnik 89 (2012) 12, S. 841–850
- [8] Vorspannen mit Carbonfäden. In: Curbach, M.; Häußler-Combe, U. (Hrsg.): Jahresbericht 2015 des Instituts für Massivbau der TU Dresden. Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2016, S. 36-37
- [9] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit TUDALIT® (Textilbewehrter Beton). Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, Zulassungsnummer: Z-31.10-182, 6/2014
- [10] Frenzel, M.: Bemessung textilbetonverstärkter Stahlbetonbauteile unter Biegebeanspruchung. Beton- und Stahlbetonbau Spezial 2015 – Verstärken mit Textilbeton, Jan., S. 54–68
- [11] Müller, E.; Scheerer, S.; Curbach, M.: Strengthening of existing concrete structures: Design models. In: Triantafillou, T. C. (Ed.): Textile Fibre Composites in Civil Engineering, Woodhead Publishing – Elsevier (im Druck, erscheint 2016)
- [12] Beton- und Stahlbetonbau Spezial 2015 – Verstärken mit Textilbeton, Jan.
- [13] Reese, U.: Innovative Werkstoffe am Bau – Weiterbildung Textilbeton. Beton- und Stahlbetonbau Spezial 2015 – Verstärken mit Textilbeton, Jan., S. 106–108
- [14] Assmann, U.; Offermann, P.: Nutzung der abZ "Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit TUDALIT® (Textilbewehrter Beton)". Beton- und Stahlbetonbau Spezial 2015 – Verstärken mit Textilbeton, Jan., S. 109
- [15] <http://www.bauen-neu-denken.de/> (Geprüft am 11.1.2016)
- [16] <http://www.unternehmen-region.de/de/6829.php> (Geprüft am 11.1.2016)
- [17] Scheerer, S.; Michler, H.; Curbach, M.: Brücken aus Textilbeton. In: Mehlhorn, G.; Curbach, M. (Hrsg.): Handbuch Brücken. 3. überarb. u. erw. Aufl., Wiesbaden: Springer Vieweg, 2014, S. 120–125
- [18] Michler, H.: Segmentbrücke aus textilbewehrtem Beton – Rottachsteg Kempten im Allgäu, Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013) 5, S. 325–334
- [19] Bramenshuber, W.; Hinzen, M.; Woher, M.: Elegante Fußgängerbrücke aus textilbewehrtem Beton. Beton 60 (2010) 11, S. 438–444.
- [20] Hegger, J.; Goralski, C.; Kulas, C.: Schlanke Fußgängerbrücke aus Textilbeton. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011) 2, S. 64–71
- [21] <http://tu-dresden.de/forschung/forschungskompetenz/sonderforschungsbereiche/sfb528/> (geprüft am 11.1.2016)
- [22] Feix, J.; Hansl, M.: Zur Anwendung von Textilbeton für Verstärkungen im Brückenbau. In: Gebekken, N. et al. (Hrsg.): Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser, Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau 12/4, München: Universität der Bundeswehr München, 2012, S. 289–295
- [23] Hansl, M.: Textilbewehrte Betone zur Instandsetzung und Verstärkung von Fahrbahnplatten aus Stahlbeton. Diss., Universität Innsbruck, 2014
- [24] Feix, J.: Dynamische Belastungen von textilbewehrten Bauteilen. TUDALIT-Magazin 13 (2015) Sept., S. 20 (www.tudalit.de/uploads/TUDALIT13srn.pdf)
- [25] Dupke, M.: Textilbewehrter Beton als Korrosionsschutz. Diplomarbeit, HTWK Leipzig, 2006
- [26] Raupach, M.; Büttner, T.: Des Bauwerks neue Kleider, Funktionsprinzipien und Einsatzmöglichkeiten von Textilbetonschichten zum Schutz von Bauwerken. Bauen im Bestand 35 (2012) 6, S. 70–75
- [27] Scheerer, S.; Michler, H.: Freie Formen mit Textilbeton. Beton- und Stahlbetonbau Spezial 2015 – Verstärken mit Textilbeton, Jan., S. 94–100 – DOI: 10.1002/best.201400113
- [28] Curbach, M. (Hrsg.): Hans-Volker Mixsa – Skulpturen in Beton. Katalog zu einem Projekt der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG im Rahmen des SFB 528 mit Fotos und Texten von Ulrich van Stipriaan, 2. erw. Auflage, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2012, 48 S.
- [29] Erhard, E.; Weiland, S.; Lorenz, E.; Schladitz, F.; Beckmann, B.; Curbach, M.: Anwendungsbeispiele für Textilbetonverstärkung; Instandsetzung und Verstärkung bestehender Tragwerke mit Textilbeton. Beton- und Stahlbetonbau Spezial 2015 – Verstärken mit Textilbeton, Jan., S. 74–82
- [30] Rempel, S.; Will, N.; Hegger, J.; Beul, P.: Filigrane Bauwerke aus Textilbeton: Leistungsfähigkeit und Anwendungspotenzial des innovativen Verbundwerkstoffs. Beton- und Stahlbetonbau Spezial 2015 – Verstärken mit Textilbeton, Jan., S. 83–93

Zur Anwendung von Szenario-Spektren beim seismischen Nachweis von Brücken

Dr.-Ing. habil. Dirk Proske

Axpo Power AG, Döttingen (Schweiz)

Zusammenfassung

In den vergangenen Jahren haben verschiedene Studien zur Ermittlung von Einwirkungen auf Bauwerke gezeigt, dass manche Einwirkungen bislang unterschätzt wurden. Dazu zählt auch die seismische Einwirkung. Auf der anderen Seite zeigen gut konstruierte Bauwerke im Allgemeinen und Brückenbauwerke im Besonderen unter seismischen Einwirkungen oft eine höhere Tragfähigkeit als rechnerisch erwartet. Neue numerische Verfahren, wie die Anwendung der Cumulative-Absolute-Velocity- oder Szenario-Spektren (Conditional Spectrum) können diese rechnerischen Reserven ausweisen. Im folgenden Beitrag wird näher auf das Verfahren der Conditional Spectra bzw. Conditional Mean Spectra eingegangen. Der Beitrag fasst den aktuellen Stand von Wissenschaft und Technik in diesem Bereich zusammen. Er zeigt, wie man solche Spektren und die dazugehörigen Zeitverläufe selbst erstellen kann. In den USA ist in den vergangenen Jahren die erste Brücke damit bemessen und erbaut worden. 2016 ist dort die Einführung einer normativen Grundlage geplant.

1 Einleitung

In den vergangenen Jahren wurden weltweit verschiedene Studien zur Bestimmung von natürlichen Einwirkungen auf Bauwerke durchgeführt. Diese Studien zeigen in vielen Fällen, dass charakteristische Einwirkungen zu optimistisch, also zu gering, gewählt wurden, [1], [2]. Dies kann häufig auf die systematische Vernachlässigung von Unsicherheiten, zum Beispiel durch eine begrenzte Datenbasis, die erst in den vergangenen Jahren durch die Verwendung historischer Werte erweitert werden konnte [3], zurückgeführt werden.

Bei den Windlasten haben z. B. Usbeck et al. [4] auf eine geringe Anzahl Stürme zu Beginn des 20. Jahrhunderts hingewiesen, für Hochwasser weisen Wetter et al. [5] auf ein „Hochwasserloch“ im 20. Jahrhundert am Rhein hin. Beides hat Auswirkungen auf die statistische Auswertung, die für die Ermittlung der charakteristischen Einwirkungen basierend auf den vorhandenen Daten notwendig ist. Auf der anderen Seite besteht die Gefahr, durch die Berücksichtigung historischer

Proxydaten fehlerhafte Werte in die Statistik einzubauen. So kann man statistisch nachweisen, dass die Anzahl der Vulkanausbrüche während der Weltkriege sank [6]. Auch gibt es Statistiken, die nachweisen, dass an Sonntagen eine größere seismische Aktivität auftritt, als an anderen Wochentagen [7]. Solche Effekte stehen in der Regel nicht in direktem Zusammenhang mit den beobachteten Erscheinungen, sondern weisen auf systematische Fehler bei der Erhebung oder Auswertung hin und beeinflussen die Qualität der Ergebnisse negativ.

Die Identifikation und Benennung von Unsicherheiten hat in den vergangenen Jahren gerade im Erdbebenwesen zu einer deutlichen Qualitätsverbesserung der Bestimmung der Gefährdungen bzw. Einwirkungen geführt. Nicht umsonst hat man in verschiedenen Ländern weltweit die seismischen Gefährdungen und Einwirkungen neu bestimmt, wie z. B. in den PEGASOS- [8], CEUS-SSC- [9], SIGMA- [10], EMME- [11] oder SHARE-Studien, natürlich auch, um den erheblichen wissenschaftlichen Fortschritt in diesem Fachgebiet zu berücksichtigen. Gleichzeitig treten dabei immer wieder neue Fragen auf, wie z. B. die v_s - κ -Problematik, wobei v_s die Scherwellengeschwindigkeit und der Beiwert κ ein standortspezifischer Wert für die Simulation von Bodenbewegungen im hochfrequenten Bereich sind.

Die Berücksichtigung der Unsicherheiten hat, trotz der intensiven Diskussion von Doppelzählungen, häufig zu einer Erhöhung der numerischen seismischen Gefährdungen und Einwirkungen geführt.

2 Brückeneinstürze durch Erdbeben

Auf der anderen Seite führen nicht alle Erdbeben zu Einstürzen bzw. den Schäden an Bauwerken, die man rechnerisch erwarten würde. In vielen Fällen zeigen die gut konstruierten Bauwerke ein besseres Verhalten. So haben selbst inhomogene historische Mauerwerksbogenbrücken nach früheren Sanierungen Erdbeben der Magnitude 6 ohne Schäden abgetragen [13].

Es existieren verschiedene Datenbanken oder Erfahrungsberichte zu Schäden an und Einstürzen von Brücken, die eine systematische Auswertung

der Ursachen erlauben [14], [15], [16]. Diese zeigen, dass Erdbeben unterdurchschnittlich zum Versagen von Brücken beitragen. So standen in den USA maximal 3 % aller Brückeneinstürze zwischen 1980 und 2012 in Verbindung mit Erdbeben [16], bei anderen Datensätzen liegen die Werte deutlich darunter, wie Tabelle 1 zeigt. Das bezieht auch Beobachtungszeiträume von über 100 Jahren mit ein [16]. In praktisch allen Fällen dominieren hydraulische Ereignisse die Einstürze von Brücken, gefolgt von Anprallen. Der Anteil von Anprallen als auslösendes Ereignis für Brückeneinstürze liegt teilweise eine Zehnerpotenz über dem Anteil der Erdbeben.

Tabelle 1: Ursachen für Brückenversagen in den USA von 1987 bis 2011 [17]

Ursache	Anzahl	Anteil [%]
Hydraulische Ereignisse	379	54,85
Anpralle	89	12,88
Überlastung	78	11,29
Alterung total	61	8,83
Feuer	19	2,75
Sturm/Wirbelsturm	17	2,46
Geotechnische Ursachen	12	1,74
Konstruktionsfehler	10	1,45
Sonstige	7	1,01
Erdbeben	6	0,87
Ermüdung	5	0,72
Entwurfsfehler	4	0,58
Bäume	2	0,29
Fundamentversagen	2	0,29
Summe	691	100,00

Durch die Weiterentwicklung von Wissenschaft und Technik im Bereich des erdbebensicheren Bauens und durch die Berücksichtigung dieses Wissens in neuen Normen konnte außerdem die Absolutanzahl der Erdbebeneinstürze von Brücken verringert werden. Bild 1 zeigt die Verteilung der Brückenschäden nach Erdbeben in Bezug auf die verwendete Normengeneration für die Bemessung der Brücken. Man erkennt deutlich, dass insbesondere durch die Nutzung der moderneren Vorschriften ab Beginn der 1980er Jahre die Häufigkeit des Versagens der Brücken durch Erdbeben, aber auch die Häufigkeit der schweren Schäden deutlich abgenommen haben.

Trotzdem haben Erdbeben natürlich zum Versagen von Brücken geführt, wie z. B. dem Einsturz von sieben Brücken während des San-Fernando-Erdbebens 1971, dem Einsturz des Cypress-Street-Viadukts mit 41 Todesopfern während das Loma-Prieta-Erdbebens 1989 oder Brückeneinstürze während des Kobe-Erdbebens 1995, [17], [19]. Die Bilder 2 und 3 zeigen beispielhaft schwere Schäden an Brücken nach dem Kobe-Erdbeben. Gleichwohl bestätigen die Beobachtungen des Tohoku-Erdbebens 2011 in Japan, dass die schweren und meisten Brückenschäden durch den Tsunami und die Überflutung und nicht durch das Erdbeben entstanden sind, [20], [21]. Der Anteil von Erdbeben als auslösendes Ereignis für Brückeneinstürze gemäß Tabelle 1 wird also auch für Japan bestätigt. Vergleichbare Studien gibt es auch für andere Länder, z. B. Chile [22].

Die Beobachtungen des Verhaltens der Brücken bei Erdbeben geben einen Hinweis, dass in manchen Fällen in den numerischen Nachweisen die Tragfähigkeit unterschätzt wird. Die Erschließung rechnerischer Reserven bezieht sich nicht nur auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit der Brücken, sondern auch auf die Nutzungsfähigkeit der Brücke nach einem Erdbeben. Für die Bewertung der

Infrastruktursysteme sind Informationen über die Verfügbarkeit von Streckenabschnitten nach einem schweren Erdbeben von größter Bedeutung. Während man z. B. früher keine große Aufmerksamkeit auf die seismische Robustheit von Hafenanlagen gelegt hat, geht man heute davon aus, dass solche Anlagen für den Wiederaufbau einer Region nach schweren Erdbeben außerordentlich wichtig sind. Dies hat sich z. B. in Kobe 1995 oder in Haiti 2010 gezeigt [23]. Außerdem sind die finanziellen Folgen des Ausfalls der Infrastruktursysteme erheblich. Die Gesamtschäden des Hurrikans

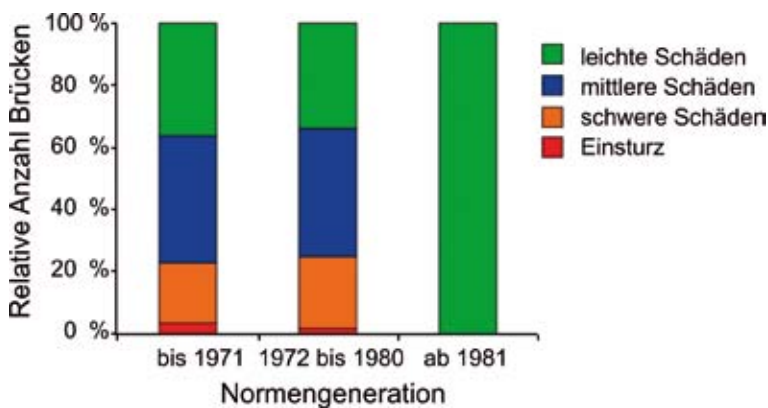


Bild 1: Erdbebeninduzierte Schäden an Brücken im Raum Los Angeles in Abhängigkeit von der verwendeten Normengeneration zur Bemessung der Brücke [18]



Bild 2: Seitlicher Versub eines Brückenträgers durch das 1995er Kobe-Erdbeben
(Foto: Thomas Wenk, [18])



Bild 3: Versagen von Stahlbetonstützen einer Brücke beim 1995er Kobe-Erdbeben
(Fotos: Thomas Wenk, [18])

Katrina im August 2005, der unter anderem die Überflutung von New Orleans verursachte, wurden auf 125 Milliarden US-Dollar geschätzt [24]. Der Ausfall des Hafens kostete allein ca. 40 Milliarden US-Dollar (basierend auf Schätzungen gemäß [25]). Deshalb lautet eine Anforderung an lebenswichtige Strukturbauewerke, wie z. B. die San Francisco–Oakland Bay Bridge, dass sie auch nach einem sehr schweren Erdbeben funktionsfähig bleiben.

3 Neue seismische Nachweisverfahren

Um nun mögliche rechnerische Reserven der Brückenbauwerke unter seismischen Einwirkungen zu erschließen, wurden in den vergangenen Jahren verschiedene Entwicklungen vorangetrieben. Diese Entwicklungen greifen wiederum an verschiedenen Stellen in den Nachweisprozess ein. So hat sich die Anwendung von *Pushover*-Analysen (verformungsbasierte Analysen) in Verbindung mit inkrementellen dynamischen Analysen (IDA) etabliert. Das Verfahren wurde vom Autor unter anderem in [26], [27] vorgestellt, siehe aber auch [28], [29].

Einen weiteren Ansatz stellt die Umstellung von Ein-Parameter-Intensitätsparametern, z. B. Spitzenbeschleunigungen oder Spektralbeschleunigungen auf vektorbasierte Intensitätsparameter dar. Dazu zählt die kumulierte absolute Geschwindigkeit (*Cumulative Absolute Velocity* CAV) [30]. Dieser Ansatz wird im Folgenden kurz erläutert.

Die beiden bedeutendsten Stärkemaße von Erdbeben sind Magnitude und Moment. Die Berücksichtigung der Effekte auf Bauwerke erfolgt in sogenannten makroseismischen Intensitätsskalen [31]. Diese können empirisch in Ankerpunkte von Spektralbeschleunigungen umgerechnet werden,

z. B. in die Spitzenbodenbeschleunigung (PGA). Für Kalifornien haben Gutenberg und Richter (entnommen [32]) folgenden empirischen Zusammenhang vorgestellt:

$$\log a_{\text{PGA}} = \frac{I_{\text{MM}}}{3} - 2,5 \quad [\text{in m/s}^2] \quad (1)$$

mit: a_{PGA} PGA-Spektralbeschleunigung

I_{MM} Momenten-Magnitude-Intensität

Die Spektralbeschleunigungen sind Bestandteil der Spektren, die zum Entwurf der Brückenbauwerke verwendet werden. Das Bodenantwortspektrum mit einer spezifizierten jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit wird auch *Gefährdungsspektrum* oder *Uniform Hazard Spectrum* genannt. Im Folgenden werden die Begriffe *Bodenantwortspektrum* und *Uniform Hazard Spectrum* verwendet.

Es ist allerdings bekannt, dass die Anwendung der Spektralbeschleunigungen konservativ ist, da der PGA-Wert eine Vielzahl von seismischen Parametern, die für die Bestimmung des Bauwerks widerstandes unter einem Erdbeben notwendig sind, vernachlässigt.

Die Cumulative Absolute Velocity wird nun bestimmt, indem der Beschleunigungs-Zeit-Verlauf über die Starkbebendauer integriert wird. Dabei werden die Dauer, die Frequenz, die Amplitude und die Anzahl der Schwingungen der Zeitverläufe berücksichtigt, das heißt es werden deutlich mehr für das Bauwerk relevante Informationen verwendet.

Ein weiteres Verfahren, welches im folgenden Abschnitt vorgestellt werden soll, ist die Anwendung von Szenario-Spektren, die im englischen Sprachgebrauch als *Conditional Spectrum* (CS) bzw. *Conditional Mean Spectrum* (CMS) bezeichnet werden.

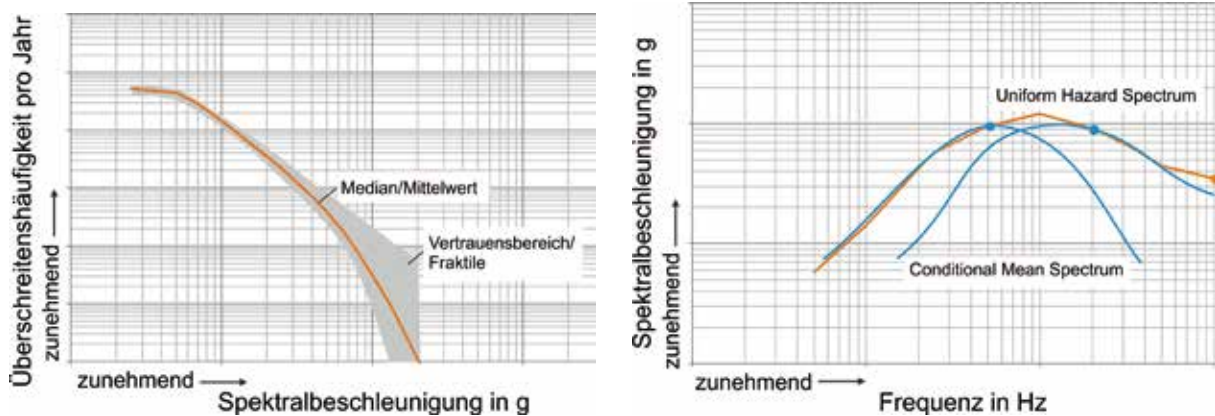


Bild 4: Gefährdungskurve für eine seismische Einwirkung (links) und rechts das Bodenantwortspektrum mit Conditional Mean Spectrum an zwei Ankerpunkten

4 Szenario-Spektren

4.1 Ausgangslage

Das *Conditional-Mean-Spectrum*- und das *Conditional-Spectrum-Verfahren* sind ein formaler Prozess, um Zeitverläufe zu definieren, die der vorgegebenen Gefährdung eines *Uniform-Hazard-Spektrums* entsprechen. Der theoretische Vorteil dieser Verfahren wird in diesem Abschnitt kurz erläutert. Im Anschluss wird gezeigt, dass die Ermittlung des Conditional Spectrum mit den heute vorliegenden Werkzeugen relativ einfach ist. Anschließend werden verschiedene empirische Vergleichsrechnungen vorgestellt.

Die in einem Spektrum angegebenen Spektralbeschleunigungen können über Beschleunigungs-Zeit-Verläufe realisiert werden, mit denen das Bauwerk rechnerisch beaufschlagt wird. Grundlage für die Auswahl der kompatiblen Beschleunigungs-Zeit-Verläufe sind vorgegebene Bodenant-

wortspektren nach verschiedenen Normen, die häufig sehr breitbandig sind. Diese normativen Bodenantwortspektren bzw. Uniform-Hazard-Spektren geben für jede Frequenz die maximal mögliche Spektralbeschleunigung an, die sich aus der Gefährdung ergibt. In anderen Worten, das vorgegebene Spektrum ist ein abdeckendes Spektrum aller möglichen Erdbeben über alle Frequenzen. Für die konformen Beschleunigungs-Zeit-Verläufe wird dann unterstellt, dass sich bei einem einzigen Erdbeben die maximalen Spektralbeschleunigungen über alle Frequenzen ergeben. Das ist für die meisten Standorte eine sehr konservative Annahme, da Erdbeben von verschiedenen Quellen mit verschiedenen Zeitverläufen auftreten können und in der Gefährdung zusammengeführt wurden.

