



MAURER

www.maurer.eu

BRÜCKENBAU

Construction & Engineering

Ausgabe 1/2 • 2021

21. Symposium Brückenbau in Leipzig

Online



VORANKÜNDIGUNG

zum Symposium BRÜCKEN IN DER STADT

Tagungsort und Tagungsdatum: Mannheim 2021

Mit **BRÜCKEN IN DER STADT** wollen wir viele Anfragen insbesondere aus Städten und Kommunen beantworten, wann die nächste Veranstaltung vorgesehen ist, die nicht nur Geh- und Radwegbrücken thematisiert, sondern auch größere Bauwerke in den Innenstädten.

2021 werden wir, und zwar in Mannheim, dieses Thema aufgreifen und nicht nur große Querungen über Gleisanlagen oder innerstädtische Brückenzüge und Überführungen vorstellen, sondern natürlich ebenso Geh- und Radwegbrücken. Am Beispiel zweier großer Wettbewerbe werden zudem herausragende Vorschläge internationaler Planungsbüros und Architekten präsentiert.

Und da für die Akzeptanz bei der Bevölkerung Voraussetzung ist, dass die Beleuchtung, dem Anlass entsprechend, ausreichend und harmonisch gestaltet ist, kommt ihrer Konzeption genau wie der des Lärmschutzes eine hohe Bedeutung zu.

Viele Vorschläge liegen uns bereits vor, weitere erwarten wir gerne.

Wir freuen uns, wenn Sie sich dafür interessieren.

VERLAGSGRUPPE
WIEDERSPAHN
mit MixedMedia Konzepts

Biebricher Allee 11 b
65187 Wiesbaden
Tel.: +49/611/98 12 920
Fax: +49/611/80 12 52
kontakt@verlagsgruppewiederspahn.de
www.verlagsgruppewiederspahn.de
www.mixedmedia-konzepts.de
www.symposium-brueckenbau.de

Zur Angemessenheit von Superlativen Qualitätsbewusstsein statt (unsinniger) Rekordjagden

■ ■ ■ von Michael Wiederspahn



Dipl.-Ing. Michael Wiederspahn

»Manchmal amüsieren wir uns über sportliche Rekorde; uns scheint, als müsste jemand, der unter ungeheurer Anstrengung trainiert, damit es ihm vielleicht gelingt, im Hundertmeterlauf zwei hundertstel Sekunden schneller zu sein oder im Hochsprung zwei Zentimeter mehr zu schaffen, den Verstand verloren oder nie besessen haben; ähnliches gilt für den, der mitfiebert und, wenn ein Rekord gelingt, dies als ein außerordentliches historisches Ereignis ansieht. Ist es aber klug, sich darüber lustig zu machen?« Welche Freude oder welchen Ärger die vielen, vielen Fernsehzuschauer empfinden, wenn sie die in der Regel samstäglichen Bemühungen ihrer Heroen am Bildschirm bestaunen, lässt sich kaum beurteilen, höchstens erraten oder dank des bei Welt- und Europameisterschaften mitunter durch die Straßen gellenden Geschreis wenigstens erraten. Richtig kompliziert wird die ganze Sache allerdings (erst) bei Fans, die Ballsportarten generell ablehnen, sich zwar für Einzelkämpfer oder Zweierbobs und deren Anrennen gegen Uhr oder Kontrahenten

erwärmen, dafür aber keine (geschlossene) Mannschaftsleistung bewundern können und infolgedessen bestenfalls ein- oder zweimal schweigend aufspringen, um sich sofort danach wieder still und leise auf ihren Platz zu setzen. Und wie verhält es sich mit oder bei den Athleten, den eigentlichen Akteuren auf Rasen, Parkett oder Tartanbahn und deren Emotionen, ja ihren bisweilen schier lebensbedrohlich anmutenden Ein- und Ausbrüchen vor und neben der Kamera? Was motiviert sie zu An- und Auftritten von nicht selten bleibender Ausstrahlung, deren Begleiterscheinungen sich dennoch einer vorherigen An- wie der späteren Einordnung entziehen – und die man insofern lediglich zu quantifizieren oder eben nur als konsequent zu (dis)qualifizieren vermag.

Die Beantwortung der eingangs formulierten Frage gehört offenbar zu den recht anspruchsvollen Übungen und bedarf daher wohl eher eines philosophisch-psychologischen Exkurses quer durch die Geschichte der Massenbewegungen als eines zusätzlichen Trainingsprogramms. Wer sich solchen Strapazen geistiger oder körperlicher Art nicht unterwerfen will, hat natürlich, wie fast immer, eine zweite Chance, indem er einfach dort nachschlägt, wo das Thema (ursprünglich) aufgetaucht ist – nämlich in dem Text »Von Rekorden« aus Leszek Kołakowskis sehr erhellendem Buch »Neue Mini-Traktate über Maxi-Themen«, zumal dessen letzte Zeilen eine durchaus einleuchtende Erklärung liefern, die weitere Erörterungen beinahe überflüssig macht: »Möglicherweise verbirgt sich in dieser Leidenschaft nach Rekorden und dem Interesse an Extremen irgendeine metaphysische Wurzel: ein Verlangen, über das hinauszugehen, was ist, eine sonderbar ausgedrückte, nicht selten ins Groteske und Absurde abgleitende – wie alles, was menschlich ist, sei es gut oder böse – Hoffnung auf Unendlichkeit.«

Dass die Jagd nach Rekorden ein äußerst verbreitetes Phänomen darstellt, dem die Beteiligten vor und auf der (häuslichen) Tribüne genauso zu erliegen drohen wie manche Auftraggeber und diverse Planungsbüros, zeigt bereits ein flüchtiger Blick nach China und damit in ein Land, dessen vor kurzem noch gefeierte Megastrukturen heute als überwiegend repräsentationsgetriebene »Spannweitenexerziten« ohne irgendeine Form der (fachlich) dauerhaften Anerkennung auskommen müssen, da es ihnen per se an jener Substanz ermangelt, die den Fortschritt zu befördern verheißt – dem Einklang aus Ästhetik, Technologie und Nachhaltigkeit. Warum die häufig proklamierte Forderung nach unaufhörlich zu steigenden Maximalwerten letztlich nie zu überzeugenden Resultaten führt, verdeutlichen also insbesondere (dererlei) Phantasien, die trotz ihres L'art-pour-l'art-Charakters oft und gerne realisiert werden (sollen). Angesichts dieser fernöstlichen und einiger -westlicher Negativbeispiele bietet sich die Lektüre des »Brückenbau« nachgerade doppelt an, finden sich in ihm doch ausschließlich Brückenbauwerke von großer Funktionalität und zeitloser, Experten wie Laien gleichermaßen beeindruckender Gestalt – als neue und zudem plausible Zielmarken, die abseits beliebiger Superlative einen (jeden) dazu animieren (werden), nach wahrlich angemessenen Lösungen zu suchen.

Editorial

- 3 Qualitätsbewusstsein statt (unsinniger) Rekordjagden
Michael Wiederspahn

Brückenbauwerke

- 6 Die Schorgasttalbrücke bei Untersteinach
Bernhard Schäpertöns, Daniel Schäfer, Werner Kuhnlein, Christoph Schultheiß
- 14 Ersatzneubau der Rader Hochbrücke
Gregor Gebert, Jörg Brüchner
- 28 Neubau der Echelsbacher Brücke im Zuge der B 23
Lutz Mandel, Christoph Prause
- 40 Erneuerung und Doppelspurausbau des Saaneviadukts
Armand Fürst, Diego Somaini, Hannes Kobel
- 48 Pooley Bridge im Lake District Nationalpark
Héctor Beade Pereda, Laura Langridge, Bartłomiej Halaczek
- 58 Die Arnulfparkbrücke in München
Peter Radl, Florian Hugger
- 74 Sanierung von Gewölbebrücken im LuFV-III-Rahmen
Jens Müller, Younes Bouyrakhen, Thomas Bösche
- 78 Semiintegrale Verbundbrücke über die Saar bei Dillingen
Maria Becker, Uwe Heiland, André Zühlke, Christian Schneider



86	Netzwerkbogen über die A 9 bei Nürnberg Daniel Schäfer, Lorenz Ringeisen
96	Ersatzneubau Deutschlands größter freitragender Schrägseilbrücke Daniel Wingenfeld, Tamás Simon
104	Die neue Hanns-Martin-Schleyer-Brücke in Esslingen Ralf Bothner, Maciej Lukaszyc
114	Zwei Brücken über die Autobahn bei Haiger Harald Mank, Miriam Jupe, Sonja Lecher, Claudia Ockel
120	Neue Isarbrücke als Herzstück der Ortsumgebung Plattling Markus Karpa
126	Weitgespannte Rahmenbrücken mit Walzträgern in Verbundbauweise Günter Seidl, Dennis Rademacher, Riccardo Zanon, Chao Yu
136	Produkte und Projekte
144	Software und IT
145	Nachrichten und Termine
149	Branchenregister
151	Impressum

Spektakulär, elegant, schön Die Schorgasttalbrücke bei Untersteinach

■ ■ ■ von Bernhard Schäpertöns, Daniel Schäfer, Werner Kuhnlein, Christoph Schultheiß

Die Schorgasttalbrücke liegt in einer sensiblen Kulturlandschaft Oberfrankens. Deshalb wurde ihre Gestalt über einen Wettbewerb bestimmt. Die siegreichen Entwurfsverfasser wählten für die im Bogen liegende Trasse eine mehrfeldrige Schrägseilbrücke mit an der Kurveninnenseite angeordneten und radial nach innen geneigten Pylonen. Der Beitrag überzeugte die Jury durch seinen selbstbewussten Auftritt, durch Harmonie, Transparenz und Signifikanz. Ehemalige Preisrichter konstatierten kurz vor Fertigstellung »ein Meisterwerk der Baukunst« und »ein architektonisches Meisterwerk«.