Tatsächlich werden Erdbeben von verschiedenen Erdbebenquellen und aus verschiedenen Entfernungen verschiedene Beschleunigungs-Zeit-Verläufe am Standort und damit verschiedene Spektren erzeugen. Das heißt, ein nahes schwaches Erdbeben

wird über einen anderen Frequenzbereich eine maximale Spektralbeschleunigung verursachen als ein fernes starkes Erdbeben. Bild 4 versucht diesen Zusammenhang darzustellen. Im Bild 4 sieht man links die Gefährdungskurve für einen bestimmten Ankerpunkt des Spektrums, z. B. PGA. Mit diesem Ankerpunkt und der vorgegebenen Wiederkehrperiode kann das Spektrum, dessen Form ebenfalls vorgegeben ist, genau angegeben werden. Im Bild 4 rechts wird dieses Spektrum in zwei Unterspektren (*Conditional Mean Spectrum*) unterteilt, die wiederum an bestimmten Ankerpunkten dem vorgegebenen Bodenantwortspektrum bzw. Uniform-Hazard-Spektrum entsprechen.

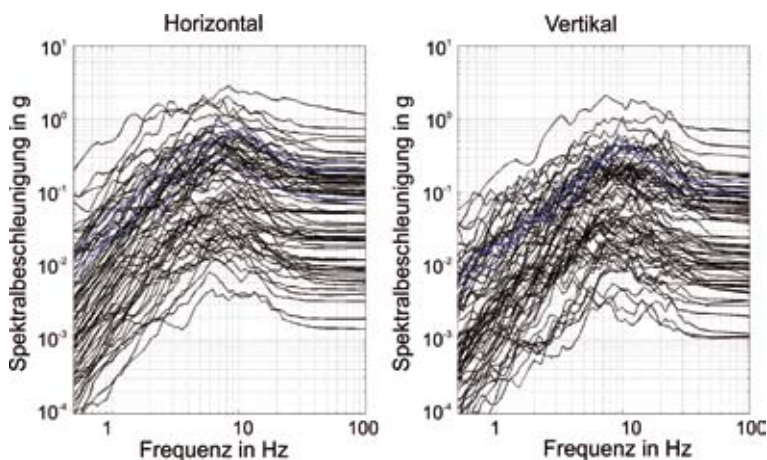


Bild 5: Vergleich von 74 standortspezifischen Szenario-Spektren mit einem standortspezifischen Uniform-Hazard-Spektrum (Diagramm erstellt von P. Renault, angepasst durch den Autor)

Deutlich erkennt man, dass jedes der beiden Spektren nicht mehr überall die Spektralbeschleunigung des Uniform-Hazard-Spektrums erreicht.

Die Anzahl der zu ermittelnden Spektren hängt vom verwendeten Verfahren ab (Conditional Mean Spectrum, Conditional Spectrum). Bild 5 zeigt ein Beispiel, in dem für einen Standort 74 individuelle Szenario-Spektren ermittelt wurden, um das Uniform-Hazard-Spektrum abzudecken.

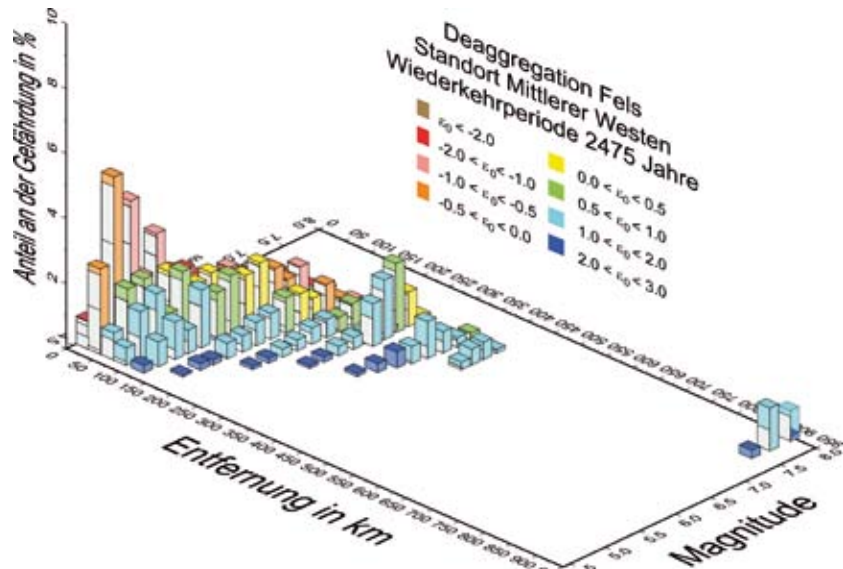


Bild 6: Beispiel einer Deaggregation

Um diese Spektren, die einer Vielzahl verschiedener Erdbeben entsprechen, ermitteln zu können, muss man die Gefährdungskurve aus Bild 4 links zerlegen. Dieser Prozess wird als Deaggregation bezeichnet. In Bild 6 ist eine Deaggregation für einen Standort im mittleren Westen der USA dargestellt. Für die Deaggregation steht für das Gebiet der USA heute freie Software zur Verfügung [33].

fernung von 10 km sein. Die von einem solchen Erdbeben verursachten Bodenbeschleunigen am Standort können mit einem Abminderungsmodell (*Attenuation* oder *Ground Motion Prediction Model*) ermittelt werden. Bild 7 visualisiert ein solches Abminderungsmodell mit einer freien Software.

4.2 Berechnungsschritte

Im Rahmen der Deaggregation der Erdbebengefährdung wird in der Regel auch das relevante Erdbeben, welches die maximale Beschleunigung für eine bestimmte Frequenz, z. B. die erste Eigenfrequenz, bestimmt. Das kann z. B. ein Erdbeben der mittleren Magnitude 7 mit einer mittleren Ent-

Der Unterschied der Spektralbeschleunigung aus diesem Abminderungsmodell und dem Uniform-Hazard-Spektrum kann über die Variable ϵ dargestellt werden. Sie ergibt sich nach [34] zu:

$$\epsilon(T) = \frac{\ln S_a(T) - \mu_{\ln S_a}(M, R, T)}{\sigma_{\ln S_a}(T)} \quad (2)$$

- mit:
- ϵ Unterschied zwischen Spektralbeschleunigung aus Abminderungsmodell und dem Uniform-Hazard-Spektrum
 - T Periode in Sekunden
 - S_a Spektralbeschleunigung in g
 - $\ln S_a$ Natürlicher Logarithmus von S_a
 - $\mu_{\ln S_a}(M, R, T)$ Prognostizierter Mittelwert von $\ln S_a$
 - $\sigma_{\ln S_a}(T)$ Prognostizierte Standardabweichung von $\ln S_a$
 - M Magnitude
 - R Abstand zur Erdbebenquelle

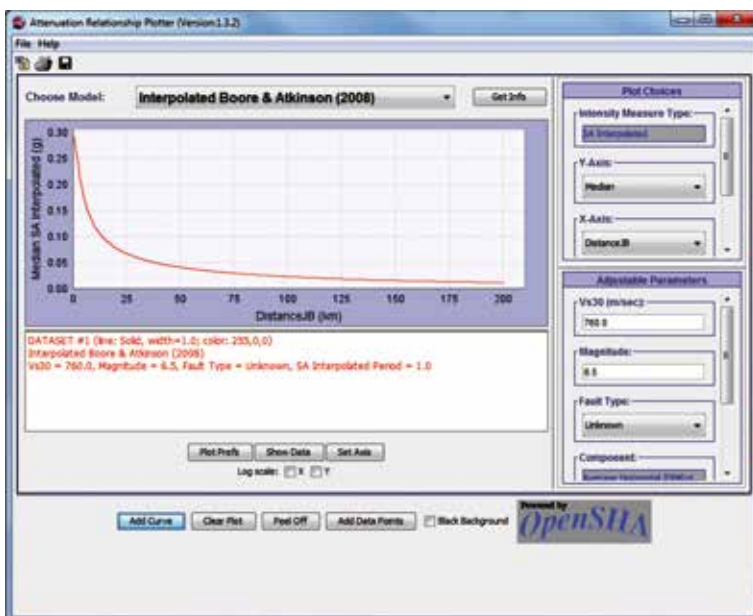


Bild 7: Abminderungsmodell (Attenuation Model) zur Bestimmung der Spektralbeschleunigung für das mittlere Erdbeben

Man verwendet anstelle von S_a den natürlichen Logarithmus und erhält dafür eine standardnormalverteilte Größe.

Im Folgenden sollen vereinfacht die Berechnungsschritte für die Erstellung des Conditional Mean Spect-

rum vorgestellt werden. Die Berechnungsschritte sind relativ einfach und liegen programmtechnisch in freier Software vor. Im Gegensatz zum Conditional Spectrum versucht man beim Conditional Mean Spectrum nicht das gesamte Frequenzband durch beliebige Conditional Spectra abzudecken, sondern man wählt Ankerpunkte T^* . Als Ankerpunkte wählt man häufig die erste Eigenfrequenz der Baustruktur. Für die zugehörige Spektralbeschleunigung ermittelt man die Magnitude, die Entfernung und das ϵ . Wie bereits erwähnt, kann man diese Werte für die USA im Internet beim geologischen Dienst abfragen [33].

Im nächsten Schritt werden der Mittelwert $\mu_{\ln Sa}(M, R, T)$ und die Standardabweichung $\sigma_{\ln Sa}(T)$ der logarithmischen Spektralbeschleunigung für den Ankerpunkt basierend auf der mittleren Magnitude und der mittleren Entfernung ermittelt. Dafür stehen im Internet Programme (Bild 7) zur Verfügung [35], [36].

Im dritten Schritt wird der Conditional Mean für $\epsilon(T)$ für verschiedene Frequenzen bestimmt. Dieser Wert ergibt sich als Produkt von $\epsilon(T^*)$ des Ankerpunktes mit dem Korrelationskoeffizient $\rho(T_i, T^*)$ [34]:

$$\mu_{\epsilon(T_i) | \epsilon(T^*)} = \rho(T_i, T^*) \cdot \epsilon(T^*) \quad (3)$$

mit: $\mu_{\epsilon(T_i) | \epsilon(T^*)}$ Conditional Mean von $\epsilon(T_i)$ in Abhängigkeit von $\epsilon(T^*)$

Für die Bestimmung des Korrelationskoeffizienten (Bild 8) liegen verschiedene Verfahren für bestimmte Frequenzen vor, die programmtechnisch umgesetzt sind.

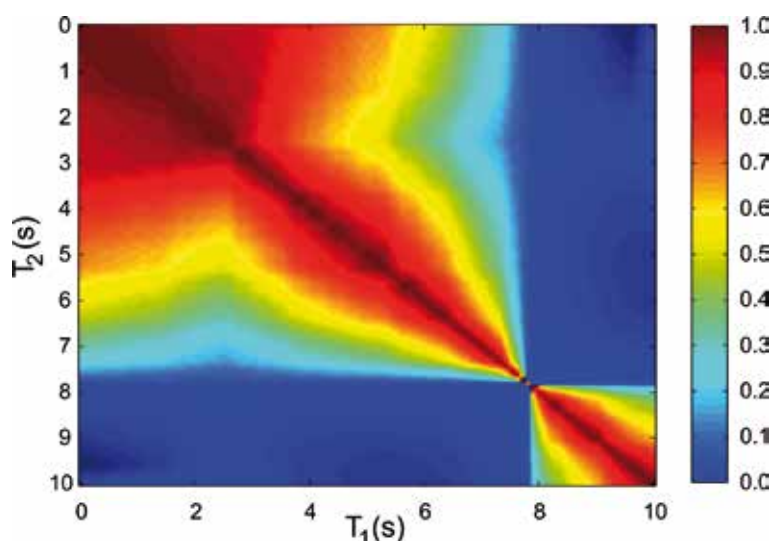


Bild 8: Visualisierung der bedingten Baker-Jayaram-Korrelation nach [37]

Im letzten Schritt wird das Conditional Mean Spectrum gemäß folgender Formel bestimmt [34]:

$$\mu_{\ln Sa(u) | \ln Sa(T^*)} = \mu_{\ln Sa}(M, R, T) + \rho(T_i, T^*) \cdot \epsilon(T^*) \cdot \sigma_{\ln Sa}(T_i) \quad (4)$$

Mit den Open-Access-Programmen, die im Internet vorliegen, und den Daten des Geologischen Dienstes der USA kann man praktisch innerhalb kürzester Zeit selbst Zeitverläufe für ein Conditional Mean Spectrum erstellen (Bild 9). Die einzige notwendige kommerzielle Software ist Matlab, für das Matlab-Dateien in Matlab vorliegen. Allerdings kann man diese Dateien mit etwas Aufwand in OCTAVE-Dateien umwandeln. OCTAVE ist freie Software.

Die Variabilität der mittleren Spektren kann man über eine hohe Anzahl der Realisierungen von Zeitverläufen decken, z. B. 30 Zeitverläufe (Bild 9). Wiederholt man den Prozess nicht nur für eine Wiederkehrperiode, mittlere Magnitude und Entfernung (Ankerpunkt T^*), so kann man die gesamte seismische Gefährdung über eine Menge von Zeitverläufen abdecken. Dies nennt man Conditional Spectra und kann zu Hunderten von Zeitverläufen führen (Bild 5).

Details zur Entwicklung der Szenario-Spektren finden sich in zahlreichen Veröffentlichungen, z. B. in [34], [38], [39].

4.3 Nutzen der Szenario-Spektren

Der Nutzen durch die Anwendung des Conditional Spectrum bzw. Conditional Mean Spectrum hängt sowohl von den dynamischen Eigenschaften der Brücke als auch von der Erdbebengefährdung am Standort ab.

Für einen elastischen Einmassenschwinger bringt das Verfahren keine Vorteile, aber für Strukturen, deren Gesamtverhalten auch von höheren Eigenformen abhängt, ergeben sich geringere Einwirkungen [34], [40]. Man muss also mindestens eine Modellauflösung, wie z. B. in Bild 10 für eine Brücke gezeigt, verwenden.

Auf der Einwirkungsseite hängt der Nutzen vom Verhältnis der Eintrittswahrscheinlichkeit eines Erdbebens zur Eintrittswahrscheinlichkeit der Bodenbeschleunigung für den Ankerpunkt ab. Wenn z. B. die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Erdbebens gleich der Eintrittswahrscheinlichkeit der Spektralbeschleunigung für

die erste Eigenfrequenz ist, dann ist die Einsparung durch die Conditional Mean Spectra vernachlässigbar. Ist jedoch die Wahrscheinlichkeit für das Erreichen dieser spektralen Beschleunigung geringer als die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten eines Erdbebens, so ergibt sich ein Nutzen aus der Anwendung der Conditional Spectra. Üblicherweise ist dies der Fall in Regionen mit höherer seismischer Aktivität, weil dort verschiedene Erdbeben auf die Strukturen einwirken können. Inwieweit sich eine Einsparung für Regionen mit geringer seismischer Aktivität ergibt, ist in der Fachliteratur noch strittig.

Bild 11 zeigt Mittelwerte eines Etagenantwortspektrums für eine bestimmte Überschreitungswahrscheinlichkeit nach Uniform-Hazard-Spektrum (UHS) und Conditional Spectrum (CS) für eine Region mit mittlerer seismischer Aktivität. Man sieht, dass im Großteil des Frequenzbandes die Spektralbeschleunigung basierend auf Szenario-Spektren deutlich unterhalb der Spektralbeschleunigung basierend auf dem Uniform-Hazard-Spektrum liegt. Allerdings gilt das nicht für den gesamten Frequenzbereich. Es gibt durchaus Bereiche (im Bild bei 10 Hz), in denen Szenario-Spektren und Uniform-Hazard-Spektrum zur gleichen Spektralbeschleunigung führen.

Auch für probabilistische Berechnungen mit Bauwerken konnte gezeigt werden, dass die Anwendung der Conditional Spectra eine deutliche Verringerung der Versagenswahrscheinlichkeit bringt [43].

4.4 Stand und zukünftige Anwendungen der Szenario-Spektren

Nach derzeitigem Kenntnisstand wurde weltweit erst ein Brückenneubau mit dem Verfahren der Conditional Mean Spectra geplant. Es handelt sich dabei um eine Schrägkabelbrücke über den Mississippi in Saint Louis in den USA. Zwei weitere Brücken wurden in Kanada im Rahmen von

Promotionsarbeiten untersucht, eine Brücke in Vancouver und eine Brücke in Montreal. In mindestens zwei weiteren Fällen wurde das Verfahren der Conditional Spectra bzw. Conditional Mean Spectra für Forschungsarbeiten zum dynamischen Verhalten von Brücken bzw. Brücken-

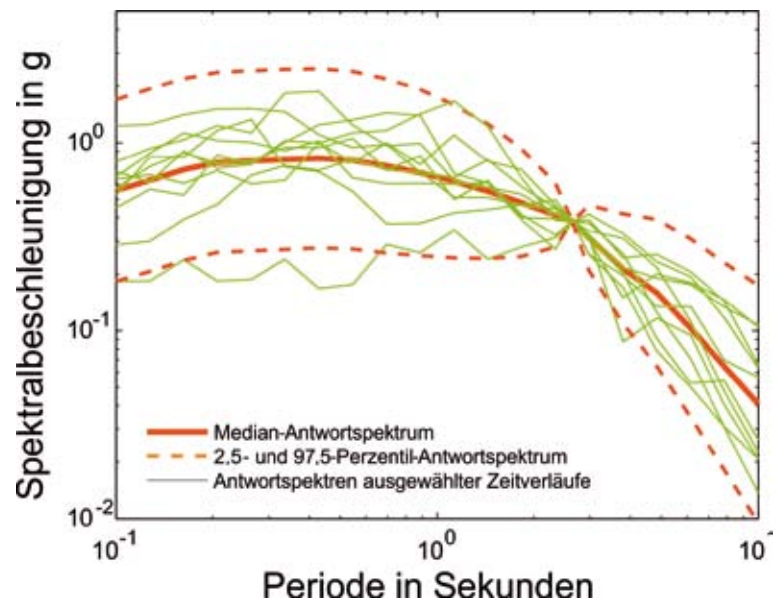


Bild 9: Conditional Mean Spectrum und ausgewählte Zeitverläufe, die das CMS treffen

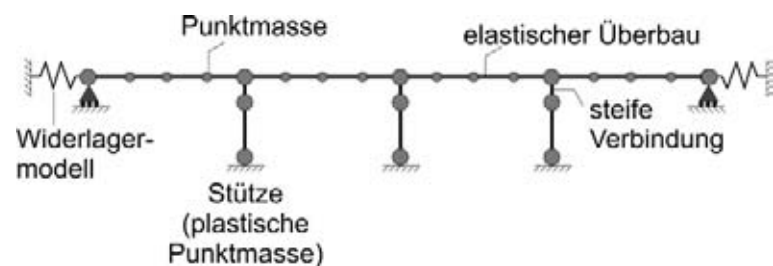


Bild 10: Dynamisches Brückenmodell nach [42]

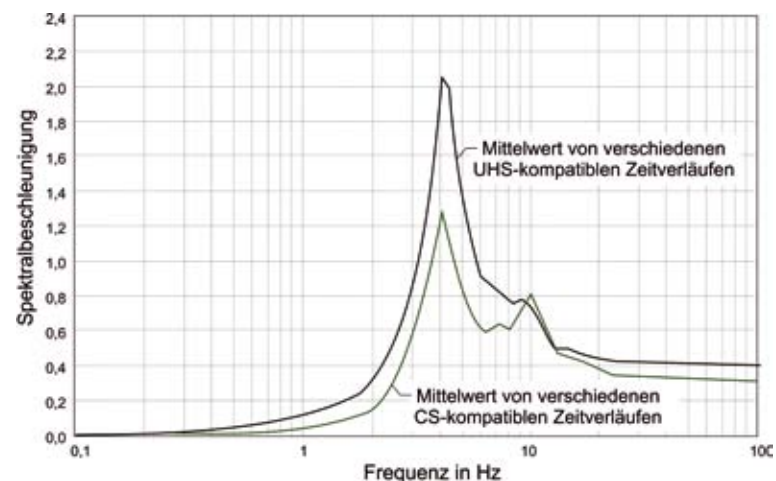


Bild 11: Vergleich zweier Etagenantwortspektrums basierend auf UHS-konformen Zeitverläufen und CS-kompatiblen Zeitverläufen (Diagramm erstellt von D. Kurmann, angepasst durch den Autor)

Tabelle 2: Anwendungen des Conditional Spectrum/Conditional Mean Spectrum für Brückenbauwerke

Ort	Brücke	Verfahren	Bemerkungen	Quelle
St. Louis	Schräggabelbrücke, Hauptspannweite 460 m	CMS während Entwurf	Anwendung, auch konstruktive Änderungen	[44], [45]
Vancouver	Vier-Feld-Durchlaufträger, Spannweite 50 m	CS und CMS	Forschung, Variantenanalyse	[42], [46]
Montreal	Fünf-Feld-Durchlaufträger, Stahlverbundbrücke, Gesamtlänge 232 m	CMS	Forschung, Berechnung von Fragilities*	[47]
Kalifornien	Jack Tone Road Overcrossing La Veta Avenue Overcrossing Jack Tone Road Overhead	CMS	Forschung, Sensitivitätsstudie für Beschleunigungszeitverläufe	[41]
Kalifornien	Brückenpfeiler, getestet bei PEER/NEES in San Diego	CS	Forschung, nur bezogen auf Brückenpfeiler, die Anwendung der CMS war nicht das primäre Ziel der Studie	[48]

* *Fragilities beschreiben die bedingte Versagenswahrscheinlichkeit als Funktion der Intensität der Einwirkung, bei seismischen Einwirkungen meistens eine Spektralbeschleunigung oder PGA*

elementen verwendet. Tabelle 2 fasst die bekannten Anwendungen zusammen. Bisher liegen bis auf eine Anwendung nur Forschungsarbeiten vor.

Um eine Verbreitung des hier vorgestellten Verfahrens in der Praxis zu erreichen, ist eine normative Grundlage zwingend. Im ersten Schritt wurde das Verfahren der Conditional Mean Spectra in den 2015er Bericht des US-Programms zur Verringerung der Erdbebengefährdung für die Anforderungen an neue Bauwerke und damit auch für Brücken aufgenommen (NEHRP [49]). Die Empfehlungen aus diesem Bericht werden in die sich in Überarbeitung befindende amerikanische Norm ASCE-7 im Abschnitt 16.2 „Ground Motions“ eingearbeitet [50]. Der Entwurf dieser Norm hat bereits den Bearbeitungsschritt „öffentliche Anhörung“ erreicht. Die Norm soll planmässig 2016 in Kraft gesetzt werden. Damit liegt in den USA ab 2016 eine normative Grundlage für die Verwendung der Conditional-Mean-Spectrum-Methode vor. Mit dieser normativen Grundlage dürfte die Anzahl der Anwendungen des beschriebenen Verfahrens erheblich ansteigen.