1 Einführung

Die Schorgasttalbrücke ist Bestandteil der Ortsumfahrungen der Gemeinden Kauerndorf und Untersteinach im Zuge der Bundesstraße 289. Die B 289 verläuft als eine der wichtigsten Hauptverkehrsstraßen in West-Ost-Richtung durch den Landkreis Kulmbach und weist in beiden Ortschaften eine Verkehrsbelastung von 16.000–19.000 Kfz/d und in der Prognose bis zu 21.000 Kfz/d auf. In einem ersten Bauabschnitt wurde seit 2016 die Umfahrung Untersteinach realisiert, deren Verkehrsfreigabe am 10. Dezember 2020 erfolgte.



1 Luftbild der Schrägseilbrücke kurz vor Fertigstellung
© Hajo Dietz



2 Brückenbauwerk (direkt) nach Fertigstellung
© Hajo Dietz

Das Staatliche Bauamt Bayreuth hatte im Jahr 2010 für die Talbrücke mit anschließender Galerie über eine zweigleisige Bahnstrecke einen Realisierungswettbewerb ausgelobt. Beide Bauwerke liegen im sensiblen Schorgasttal, einem Landschaftsschutz- und FFH-Gebiet, nahe der Kulmbacher Plassenburg sowie in unmittelbarer Ortsrandlage zu Untersteinach

und bedürfen daher einer besonderen Bauwerksgestaltung. Der Auslober erwartete sich von den eingereichten Arbeiten gutgestaltete Bauwerke mit optimalen Lösungen in puncto Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit, Funktion, Konstruktion, Innovation und Bauverfahren.



3 Blick in Richtung Osten
© Hajo Dietz



4 Erscheinungsbild gen Westen
© Reinhard Feldrapp

Der Siegerentwurf kam von unserer Arbeitsgemeinschaft aus BPR Dr. Schäpertöns & Partner, SRP Schneider & Partner und SBR Schultz-Brauns & Reinhart Architekten. Er sieht einen von sechs Pylonen mit je zehn Schrägseilen getragenen schlanken Stahlverbundlängsträger mit torsionsstiftem Kastenquerschnitt als Brückenüberbau vor. Das Preisgericht wertete die Wettbewerbsarbeit als selbstbewussten Auftritt in der Schorgastaue, der mit einer insgesamt harmonischen Einfügung in den sensiblen Landschaftsraum eine Synthese bildet. Die Lösung der Unterbauten zeuge von großer Transparenz, jene der Überbauten von Signifikanz. Insgesamt sei der Entwurf ein überzeugender Beitrag zur Baukultur und geprägt von Innovationswillen und gestalterischer Kraft. Mit der Vergabe des ersten Preises hatte sich das Preisgericht bewusst für die aufwendigste Lösung entschieden [1].

Der Wettbewerbsbeitrag wurde erfolgreich realisiert. Kurz vor der Verkehrsfreigabe titelte die regionale Presse: »ein Meisterwerk der Baukunst« und »architektonisches Meisterwerk« und zitierte damit drei damalige Preisrichter, die sich kurz vor der Verkehrsfreigabe vor Ort von der Umsetzung überzeugten [4] [5].

2 Geologie, Bodenverhältnisse und Gründung

Untersteinach und damit die Ortsumgehung liegen nah an einem Hotspot der Geologie und der Erdgeschichte, dem oberfränkischen Bruchschollenland zwischen Frankenalb im Westen sowie Fichtelgebirge und Frankenwald im Osten. Hier treffen an der Fränkischen Linie Deckgebirge und Grundgebirge aufeinander. Auf das alte Gebirge aus Graniten und Basalten, entstanden bereits vor 300 Millionen Jahren bei der Bildung des Großkontinents Pangäa, haben sich vor 250 bis 220 Millionen Jahren in der Trias Bundsandstein-, Muschelkalk- und Keuperschichten abgelagert. Als vor 140 Millionen Jahren Afrika auf Europa prallte und sich anschließend bis vor 30 Millionen Jahren die Alpen auffalteten, ist eben hier die

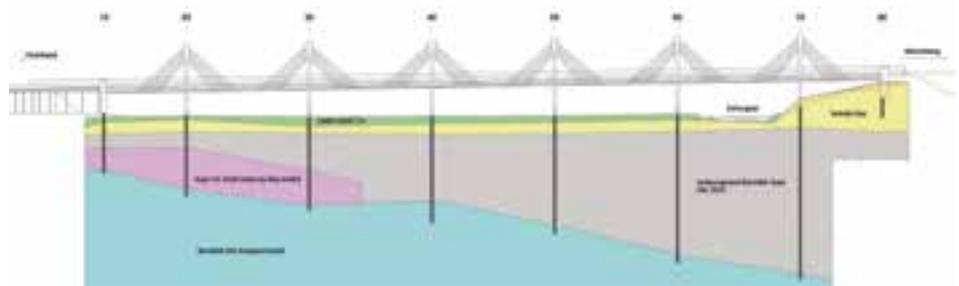
Erdkruste in Längsstreifen auseinandergebrochen. An der Hauptbruchstelle, der Fränkischen Linie, hat sich das alte Gebirge auf das Deckgebirge geschoben und um einige Tausend Meter vertikal erhoben. Die auf ihm liegenden Sedimentschichten sind vollständig verwittert.

Die der Landschaft den Namen gebenden Bruchschollen zeichnen sich an der Oberfläche durch nebeneinanderliegende Keuper-, Muschelkalk- und Sandsteinrücken ab. Nachdem sich das Deckgebirge immer weiter abgesenkt hat, ist schließlich erst in erdgeschichtlich jüngerer Zeit das heutige Flusssystem entstanden, und die Schorgast konnte den Muschelkalkrücken bei Untersteinach durchbrechen und dem heutigen Main zufließen.



5 Perspektive der Autofahrer
© Hajo Dietz

Die Untergrundverhältnisse im Bereich der Schorgasttalbrücke sind deshalb nicht einheitlich. Unter dem Oberboden ist Auelehm mit einer Mächtigkeit von 2–3 m anzutreffen. Darunter folgen mit-teldicht gelagerte Talschotter mit ca. 4 m Schichtdicke im Tal und 16 m am Prallhang der Schorgast (Achse 80). Darunter befinden sich mächtige schluffig sandige Verwitterungsschichten von Keuper und Muschelkalk mit meist weicher bis steifer Konsistenz, teilweise wurden aber auch halb-feste bis feste Konsistenzen festge-stellt. Mit in Richtung Südosten stark zu-nehmender Tiefe lassen sich schwach bis mäßig verwitterte Keuper- und Muschelkalkformationen antreffen. Der als Grün-dung geeignete Muschelkalkhorizont taucht in Richtung Südosten steil ab und wurde in Bauwerksachse 70 erst in über 50 m Tiefe aufgeschlossen. In einer Pfei-lerachse wurde artesisch gespanntes Grundwasser erbohrt. Der Grundwasserhorizont war bis zur Ge-ländeoberfläche anzunehmen. Bei Hoch-wasser der Schorgast ist das Gelände überströmt. Bei den vorliegenden Baugrundverhält-nissen wurde eine Tiefgründung mit Großbohrpfählen sowohl für die Galerie über die Trasse der Deutschen Bahn (DB) als auch für die Talbrücke über die Schorgast gewählt.