Unter Berücksichtigung der Planungshorizonte für große Brückenbauprojekte sollte dies etwa ab 2020 in Veröffentlichungen und Planungs-dokumentationen sichtbar werden. Für die Brückenbauingenieure in Europa wäre es überlegenswert, diese normative Entwicklung zu übernehmen. Parallel dazu gibt es Bestrebungen,

die Ermittlung der seismischen Gefährdungen weltweit zu homogenisieren, z. B. in der OPEN-QUAKE-Plattform. Sollte dies erreicht werden, würden praktisch für alle Standorte weltweit Werkzeuge für die Bestimmung der Conditional Spectra vorliegen. Für manche Länder, wie z. B. für die USA, liegen die Werkzeuge heute schon vor, für andere Länder liegen Ergebnisse für manche Standorte vor, wie z. B. in der Schweiz für Basel und Zürich oder in Deutschland gemäß [51]. Für die Schweiz ist die Berechnung einer Brücke mit Conditional Mean Spectrum in den nächsten Jahren vorgesehen.

5 Zusammenfassung

Im diesem Beitrag wurden die aktuellen Entwicklungen zur Anwendung von Szenario-Spektren für die seismischen Nachweise von Brücken vorgestellt. Mit diesem Verfahren kann unter Umständen die rechnerische seismische Einwirkung auf Brücken signifikant, also um einen unteren zweistelligen Prozentbetrag verringert werden [42], [41]. Allerdings gilt diese Aussage nicht für das gesamte Frequenzband. Die Größenordnung der rechnerischen Verringerung der Einwirkung bzw. Erhöhung des Widerstandes kann bei bestehenden Brücken über den Erhalt bzw. die Sanierung der Brücke entscheiden und kann bei neuen Brückenbauwerken zu erheblichen Einsparungen führen. Eine gute konstruktive Durchbildung der Brücke bleibt davon aber unbenommen.

Prinzipiell ist das Verfahren mit einem deutlich erhöhten Rechenaufwand verbunden. Das Verfahren wird damit sicherlich Großinfrastrukturbauprojekten vorbehalten bleiben, wie z. B. einer Schrägkabelbrücke über den Mississippi [44]. Für manche Länder sind die notwendigen Daten und Programme heute bereits frei verfügbar. Mit der Einführung einer normativen Grundlage in den USA ist dort in den nächsten Jahren mit einer erhöhten Anzahl der Anwendung des Conditional-Spectrum- bzw. Conditional-Mean-Spectrum-Verfahrens zu rechnen.

Literatur

- [1] Proske, D.: Zur Unsicherheit der Abschätzung von natürlichen Einwirkungen. *Bau-technik* 92 (2015) 12, S. 854–859
- [2] Proske, D.: Massivbrücken unter extremen Wetterbedingungen. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 25. Dresdner Brückenbausymposium am 10.3.2015 an der TU Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2015, S. 239–250
- [3] Proske, D.: Statistical Investigation of Extreme Weather Conditions. In: Haukaas, T. (Hrsg.): Proc. of the 12th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering ICASP12, 12.–15.7.2015 in Vancouver (Canada), erschienen online unter <http://hdl.handle.net/2429/53355>, 7 S. (Zugriff 11.12.2015)
- [4] Usbeck, T.; Wohlgemuth, T.; Pfister, Chr.; Volz, R.; Benistone, M.; Dobbertin, M.: Wind speed measurements and forest damage in Canton Zurich (Central Europe) from 1891 to winter 2007. *Int. J. Climatol.* 30 (2010), S. 347–358
- [5] Wetter, O.; Pfister, C.; Weingartner, R.; Luterbacher, J.; Reist, T.; Trösch, J.: The largest floods in the High Rhine basin since 1268 assessed from documentary and instrumental evidence. *Hydrological Sciences Journal* 56 (2011) 5, S. 733–758
- [6] Smith, K.: *Environmental Hazards – Assessing Risk and Reducing Disaster*. London: Routledge, 1996
- [7] Vermeesch, P.: Lies, Damned Lies, and Statistics (in Geology). *Eos Trans. Am. Geophys. Union* 90 (2009) 47, S. 443
- [8] Abrahamson, N. A.; Coppersmith, K. J.; Koller, M.; Roth, P.; Sprecher, C.; Toro, G. R.; Youngs, R.: Probabilistic Seismic Hazards Analysis for Swiss Nuclear Power Plant Sites (PEGASOS Project). Final report, Wettingen: NAGRA, 7/2004, <http://www.swissnuclear.ch/upload/cms/user/PEGASOSProjectReportVolume1-new.pdf> (Zugriff 4.1.2016)
- [9] Stirewalt, G.; Salomone, L.; McDuffie, S.; Coppersmith, K.; Fuller, C.; Hartleb, R.; Lettis, W.; Lindvall, S.; McGuire, R.; Toro, G.; Slayter, D.; Cumbest, R.; Shumway, A.; Syms, F.; Glaser, L.; Hanson, K.; Youngs, R.; Bozkurt, S.; Montaldo Falero, V.; Perman, R.; Tuttle M.: Central and Eastern United States Seismic Source Characterization for Nuclear Facilities. Technical Report of NUREG-2115, Washington D.C.: NRC, 1/2012
- [10] SIGMA – Seismic Ground Motion Assessment: <http://www.projet-sigma.com/> (Zugriff 11.12.2015)
- [11] EMME – Earthquake Model of the Middle East region: Hazard, Risk Assessment, Economics & Mitigation. <http://www.emmegem.org/> (Zugriff 11.12.2015)
- [12] Giardini, D.; Woessner, J.; Danciu, L.; Crowley, H.; Cotton, F.; Grünthal, G.; Pinho, R.; Valensise, G.: SHARE European Seismic Hazard Map for Peak Ground Acceleration, 10 % Exceedance Probabilities in 50 years. Erdbebengefahrenkarte (DOI: 10.2777/30345), Zürich: ETH Zürich, 2013, more information e.g. under http://www.insu.cnrs.fr/files/share_brochure_public.pdf (Zugriff 4.1.2016)
- [13] Rovithis, E. N.; Ptilakis, K. D.: Seismic assessment and retrofitting measures of a historic stone masonry bridge. *International Journal of Earthquakes and Structures* (in Druck)
- [14] Federal Highway Administration (Hrsg.): China Earthquake Reconnaissance Report: Performance of Transportation Structures During the May 12, 2008, M7.9 Wenchuan Earthquake, Observed Damage to Bridges. Report, Publication No. FHWA-HRT-11-029, 2/2011, <http://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/11029/> (Zugriff 4.1.2016)
- [15] Kiremidjian, A. A.; Basöz, N.: Evaluation of Bridge Damage Data from Recent Earthquakes. *NCEER Bulletin* 11 (1997) 2, S. 1–7
- [16] Lee, G. C.; Qi, J. C.; Huang, C.: Development of a Database Framework for Modeling Damaged Bridges. Technical Report MCEER-13-0009, 16.6.2013, Buffalo: University at Buffalo, 16.6.2013,
- [17] Cook, W.: Bridge Failure Rates, Consequences, and Predictive Trends. Diss., Utah State University Logan, 2014
- [18] Wenk, T.: Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Strassenbrücken. Bundesamt für Strassen ASTRA, Bern, 2005
- [19] Wei, X.; Wang, Q.; Wang, J.: Damage pattern and failure mechanisms of bridge pile foundation under earthquake. Proc. of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, 12.-17.10.2008 in Beijing (China), published on CD, 7 S.

- [20] Kazama, M.; Noda, T.: Damage Statistics (Summary of the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake damage). *Soils and Foundations* 52 (2011) 5, S. 780–792
- [21] Hisada, M.; Hayasaka, T.; Kobayashi, M.; Maruyama, K.; Iwanami, M.; Kano, M.; Yamada, K.: How can concrete technology contribute? Review of certain issues arising in the recovery from the Great East Japan Earthquake. Concrete Committee, Japan Society of Civil Engineers 2012, Annual Meeting, 7.9.2012 on Nagoya University (Japan), 5 S.
- [22] Schexnayder, C.; Alarcón, L.; Antillo, E.; Morales, B.; Lopez, M.: Observations on Bridge Performance during the Chilean Earthquake of 2010. *J. Constr. Eng. Manage* 140 (2014) 4, S. B4013001
- [23] Jacobs, L. D.; DesRoches, R.; Leon, R. T.: Large Scale Shake Table Test of a Port Container Crane under Strong Motion Excitation. In: Senapathi, S.; Casey, K.; Hoit, M. (Hrsg.): Proc. of the ASCE Structures Congress, 12.–15.5.2010 in Orlando (Florida, USA), American Society of Civil Engineers, S. 2692–2701
- [24] Münchner Rück: Edition Wissen: Hurrikane – stärker, häufiger, teurer – Assekuranz im Änderungsrisiko. München: Münchner Rück, 2006
- [25] Port Nola: http://portno.com/Port_Facts (Zugriff 11/2015)
- [26] Proske, D.; Kurmann, D.; Cervenka, J.: Seismische Tragfähigkeit eines Stahlbetongebäudes. *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013) 8, S. 552–561
- [27] Kurmann, D.; Proske, D.; Cervenka, J.: Seismic Fragility of a reinforced concrete structure. *Independent Journal for Nuclear Engineering* 78 (2013) 2, S. 120–126
- [28] Lin, T.; Baker, J. W.: Introducing adaptive incremental dynamic analysis: A new tool for linking ground motion selection and structural response assessment. In: Ellingwood; Frangopol (Hrsg.): Safety, Reliability, Risk and Life-Cycle Performance of Structures & Infrastructures – Deodatis, London: Taylor & Francis Group, 2013, 8 S.
- [29] Ramanathan, K. N.: Next Generation Seismic Fragility Curves for California Bridges Incorporation the Evolution in Seismic Design Philosophy. Diss., Georgia Institute of Technology, 2012
- [30] Campbell, K. W.; Bozorgnia, Y.: Cumulative Absolute Velocity (CAV) and Seismic Intensity Based on the PEER-NGA Database. *Earthquake Spectrum* 28 (2012) 2, S. 457–485
- [31] Meskouris, K.; Hinzen, K. G.; Butenweg, Chr.; Mistler, M.: *Bauwerke und Erdbeben: Grundlagen – Anwendung – Beispiele*. Wiesbaden: Vieweg + Teubner, 2011
- [32] Renault, P.: *Bewertungsverfahren zur Beurteilung der Erdbebensicherheit von Brückenbauwerken*. Diss., RWTH Aachen, 2005
- [33] U.S. Geological Survey: <http://geohazards.usgs.gov/deaggint/2008/> (Zugriff 11/2015)
- [34] Baker, J. W.: Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection. *Journal of Structural Engineering* 137 (2011) 3, S. 322–331
- [35] OPENSHA: <http://www.opensha.org/apps> (Zugriff 11/2015)
- [36] Pacific Earthquake Engineering Research Center: http://peer.berkeley.edu/products/rep_nga_models.html (Zugriff 11/2015)
- [37] Baker Research Group, Stanford University: <http://web.stanford.edu/~bakerjw/research/epsilon.html> (Zugriff 11/2015)
- [38] Baker, J. W.; Cornell, C. A.: Vector-Valued Ground Motion Intensity Measures for Probabilistic Seismic Demand Analysis. PEER Report No. 2006/08, University of California, Berkeley, 10/2006
- [39] Lin, T.; Harmsen, S.; Baker, J.; Luco, N.: Conditional Spectrum Computation Incorporating Multiple Causal Earthquakes and Ground Motion Prediction Models. *Bulletin of Seismological Society of America* 103 (2013) 2a, S. 1103–1116
- [40] Ortiz, O.; Hutt, C.; Galasso, C.; Ghazizadeh, S.: Impact of Uniform Hazard Spectrum versus Conditional Mean Spectrum on Structural Response. London: UCL, 2013
- [41] Liang, X.; Günay, S.; Mosalam, K. M.: Seismic Response of Bridges considering Different Ground Motion Selection Methods. In: Caner, A.; Gülkan, P.; Mahmoud, K. (Hrsg.): *Developments in International Bridge Engineering: Selected Papers from Istanbul Bridge Conference 2014, Heidelberg*: Springer, 2016, S. 147–154
- [42] Tehrani, P.; Mitchell, D.: Incremental dynamic analysis (IDA) applied to seismic risk assessment of bridges. In: Tesfamariam, S.; Goda, K. (Hrsg.): *Handbook of Seismic Risk Analysis and Management of Civil Infrastructure Systems*, Cambridge: Woodhead, 2013, S. 561–595
- [43] Proske, D.; Renault, Ph.; Kurmann, D.; Asfura, A.: Computation of the seismic CDF of a NPP using Conditional Spectra Approach. In: Patelli, E.; Kougioumtzoglou, I. (Hrsg.): Proc. of 13th International Probabilistic Workshop, 11/2015 in Liverpool (GB), Liverpool: Research Publishing, 2011, S. 42–51
- [44] Hashash, Y.; Abrahamson, N.; Olson, S.; Hague, S.; Kim, B.: Conditional Mean Spectrum in Site-Specific Seismic Hazard Evaluation for a Major River Crossing in the Central United States. *Earthquake Spectrum* 31 (2015) 1, S. 47–69

- [45] Hashash, Y.; Abrahamson, N.; Olson, S.: Mississippi River Bridge using multiple CMS (New I-70 Mississippi River Bridge). Proc. of COSMOS Annual Meeting, 9.11.2010 in San Francisco (USA), 23 S.
- [46] Therani, P.; Goda, K.; Mitchell, D.; Atkinson G.; Chouinard, L.: Seismic Response Prediction of Bridges using Incremental Dynamic Analysis with Subduction Zone and Crustal Ground Motion Records. In: FEMA/US Department of Homeland Security (Hrsg.): Proc. of 10th US National Conference on Earthquake Engineering, Frontiers of Earthquake Engineering, 21.–25.7.2014 in Anchorage (Alaska, USA), 11 S.
- [47] Mahmoudi, S.; Chouinard, L.: Seismic Fragility Assessment of Highway Bridge. In: Proc. of 15th World Conference on Earthquake Engineering, 24.–28.9.2012 in Lissabon (Portugal), 8 S.
- [48] Chandramohan, R.; Baker, J.; Deierlein, G.: Influence of Ground Motion Duration on the Collapse Response of Bridge Structures. In: Proc. of 7th National Seismic Conference on Bridges & Highways, 20.–22.5.2013 in Oakland (California, USA), 12 S.
- [49] NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, Volume I: Part 1 Provisions, Part 2 Commentary. FEMA P-1050-1/2015 Edition, San Francisco (California)
- [50] ASCE/SEI 7-16: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Structural Engineering Institute of American Society of Civil Engineers (ASCE). Draft 2015, Reston (Virginia)
- [51] Habenberger, J.: Gefährdungskonsistente Erdbebenszenarien für das Gebiet von Deutschland. DACH-Mitteilungsblatt 81 (2006) Sept., S. S2–S8

Alle Grafiken wurden vom Autor erstellt, so nicht abweichend davon vermerkt.

Im gedruckten Tagungsband stand hier eine Anzeige. Sie wurde für die Online-Fassung entfernt.

Brücken bauen mit Eisenbeton – Gedanken zum denkmalgerechten Umgang

Dipl.-Ing. Oliver Steinbock

Institut für Massivbau, TU Dresden

Zusammenfassung

Der Brückenbau besitzt eine lange Geschichte, die bereits vielfach beschrieben wurde. Die Entwicklung der Stahlbetonbauweise bzw. der Eisenbetonbauweise stellt dabei ein besonderes Kapitel in der Geschichte des Brückenbaus dar. Bereits im 19. Jahrhundert entwickelt, hält die Eisenbetonbauweise zur Jahrhundertwende Einzug in den Brückenbau.

Die Stahlbetonbauweise ist auch heutzutage noch eine sehr verbreitete Bauweise und somit allgegenwärtig. Gegenüber den Bauweisen in Eisen oder Mauerwerk wird die historische Eisenbetonbauweise in der Denkmalpflege aber kaum wahrgenommen. Anfänglich wurden vornehmlich kleine gewölbte Brücken (z. B. Moniergewölbe) aus Eisenbeton gebaut. Die Vorteile der Stahlbetonbauweise wurden jedoch schnell erkannt und bald auch Balkenkonstruktionen und Rahmenbauwerke realisiert. Gerade die Rolle früher, „kleiner“ Konstruktionen bei der Etablierung der Betonbauweise wird allerdings aus Sicht des Verfassers häufig unterschätzt. Nachfolgender Beitrag widmet sich diesen Konstruktionen und soll somit einen Denkanstoß für den Umgang mit frühen Eisenbetonbrücken geben.

1 Was macht ein Bauwerk zum Denkmal?

Das Bild einer Stadt ist in erster Linie durch seine Bauwerke geprägt. Eine besondere Rolle nehmen dabei Bauwerke ein, die – oft bereits seit langer Zeit – das Stadtbild prägen. Diese prägnanten Bauwerke entscheiden häufig darüber, ob sich Bewohner oder Besucher in einer Stadt wohl fühlen oder nicht.

Die Frage, welche Merkmale ein Bauwerk oder eine Brücke zu einem Denkmal machen, ist sowohl in der Fachwelt als auch in der Gesellschaft umstritten. Die Debatte zur Denkmalwürdigkeit eines Bauwerks kann in einem ersten Schritt mit der Diskussion um ein Kunstwerk verglichen werden. Die Meinung ist hierbei in erster Linie subjektiv und es bedarf, falls überhaupt möglich, ausgiebiger Diskussion, um zu einer objektiven Meinung zu gelangen. Bei der Wertung von Bauwerken kommen weitere Faktoren hinzu. Neben der reinen ästhetischen Qualität sollten auch Aspekte der Bautechnik bzw. der Konstruktion berücksichtigt werden. Gegenüber der Kunst handelt es sich bei Bauwerken um Zweckbauten, die nicht der Zweckfreiheit enthoben werden können. Die Wertung eines Bauwerkes als Denkmal gestaltet sich demnach sehr komplex.



Bild 1: Stampfbetonbogenbrücke in Seifersdorf/Sachsen

(Foto: Oliver Steinbock)

2 Von der Steinzeit in die Betonzeit

Nach aktuellem Kenntnisstand des Verfassers gilt die „Brücke in Vorwohle/Niedersachsen“ aus dem Jahre 1877 als älteste Betonbrücke Deutschlands. Die Brücke wird von Veihelmann und Holzver [1] als Bogen mit einer Spannweite von $\approx 7,0$ m bei einem Stich von 1,0 m beschrieben. Die Ausführung mit betonummanteltem Kalksteinmauerwerk markiert den Übergang vom Schichtenmauerwerk. Bernhard Liebold wird in [1] als früherer Brückenbauunternehmer gewürdigt. Neben der Vorwohler Brücke wurden in diesem Zusammenhang im nahe gelegenen Glesse zwei weitere Brücken realisiert, bei denen unbearbeitete Bruchsteine mit Zementmörtel umschlossen wurden.

Eine weitere erwähnenswerte Brücke stellt die 1882 errichtete unbewehrte Bogenbrücke in Seifersdorf/Sachsen dar [2]. Gegenüber der Brücke in Vorwohle wurde die in Seifersdorf als Stampfbetonbogen ausgeführt. Sie wurde von Klaus Stiglat [3] wiederentdeckt und gilt als die älteste Betoneisenbahnbrücke Deutschlands (Bild 1). Mit einer Spannweite von ca. 10 m und einem Stich von 1,25 m ähnelt sie der Brücke in Vorwohle. Aufgrund der Änderung der Trassierung wurde die Brücke nur bis 1910 als Eisenbahnbrücke genutzt. Ausgeführt wurde sie durch die Firma Dyckerhoff und Widmann [4], eine Firma, die zweifelslos als eine treibende Kraft bei der Etablierung der Ei-

senbetonbauweise bezeichnet werden kann. Wie beispielsweise die Brücke Seifersdorf zeigt, beschränkte man sich anfangs auf die Ausführung von Stampfbetonbauwerken, bei denen der Beton schichtenweise verbaut und verdichtet wurde.

Als bekanntes Beispiel für diese Ausführungsart kann hier auch die Augustusbrücke in Dresden genannt werden (Bild 2). Gebaut in den Jahren 1907/1908 prägt sie seither das Stadtbild Dresdens. Mit ihrer Sandsteinoptik und den Bögen griff sie das Erscheinungsbild ihres Vorgängerbaus wieder auf [5]. Gegenüber dem Natursteinmauerwerk der „alten“ Augustusbrücke verwendete man unbewehrten Stampfbeton, der lediglich durch Sandstein verkleidet wurde. Die als Dreigelenkbogen konzipierte Brücke kann als typisches Beispiel für die anfangs zurückhaltende Position gegenüber dem neuen Baustoff Beton gelten. Zum einen wird die vertraute Bogenform der Steinbrücken erneut aufgegriffen, jedoch mit dem Baustoff Beton ausgeführt. Andererseits wird der Beton hinter der Sandsteinfassade versteckt, um nicht in Konflikt mit dem Stadtbild Dresdens zu geraten. Die Zeit für eine reine Betonkonstruktion schien noch nicht reif. Dadurch, dass sie sich in das barocke Erscheinungsbild Dresdens einfügt, ist die Augustusbrücke als Denkmal unumstritten und erhält ihre notwendige Pflege.



Bild 2: Augustusbrücke Dresden

(Foto: Ulrich van Stipriaan)

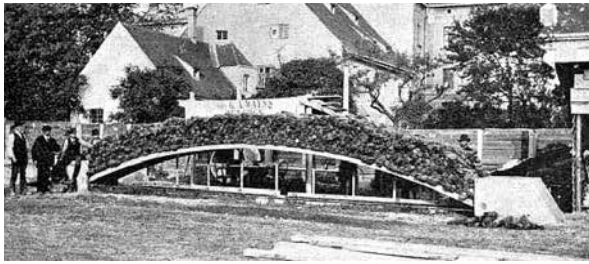


Bild 3: Belastungsprobe eines Monier-Brückenbogens mit 10,0 m Spannweite [7]



Bild 4: Frühe Eisenbetonbalkenbrücke nach dem System Hennebique für Eisenbahnverkehr [6], dort verwiesen auf [13]

3 Vom Bogen zu Rahmen und Balken

Die Etablierung des Baustoffes Eisen- bzw. Stahlbeton verlief schleppender als allgemein vermutet. Da die Fachwelt den Stampfbetonbauten damals schon skeptisch gegenüberstand, verwundert es im Nachgang nicht, dass die deutlich schlankeren Konstruktionen in Eisenbetonbauweise zunächst auf Vorbehalte stießen. Hinzu kamen die fehlende Erfahrung sowie fehlende Kenntnisse über Tragverhalten und chemische bzw. physikalische Eigenschaften des Baustoffs Eisenbeton.

Erste Versuche, die Eisenbetonbauweise im Brückenbau zu etablieren, gehen auf Joseph Monier zurück. Oftmals wird ihm auch die „Erfindung“ des Eisenbetons zugewiesen, jedoch soll diese Diskussion an dieser Stelle nicht geführt werden. In einer Schrift von 1873 erhält er ein Patent auf Brücken in Eisenbeton. Die sog. Monierbögen halten ab 1887 in Verbindung mit dem Patentnehmer Moniers in Deutschland, der Firma Wayss und Freytag, die 1888 in die *Actiengesellschaft für Monierbauten* übergeht, Einzug in das Bauwesen in Deutschland [6]. Die Vorteile der bewehrten Moniergewölbe wurden in umfangreichen Versuchsreihen ab 1887 getestet ([7] und Bild 3). Anhand der Versuche konnte eine deutlich höhere Sicherheit gegenüber den unbewehrten Bögen nachgewiesen werden, womit das Vertrauen bei den Auftraggebern wuchs.

Wiederrum ist es die Königlich Sächsische Staatsbahn, die bereits die Stampfbetonbrücke in Seifersdorf realisierte, die dieses Konstruktionsprinzip frühzeitig ausführen ließ. So wird bereits 1891 ein Fußgängertunnel mit einem Moniergewölbe von 3,12 m Spannweite und einer Dicke von 11 cm errichtet und für den Eisenbahnverkehr freigegeben [6].

Als Francois Hennebique (1842–1921) 1892/1893 seine Patente für Plattenbalken und deren konstruktive Durchbildung anmeldet, ebnet er den Weg für die Entwicklung von Balken- und Rahmenbrücken [13]. Ein sehr frühes Beispiel für eine Balkenbrücke aus Eisenbeton stellt die in Bild 4 dargestellte

Balkenbrücke in Vigen/Schweiz mit einer überschaubaren Spannweite von 2,40 m dar. Entwirft auch Hennebique anfangs noch gewölbte und bogenartige Konstruktionen, führt die zunehmende Ausdünnung bzw. das Weglassen nicht benötigter Tragteile zu neuen Konstruktionen in Eisenbeton. Beispielhaft sei hier die frühe Bogenbrücke mit aufgeständerter Fahrbahn genannt [6], die 1897 in Esternay/Frankreich ausgeführt wurde (Bild 5).

Hennebique vermarktete, ausgehend von seinem zentralen Büro in Paris, sein System europaweit [6]. Teil seines ausgeklügelten Geschäftsmodells war die Vergabe von Lizenzen für das „System Hennebique.“ Die konstruktive Durchbildung und die statischen Berechnungen wurden anfangs vom zentralen Büro in Paris durchgeführt und die Lizenznehmer zahlten rund 10 % des Bauvolumens an Hennebique als Lizenzgebühr. Der wohl bekannteste Lizenznehmer dürfte der Schweizer Ingenieur Eduard Züblin (1850–1916) sein, der ab 1898 in Straßburg seine eigene Firma gründete und die Bauweise zu größerer Bekanntheit führte.

Das sächsische Pendant zu Eduard Züblin stellt der Architekt und Bauunternehmer Max Pommer (1847–1915) dar. Die Firma Martenstein und Joseux, die sowohl die Lizenz für die Bauweise Hennebique als auch für Monier-Bauten in Deutschland innehatte, schloss 1898 einen Vertrag mit Max Pommer über die Ausführung von Bauwerken nach dem System Hennebique für die Kreishauptmannschaften Leipzig und Dresden [8].



Bild 5: Frühe Bogenbrücke nach dem System Hennebique mit aufgeständerter Fahrbahn [6], dort verwiesen auf [13]

4 Frühe Rahmenbrücken aus Eisenbeton in Mitteldeutschland

4.1 Brücke über die Chemnitztalbahn bei Markersdorf (1900)

Zunächst führte die Firma Pommer primär Hochbauten aus, um mit der Bauweise Erfahrungen zu sammeln. Max Pommer betrieb u. a. in Dresden rege Akquise und traf bei der Königlich Sächsischen Staatsbahn auf offene Türen. Einerseits stand die Königlich Sächsische Staatsbahn der Eisenbetonbauweise ohnehin offen gegenüber, andererseits begrüßte sie bei den Rahmenbrücken das günstigere Lichtraumprofil gegenüber Bogenbrücken. Anfangs wurden die Eisenbetonrahmenkonstruktionen daher vornehmlich für die Überführung von Straßen über Bahngleise herangezogen [8].

Bereits 1900 kam es zur Ausführung der für Max Pommer ersten Eisenbetonrahmenbrücke nach dem System Hennebique, der Brücke über die Chemnitztalbahn bei Markersdorf in Sachsen. Bild 6 zeigt Schnitt und Grundriss der Brücke. Es ist zu erkennen, dass die Brücke sehr unregelmäßig geformt war. Die Stützweite des Bauwerks betrug $\approx 14,0$ m bei einer variablen Breite von 10,20 m bis 14,80 m. Riegel und Pfosten waren als Plattenbalkenquerschnitte ausgeführt. Die Konstruktionshöhe des Plattenbalkens betrug in den Ecken $\approx 1,10$ m, in Feldmitte $\approx 1,30$ m. Aus heutiger Sicht erscheint dies für ein Rahmenbauwerk verwunderlich, es ist rein der Trassierung geschuldet. Eine Rahmenwirkung kann der Brücke aufgrund der fehlenden konstruktiven Durchbildung der Rahmenecke nur teilweise unterstellt werden. Die Fahrbahnplatte selbst war mit 16 cm recht schlank ausgeführt. Die Widerlagerkonstruktion waren mit

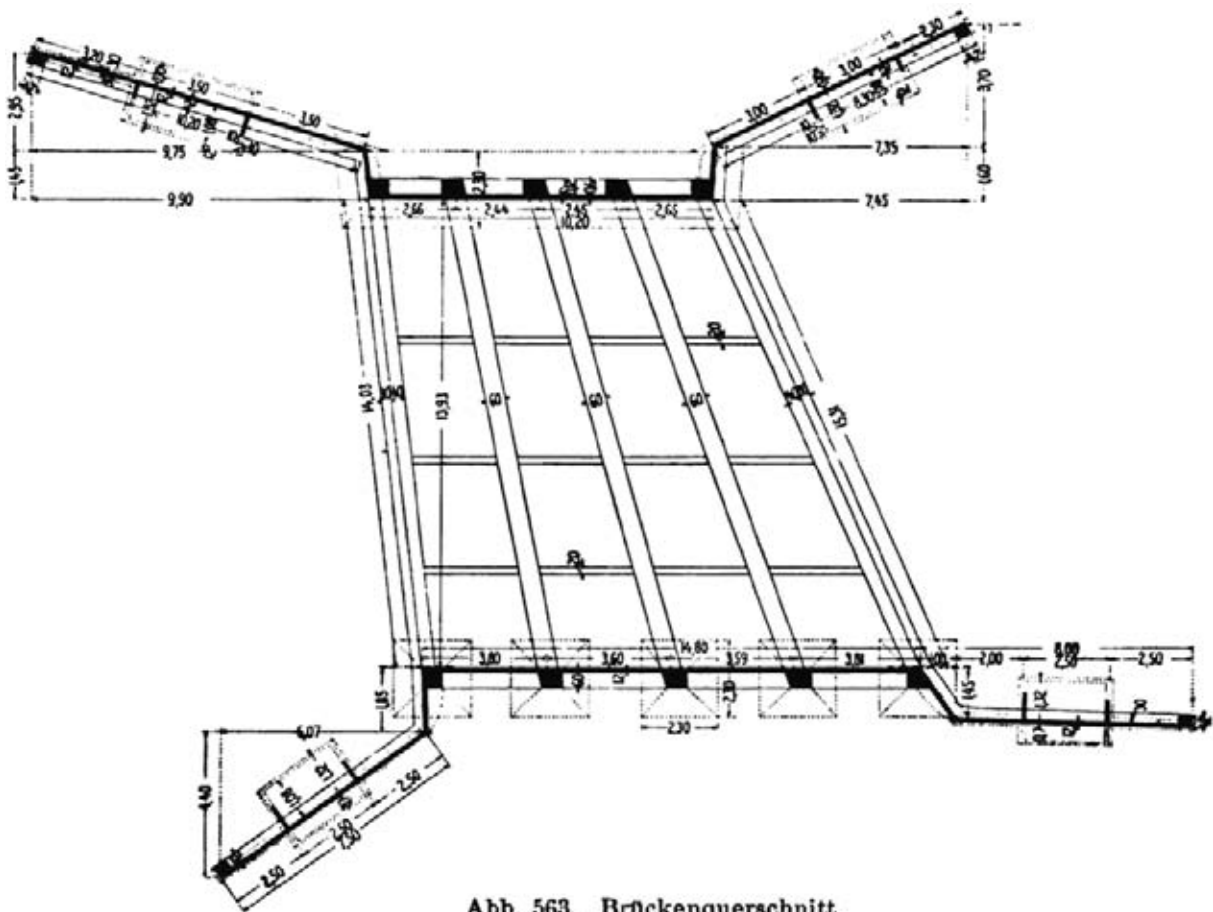


Abb. 563. Brückenquerschnitt.

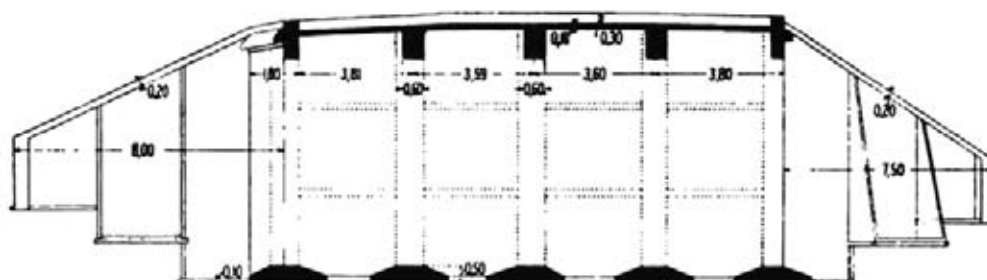


Bild 6: Brücke über die Chemnitztalbahn bei Markersdorf [9]

einer Plattendicke von 12 cm noch schlanker. Die auf der Erdseite angeordneten Stege bzw. Rippen wiesen eine Höhe von 60 cm auf.

Die Brücke galt gemäß Tasche [11] als die älteste Rahmenbrücke aus Eisenbeton in Deutschland. Den heutigen „Zustand“ der Brücke zeigt Bild 7. Die Brücke wurde 2010 abgerissen. Das Foto entstand bei einer Ausstellung zu Leben und Wirken von Max Pommer seitens des Sächsischen Wirtschaftsarchiv e.V. in der Leipziger Staatsbibliothek im November 2015. Darin ist neben den charakteristischen Flacheisenbügeln des Systems Hennebique auch glatter Rundstahl zu erkennen. Des Weiteren sind zwei Abbildungen des Bauwerks aus der Firmenbroschüre zu sehen. Im Bild unten rechts erfolgt die Belastung mit einem Kesselwagen, obwohl die Brücke für den Straßenverkehr vorgesehen war. Die Probelastung verlief erfolgreich, womit sich die Eisenbetonbauweise bzw. hier die Hennebique-Bauweise bewährt hatte und in den Folgejahren vermehrt ausgeführt wurde.

Die Brücke überführte bis zuletzt die Bundesstraße 107 über eine zwischenzeitlich stillgelegte Eisenbahnstrecke. Die Änderung der Trassierung und das nun nicht mehr vorhandene Hindernis machten die Brücke letztlich überflüssig, womit auch Bemühungen um den Erhalt der Brücke scheiterten. Im Rahmen einer Dissertation [11] konnte der Abbruch der Brücke zumindest wissenschaftlich begleitet und dokumentiert werden.

4.2 Brücke Pausaer Straße in Plauen/Sachsen

Nach dem Abbruch der Brücke Markersdorf war der Titel der ältesten noch existierenden Eisenbetonrahmenkonstruktion für Mitteldeutschland erneut zu vergeben. In [9] werden weitere Rahmenkonstruktionen aufgelistet, die durch die Firma Max Pommer in den Jahren 1904 bis 1906 ausgeführt wurden. Von den beschriebenen Brücken Rossweiner Straße in Döbeln – 1904, Wegeüberführung bei Denneritz – 1905, Straßenüberführung Meerane – 1906 ist nach Kenntnis des Verfassers kein Bauwerk mehr erhalten [11].



Bild 7: Ausgestellte Exponate der Chemnitztalbrücke Markersdorf während einer Sonderausstellung zu Max Pommer im November 2015 (Foto: Oliver Steinbock)

Weitergehende Recherchen führten schließlich zur SÜ Pausaer Straße in Plauen. Bild 8 zeigt zwei Schnitte und den Grundriss der Brücke. Es handelte sich um eine einhüftige Rahmenkonstruktion, die beidseitig an eine bestehende Gewölbebrücke zur Verbreiterung angeordnet wurde. Die Stützweite war mit 23,50 m deutlich größer als die der Brücke in Markersdorf [9]. Die Höhe der Plattenbalken betrug knapp über 2,0 m bei einem Stegabstand von $\approx 2,15$ m. Die Querträger hatten einen Abstand von 4,70 m [9]. Das Bauwerk wurde 1909 von der Firma Dyckerhoff und Widmann konstruiert und umgesetzt. Gegenüber der Brücke Markersdorf wurde die Brücke Pausaer Straße nach dem Prinzip Moniers mit Rundstäben bewehrt. Bewehrungszeichnungen liegen dem Verfasser jedoch nicht vor. Auftraggeber war wiederum die Königlich Sächsische Staatsbahn.

Später wurde das mittige Gewölbe abgetragen und durch eine Rahmenkonstruktion baugleich der

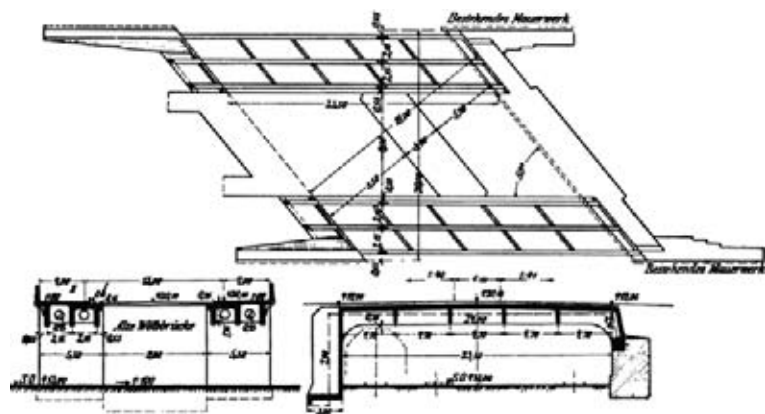


Bild 8: Brücke Pausaer Straße in Plauen/Sachsen – Grundriss und Schnitte [9]



Bild 9: Untersicht der Brücke Pausaer Straße
(Foto: Frank Rothkamm)



Bild 10: Abbruch der Brücke Pausaer Straße 2012
(Foto: Frank Rothkamm)

Verbreiterung ergänzt (Bild 9). Das Bauwerk diente fortan als Straßenüberführung über die Bahnstrecke Leipzig–Hof. Leider wurde die Brücke im Jahr 2012 im Rahmen der Elektrifizierung der Strecke Leipzig–Hof abgerissen (Bild 10). Somit ist ein weiteres Bauwerk der Eisenbetongeschichte verloren gegangen. Die aktuell älteste Eisenbetonrahmenbrücke konnte vom Verfasser noch nicht verlässlich recherchiert werden. Über Anregungen und Hinweise wäre der Verfasser dankbar.

5 Frühe Balkenbrücken in Dresden/Niedersedlitz

Nachdem zuvor zwei Rahmenbauwerke vorgestellt wurden, führten weitere Recherchen zu zwei frühen Balkenbrücken in Eisenbetonbauweise. Es handelt sich dabei um zwei einander ähnliche Bauwerke über den Lockwitzbach in Dresden/Niedersedlitz, die ebenfalls im Auftrag der Königlich Sächsischen Staatsbahn in den Jahren 1904 und 1905 errichtet wurden. Ausführende Firma war wiederum Max Pommer aus Leipzig. Die Entwürfe zu diesen Brückenbauwerken gehen auf den ehemaligen Dresdner Professor Willy Gehler (1876–1953) zurück, der zum damaligen Zeitpunkt noch als Regierungsbaumeister in der Brückenbauabteilung der Königlich Sächsischen Staatsbahn tätig war [14]. Das facettenreiche Leben und Schaffen des politisch umstrittenen und heute fast vergessenen Stahlbetonpioniers wird im Rahmen des DFG-Forschungsvorhabens Willy Gehler (1876–1953) – Spitzenforschung, politische Selbstmobilisierung und historische Rezeption eines bedeutenden Bauingenieurs und Hochschullehrers im „Jahrhundert der Extreme“ aufgearbei-

tet und vor dem Hintergrund der geschichtlichen Umstände bewertet. Nachfolgende Beschreibungen der Bauwerke basieren vorwiegend auf dem von Willy Gehler bearbeiteten Kapitel zu Balkenbrücken, der innerhalb der damals renommierten Buchreihe Handbuch für Eisenbetonbau von Fritz von Emperger herausgegeben wurde ([9] und [10]).

5.1 Brücke Fabrikzufahrt in Dresden/Niedersedlitz

Beim kleineren der beiden Bauwerke handelt es sich um eine einfeldrige Straßenbrücke mit einer Stützweite von 9,20 m. Die Fahrbahnplatte wurde mit 20 cm konstant dick ausgeführt und durch 30 cm breite Unterzüge alle 1 m in Quer- und alle 2 m in Längsrichtung versteift. Das Bauwerk bildet mit den hohen Randträgern einen Trogquerschnitt. Interessant ist hierbei das Bemühen um eine optische Gliederung der Randträger durch Aussparungen und Gesimse (Bild 11).

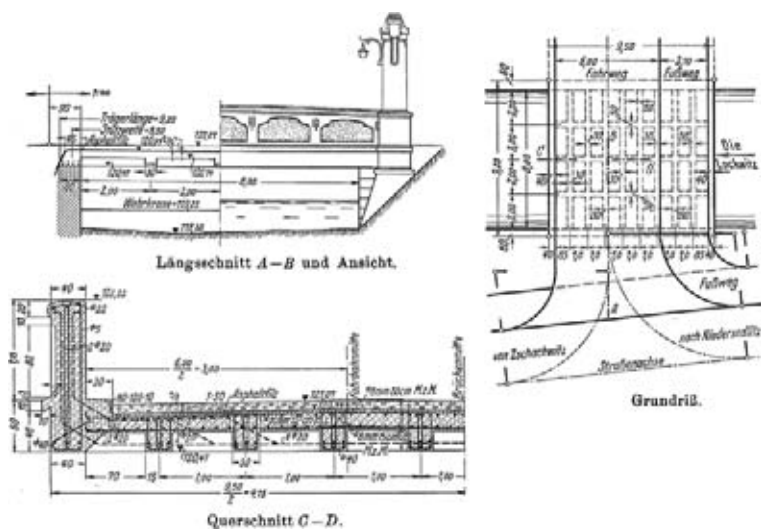


Bild 11: Brücke Fabrikzufahrt Dresden/Niedersedlitz – Grundriss und Schnitte [10]

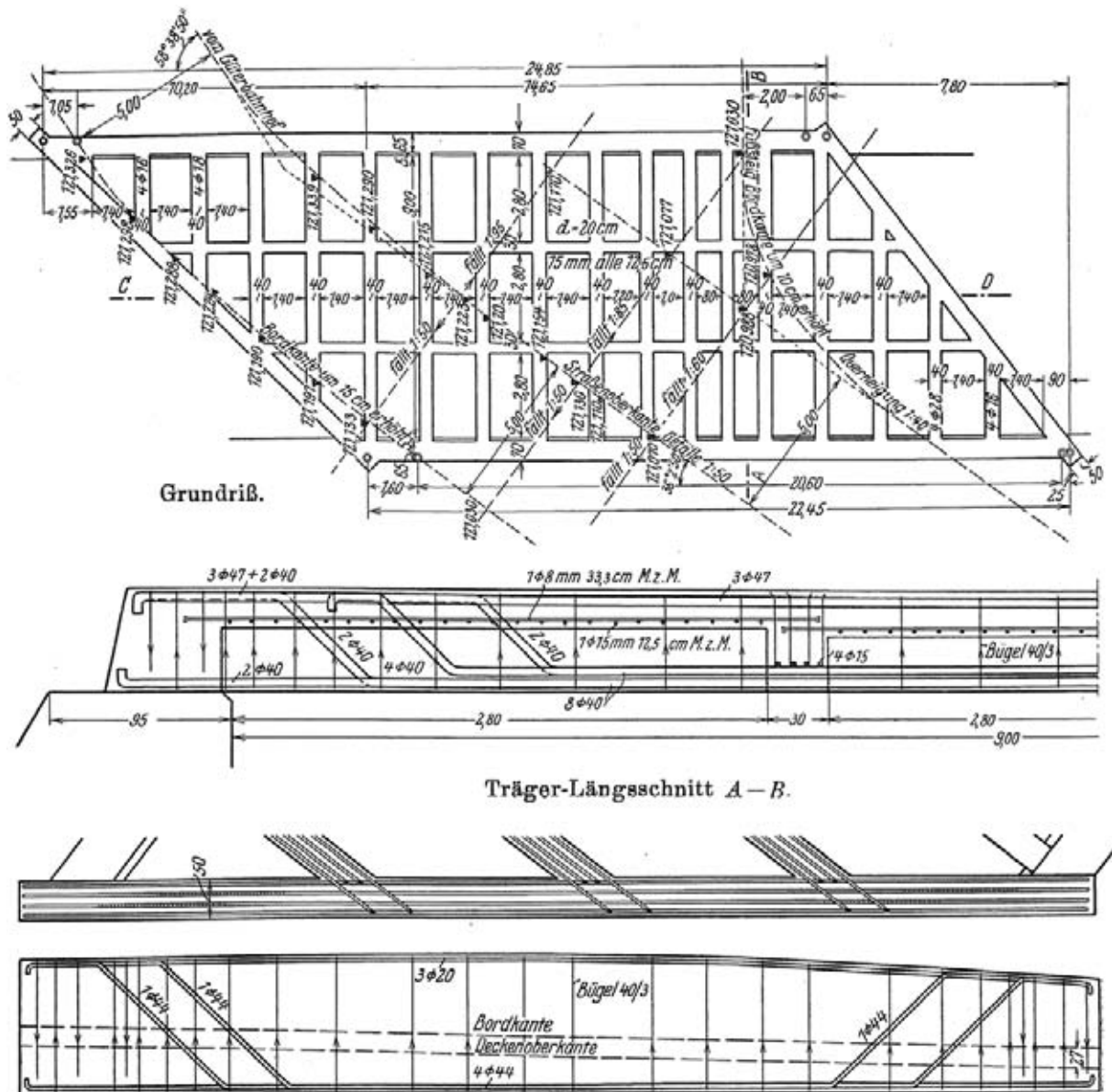


Bild 12: Brücke Güterbahnhof Dresden/Niedersedlitz – Grundriß und Schnitte [10]

Die Bewehrungsführung ist für damalige Verhältnisse ungewöhnlich. Obwohl die Firma Max Pommer zwischenzeitlich nicht mehr Lizenznehmer war [8], wurden weiterhin die Flacheisenbügel nach dem System Hennebique verbaut. Auf zeitgenössische Aufbiegungen der Zugeinlagen bei den einfach bewehrten Längs- und Querträgern wurde dagegen verzichtet. Die kreuzweise bewehrte Platte wurde für eine zweiachsige Lastabtragung vorgesehen. Analog zur Brücke in Markersdorf wurde die Brücke mit einem Kesselwagen von 20 t zur Probe belastet. Aus Sicht des Verfassers ist es besonders erwähnenswert, dass bei der Probelastung neben Durchbiegungsmessungen des Überbaus auch Dehnungsmessungen mit einbetonierten Marken an der Bewehrung vorgenommen wurden [9]. Die Brücke konnte im Rahmen einer Ortsbegehung nicht aus-

findig gemacht werden und ist vermutlich nicht mehr erhalten.