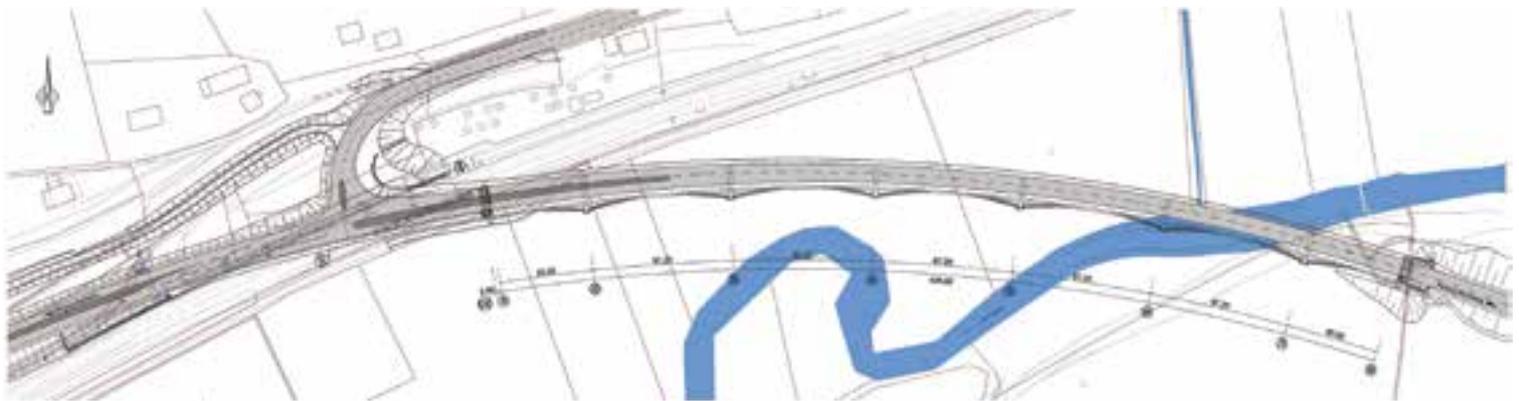


6 Bodenprofil im Längsschnitt © BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG

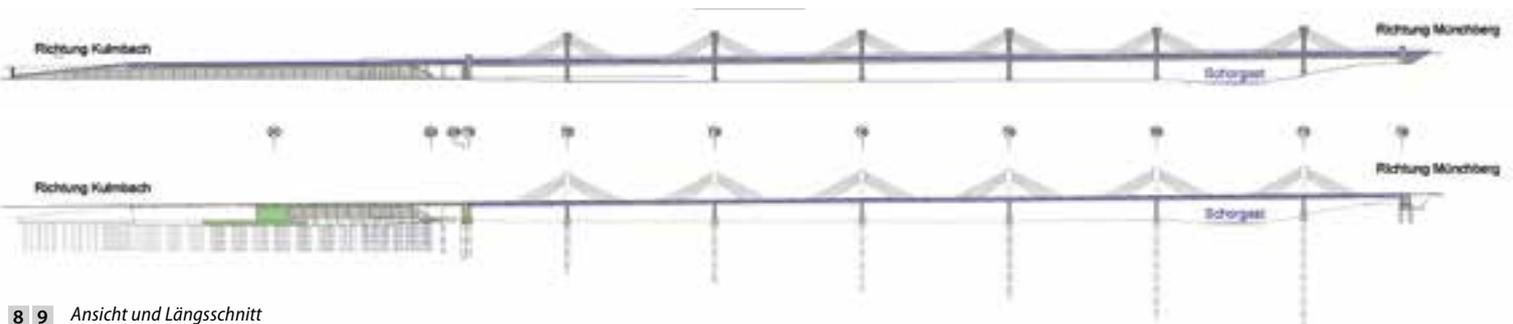
3 Bauwerk

Der Bauwerksentwurf wurde aus dem siegreichen Wettbewerbsbeitrag weiter-entwickelt [2]. Die Achse der Bundes-straße 289 verläuft im Bauwerksbereich in einer Kurve mit einem Radius von 900 m, kurz vor dem Bauwerksende be-ginnt eine Klothoide. Das Quergefälle beträgt 4,50 %, nach innen fallend. Die Gradiente liegt im Bauwerksbereich in Richtung Münchberg in einer konstanten Steigung von 1,00 %.

Je Richtungsfahrbahn ist ein Fahrstreifen vorgesehen, das Brückenbauwerk hat im Regelbereich somit eine Fahrbahnbreite von 8,00 m. Zwischen Achse 50 und Achse 10 vergrößert sich die Fahrbahn-breite, um an der Anschlussstelle Unter-steinach-West eine Rechtsabbiegespur aufnehmen zu können. Die Breite zwi-schen den Borden misst damit am Trennpfeiler in Achse 10 ca. 11,20 m.



7 Grundriss © BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG

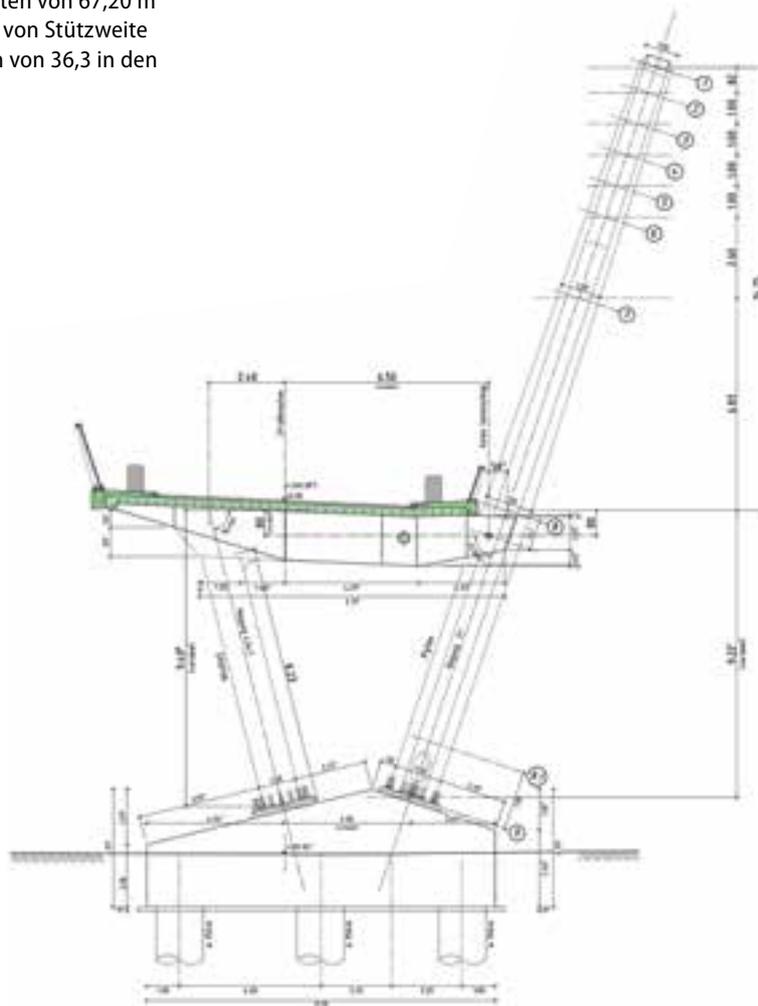


8 9 Ansicht und Längsschnitt © BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG

Die Talbrücke wurde als schlankes, semi-integrales Bauwerk geplant. Es besteht aus dem Brückenüberbau, einer Stahl-Beton-Verbundkonstruktion, die an sechs einseitig angeordneten Pylonen mit 2 x 5 vollverschlossenen Schrägseilen ($d = 110 \text{ mm}$ je Pylon) angehängt ist. Die Pylone und Stützen sind mit dem Überbau monolithisch verbunden. Die Stützweiten wurden gegenüber der Bauwerksskizze der Planfeststellung verändert, so dass sich fünf gleich große Stützweiten von 67,20 m und zwei Randfelder von 45 m Länge ergeben. Die Gesamtstützweite der Talbrücke beträgt 426 m. Der Überbau wird in Verbundbauweise ausgeführt. Wegen der einseitigen Abhängung der Fahrbahn zur Kurveninnenseite wurde als Querschnitt ein torsionssteifer, asymmetrischer Stahlkasten gewählt. Über dem maximal 1,60 m hohen Stahlkastenträger wurde eine 25 cm dicke Fahrbahnplatte angeordnet. Die maximale Konstruktionshöhe beträgt somit 1,85 m. Mit den Stützweiten von 67,20 m ergibt sich ein Verhältnis von Stützweite zu Konstruktionshöhe l/h von 36,3 in den Mittelfeldern.

Die ca. 24 m hohen Pylone sind mit ca. 18° (3:1) zur Kurveninnenseite geneigt. In der Seitenansicht weiten sie sich über rund zwei Drittel der Höhe linear vom Fußpunkt bis unterhalb der Seilanslagpunkte von 1,40 m auf 2,00 m auf. Im restlichen Drittel schließt sich tangential eine bogenförmige Aufweitung an. Der Pylon hat dadurch am Kopf die maximale Breite von 3,90 m. Durch einen abgeflachten sechseckigen Querschnitt zeichnet sich in der Seitenansicht mittig eine Kante ab, die sich über die gesamte Höhe zieht. In der Ansicht längs zur Brücke verzieht sich der Pylon linear von 1,50 m Breite am Fußpunkt auf 1,05 m am Kopf. Der Stahlkasten des Fahrbahnträgers ist auf der einen Seite biegesteif am Pylon angeschlossen. Auf der anderen Seite stützt sich der Kasten auf eine 14° nach innen geneigte, runde Stahlstütze ab. Das Rohr besitzt einen Außendurchmesser von 1,20 m und teilt sich mit dem Pylon das Fundament.

Die Seilanslagpunkte sind in die Tragkonstruktion des Pylons bzw. in die Spannischen integriert und somit in den Ansichten verdeckt. Die Festanker der Seile befinden sich jeweils am Pylonkopf. Der Abstand der Seile untereinander beträgt am Pylonkopf 1,00 m, am Überbau wird das erste Seil 15,00 m von der Pylonachse entfernt befestigt, und der Abstand der restlichen Seile nebeneinander misst hier je 3,00 m. Für die Abhängung werden die als Regelbauweise bewährten, vollverschlossenen Seile (VVS) verwendet. Die Seile werden nach der Stahlbaumontage eingebaut und vorgespannt. Damit wird ein Seildurchhang oder Seilausfall in ungünstigen Lastsituationen vermieden. Das gesamte Tragwerk ist für den Ausfall bzw. den Wechsel eines Seils unter vollem Verkehr ausgelegt.