5.2 Brücke Güterbahnhof in Dresden/Niedersedlitz

Das zweite Bauwerk ist etwas größer und schiefwinklig (Bild 12) und diente als Anbindung des Güterbahnhofes in Dresden/Niedersedlitz. Das Bauwerk ist im Verhältnis zur Stützweite von 9,70 m mit 25,0 m relativ breit. Analog zum Bauwerk bei der Fabrikzufahrt ist der Überbau als Plattentragwerk mit Unterzügen in Längs- und Querrichtung versteift. Bemerkenswert ist die variable Höhe der Längsträger bei gleichzeitig konstanter Dicke der Fahrbahnplatte von ≈ 20 cm. Die Oberkante der Konstruktion verläuft parallel zur Fahrbahn-

oberfläche, wobei diese aufgrund der anschließenden Straße sowohl in Längs- als auch in Querrichtung als Dachgefälle bzw. Kuppe ausgebildet ist. Die Konstruktionshöhe der Längsträger variiert entsprechend. Um dennoch eine möglichst gleichmäßige Bewehrung zu erreichen, wurde der Abstand der Stege ebenfalls variiert. Auch hier wurden Flacheisenbügel verwendet. Im Gegensatz zum Bauwerk bei der Fabrikzufahrt wurden die Zugeisen der Randträger in den Auflagerbereichen zur Aufnahme von Querkräften aufgebogen [10].



Bild 13: Vermutlich älteste erhaltene Stahlbetonbrücke Mitteldeutschlands im Sommer 2015 (Foto: Oliver Steinbock)

Das Bauwerk ist noch erhalten und konnte dank der Hinweise in [10] und [11] aufgefunden werden (Bild 13). Es befindet sich in unmittelbarer Nähe des Bahnhofes Dresden/Niedersedlitz in der heutigen Prof.-Billroth-Straße. Die Brücke wurde 1905 errichtet und stellt somit die vermutlich älteste erhaltene Stahlbetonbrückenkonstruktion in Mitteldeutschland dar.

Das Bauwerk wurde aufgrund einer Vielzahl von Schäden im März 2015 für den Fahrzeugverkehr gesperrt. Ursprünglich für die Belastung durch eine Dampfwalze bemessen, wurde die Brücke während ihrer Nutzungsdauer in unterschiedliche Laststufen, schwankend zwischen BK 24 und BK 30/30, eingestuft [12]. Da das Bauwerk hinsichtlich des Hochwasserschutzes einen kritischen Punkt darstellt (Einstau bei Hochwasserereignissen), soll es 2016 abgerissen und durch einen Neubau ersetzt werden. Im Rahmen einer Diplomarbeit, die vom Verfasser betreut wird, wird zum einen der aktuelle Bauwerkszustand ausführlich dokumentiert und zum anderen eine Abschätzung der Tragfähigkeit vorgenommen. Hierbei sollen auch die Ergebnisse einer 1999 durchgeführten Probelastung berücksichtigt werden.

Aufgrund der Hochwasserproblematik kann das Bauwerk nicht erhalten werden. Es ist dem Verfasser jedoch ein Anliegen, die Abbrucharbeiten zumindest zu begleiten. Über Erkenntnisse aus den Untersuchungen und der Dokumentation kann voraussichtlich im kommenden Jahr berichtet werden.

6 Nachruf und Aufruf

Der vorangegangene Beitrag stellte in aller Kürze, ohne Anspruch auf Vollständigkeit, die Entwicklung von Stampfbetonbögen hin zu Stahlbetonbal-

kenbrücken aus der Anfangszeit der Eisenbetonbauweise dar. In einem zweiten Teil wurden frühe Rahmen- und Balkenbrücken Mitteldeutschlands knapp vorgestellt. Die Brücken zeigen zwar Gemeinsamkeiten, unterscheiden sich im Detail aber deutlich. Leider eint sie das gleiche Schicksal, am Ende ihrer Nutzungsdauer angelangt zu sein. Entweder sind die Brücken bereits abgerissen oder ihr Abriss ist beschlossene Sache.

Aus Sicht des Verfassers ist dies ein trauriger Umstand, da damit frühe Zeugnisse der Stahlbetongeschichte verloren gehen. Auch wenn die Bauwerke im Vergleich zu größeren Bauwerken weniger markant für ihr Umfeld sind, geben sie doch Aufschluss über frühere Techniken und Bauverfahren. Die Gründe für ihren Abriss sind sehr unterschiedlich, seien es Überlastung, Gründe des Hochwasserschutzes oder fehlende Nutzungsperspektiven. Letztlich ist es dem Verfasser ein Anliegen, die Fachwelt und auch die Öffentlichkeit für diesen interessanten Teil der Bautechnikgeschichte, insbesondere den des frühen Betonbrückenbaus, zu sensibilisieren und somit zum Erhalt gefährdeter Bauwerke beizutragen.

Literatur

- [1] Veihelmann, K.; Holzver, S. M.: Deutschlands älteste Betonbrücken. Bautechnik 90 (2013) 6, S. 376–379
- [2] Weller, B.; Tasche, M.: Massive Brücken in Mitteldeutschland. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), S. 292–297
- [3] Herzog, M.: Entwicklung des Konstruktiven Betonbaus – Ein Kurzporträt. Sonderheft Beton- und Stahlbetonbau Spezial (4/2005), 51 S.
- [4] Stegmann, K.: Das Bauunternehmen Dyckerhoff und Widmann – Zu den Anfängen des

- Betonbaus in Deutschland 1865–1918. Tübingen/Berlin: Wasmuth, 2014
- [5] Preßbich, G.-A.: Vom Neubau der Augustus-Brücke in Dresden, *Deutsche Bauzeitung* (1910) No. 46 / 47 / 50, S. 354 u. 358 / 363–367 / 383–384
- [6] Deinhard, J. M.: *Massivbrücken gestern und heute. Vom Caementum zum Spannbeton. Band II*, Wiesbaden/Berlin: Bauverlag, 1964
- [7] Actien-Gesellschaft für Monier-Bauten vorm. G. A. Wayss & Co. (Hrsg.): *Die Monier-Bauweise, D.R.-Pat. – Brücken, Durchlässe und Tunnel. Werbeschrift*, Berlin, 1891
- [8] Pommer, D.: Max Pommer als Betonpionier und Unternehmer. In: Krieg, S. W.; Pommer, D.; Sächsisches Wirtschaftsarchiv e.V. (Töpel, V.) (Hrsg.): *Max Pommer – Architekt und Betonpionier*, Leipzig: Sax, 2015, S. 64–101
- [9] Gehler, W.; Gesteschi, Th.; Colberg, O.: *Brückenbau: Balkenbrücken – Bogenbrücken – Anwendungen des Eisenbetons im Eisenbrückenbau*. In: Emperger, F. (Hrsg.): *Handbuch für Eisenbetonbau, VI. Band*, Berlin: Ernst und Sohn, 1911
- [10] Gehler, W.: *Balkenbrücken*. In: Emperger, F. (Hrsg.): *Handbuch für Eisenbetonbau, VI. Band*, Berlin: Ernst und Sohn, 1931
- [11] Tasche, M.: *Analyse von Entwicklungssträngen im Konstruktiven Ingenieurbau anhand bestehender Brücken und Stabtragwerke im Hochbau in Sachsen, Sachsen-Anhalt und Thüringen*. Diss., TU Dresden (verteidigt 2015, unveröffentlicht)
- [12] Straßen- und Tiefbauamt Dresden; Abt. Brücken und Ingenieurbauwerke; Ordner B 0106 00 1.9. 02 und Ordner A B 0106 00 1.4. 01; eingesehen im Oktober 2015
- [13] In [6] zitiert als Werbeschrift; *La construction des ponts au XXe siècle. Les ponts Hennebiques*, Paris 1906
- [14] Curbach, M.; Hensel, F.; Hänseroth, T.; Scheerer, S.; Steinbock, O.: *Genius and Nazi? Willy Gehler (1876–1953) – a German Civil Engineer and Professor between Technical Excellence and Political Entanglements in the 20th Century*. In: Bowen, B.; Friedman, D.; Leslie, T.; Ochsendorf, J. (Eds.): *Proceedings – Volume I, Proceedings of the fifth International Congress on Construction History, ICCH5, 3.–7.6.2015 in Chicago (USA)*, Chicago: Construction History Society of America, 2015 pp. 549–556

Brückenbauexkursion 2015 – Infrastrukturprojekte in Tschechien, Österreich und Deutschland

Dipl.-Ing. Sebastian Wilhelm, Dipl.-Ing. Robert Zobel
Institut für Massivbau, TU Dresden

1 Idee der Exkursion

Die diesjährige Brückenbauexkursion durch Tschechien, Österreich und Süddeutschland gab den mitgereisten Studenten die Möglichkeit, neben dem Brückenbau auch den Tunnel- und Stadionbau hautnah zu erleben. Zum einen konnten die theoretischen Grundlagen des Studiums vertieft und in der praktischen Anwendung kennengelernt werden. Zum anderen bot sich die Gelegenheit, mit Bauleitern und Planern in Kontakt zu kommen, um ihnen eine Vielzahl an Fragen zu stellen und mit ihnen Fachliches zu diskutieren. Diese Möglichkeit schätzen die teilnehmenden Studenten sehr, da viele von ihnen im 8. Semester langsam beginnen, ihre Karriere nach der Universität zu planen. Von Beginn an, etwa ein halbes Jahr vor der Exkursion, werden die Studenten bereits in den Planungsprozess ihrer Exkursion eingebunden. Von der Auswahl der Ingenieurbauwerke über die Zusammenstellung der Route, die Verwaltung der

Finanzen bis hin zur Organisation der Übernachtungen und Verpflegung arbeiten die Studenten selbstständig unter Koordination und Beratung durch die Mitarbeiter. Die Reise mit Kleinbussen hat sich in den vergangenen Jahren bewährt und ermöglicht die notwendige Flexibilität, um die oft schwer zugänglichen Baustellen überhaupt zu erreichen. Das gemeinsame Campen begrenzt nicht nur den Kostenrahmen, es bringt auch die Gruppe zusammen und fördert die abendliche Diskussion über die Erlebnisse des Tages.

2 Ingenieurbauwerke erleben

Am frühen Montagmorgen, dem 24. August 2015, starteten wir unsere Exkursion. Unser erstes Ziel war Prag. Die Mitarbeiter von METROSTAV informierten uns hier umfangreich zur Troja-Brücke, eine mit 200 m Stützweite und 36 m Breite ausgeführte Netzbogenbrücke. Trotz der 2.500 t



Bild 1: Troja-Brücke – Netzbogenbrücke in Prag/Tschechien

(Foto: Sebastian Wilhelm)

schweren Stahlkonstruktion wirkt diese Brücke durch ihren sehr flachen Bogen von nur 20 m Höhe filigran. Hergestellt wurde die Brücke in Verbundbauweise mit einem Stahlbogenbalken und abgehängter Fahrbahnplatte. Die vorgespannte Fahrbahnplatte aus Ortbeton ruht auf geschwungenen Fertigteil-Querträgern, die ebenfalls vorgespannt wurden.

Weiter ging es über Hradec Králové, wo einer der wichtigsten Autobahnverkehrsknotenpunkte Tschechiens im Moment zu Europas größtem Kreisverkehr ausgebaut wird, nach Wien. In Wien standen am nächsten Tag die Besichtigung der Faltwerkskonstruktion des Daches über dem Wiener Hauptbahnhof sowie der Baustelle des neuen Verkehrsknotenpunktes Prater und der Hochstraße Inzersdorf, beides begleitet durch die ASFiNAG, auf dem Programm.

Die Überdachung des Wiener Hauptbahnhofs ist aus 14 Rauten zusammengesetzt. Als Einzel-

element lagert jede Raute auf Stützen, die zusammen einen Rahmen bilden. Jeweils in der Auffaltung der Raute bildet sich ein First aus, der durch ein rautenförmiges Oberlicht unterbrochen wird. Durch das Zusammenspiel der einzelnen rautenförmigen Oberlichter wird die von unten massiv wirkende Überdachung ein wenig aufgelockert.

Vom Wiener Hauptbahnhof ging es weiter zur Baustelle des Knotens Prater. Dort waren wir mit Brigitte Müllneritsch von der ASFiNAG verabredet. Nach einer kurzen Vorstellung der Arbeitsbereiche der ASFiNAG berichtete uns Frau Müllneritsch vom komplizierten Bauvorhaben am Knoten Prater. Dieser stellt mit der Verknüpfung der A-23-Südosttangente Wien und der A-4-Ost-Autobahn ein hochrangiges Autobahnkreuz inmitten Wiens dar. Die in den Jahren 1970 bis 1972 als Schalentragswerk gebaute Erdberger Brücke ist aufgrund der sehr hohen Verkehrsbelastung an der Tragfähigkeitsgrenze angelangt und muss aufgrund ihres schlechten Zustandes abgerissen und neu gebaut werden. Damit der Verkehr während des Abrisses und Neubaus der Erdberger Brücke möglichst weiterhin ungehindert abgewickelt werden kann, wurden im Vorfeld links und rechts neue Brücken errichtet – sogenannte Entflechtungstragwerke. Nach deren Fertigstellung wird dann die Erdberger Brücke abgerissen und neu erbaut. Bei Aufrechterhaltung von zwei Fahrspuren pro Richtung und 190.000 Fahrzeugen pro Tag bedeutet dies eine planerische Meisterleistung. Einen genauen Überblick über das gesamte Bauvorhaben erhielten wir bei der anschließenden Begehung. Interessant dabei waren besonders die aufgeklebten CFK-Lamellen bei der bestehenden Erdberger Brücke.

Nach der Besichtigung des Knotens Prater ging es sofort weiter zur Hochstraße Inzersdorf, ebenfalls ein Projekt der ASFiNAG. Dort waren wir mit Herrn Krüger verabredet. Nach einem kurzen Überblick über die Hochstraße Inzersdorf mittels einer Präsentation führte uns Herr Krüger dann über die Baustelle. Besonders interessant waren die Schäden an den Querträgern durch Salzwasser. Diese resultierten aus dem gewählten Fertigteilssystem der Brücke. Der Überbau wurde als Einfeldträgerkette ausgeführt. Auf-



Bild 2: Besichtigung des Verkehrsknotens in Hradec Králové/Tschechien (Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 3: Überdachung des Wiener Hauptbahnhofs (Foto: Sebastian Wilhelm)

grund der hohen Verkehrsbelastung und der Schädigung durch Salzwasser muss die bestehende Hochstraße nun erneuert werden. Dabei wird ein Teil des Abschnittes instand gesetzt, der andere Teil wird abgetragen und erneuert. Im Anschluss an die Besichtigung führen wir weiter zu unserem letzten Programmpunkt des Tages – der Murinsel in Graz. Bei der Murinsel handelt es sich um eine schwimmende, aus Stahl ausgeführte Plattform in der Mur, die besonders im Dunkeln ein Highlight ist.

Nach einem gemütlichen Frühstück an einem sonnigen Plätzchen ging es am nächsten Tag weiter nach Deutsch-Grutschen zur Tunnelkette Granitztal, Bestandteil des Projektes zum Ausbau des österreichischen Eisenbahnnetzes. Nach einer Einführung im Baubüro von HOCHTIEF konnten die Studenten hautnah einen Einblick in den Tunnelbau im Sprengvortrieb nehmen. Der Tunnel Deutsch-Grutschen mit einer Länge von 2,6 km ist im Bauabschnitt Granitztal nur ein Teil der 6 km langen Tunnelkette. An den nördlich gelegenen Tunnel Deutsch-Grutschen schließt sich im Granitztal eine Einhausung (0,6 km) an, die im Süden wieder in einen Tunnel mündet, dem Tunnel „Langer Berg“ (2,9 km). Die beiden Tunnel werden dabei als 2-röhrige Bahntunnel mit Spreng- und Bagervortrieb hergestellt. Der Innenausbau erfolgt bei beiden Tunneln mit unbewehrtem Ortbeton.



Bild 4: Entflechtungstragwerk Knoten Prater in Wien/Österreich (Foto: Robert Zobel)



Bild 5: Noch bestehende Erdberger Brücke, Wien/Österreich

(Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 6: Hochstraße Inzersdorf in Wien – Schadensbild an einem Querträger
(Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 7: Grazer Murinsel, eine besondere semi-integrale Brücke
(Foto: Robert Zobel)



Bild 8: Tunnelbau im Sprengvortrieb bei der Tunnelkette Granitztal, Deutsch-Grutschen/Österreich
(Foto: Sebastian Wilhelm)

Im Granitztal wird die Bahntrasse in offener Bauweise hergestellt und anschließend überschüttet und begrünt. Dadurch können die Lärmbelastung im Tal gesenkt und der Umweltschutz realisiert werden. Der die Bahntrasse kreuzende Granitzbach wird mit einer geschlossenen Tunnelbrücke passiert.

Weiter ging es nach Salzburg. Hier standen u. a. als Fuß- und Radwegbrücken der Wilhelm-Kaufmann-Steg und der Markartsteg sowie der historische Mozartsteg auf der Tagesordnung. Der Wilhelm-Kaufmann-Steg beispielsweise ist eine Schrägkabelbrücke mit einer Spannweite von 94,50 m, die aufgrund ihrer geringen Breite von nur 5 m sehr filigran wirkt. Der 28 m hohe, um 60° geneigte Pylon unterstützt diesen dynamischen Eindruck. Dank der Anwesenheit des Tragwerksplaners Gerhard Heinrich (Fa. Heinrich & Hudritsch ZT GmbH) konnte auf einige konstruktive Details wie die Schwingungsanfälligkeit und -dämpfung, die Gründung im weichen, tonigen Sedimentboden der Salzach und den teils schwierigen Errichtungsprozess der Brücke mit Hilfspylon und Flussschüttungen detailliert eingegangen werden. Ein weiteres Brückenhilighlight in Salzburg war die Besichtigung des Markartsteges mit dem Tragwerksplaner Johann Lienbacher. Diese 2000/2001 neu errichtete und nach den Entwürfen der Architekten Lang und Sailer entworfene Stahlbalkenbrücke besticht durch ihre gebogene Form und ihren einzigen, schief stehenden Pfeiler, der sich schief gegen die Brücke stemmt. Auch hier konnten wir uns detailliert über die Problematiken Schwingungsanfälligkeit der Brücke, schwierige Gründung im Flussbett des Pfeilers sowie Rückverankerung der Lager informieren und Letzteres sogar beheben.



Bild 9: Erläuterung des Salzburger Wilhelm-Kaufmann-Steges durch den Tragwerksplaner Gerhard Heinrich (Foto: Sebastian Wilhelm) und geneigter Pylon dieser Brücke
(Foto: Robert Zobel)

Über die Mangfallbrücke, eine Spannbetonbalkenbrücke nach einem Entwurf von Ulrich Finsnterwalder 1959, deren Stege als vorgespannte Fachwerkstruktur ausgeführt wurden, fuhren wir weiter zur Europabrücke nach Innsbruck. Auf-



Bild 10: Rückverankerung beim Wilhelm-Kaufmann-Steg in Salzburg/Österreich
(Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 12: Rückverankerung des Makartsteges in Salzburg/Österreich
(Foto: Robert Zobel)



Bild 11: Makartsteg, Salzburg/Österreich
(Foto: Robert Zobel)

grund der einseitigen Sperrung wegen Instandsetzungsmaßnahmen konnte die 192 m hohe Brücke, geführt durch die ASFiNAG, von den Studenten begangen werden. Aufgrund einer Vielzahl von aufgeschweißten Aussteifungsrippen

am Deckblech kann der Fahrbelag nur unter hohem Aufwand vollständig aufgenommen werden. Durch die Besichtigung erhielten wir einen umfassenden Einblick in die Instandhaltung, wie z. B. bei der Lagerwartung, eines so zentral wic-



Bild 13: Mangfallbrücke – eine Spannbetonbalkenbrücke von Ulrich Finsterwalder bei Weyarn/Deutschland (Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 14: Exkursionsteilnehmer hoch oben über der Europabrücke bei Innsbruck/Österreich (Foto: Peter Augschöll)



Bild 15: Besichtigung der Europabrücke (Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 16: Tübings für den Tunnel des neuen Wasserkraftwerks in Pfunds/Österreich (Foto: Robert Zobel)



Bild 17: Doppelschildmaschine im Tunnel des neuen Wasserkraftwerks in Pfunds/Österreich (Foto: Robert Zobel)

tigen Schlüsselbauwerks im österreichischen Straßennetz.

Auch die HOCHTIEF-Baustelle des Wasserkraftwerks Pfunds, das seit vielen Jahren größte im Alpenraum neu gebaute Laufwasserkraftwerk im schweizerisch-österreichischen Grenzgebiet, gehörte zum breit gefächerten Programm. In einem über 20 km langen Tunnel, gebaut im Doppelschildvortrieb, konnten wir am nächsten Tag auf

der Baustelle die Dimensionen der Maschinen sowie die Herstellung der Tübings in der extra dafür errichteten Fabrikhalle live erleben.

Eines der Highlights war die längste Fußgängerhängebrücke Europas in Reutte – die Highline179. Die Seilhängebrücke überspannt in schwindelerregender Höhe die B 179 bei Reutte und verbindet somit die Ruine Ehrenberg mit dem Fort Claudia. Mit 406 m Länge und 115 m Höhe ist diese Brücke

cke aufgrund der hohen Schwingungsanfälligkeit und einem Gitterrost-Laufsteg eine sehr luftige und nicht für jeden geeignete Attraktion.

Ein weiterer Höhepunkt der Exkursion war die Begehung des Daches des Olympiastadions in München, welches eine architektonische Meisterleistung von Frei Otto und Günther Behnisch ist. Während der Führung über das Dach konnten wir die Tragelemente näher begutachten und die Dachkonstruktion an den Hochpunkten in Schwingung versetzen. Dünne Plexiglasscheiben wurden mittels beweglichen Lagerelementen an den Seil-

netzen befestigt. Zehn Seilbündel zu je 55 Litzen bilden das Hauptspannglied, welches die Lasten zu großen Massenfundamenten an den Rändern des Stadions abträgt.

Die Besichtigung der Saale-Elster-Talbrücke als Teil des Verkehrsprojekts Deutsche Einheit Nr. 8 (VDE 8) bildete den Abschluss der Exkursion. Ziel des Aus- und Neubaus der Bahnmagistrale Berlin–Nürnberg ist, dass ab 2018 die aktuelle Fahrtzeit von ca. sechs Stunden von Berlin nach München auf nur noch vier verkürzt wird. Besonderheit der fast 6.500 m langen Stahlbetonbrücke ist die



Bild 18: Highline179 – Europas längste Fußgängerhängebrücke bei Reutte/Österreich
(Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 19: Nahaufnahme der Highline179
(Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 20: Dach des Olympiastadions München
(Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 21: Im Münchener Olympiastadion
(Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 22: Saale-Elster-Talbrücke bei Halle/Saale
(Foto: Sebastian Wilhelm)



Bild 23: Mittagessen am Inn bei Prutz/Österreich
(Foto: Sebastian Wilhelm)

schotterlose feste Fahrbahn und eine Stahl-Stab-bogenbrücke mit einer Ausbaugeschwindigkeit von ebenfalls 300 km/h. Da sich die Brücke noch in der Standzeit befindet und derzeit nur Messfahrten stattfinden, konnten der Hohlkasten begangen und ein Einblick in das Bauwerksmonitoring sowie in die Auswertung der Daten durch Marc Wenner, Mitarbeiter bei MARX KRONAL, gewonnen werden. Aufgrund der hohen Anforderungen an das Tragwerk durch die Hochgeschwindigkeitszüge wurde nämlich seitens des Eisenbahnbauamtes ein Bauwerksmonitoring für diese Brücke gefordert. In ausgewählten Bereichen werden die Bauwerks- bzw. Bauteilverformungen über einen sehr langen Zeitraum gemessen und ausgewertet, um bspw. die Beanspruchung in der Schiene zu erfassen, die Einhaltung der Anforderungen für die „Feste Fahrbahn“ zu bestätigen oder das Bauwerksverhalten an Trennfugen zu analysieren.

3 Schlusswort

Nach diesen ereignisreichen acht Tagen und rund 2.700 km Fahrtstrecke wieder in Dresden angekommen, bleiben den Exkursionsteilnehmern schöne Erinnerungen an die gemeinsame Zeit sowie die interessanten Einblicke in die Kunst, Brücken zu entwerfen, zu bauen, zu sanieren und, was nicht vergessen werden darf, ggf. messtechnisch zu überwachen.

Uns hat es besonders gefreut, dass einige der Studenten nach ihren verdienten Semesterferien, inspiriert von der Exkursion, mit Brückenbauthe-

men in die Projektarbeit des 9. Semesters gestartet sind. Die Vielzahl der unterschiedlichen Tragwerke, Lösungen und technischen Details der Exkursion werden ihnen dabei helfen, ihre erste Brücke zu entwerfen und zu berechnen.

Danksagung

Wir möchten uns an dieser Stelle bei all jenen bedanken, die uns bei der Planung, vor Ort bei den interessanten Führungen über die unterschiedlichsten Ingenieurbauwerke und mit ihrer finanziellen Unterstützung geholfen haben, die Exkursion zu einem lehr- und abwechslungsreichen Erlebnis zu machen.

Wir bedanken uns bei unseren Gastgebern – Markéta Purnochová, Barbora Píčová, Richard Rakouš, Brigitte Müllneritsch, Herrn Krüger, Markus Holzleitner, Gerhard Heinrich, Johann Lienbacher, Peter Augschöll, Alexander von Liel, Marc Wenner, Udo Koppernock –, die sich bei den Ingenieurbauwerken viel Zeit für uns nahmen und uns Einblicke in die Ingenieurbaukunst verschafft haben.

Ein besonderer Dank geht an Professor Holger Svensson, der uns bei dieser Exkursion wieder tatkräftig und finanziell unterstützt hat. Ebenfalls gilt unser Dank der Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden, Schüßler-Plan und der Gesellschaft von Freunden und Förderern der Technischen Universität Dresden für die finanzielle Unterstützung.

Chronik des Brückenbaus

Zusammengestellt von Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner, Otto-Mohr-Laboratorium, TU Dresden

A 3 – Talbrücke Aschaffquelle, BW 230c

Beteiligte

Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland, Freistaat Bayern, vertreten durch die Autobahndirektion Nordbayern
Entwurf:	Autobahndirektion Nordbayern
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro SRP Schneider & Partner
Ausführung:	Fa. Max Bögl Stiftung & Co. KG

Technische Daten

Bauart:	Fünffeldrige Spannbetonbrücke auf Traggerüst
Überbau:	2 × zweistegiger Spannbeton-Plattenbalken
Konstruktionshöhe:	2,40 m (Überbau)
Unterbau:	Massive Stahlbetonpfeiler
Gründungsart:	Tiefgründung auf Ortbeton-Großbohrpfählen, Ø 1,20 m
Gesamtlänge:	202,50 m
Einzelstützweiten:	35,25 m – 3 × 44,00 m – 35,25 m
Breite:	18,05 m – 21,80 m
Brückenfläche:	8.070 m ²
Bauzeit:	2013–2015
Auftragssumme:	ca. 12,0 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	1.500 lfd. m
Beton:	12.000 m ³
Betonstahl:	1.400 t
Spannstahl:	290 t

Beschreibung

Im Zuge des 6-streifigen Ausbaues der BAB A 3 Frankfurt–Nürnberg wurde das Tal der Klein-Aschaff in deren Quellbereich mit einer Talbrücke überbrückt. Das Brückenbauwerk sollte ausgewogene Proportionen zwischen Stützweite, Bauhöhe und Geländebeschaffenheit sowie stützenden und unterstützten Bauteilen erhalten und wirtschaftlich in Bau und Unterhaltung sein.

Es gibt zwei getrennte Überbauten, so dass bei späteren Instandsetzungsarbeiten eine 4+0-Verkehrsführung problemlos möglich ist. Die beiden Überbauten wurden als parallelgurtige, in Längsrichtung mit Spanngliedern in nachträglichem Verbund vorgespannte Ortbeton-Durchlaufträger mit zweistufigem Plattenbalkenquerschnitt ausgeführt und auf einem Traggerüst abschnittsweise mit Koppelfugen im Bereich der Momentennullpunkte hergestellt. Die Fahrbahnplatten enthalten eine Quervorspannung aus verbundlosen Spanngliedern.

Das Bauwerk wurde mit Großbohrpfählen mit Pfahllängen zwischen 5 m und 28 m im Sandstein tief gegründet. Unter jedem Überbausteg befinden sich einzelne Massivpfeiler mit je einem Kallottenlager. Dadurch entstehen vier Stützenreihen mit vier Lagerreihen. Die Pfeilerpaare eines Überbaus sind jeweils durch einen 2 m hohen Querriegel verbunden.



Seitenansicht

(Foto: Autobahndirektion Nordbayern)

A 3 – Ersatzneubau der Brücke über den Main-Donau-Kanal, BW 379b

Beteiligte

Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland, Freistaat Bayern, vertreten durch die Autobahndirektion Nordbayern
Entwurf:	Schömigplan Ingenieurgesellschaft mbH
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH
Ausführung:	ARGE Echterhoff Bau GmbH SAM Stahlturn- & Apparatebau

Technische Daten

Bauart:	Bogenbrücke
Überbau:	Einfeldrige Stahl-Stabbogenbrücke im Verbund mit schlaff bewehrter Stahlbetonfahrbahnplatte
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Ort beton-Großbohrpfählen, \varnothing 1,20 m
Gesamtlänge:	94,00 m
Einzelstützweiten:	94,00 m
Breite:	2 x 18,85 m
Brückenfläche:	3.544 m ²
Konstruktionshöhe:	1,80 m (Überbau)
Bauzeit:	2014–2015
Auftragssumme:	ca. 12,7 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	1.159 lfd. m
Beton:	4.970 m ³
Betonstahl:	880 t
Konstruktionsstahl:	1.600 t
Kopfbolzen:	6,5 t (11.370 Stück)

Beschreibung

Litzenbrücke, korrodierte Spannglieder und weitere Schäden in Folge von SpRK beim Bestandsbauwerk (Bj. 1961) machten einen Ersatzneubau erforderlich, der für den zukünftig 6-streifigen Ausbau der BAB A 3 Frankfurt–Nürnberg ausgelegt wurde. Die Widerlager sind auf bis zu 30 m langen Ort beton-Großbohrpfählen gegründet. Jede Richtungs-FB erhielt einen eigenen Überbau als einfeldrige selbstverankerte Stabbogenkonstruktion, wodurch die beiden seitlich angeordneten Hauptträger zusätzlich Zugspannungen aus Bogenschub erhalten, was positiv für das Stabilitätsverhalten der Längsträger ist.

Unter den Bogenfußpunkten befinden sich Kallottenlager und Verformungsgleitlager mittig unter den Endquerträgern. Die Stahlteile für den Überbau wurden auf einem Vormontageplatz verschweißt und während einer eintägigen Sperrung des Kanals für den Schiffsverkehr mittels eines Pontons in die endgültige Lage eingeschoben. Ein mit Leichtbeton gefüllter Hohlkasten außen am Hauptträger ist ober- und unterwasserseitig als Schutz bei Schiffsanprall befestigt.



Luftbild

(Foto: Hajo Dietz)

A 7 – Talbrücke Bräubach, BW 684a

Beteiligte

Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland, Freistaat Bayern, vertreten durch die Autobahndirektion Nordbayern
Entwurf:	Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI GmbH, Büro Nürnberg
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Konstruktionsbüro Fa. Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG, Aschaffenburg
Ausführung:	Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG, Aschaffenburg

Technische Daten

Bauart:	Fünffeldrige semiintegrale Plattenbalkenbrücke
Überbau:	Zweistegiger Spannbeton-Plattenbalken
Unterbau:	Massive Stahlbetonpfeiler mit zweifachem Anlauf
Gründungsart:	Tiefgründung auf Ortbeton-Großbohrpfählen, Ø 1,20 m
Gesamtlänge:	248,00 m
Einzelstützweiten:	40,00 m – 3 × 56,00 m – 40,00 m
Breite:	31,35 m
Brückenfläche:	7.775 m ²
Konstruktionshöhe:	gevoutet 1,70 m (Feldmitte) bis 3,20 m (über Pfeilern)
Bauzeit:	2013–2015
Auftragssumme:	ca. 15,0 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	1.640 lfd. m
Beton:	11.400 m ³
Betonstahl:	1.580 t
Spannstahl:	300 t

Beschreibung

Die Brücke im Zuge der A 7 nördlich der AS Marktbreit ersetzt ihre 30 Jahre alte Vorgängerin, die insgesamt in schlechtem Zustand und v. a. infolge des rasant angestiegenen Güter- und Schwerverkehrs nicht mehr ausreichend tragfähig war. Nach der Umlegung des Verkehrs auf die Richtungs-FB Würzburg wurde das westliche Teilbauwerk abgebrochen und anschließend neu gebaut. Nach Umlegung des Verkehrs auf dieses wurde analog für das zweite Teilbauwerk verfahren.

Die in der Grundform sechseckigen Pfeiler haben einen veränderlichen Querschnitt mit 50:1-Neigung in der Längs- und 25:1-Neigung in der Quersicht. Der 4,60 m hohe Pfeilerkopf weitet sich nach oben auf und schließt monolithisch an die Überbaustege an. Der zurückgesetzte Spiegel als gestalterisches Element folgt der Aufweitung des Schaftes.

Die längs in nachträglichem Verbund vorgespannten Überbauten wurden abschnittsweise auf Traggerüst mit Koppelfugen in den Momentennullpunkten und Querträger nur über den Widerlagern ausgeführt.



Pfeileransicht

(Foto: Autobahndirektion Nordbayern)

A 10 – Ersatzneubau der Brücke über die B109 – Schönerlinder Straße, BW 87

Beteiligte

Bauherr:	Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt Berlin
Entwurf:	Ingenieurbüro Grassl, Berlin
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Prof. Dr.-Ing. H. Bechert + Partner, Dresden
Ausführung:	Matthäi Bauunternehmen GmbH & Co. KG, Velten

Technische Daten

Bauart:	1-feldrige Plattenbalkenbrücke
Überbau:	4-stegiger Plattenbalken aus Spannbeton mit zwei getrennten Überbauten
Unterbau:	Kastenwiderlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	17,45 m
Einzelstützweiten:	17,45 m
Breite:	37,00 m
Brückenfläche:	645 m ²
Konstruktionshöhe:	1,02 m (Überbau)
Bauzeit:	2013–2015
Auftragssumme:	ca. 1,85 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	3.103 m ³
Betonstahl:	451 t
Spannstahl:	28 t

Beschreibung

Das einfeldrige Brückenbauwerk aus dem Jahre 1970 wurde im Zuge des Ausbaus der Autobahn A 10 über die Schönerlinder Straße als Fertigteilkonstruktion der Baureihe BT-70 hergestellt und im Rahmen des 6-streifigen Ausbaus zurückgebaut und anschließend neu errichtet.

Beide Widerlager sind als Kastenwiderlager ausgebildet und flach gegründet. Die Widerlagerwände sind parallel zur unterführten B 109 angeordnet. Der Ersatzneubau wurde, bezogen auf das Bestandsbauwerk, bei gleich bleibender Weite um ca. 1 m nach Westen verschoben. Im Anschlussbereich an die Widerlagerwände sind die Flügel an der Innenseite im Grundriss unter 45° gevoutet. Scheinfugen in den Widerlagerwandhälften dienen der Steuerung der Rissbildung aus Dehnungsbehinderung.

Beide 1,02 m hohen Überbauten sind 4-stegige Spannbeton-Plattenbalken mit einer Stützweite von 17,45 m, was eine Schlankheit von ~17 ergibt. Die Fahrbahnplatte zwischen den Stegen ist 0,35 m stark. Jeder Überbau wurde je Lagerachse auf drei Verformungslagern (bewehrte Elastomerlager) aufgelagert. Den seitlichen Überbauabschluss bildet ein 1 m hohes Holmgeländer der Gestaltungstypologie der BAB A 10.



Untersicht

(Foto: Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt Berlin)

A 10 – Ersatzneubau der Brücke über die Panke, BW 89

Beteiligte

Bauherr:	Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt Berlin
Entwurf:	Ingenieurbüro Grassl, Berlin
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Prof. Dr.-Ing. H. Bechert + Partner, Dresden
Ausführung:	Matthäi Bauunternehmen GmbH & Co. KG, Velten

Technische Daten

Bauart:	Stahlbetonrahmenbrücke mit zwei getrennten Überbauten)
Überbau:	Schlaff bewehrte Stahlbetonplatte
Unterbau:	Schiefwinkliges Kastenwiderlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	11,23 m
Einzelstützweiten:	11,23 m
Breite:	35,56 m
Brückenfläche:	399 m ²
Konstruktionshöhe:	0,65 m (Überbau)
Bauzeit:	2013–2015
Auftragssumme:	ca. 1,10 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	857 m ³
Betonstahl:	106 t

Beschreibung

Das Fertigteil-Bestandsbauwerk (1970, BT 50) musste abgebrochen werden, da die Verbreiterung der Fahrbahn von 2 auf 3 Steifen je FR notwendig wurde.

Die Brücke liegt in einer Wanne, weshalb der Überbau in Längs- und Querrichtung variabel geneigt ist. Die schiefwinkligen Kastenwiderlager wurden flach gegründet. Die Widerlagerwände wurden parallel zur Achse der unterführten Panke angeordnet und die Flügelwände fugenlos an die Widerlager angeschlossen. Im Anschlussbereich sind die Flügel NW und SO auf der Innenseite im Grundriss unter 45 ° gevoutet. Je FR wurde ein Überbau aus einer schlaff bewehrten, biegesteif mit den Widerlagerwänden verbundenen Stahlbetonplatte hergestellt, die eine Schlankheit von $l/h \approx 16$ aufweist.

Die Konstruktionshöhe variiert zwischen 0,65 und 0,25 m (Kragarmenden). Die Lärmschutzwände sind in den Kappen auf der Südseite mittels Verankerungskonstruktionen einbetoniert. Zugkräfte werden dort zusätzlich mit Tellerankern in den Überbau geleitet.



Seitenansicht

(Foto: Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt Berlin)

A 10 – Ersatzneubau der Brücke über den Lietzengraben, BW 88

Beteiligte

Bauherr:	Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt Berlin
Entwurf:	Ingenieurbüro Grassl, Berlin
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Prof. Dr.-Ing. H. Bechert + Partner, Dresden
Ausführung:	Matthäi Bauunternehmen GmbH & Co. KG, Velten

Technische Daten

Bauart:	Stahlbetonrahmenbrücke mit zwei getrennten Überbauten
Überbau:	Schlaff bewehrte Stahlbetonplatte
Unterbau:	Schiefwinkliges Kastenwiderlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	9,20 m
Einzelstützweiten:	9,20 m
Breite:	36,10 m
Brückenfläche:	322 m ²
Konstruktionshöhe:	0,65 m (Überbau)
Bauzeit:	2013–2015
Auftragssumme:	ca. 1,08 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	1.053 m ³
Betonstahl:	129 t

Beschreibung

Im Zuge des 6-streifigen Ausbaus des Berliner Teilstücks der BAB A 10 zwischen AD Pankow und AD Barnim wurde die bestehende BT-50-Fertigteilbrücke über den Lietzengraben abgerissen und anschließend in der Trasse des Bestandsbauwerks neu errichtet. Die Brücke hat zwei schiefwinklige Kastenwiderlager mit 0,80 m dicken Flügeln (Regelbereich), die fugenlos an die Widerlager anschließen. Das Bauwerk wurde flach gegründet. Um eine Beeinflussung der neuen Gründung durch die vorhandenen Pfähle des Bestandsbauwerks auszuschließen, wurden diese auf Höhe der Baugrubensohle abgebrochen. Je Fahrbahnrichtung wurde eine 0,65 m hohe, schlaff bewehrte Stahlbetonplatte hergestellt, die biegesteif mit den Widerlagerwänden verbunden ist. Mit einer Stützweite von 8,65 m ergibt sich eine Schlankheit von 13. Die Kragarmenden verjüngen sich auf 0,25 m. Ein 1 m hohes Holmgeländer als Sonderkonstruktion der Gestaltungstypologie der BAB A 10 schließt den Überbau seitlich ab.



Seitenansicht

(Foto: Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt Berlin)

A 10 – Ersatzneubau der Brücke über die L 161 – Karower Chaussee BW 90

Beteiligte

Bauherr:	Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt Berlin
Entwurf:	Ingenieurbüro Grassl, Berlin
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Prof. Dr.-Ing. H. Bechert + Partner, Dresden
Ausführung:	Matthäi Bauunternehmen GmbH & Co. KG, Velten

Technische Daten

Bauart:	2-feldrige Plattenbalkenbrücke
Überbau:	4-stegiger Plattenbalken aus Spannbeton
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	35,85 m
Einzelstützweiten:	17,925 m – 17,925 m
Breite:	36,66 m
Brückenfläche:	1.314 m ²
Konstruktionshöhe:	1,02 m (Überbau)
Bauzeit:	2013–2015
Auftragssumme:	ca. 2,73 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	3.103 m ³
Betonstahl:	451 t
Spannstahl:	28 t

Beschreibung

Das flach gegründete Bauwerk ersetzt im Rahmen des 6-streifigen Ausbaus der A 10 eine Fertigteilkonstruktion der Baureihe BT-50.

Die beiden Kastenwiderlager sind tangential zum Schnittpunkt der Achsen von A 10 und L 161 angeordnet. Die fugenlos an die Widerlager angeschlossenen Flügelwände sind jeweils 12,50 m lang. Etwa in den Drittelpunkten der beiden Widerlagerwandhälften wurden Scheinfugen zur Steuerung der Rissbildung angeordnet. Die Flügel sind mit Verblendmauerwerk im Märkischen Verband gestaltet.

In Brückenmitte lagern die Hauptträgerstege jeweils auf Einzelpfeilern mit Korbbogenquerschnitt. Der 1 m hohe Pfeilerkopf misst 2 × 1,3 m. Beide Überbauten sind 4-stegige Spannbeton-Plattenbalken und lagern auf Verformungslagern. Die Fahrbahnplatte zwischen den Stegen ist 0,35 m stark und die Dicke des Kragarmanschnittes beträgt 0,45 m. In den drei Lagerachsen wurden 1,30 m breite Querträger zwischen den Hauptträgern angeordnet.



Untersicht

(Foto: Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt Berlin)

A 14 – Neubau der Brücke über die Löcknitzniederung, BW 21

Beteiligte

Bauherr:	DEGES Berlin in Vertretung der Brandenburgischen Straßenbauverwaltung
Entwurf:	BUNG Beratende Ingenieure, Berlin
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Gnade GmbH, Magdeburg
Ausführung:	JOHANN BUNTE Bauunternehmung GmbH & Co. KG, NL Schwerin

Technische Daten

Bauart:	Plattenbalkenbrücke
Überbau:	Zweistegiger Plattenbalken aus Spannbeton in feldweiser Herstellung auf Traggerüst
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	200,00 m
Einzelstützweiten:	25,75 m – 2 × 29,00 m – 34,50 m – 2 × 29,00 m – 23,75 m
Breite:	2 × 14,10 m
Brückenfläche:	5.640 m ²
Konstruktionshöhe:	1,60 m (Überbau)
Bauzeit:	2014–2015
Auftragssumme:	ca. 7,70 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	11.700 m ³
Betonstahl:	1.500 t
Spannstahl:	240 t
Konstruktionsstahl:	12 t

Beschreibung

Die A 14 kreuzt zwischen den AS Karstädt und Groß Warnow die Löcknitz und die angrenzende Niederung. Das Gebiet ist Teil des LSG Agrarlandschaft Prignitz-Stepenitz. Es wurde ein 7-feldriges Bauwerk entsprechend des architektonischen Gestaltungskonzepts von A. Keipke für den A-14-Neubau errichtet. Die in die Böschungen zurückversetzten Widerlager und die Pfeiler sind radial zur A-14-Achse angeordnet.