10 Querschnitt mit Pylon, Stütze und Pfählen
© BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG



11 Pylonkopf mit Seilanschluss
© Hajo Dietz

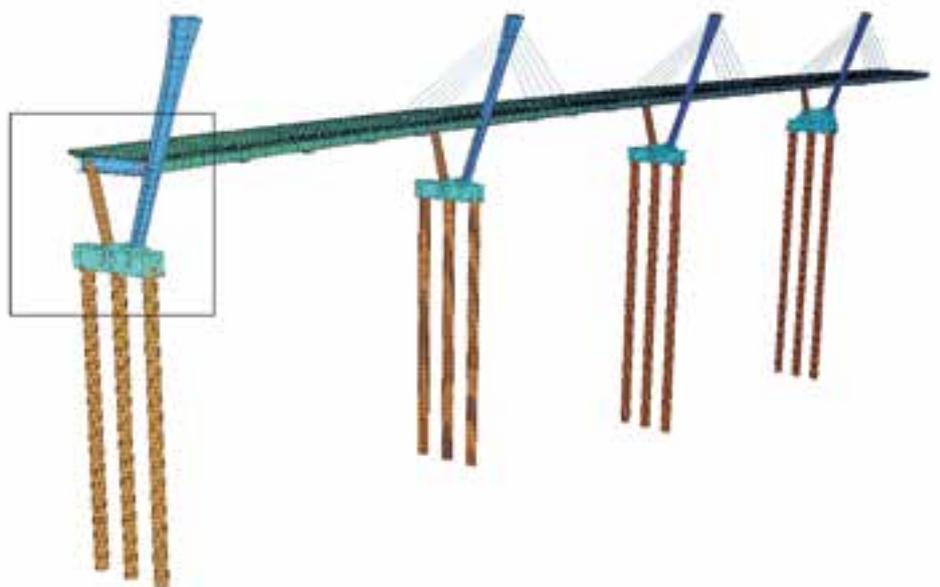
Die Galerie über die DB wurde als voll-integrales Bauwerk errichtet. Das Widerlager Kulmbach wurde dabei sehr steif ausgebildet, während die Stahlverbundstützen und der Trennpfeiler nachgiebig sind. Die schlaff bewehrte Platte ist 1,15 m dick. Die Kragarmlängen betragen beidseits 2,80 m inklusive der Brückenkappen, die Dicke am Anschnitt misst 45 cm und am Außenrand 28 cm. Die große Wandansichtsfläche des Widerlagers wird in Kassetten unterteilt. Die fünf parallel zur Bahnlinie angeordneten Rundstützen mit einem Durchmesser von 60 cm sind mit dem Überbau der Galerie und den Pfahlkopfplatten mittels Gewindestäben verbunden. Die Galerie und die Talbrücke wurden auf Großbohrpfählen tief gegründet, die einen Durchmesser von 150 cm haben. Bei der Talbrücke wurden je Bauwerksachse drei Bohrpfähle vorgesehen, am Widerlager in Achse 80 wurde die Anzahl auf sieben Pfähle erhöht. In den ersten Bauwerksachsen 20, 30 und 40 wurden erforderliche Pfahllängen von 24,50–33,50 m ermittelt. In den Bauwerksachsen 50, 60 und 70 mussten die Pfähle auf den immer tiefer liegenden Felshorizont abgeteuft werden, so dass die erforderlichen Pfahllängen hier 37,50 m, 47,00 m und 54,00 m betragen.

Die Pfähle am Widerlager in Achse 80 sind ca. 25 m lang, weil der Festgesteinshorizont nicht erreicht werden musste. Bei der Talbrücke ist an beiden Endauflagern je ein querfestes Kalottengleitlager vorgesehen. Das zweite Lager je

Brückenende ist eine Pendelstütze, da hier erhebliche, abhebende Kräfte auftreten. Ein Pendelaustausch unter Betrieb ist eingeplant, und die Pendellänge wurde so bestimmt, dass Vertikalverformungen an der Fahrbahnübergangskonstruktion vernachlässigbar sind. Bei beiden Endauflagern der Talbrücke wurden mehrprofilige Fahrbahnübergangskonstruktionen mit 380 mm bzw. 475 mm Gesamtdehnweg vorgesehen. Bei der Galerie entfallen Lager aufgrund der Ausbildung als integrales Bauwerk. Am Bauwerksende wurde ein Fahrbahnübergang aus Asphalt eingebaut, um eine schadhafte Aufnahme der kleinen Bewegungen zu gewährleisten.