Die Stützweiten wurden anhand der landschaftspflegerischen Begleitplanung so gewählt, dass ein Streifen von 5 m ab Böschungs-OK Gewässer von jeglicher Bauaktivität der Gründung freigehalten wird. Die 2-stegigen vorgespannten Plattenbalken haben außen und innen abgerundete Stege und eine 40 cm dicke Platte. Je Steg wurden getrennte Pfeiler in Breite der Stege errichtet. Die Pfeilerdicke ist hinsichtlich der Lagergrößen optimiert. An den Überbauaußenseiten sind entsprechend der landschaftspflegerischen Begleitplanung 4 m hohe Kollisionsschutzwände angeordnet.



Untersicht der Brücke

(Foto: Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg)

A 14 – Neubau der Überführung der B 5, BW 21Ü6

Beteiligte

Bauherr:	DEGES Berlin in Vertretung der Brandenburgischen Straßenbauverwaltung
Entwurf:	Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Bornmann & Jauck GmbH, Bad Dürrenberg
Ausführung:	ARGE BAB A14 Groß Warnow

Technische Daten

Bauart:	4-feldrige Plattenbalkenbrücke
Überbau:	Einstegiger Plattenbalken aus Spannbeton
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	126,40 m
Einzelstützweiten:	29,90 m – 38,55 m – 32,00 m – 25,95 m
Breite:	10,60 m
Brückenfläche:	1.340 m ²
Konstruktionshöhe:	1,70 m (Überbau)
Bauzeit:	2014–2015
Auftragssumme:	ca. 2,20 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	2.000 m ³
Betonstahl:	260 t
Spannstahl:	42 t

Beschreibung

Das Brückenbauwerk BW 21Ü wurde im Zuge des Ausbaus der BAB A 14 errichtet und befindet sich südöstlich von Groß Warnow. Hier schwenkt die Trasse der Bundesautobahn, die aus Südosten kommend etwa parallel zur Bundesstraße B 5 verläuft, nach Westen ab. Der Überbau des Brückenbauwerks besteht aus einem einsteigigen, längs vorgespannten Plattenbalken in Spannbetonbauweise, dessen Übergang zwischen Steg und Plattenkragarm an der Unterseite ausgerundet ist. Die Brückenpfeiler mit einer Höhe von 5,30 m bis 5,56 m wurden als massive, schlanke Pfeilerscheiben ausgebildet. Als gestalterisches Element besitzen die Pfeiler die Form von einer sich nach oben aufweitenden Ellipse. Die weit zurück- und hochgesetzten Widerlager wurden in den Dammkörper und in die Einschnittsböschung eingebettet und als kastenförmige Widerlager mit biegesteif angeschlossenen Parallelfügeln hergestellt. Sowohl die Widerlager als auch die Pfeiler sind flach gegründet.



Seitenansicht

(Foto: Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg)

A 14 – Autobahnkreuz Schwerin, BW 7.12 – Brücke im Zuge der BAB A 14 über die BAB A 24

Beteiligte

Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland, Freistaat Bayern, vertreten durch die Autobahndirektion Nordbayern
Entwurf:	Mecklenburger Ingenieurbüro für Verkehrsbau GmbH, Schwerin
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Bornmann und Jauck GmbH
Ausführung:	ARGE GP Papenburg Verkehrswegebau, Grimmen GP Ingenieurbau, Halle Kemna, Schwerin

Technische Daten

Bauart:	Zweifeldrige Plattenbalkenbrücke auf Traggerüst
Überbau:	Zweistufiger Plattenbalken aus Spannbeton
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Ortbetonrammpfähle mit ausgerammtem Fuß, Ø 61 cm
Gesamtlänge:	72,00 m
Einzelstützweiten:	36,00 m – 36,00 m
Breite:	51,60 m
Brückenfläche:	3.715 m ²
Konstruktionshöhe:	1,75 m (Überbau)
Bauzeit:	2013–2015
Auftragssumme:	ca. 28,0 Mio. EUR (Gesamtkosten Umbau des AK Schwerin)

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	7.806 lfd. m
Beton:	7.937 m ³
Betonstahl:	1.336 t
Spannstahl:	112 t

Beschreibung

Das Autobahndreieck Schwerin wurde im Zuge des Neubaus des südlich der BAB A 24 gelegenen Abschnittes der BAB A 14 zu einem Autobahnkreuz ausgebaut, wobei die A 24 in ihrer Lage verblieb und die A 14 in Dammlage überführt wird.

Das durchlaufend längs vorgespannte und quer schlaff bewehrte 2-feldrige Überführungsbauwerk hat vier Überbauten in Form von 2-stufigen Plattenbalken. Beide Richtungsfahrbahnen und die Überbauten der beiden Verteilerfahrbahnen wurden mit einem bodenständigen Traggerüst hergestellt.

Die Überbauten der Teilbauwerke lagern im Bereich des Mittelstreifens der BAB A 24 auf zwei ovalen Stützen auf, die paarweise auf gemeinsamen Fundamenten in einem durchlaufenden Spundwandkasten tief gegründet sind.

Die Widerlager der Teilbauwerke sind als schiefe Kastenwiderlager hergestellt. Die äußeren Flügel der Widerlager wurden als ausgerundete Böschungsfügel als selbstständige Bauteile in Form von tief gegründeten Winkelstützwänden hergestellt.



Luftbild des Autobahnkreuzes

(Foto: SWM DV Studio)

A 44 – Talbrücke „Ganslandsiepen“ in Heiligenhaus, BW 11

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen, Regionalniederlassung Ruhr, Haus Essen
Entwurf:	Ruhrberg Ingenieurgesellschaft, Hagen-Dahl
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Schüssler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Düsseldorf
Ausführung:	ARGE Züblin / Donges Steeltec, Bad Hersfeld

Technische Daten

Bauart:	Semiintegrale Stahlverbundbrücke im Taktschiebeverfahren
Überbau:	Stahlkasten mit Stahlbetonfahrbahnplatte
Unterbau:	Widerlager und Pfeiler aus Stahlbeton
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	208,00 m
Einzelstützweiten:	64,00 m – 80,00 m – 64,00 m
Breite:	31,00 m
Brückenfläche:	6.448 m ²
Konstruktionshöhe:	4,10 m
Bauzeit:	2011–2015
Auftragssumme:	ca. 15,0 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	6.700 m ³
Betonstahl:	1.300 t
Spannstahl:	2 t
Konstruktionsstahl:	2.045 t
Kopfbolzen:	27 t

Literatur: Langer, S.: Talbrücke Ganslandsiepen – Fertigung und Montage einer semiintegralen Talbrücke. Stahlbau (2013) 10, S. 720–725

Beschreibung

Zwischen AK Ratingen-Ost (A 44 / A 3) und Velbert wird der Lückenschluss der A 44 neu gebaut, um eine durchgehende Ost-West-Verbindung am Südrand des Ruhrgebietes zu schaffen. Dadurch wird ein Brückenneubau erforderlich, der in bis zu 20 m Höhe mehrere Wirtschaftswege und den Ganslandbach überquert. Die Brücke liegt im Grundriss in einem Radius von 5.000 m. Gemäß Gestaltungshandbuch wurde ein semiintegrales Bauwerk errichtet. Von den beiden Pfeilerköpfen aus führen V-förmige Streben auf den Außenseiten der Stahlkästen bis zur Fahrbahnplatte. Die Überbauten der zwei Teilbauwerke sind Stahlkästen mit nach außen geneigten Stegen, sie wurden in je 6 Schüssen im Werk vorgefertigt, in bis zu 100 t schweren Transporten zur Baustelle transportiert und dort zusammengeschweißt. Wegen der sich unter dem Bauwerk befindenden ökologisch schützenswerten Bereiche wurden die Stahlkästen längs von einem Widerlager aus eingeschoben und die 15,50 m breite Stahlbetonfahrbahnplatte anschließend im Pilgerschrittverfahren ergänzt. Aufgrund gegenüber den DIN-Fachberichten veränderter Lastansätze nach DIN EN 1991-2, LMM, wurde auf den Pfeilerköpfen zusätzlich eine Vorspannung mit Spanngliedern erforderlich.



Brückenansicht

(Foto: Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen)

A 23 – Ersatzneubau der Störbrücke Itzehoe, BW 314.21

Teilbauwerke A1, B1, C1, Richtungsfahrbahn Hamburg

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein
Entwurf:	Ingenieurbüro Böger + Jäckle, Henstedt-Ulzburg Ingenieurbüro Grassl, Hamburg
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Prof. Bellmer Ingenieurgruppe GmbH, Bremen Nord-West Planungsgesellschaft, Hannover Meyer+Schubart, Wunstorf Weyer Beratende Ingenieure GmbH, Dortmund Konstat, Skopje Bernard Ingenieure GmbH, München
Ausführung:	Arge Störbrücke Itzehoe II – Eiffel Deutschland Stahltechnologie GmbH, Hannover Porr Technobau und Umwelt GmbH, Berlin Sächsische Bau GmbH, Neuensalz

Technische Daten

Bauart:	Stahlverbundbrücke
Überbau:	Strombrücke: Stabbogenbrücke in Verbundbauweise
Vorlandbrücken:	einzelliger Hohlkasten in Verbund- bauweise (Vorlandbrücken)
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung, Widerlager flach gegrün- det
Gesamtlänge:	1.161 m
Einzelstützweiten:	VLB Süd: 42,00 m – 50,00 m – 55,00 m – 3 × 60,00 m – 2 × 64,00 m
Strombrücke:	120,00 m
VLB Nord:	2 × 65,00 m – 5 × 60,00 m – 58,00 m – 54,00 m – 44,00 m
Breite:	15,00 m
Brückenfläche:	17.500 m ²
Konstruktionshöhe:	3,15 m (Überbau)
Bauzeit:	2011–2015
Auftragssumme:	ca. 42,00 Mio. EUR

Massen und Mengen

Pfähle:	1.160 m (Ortbetonbohrpfähle), 6.600 m (Ortbetonrammpfähle)
Beton:	16.000 m ³
Betonstahl:	2.800 t
Konstruktionsstahl:	5.400 t
Kopfbolzen:	26 t

Teilbauwerke A2, B2, C2, Richtungsfahrbahn Heide

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein
Entwurf:	Ingenieurbüro Grassl, Hamburg
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Nord-West Planungsgesellschaft, Hannover Konstat, Skopje Weyer Be- ratende Ingenieure GmbH, Dortmund

Ausführung:	Arge Störbrücke Itzehoe II – Eiffel Deutschland Stahltechnologie GmbH, Hannover Alpine Bau Deutschland AG, Zöschen
-------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Technische Daten

Bauart:	Stahlverbundbrücke
Überbau:	Stabbogenbrücke in Verbundbauweise (Störbrücke), einzelliger Hohlkasten in Verbundbauweise (Vorlandbrücken)
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung, Widerlager flach gegründet
Gesamtlänge:	1.155 m
Einzelstützweiten:	VLB Süd 42,00 m – 50,00 m – 55,00 m – 3 × 59,00 m – 2 × 64,00 m Strombrücke 120,00 m VLB Nord: 2 × 65,00 m – 5 × 60,00 m – 58,00 m – 54,00 m – 44,00 m
Breite:	15,00 m
Brückenfläche:	17.500 m ²
Konstruktionshöhe:	3,15 m (Überbau)
Bauzeit:	2006–2010
Auftragssumme:	ca. 37,00 Mio. EUR

Massen und Mengen

Pfähle:	1.160 m (Ortbetonbohrpfähle), 6.600 m (Ortbetonrammpfähle)
Beton:	16.000 m ³
Betonstahl:	2.800 t
Konstruktionsstahl:	5.400 t
Kopfbolzen:	26 t

Beschreibung

Mit dem Ersatzneubau der Störbrücke Itzehoe wurde das zentrale Bauwerk im Zuge des Ausbaus der Bundesstraße B 5 ersetzt. Wegen des schlechten Zustands der alten Brücke, hohen Erhaltungskosten (ca. 15,6 Mio. Euro seit Fertigstellung 1967) und der geringen Restnutzungsdauer wurde 1998 vom BMVBW ein Ersatzneubau beschlossen, der mit einer zweiten Richtungsfahrbahn zu ergänzen war. Ausgeführt wurde je Fahrtrichtung ein Brückensystem in Stahlverbundbauweise mit einer Strombrücke als Stabbogenbrücke, kombiniert mit Vorlandbrücken als durchlaufende einzellige Hohlkästen. Besonderes Augenmerk wurde auf das sensible Fauna-Flora-Habitat-Gebiet im Bereich der Stör gelegt. Weitere Zwangspunkte waren die Deiche an Nord- und Südufer sowie die Forderung nach Erhalt des Abflussquerschnitts. Auch mussten stets 19,50 m Durchfahrthöhe für die Schifffahrt auf der Stör zur Verfügung stehen.

Aus konstruktiven Gründen, aber auch, um ein langes Brückenband zu vermeiden und die Störque-





Perspektive

(Fotos: Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein)

rung für den Betrachter hervorzuheben, wurden die Vorlandbrücken durch ein Stabbogentragwerk unterbrochen. Die Strombrücke wurde als vollständig geschweißter Stabbogen mit außen liegenden Bogenebenen und einer Verbundplatte als Fahrbahn hergestellt. Hauptträger und Bögen sind dichtverschlossene Hohlkästen. Die Hauptträgerstege sind zur Vermeidung von Mehrfachreflexionen der Radarschiffahrt geneigt. Der Querschnitt der Bögen ist im Scheitel quadratisch, seine Höhe wird zum Bogenfuß größer. Die schlaff bewehrte Fahrbahnplatte ist mit den Querträgern und den Schubeinleitungsblechen in den Endbereichen schubfest verdübelt.

Die gesamte Stahlkonstruktion wurde im Werk vorgefertigt und auf einem Vormontageplatz zusammengesetzt und verschweißt. Dann wurde der Überbau längs über Schwerlastroller und einen Ponton verschoben, mit Litzenhebern angehoben und anschließend quer in seine endgültige Lage verschoben.

Die durchlaufenden Vorlandbrücken sind im Querschnitt einzellige Stahlhohlkästen mit geneigten Stegen. Die Querschnittstreue sichern durch Ver-

bände und Zugstäbe ausgesteifte Querrahmen alle 3,5 bis 4 m. Stege und Bodenblech sind in Brückenlängsrichtung mit Trapezrippen ausgesteift. Die Vorfertigung der Hohlkästen erfolgte im Werk, die Endmontage vor Ort. Mit Autokranen wurden die Stahlsegmente auf die Pfeiler aufgelegt, dann ausgerichtet und verschweißt. Anschließend wurde die schlaff bewehrte Verbundplatte unter Einsatz mehrerer Schalwagen betoniert.

Die Pfeiler wurden mit konventioneller bzw. mit Kletterschalung errichtet. Die Normalpfeiler sind in Brückenquerrichtung im Bogen geformt. Vier Pfeiler je Auflagerreihe sind somit durch drei Bögen verbunden. Zwischen Vorlandbrücken zur Stabbogenbrücke sind Trennpfeiler angeordnet. Die Kastenwiderlager im Übergang zu den anschließenden Dämmen besitzen Wartungsgänge. Für die Gründung der Pfeiler wurden Ortbetonrammpfähle als auch -bohrpfähle ausgeführt.

Quelle: Volker Richter, Michael Borowski: Entwurf bis zur Ausführung – Ersatzneubau Störbrücke Itzehoe. In: BDB Nachrichten Landesverband Schleswig-Holstein. Ausgabe 14, August 2009, S. 18–20.



A 73 – Trubbachbrücke, BW 124a

Beteiligte

Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland, Freistaat Bayern, vertreten durch die Autobahndirektion Nordbayern
Entwurf:	Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	schumann & vitak Ingenieurgesellschaft mbH & Co. KG
Ausführung:	Max Bögl GmbH & Co. KG

Technische Daten

Bauart:	3-feldrige Plattenbalkenbrücke
Überbau:	Zweistegiger Spannbeton-Plattenbalken
Unterbau:	Massive Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Ortbeton-Großbohrpfählen, \varnothing 1,20 m
Gesamtlänge:	95,00 m
Einzelstützweiten:	27,50 m – 40,00 m – 27,50 m
Breite:	34,35 m
Brückenfläche:	3.263 m ²
Konstruktionshöhe:	1,40 m – 2,30 m (Überbau, Feldmitte – über den Pfeilern)
Bauzeit:	2014–2015
Auftragssumme:	ca. 12,0 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	935 lfd. m
Beton:	5.884 m ³
Betonstahl:	623 t
Spannstahl:	90 t

Beschreibung

Das Bestandsbauwerk (Bj. 1978) musste aufgrund des kritischen Bauwerkszustands durch einen Neubau ersetzt werden. Auch wären Verstärkungsmaßnahmen für das erforderliche Zielastniveau unwirtschaftlich gewesen.

In Bauabschnitt 1 (2014) wurde die Brückenhälfte in Richtung Bamberg erneuert, in BA 2 (2015) die in Fahrtrichtung Nürnberg. Während des Baus standen in beiden Richtungen je zwei Fahrstreifen zur Verfügung. Auf dem Neubau wurde der für den ganzen Forchheimer A-73-Abschnitt geplante Lärmschutz montiert. Auf der verbreiterten Westseite wird zudem ein Radweg entlang des Main-Donau-Kanals über den Trubbach überführt.

Beide 3-feldrigen Plattenbalkenüberbauten mit je 2 Stegen wurden auf Traggerüst errichtet, sind längs vorgespannt und quer schlaff bewehrt mit Querträgern in den Lagerachsen, in denen wirtschaftliche, dauerhafte und wartungsfreundliche Kalottenlager angeordnet sind.

Die Unterbauten sind in Fließrichtung des Trubbaches angeordnet, woraus ein sehr schiefwinkliger (52 gon) Überbau resultierte, der an den Brückenden auf kastenförmigen Widerlagern ruht. Aus strömungstechnischen Gründen wurden im Bach geschlossene Pfeilerscheiben mit einer Kopfverbreiterung von 1,50 m unter jedem Teilbauwerk errichtet.



Seitenansicht

(Foto: Autobahndirektion Nordbayern)

A 100 –Neubau der Eisenbahnüberführungen über die BAB A 100, BW 1.30 und BW 1.31

Beteiligte

Bauherr:	Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt Berlin
Entwurf:	ARGE Stadtring Berlin (SRB)
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	V.I.P. GmbH Verkehrs- und Infrastrukturplanung
Ausführung:	ED. Züblin AG, Direktion Stuttgart

Technische Daten

Bauart:	eingleisige (BW 1.30) bzw. zweigleisige Bogenbrücke (BW 1.31)
Überbau:	Stahl-Stabbogen
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	68,00 m
Einzelstützweiten:	68,00 m
Breite:	7,85 m (BW 1.30), 11,45 m (BW 1.31)
Brückenfläche:	534 m ² (BW 1.30), 779 m ² (BW 1.31)
Konstruktionshöhe:	12,40 m (BW 1.30), 12,80 m (BW 1.31)
Bauzeit:	2014–2015

Massen und Mengen

Beton:	710 m ³ (BW 1.30), 1.353 m ³ (BW 1.31)
Betonstahl:	78 t (BW 1.30), 124 t (BW 1.31)
Konstruktionsstahl:	580 t (BW 1.30), 755 t (BW 1.31)

Beschreibung

Im Zuge des Ausbaus der BAB A 100 wurden BW 1.30 für die Überführung des S-Bahnverkehrs und BW 1.31 für die des Fernbahnverkehrs errichtet. Die beiden Strecken sind die Verbindungskurve zwischen dem westlichen Berliner Innenring (Bhf. Neukölln) und der Radialverbindung in den SO Berlins und das Umland.

Beide Stabbogenüberbauten haben eine orthotrope Fahrbahnplatte und lagern zwängungsarm auf Kalottenlagern. Die Flügelwände der kastenförmigen Widerlager sind parallel zur Bahntrasse. Für die Fernbahnstrecke 6045 wird ein Gleis, für die S-Bahnstrecke 6021 werden zwei Gleise benötigt.

Die A 100 befindet sich im Brückenbereich im Einflussbereich der AS Sonnenallee und weist wegen der Ein- und Ausfahrrampen einen nicht konstanten Trogquerschnitt auf. Auch müssen 5 m breite Betriebswege überspannt werden. Vier horizontale Portalriegel (Querriegel) sind zur Stabilisierung der Bögen zwischen den Stabbögen angeordnet. Als Hänger wurden bei beiden Brücken Flachstahlhänger verwendet, deren lange Seiten senkrecht zur Bodenebene angeordnet sind.



Visualisierung

(Grafik: Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt, Berlin/Arge SRB)

B 56 – Brücke „Schöllerstraße“ über die Anlagen der DB in Düren

Beteiligte

Bauherr:	Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen
Entwurf:	Thormählen und Peuckert Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurbüro Garstecki
Ausführung:	Schäfer-Bauten Heinrich Walter Bau

Technische Daten

Bauart:	Stabbogenbrücke
Überbau:	Orthotrope Fahrbahnplatte
Unterbau:	Kastenwiderlager aus Stahlbeton
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	44,65 m
Breite:	22,25 m
Brückenfläche:	994 m ²
Bogenhöhe:	8,00 m
Konstruktionshöhe:	1,80 m
Bauzeit:	2011–2015
Auftragssumme:	ca. 11,0 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	4.300 m ³
Betonstahl:	280 t
Konstruktionsstahl:	500 t

Beschreibung

In Düren quert seit 1960 die vierspurige B 56 mehrere Gleise der DB-Strecke Köln–Aachen. Wegen erheblicher Defizite bei Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit wurde ein Neubau der Brücke Schöllerstraße beschlossen.

Anspruchsvoll war der Abbruch, da der Eisenbahnverkehr aus S- und Regionalbahnen, ICE und Thalys so wenig wie möglich beeinträchtigt werden durfte. Untersucht wurden die Varianten konventioneller Abbruch, Sprengen, Zerschneiden und Ausheben des Überbaues sowie Ausfahren oder -schieben. Alle Varianten hätten den Eisenbahnverkehr mit mehr oder weniger langen Sperrpausen beeinflusst. Den Vorzug erhielt der konventionelle Abbruch mittels Bagger (Sperrzeit: 8 Tage).

Für den Fahrzeugverkehr wurde eine SS-80-Behelfsbrücke errichtet. Die neue 44,65 m lange Stabbogenbrücke hat 7 m hohe Stahlbögen und eine 24,55 m breite Fahrbahnplatte, beides aus Stahl S 355. Der komplette Überbau wurde vor Ort hergestellt und in einer weiteren Sperrpause über die Bahngleise eingeschoben.



Brückenansicht

(Foto: Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen)

B 104 – Ersatzneubau der Hochstraße Neubrandenburg, BW 11

Beteiligte

Bauherr:	Straßenbauverwaltung Mecklenburg-Vorpommern DEGES Berlin
Entwurf:	Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Berlin
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	IBP GmbH + Co. KG, Sondershausen
Ausführung:	ARGE Hochstraße – Hentschke EUROVIA, Neubrandenburg STRABAG, Neubrandenburg Papenburg, Grimmen

Technische Daten

Bauart:	3-Feld-Plattenbalkenbrücke
Überbau:	Zweistegiger Plattenbalken aus Spannbeton
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	82,85 m
Einzelstützweiten:	26,15 m – 31,10 m – 25,60 m
Breite:	27,10 m
Brückenfläche:	2.245 m ²
Konstruktionshöhe:	1,40 m (Überbau)
Bauzeit:	2014–2015
Auftragssumme:	ca. 10,5 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	5.000 m ³
Betonstahl:	650 t
Spannstahl:	65 t

Beschreibung

In Neubrandenburg schneiden sich die überregionalen Verkehrsachsen B 104 (Ost-West) und B 96 (Nord-Süd). Beide Bundesstraßen bilden das Hauptstraßennetz der Stadt. Im Zuge des Baus einer Ortsumgehung wurde die alte Hochstraße Neubrandenburg in zwei Bauabschnitten abgerissen und anschließend neu errichtet.

Die neue 3-feldrige Brücke hat zwei getrennte Überbauten à zwei Fahrspuren je Richtung. Die parallelgurtigen, zweistegigen Plattenbalken mit geneigten Stegseitenflächen sind längs vorge-spannt. Querträger waren nur an den Widerlagern zwischen den direkt gelagerten Hauptträgern erforderlich. Die sechseckigen Einzelpfeiler aus Stahlbeton sind zentrisch unter den Stegen angeordnet. Die Widerlager wurden als kastenförmige Winkelstützwand mit biegesteif angeschlossenen Parallelflügeln errichtet. Als gestalterisches Element wurden die Flügel und die Stützwandsegmente mit Klinker verblendet.

Der Neubau der Hochstraße soll das innerstädtische Straßennetz wirksam entlasten und eine spürbare Verbesserung der Verkehrssicherheit bewirken.



Brücke im Bauzustand

(Foto: René Legrand)

Ersatzneubau der Brücke über die Anlagen der DB AG südlich Podelwitz, BW 2a

Beteiligte

Bauherr:	Landesamt für Straßenbau und Verkehr, NL Leipzig
Entwurf:	VIC Planen und Beraten GmbH, NL Dresden
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	VIC Planen und Beraten GmbH, NL Dresden
Ausführung:	Strabag AG

Technische Daten

Bauart:	3-Feld-Spannbetonbrücke
Überbau:	Spannbetonfertigteile mit Ergänzung von Verbundfertigteilen
Unterbau:	Stahlbetonhohl Pfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Mikropfählen
Gesamtlänge:	53,40 m
Einzelstützweiten:	19,60 m – 21,90 m – 19,60 m
Breite:	11,60 m
Brückenfläche:	619 m ²
Konstruktionshöhe:	1,30 m (Überbau)
Bauzeit:	2014–2015
Auftragssumme:	ca. 1,74 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	20 lfd. m
Verpresspfähle:	240 lfd. m
Beton:	174 m ³
Betonstahl:	20 t
Konstruktionsstahl:	29 t
Kopfbolzen:	1 t

Beschreibung

Das 1990 errichtete 3-Feld-Bauwerk aus vorge-spannten Fertigteilen BT 700V über die Eisenbahn musste wegen Schäden an Kappen, Betonfugen, Abdichtung, wegen fehlender Böschungstreppen und einem schweren Brandschaden an einer Stütze instandgesetzt werden. Da auch die Bauwerksbreite ungenügend war, war ein Ersatzneubau verglichen mit dem Umbau wirtschaftlicher.

Der auf dem Bauwerk überführte und bis zum Knoten B 184/K 6570 straßenbegleitend geführte Geh-/Radweg war ebenso wie die südöstlich des Bauwerkes gelegene Busbucht entbehrlich. Die Ausführungsplanung erfolgte durch den AG, um keine zeitlichen Probleme mit den Bahnsperren zu bekommen. Bemessen wurde nach DIN EN 1991-2/NA (LM 1), DIN-FB 101 und STANAG 2021. Die Erweiterung auf RQ 11,5+ erfolgte durch eine Kappenverbreiterung. Die zusätzlichen Lasten werden durch äußere Verbundrandträger abgetragen. Zudem wurden zusätzliche Stützen zum Abtragen der Lasten in die Tiefgründung und Mikrobohrpfähle neben den Widerlagern realisiert.



Seitenansicht (Foto: Landesamt für Straßenbau und Verkehr des Freistaates Sachsen, Niederlassung Leipzig)

L 96 – Ersatzneubau der Brücke über die Bode, BW 12

Beteiligte

Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland, Straßenbauverwaltung Sachsen-Anhalt
Entwurf:	IGS Ingenieure
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurgemeinschaft Setzpfand GmbH & Co. KG
Ausführung:	Umwelttechnik & Wasserbau, Blankenburg

Technische Daten

Bauart:	Einfeldrige Rahmenbrücke aus vorge- spannten Fertigteilen
Überbau:	Schlaff bewehrte Ort betonplatte
Unterbau:	Stahlbetonwiderlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	20,29 m
Einzelstützweite:	20,29 m
Breite:	16,05 m
Brückenfläche:	343 m ²
Konstruktionshöhe:	0,70 m – 1,20 m (Feldmitte – Rah- menecke)
Bauzeit:	2014–2015
Auftragssumme:	ca. 4,00 Mio. EUR (Gesamtbaumaß- nahme)

Beschreibung

Im Zuge des Ausbaus der B 27 wurde ein Ersatzneubau über die Bode in Rübeland errichtet. Das Bauwerk ist flach gegründet. Problematisch waren die auf der Südseite erkundeten Hohlräume, die verfüllt bzw. mit seitlich ca. 1 m über die Fundamente hinaus eingebrachten unbewehrten Bohrpfählen überbrückt wurden.

Der Überbau ist ein Rahmenriegel aus vorge-
spannten Fertigteilen mit schlaff bewehrter Ort-
betonergänzung als Überbauplatte. Diese ist
zwischen 70 cm in Feldmitte und 1,20 m an den
Rahmenecken dick. Die Seitenbereiche sind leicht
angevoutet. Die Schlankheit variiert von 17 bis 29.
Die Fertigteile wurden mit gerade geführten Lit-
zen im Spannbett vorgespannt, weshalb sie ent-
sprechend der Ausrundung der Unterseite varia-
ble Höhen aufweisen. Unterstromseitig entstand
durch das im Grundriss stark ausgerundete Kap-
pengesims ein sehr breiter Kragarm mit variabler
Breite, der auf Traggerüst ausgeführt wurde. Die
flach gegründeten Winkelstützwände haben eine
Natursteinverblendung. Der beleuchtete Edel-
stahlhandlauf des Füllstabgeländers setzt sich auf
den Stützwänden entlang der L 96 fort.



Luftbild

(Foto: Straßenbauverwaltung Sachsen-Anhalt)

L 96 – Ersatzneubau einer Fußgängerbrücke am Bärenfelsen, BW 2

Beteiligte

Bauherr:	Bundesrepublik Deutschland, Straßenbauverwaltung Sachsen-Anhalt
Entwurf:	IGS Ingenieure GmbH & Co. KG
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Ingenieurgemeinschaft Setzpfand GmbH & Co. KG
Ausführung:	Umwelttechnik & Wasserbau, Blankenburg

Technische Daten

Bauart:	Zweifeldbrücke
Überbau:	Stahlhohlkasten
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	34,75 m
Einzelstützweiten:	18,74 m – 16,01 m
Breite:	2,00 m
Brückenfläche:	69,50 m ²
Konstruktionshöhe:	1,71 m (Überbau)
Bauzeit:	2015
Auftragssumme:	ca. 4,00 Mio. EUR (Gesamtbaumaßnahme)

Beschreibung

Die neue Fußgängerbrücke am Bärenfelsen dient vor allem der Erhöhung der Sicherheit für den starken Fußgängerverkehr zwischen der Hermannshöhle, den Parkplätzen für die Höhlenbesucher und dem Ortszentrum von Rübeland. Fehlende Gehwege und stark beschädigte Geländer am bestehenden Bauwerk gewährleisteten die Sicherheit der Fußgänger nur mangelhaft.

Der neue 2-feldrige Stahlüberbau ist ein durch Querschotte ausgesteifter dreieckförmiger Hohlkastenquerschnitt, bestehend aus einem hohen gekippten Hauptträger am Bogeninnenrand, dem verlängerten und geneigten Untergurtblech und dem Deckblech der Gehbahn. Der Überbau ist am unteren Ende mit Kopfbolzendübeln an der Stegrückseite in die Unterbauten eingespannt, das obere Ende ist beweglich gelagert. In Brückenmitte ist eine abgespannte, rückverhängte Schrägstütze angeordnet. Der Stahlhohlkasten ist mit dem Überbau biegesteif verbunden und verjüngt sich zum gelenkig ausgebildeten Stützenfuß (Kalottenlager). Der Überbau wurde in zwei Teilstücken vorgefertigt, die einzeln eingehoben und auf Lehrgerüsten abgelegt wurden.



Seitenansicht

(Foto: Straßenbauverwaltung Sachsen-Anhalt)

S 200 – Neubau der Talbrücke Ottendorf, BW 1a

Beteiligte

Bauherr:	Landesamt für Straßenbau und Verkehr, Niederlassung Zschopau, Sitz Chemnitz
Entwurf:	Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Berlin/Leipzig
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Berlin Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH, Kronach
Ausführung:	Max Bögl Stiftung & Co. KG, Neumarkt

Technische Daten

Bauart:	7-feldrige Balkenbrücke als Durchlauf- träger auf Traggerüst
Überbau:	Zweistegiger Stahlverbund-Platten- balken
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Flachgründung
Gesamtlänge:	245,00 m
Einzelstützweiten:	30,00 m – 4 × 40,00 m – 30,00 m – 25,00 m
Breite:	11,60 m
Brückenfläche:	2.842 m ²
Konstruktionshöhe:	0,50 m (Überbau)
Bauzeit:	2013–2015
Auftragssumme:	ca. 9,0 Mio. EUR

Massen und Mengen

Beton:	3.030 m ³
Betonstahl:	420 t
Konstruktionsstahl:	725 t
Kopfbolzen:	18 t

Beschreibung

Die Talbrücke entstand im Zuge der Verlegung der S 200 in Ottendorf und ist flach gegründet. Dabei kamen wegen der begrenzten Arbeitsfläche überwiegend Verbaue aus Trägerbohlwänden zum Einsatz, teilweise als verlorene Schalung.

In vier Stützenachsen wurde der nichttragende Boden unterhalb der Fundamente bis zu 1,50 m tief durch unbewehrten Beton ersetzt. Die kastenförmigen Stahlbetonwiderlager haben Kragflügel und sind mit Wartungstreppe und Wartungskammern ausgestattet. Die seitlichen Ortbeton-Winkelstützwände sind durch eine Raumfuge von den Widerlagern konstruktiv getrennt. Die Stahlbetonstützen im Mittelteil besitzen einen Querschnitt von 1,25 m × 1,25 m und weiten sich am Kopf auf 2,20 m Höhe in Querrichtung auf. Ein Stützenpaar ist jeweils auf einer gemeinsamen Fundamentplatte gegründet. Der Überbau ist eine Stahlverbundkonstruktion aus luftdicht verschweißten, gevouteten Kastenquerschnitten mit aussteifenden Längssteifen und Querschotten. Die schlaff bewehrte Betonfahrbahnplatte ist über Kopfbolzendübel angebunden. Die Brücke ist mittels bewehrten Elastomerlagern und Gleitlagern (Widerlager) schwimmend gelagert.



Seitenansicht (Foto: Landesamt für Straßenbau und Verkehr des Freistaates Sachsen, Niederlassung Zschopau)

S 289 – Brücke über das Langenreinsdorfer Tal und die S 294, BW 6

Beteiligte

Bauherr:	Landesamt für Straßenbau und Verkehr des Freistaates Sachsen, Niederlassung Plauen
Entwurf:	Ingenieurbüro Setzpfandt, Weimar
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Dähn Ingenieure, Gera
Ausführung:	HTR Hoch- und Tiefbau Reichenbach GmbH, Reichenbach

Technische Daten

Bauart:	Plattenbalkenbrücke in feldweiser Herstellung
Überbau:	Zweistegiger Plattenbalken aus Spannbeton
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Großbohrpfählen
Gesamtlänge:	164,50 m
Einzelstützweiten:	29,00 m – 3 × 35,50 m – 29,00 m
Breite:	11,60 m
Brückenfläche:	1.908 m ²
Konstruktionshöhe:	1,60 m (Überbau)
Bauzeit:	2013–2015
Auftragssumme:	ca. 2,14 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	752 lfd. m, Ø 90 cm
Beton:	3.500 m ³
Betonstahl:	450 t
Spannstahl:	70 t

Beschreibung

Im Zuge des Projektes „S 289 Verlegung Neukirchen“ entstand die Brücke über das Langenreinsdorfer Tal und die S 294. Die Neubaustrecke bildet die westliche Verkehrsumgehung für die Ortschaften Langenhessen und Neukirchen.

Aus statisch-konstruktiven, herstellungstechnologischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten wurde eine durchlaufende, massive Balkenbrücke über fünf Felder als zweistegiger Spannbeton-Plattenbalken errichtet.

Um den Eingriff in Natur und Landschaft zu minimieren, wurde der längs beschränkt vorgespannte Überbau mittels Vorschubrüstung hergestellt. Die am Steganschnitt 50 cm dicke Fahrbahnplatte ist so dimensioniert, dass auf eine Quervorspannung verzichtet werden konnte. Die Stegspreizung von 5,50 m erwies sich als günstig im Hinblick auf die Torsion, wodurch auf Querträger über den kreisrunden Stützen verzichtet werden konnte.

An den begehbaren kastenförmigen Widerlagern wurden bündig zur Unterkante der Hauptträger jeweils 1,50 m breite Endquerträger angeordnet. Die Brücke ist auf 10:1 geneigten Großbohrpfählen tief gegründet.



Seitenansicht

(Foto: Landesamt für Straßenbau und Verkehr des Freistaates Sachsen, Niederlassung Plauen)

S 289 – Brücke über die K 9372, einen Wirtschaftsweg und den Spaniertalgraben, BW 4

Beteiligte

Bauherr:	Landesamt für Straßenbau und Verkehr des Freistaates Sachsen, Niederlassung Plauen
Entwurf:	Ingenieurbüro Setzpfandt, Weimar
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	SSF Ingenieure AG, München
Ausführung:	Hentschke Bau GmbH, Dresden

Technische Daten

Bauart:	Plattenbalkenbrücke in feldweiser Herstellung
Überbau:	2-stegige Plattenbalkenbrücke aus Spannbeton
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Großbohrpfählen
Gesamtlänge:	322,00 m
Einzelstützweiten:	41,00 m – 5 × 48,00 m – 41,00 m
Breite:	11,60 m
Brückenfläche:	3.736 m ²
Konstruktionshöhe:	2,40 m (Überbau)
Bauzeit:	2013–2015
Auftragssumme:	ca. 3,75 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	1.026 lfd. m, Ø 90 cm
Beton:	5.450 m ³
Betonstahl:	670 t
Spannstahl:	100 t

Beschreibung

Die Brücke überführt die K 9372, einen Wirtschaftsweg und den Spaniertalgraben. Der 7-feldrige Spannbetonüberbau ist ein 2-stegiger Plattenbalken mit einer Schlankheit von 20. Die Pfeilerstandorte wurden nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten und unter Beachtung der Zwangspunkte Spaniertalgraben und K 9372 festgelegt. Wegen der anstehenden Lockergesteinschichten wurde das Bauwerk auf 10,50 m bis 17,00 m langen, teilweise geneigten Großbohrpfählen gegründet. Die Pfeiler ruhen auf je 8 und die Widerlager auf je 13 Großbohrpfählen. Die ellipsenförmigen, in Pfahlkopfplatten eingespannten Pfeiler wurden mithilfe einer Kletterschalung hergestellt und beginnen, sich 5,00 m unter der Unterkante des Überbaus V-förmig aufzuweiten. Die kastenförmigen Widerlager wurden mit angehängten Parallelfügeln errichtet und sind für die Kontrolle der Lager sowie die Besichtigung und Wartung der FÜK begehbar. Das Bauwerk wurde auf einem bodengestützten Traggerüst mit längs verziehbbarer Überbauschalung errichtet.



Seitenansicht

(Foto: Landesamt für Straßenbau und Verkehr des Freistaates Sachsen, Niederlassung Plauen)

S 289 – Ersatzneubau der Brücke über einen Wirtschaftsweg und den Ziegeleibach, BW 3

Beteiligte

Bauherr:	Landesamt für Straßenbau und Verkehr des Freistaates Sachsen, Niederlassung Plauen
Entwurf:	Ingenieurbüro Setzpfandt, Weimar
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	R&P Ruffert Ingenieurgesellschaft mbH, Halle
Ausführung:	ARGE Bickhardt Bau Thüringen GmbH / Bickhardt Bau AG

Technische Daten

Bauart:	4-Feld-Plattenbalkenbrücke
Überbau:	Zweistegiger Plattenbalken aus Spannbeton
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Großbohrpfählen
Gesamtlänge:	126,50 m
Einzelstützweiten:	28,25 m – 2 × 35,00 m – 28,25 m
Breite:	11,60 m
Brückenfläche:	1.468 m ²
Konstruktionshöhe:	1,60 m (Überbau)
Bauzeit:	2013–2015
Auftragssumme:	ca. 2,16 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	660 lfd. m
Beton:	2.746 m ³
Betonstahl:	270 t
Spannstahl:	53 t

Beschreibung

Im Zuge der Verlegung der Staatsstraße S 289 wurde der Neubau der Brücke über einen Wirtschaftsweg und den Ziegeleibach bei Glauchau erforderlich. Die Spannbetonbrücke hat vier Felder mit Einzelspannweiten von bis zu 35 m. Die Widerlager und Pfeiler wurden auf Großbohrpfählen mit einer Neigung von 10:1 gegründet. Die begehbaren Endwiderlager sind als kastenförmige Widerlager mit angehängten Parallelfügeln ausgebildet. Die Pfeiler bestehen aus zwei kreisförmigen Stielen mit einem Durchmesser von 2 m, die in einem Abstand von 5,50 m angeordnet und in Pfahlkopfplatten eingespannt sind. 2,50 m unterhalb des Pfeilerkopfes sind die Einzelstiele über Querriegel miteinander verbunden. Der durchlaufende zweistegige Plattenbalkenquerschnitt wurde in Ortbetonbauweise errichtet. Zur Minimierung der Torsionsbeanspruchungen des Überbaus wurde eine Stegspreizung von 5,50 m gewählt. Querträger sind nur an den Widerlagern erforderlich, wo sie bündig zur Unterkante der Hauptträger angeordnet sind.



Seitenansicht

(Foto: Landesamt für Straßenbau und Verkehr des Freistaates Sachsen, Niederlassung Plauen)

Brücke über die S 314, die K 9374, den Koberbach und den Pfarrgraben, BW 1

Beteiligte

Bauherr:	Landesamt für Straßenbau und Verkehr des Freistaates Sachsen
Entwurf:	Curbach Bötsche Ingenieurpartner, Dresden
Genehmigungs- und Ausführungsplanung:	Stähler+Knoppik Ingenieurgesellschaft mbH, Neu-Isenburg
Ausführung:	Arlt Bauunternehmen, Frankenhain

Technische Daten

Bauart:	Einstegige Plattenbalkenbrücke
Überbau:	Gevouteter Spannbetonplattenbalken
Unterbau:	Stahlbetonpfeiler und -widerlager
Gründungsart:	Tiefgründung auf Großbohrpfählen
Gesamtlänge:	327,00 m
Einzelstützweiten:	29,00 m – 2 × 35,00 m – 5 × 40,00 – 28,00 m
Breite:	11,60 m
Brückenfläche:	3.793 m ²
Konstruktionshöhe:	1,20 m – 2,20 m (Feldmitte – über Pfeiler)
Bauzeit:	2013–2015
Auftragssumme:	ca. 3,6 Mio. EUR

Massen und Mengen

Bohrpfähle:	818 lfd. m, Ø 90 cm
Beton:	5.021 m ³
Betonstahl:	622 t
Spannstahl:	121 t

Beschreibung

Im Zuge der Verlegung der S 289 bei Neukirchen wurde eine Querung der S 314, der K 9374 sowie des Koberbaches und des Pfarrgrabens in einem zusammenhängenden Talraum erforderlich. Der Brückenneubau ruht auf Ortbeton-Großbohrpfählen. Als gestalterisches Element besitzen die Kastenwiderlager vorgezogene Auflagerbänke, was insbesondere beim höheren der beiden Widerlager zu einer Auflockerung der Ansichtsflächen führt. In den Zwischenachsen wurden massive, in Pfahlkopfplatten eingespannte Stahlbetonpfeiler angeordnet. Den oberen Pfeilerquerschnitt bestimmt der Platzbedarf für Lager und Pressenauffstellflächen, darunter sind die Pfeiler tailliert und entsprechend der statischen Beanspruchung mit einem Anzug von 10:1 in Quer- und 20:1 in Längsrichtung ausgebildet. Die Brücke liegt schwimmend auf Verformungs- bzw. Verformungsgleitlagern auf. Entsprechend der Talgeometrie und unter Beachtung der umliegenden Bebauung wurde eine gevoutete Spannbeton-Balkenbrücke als einsteigerige Plattenbalken hergestellt.



Seitenansicht

(Foto: Landesamt für Straßenbau und Verkehr des Freistaates Sachsen)