4 Statische Modellierung

Der Fahrbahnlängsträger bindet in den Pylonachsen in rahmenartige Quersysteme, bestehend aus Querträger, Rundstütze und dem Pylonunterteil, ein. Die Querträger sind nahezu vollständig in den Fahrbahnträger integriert und wurden als zweistegige Kastenquerschnitte ausgebildet, deren Gurte mit den längslaufenden Ober- und Untergurtblechen des Fahrbahnträgers identisch sind. Die Stege des Längsträgers werden am Querträger gestoßen, und die dickeren Bleche der Querträger laufen durch. Die beiden Stützen eines Querrahmens wurden biegesteif auf einem massiven Pfahlkopfblock verankert, der die drei Bohrpfähle fasst.



12 Globalmodell mit Schnitt durch das Quersystem
© BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG

Für das statische Globalmodell wurde ein reines Stabwerk verwendet. Zum Abgleich wurde das Tragwerk zusätzlich mit einem Faltnetz für den Überbau abgebildet. Auf Basis von Einzellastfällen und Kombinationen wurden die Ergebnisse der unterschiedlichen Systeme hinsichtlich Verformungen, Schnittgrößen, Seilkräften und Spannungen im Hauptträger verglichen. Außerhalb der Diskontinuitätsbereiche, wie zum Beispiel Querträger und Seilanschlag sowie Entwässerungsöffnung, waren die Übereinstimmungen gut. Mit den Verformungsergebnissen des Faltnetzes konnten die Steifigkeiten des globalen Stabwerkmodells kalibriert werden. Die Spannungen im Überbauträger stimmen gut überein, wenn beim Stabwerk die Wölbkrafttorsion berücksichtigt wird. Für die vom globalen Stabwerkmodell nicht erfassten Diskontinuitätsbereiche wurden räumliche Submodelle als Faltnetze erstellt. Die Betrachtung von Querschotten, von Seileinleitungsbereichen an Überbau und Pylon, Aussparungen im Überbau für die Entwässerung, Querträgern bzw. Quersystem sowie Pfahlkopfbalken erfolgte gesondert.

Nach Errichtung der Unterbauten wurden Stützen, Überbau und Pylone feldweise montiert. Anschließend wurden die Seile eingezogen, vorgespannt und später die Fahrbahnplatte im Pilgerschrittverfahren hergestellt. Der Bauablauf hat Einfluss auf die Verteilung und Beträge der Zustandsgrößen, auch im Endzustand. Des Weiteren mussten Zwischenzustände zur Vorhersage der Verformungen in den Bauzuständen und die Festlegung einer Überhöhung betrachtet werden. Hierfür wurden insgesamt 82 Bauphasen als unterschiedliche statische Systeme berücksichtigt. Im Einzelnen waren das neun Stahlbauabschnitte, der Einbau und das Spannen der 60 Seile sowie die 13 Betonierabschnitte der Fahrbahnplatte. Mit Hilfe der Bauphasenmodellierung wurden für die Kontrolle der Bauausführung am Überbau an 212 Stationen je drei Punkte in Querrichtung und zusätzlich fünf Punkte an den sechs Quersystemen (Achsen 20–70) Verformungswerte angegeben. Dies führte mit 82 Bauphasen zu über 365.000 Einzelergebnissen, die übersichtlich in Tabellen und Diagrammen an die ausführende Baufirma übergeben wurden.

Die Seile wurden nach der Stahlbaumontage auf ihre Sollkräfte vorgespannt. Damit werden Seildurchhang oder schlaffe Seile in ungünstigen Lastsituationen vermieden. Außerdem sind die Vorspannkräfte so bemessen, dass sich im Endzustand ausgeglichene Biegemomente im Überbau und in den Pylonen sowie eine gleichmäßige Verteilung der Seilkräfte ergeben. Die Seile tragen einen Teil des Eigengewichts des Überbaus und beteiligen sich am Abtrag des symmetrischen Verkehrslastanteils.

5 Ausführungsplanung

Die Planung wurde mit Hilfe eines 3-D-Modells koordiniert. Hiermit konnten zum Beispiel Schnittstellen geklärt, Planungen Dritter abgeglichen, räumliche Achsen und Absteckpunkte definiert werden. Zur Abstimmung von Stahlbaudetails, des Seileinbaus, für Kollisionsprüfungen, die Definition einer Schusseinteilung, Betrachtungen bezüglich Zusammenbaureihenfolge und Montage wurde ein räumliches Stahlbaudetailmodell mit Unterstützung eines externen Werkstattplaners erarbeitet. Die Ausführungszeichnungen mit den notwendigen Detaildarstellungen basieren auf einer 2-D-Planung. Aus ihr wurden regelmäßig repräsentative Schnitte zur Kontrolle in das 3-D-Modell eingefügt [3].



13 3-D-Modell zur Koordination
© BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG



14 Stahlbaumontage des Überbaus
© Reinhard Feldrapp

6 Bauausführung

Der Bauauftrag wurde im Herbst 2017 vergeben. Da die Ausführungsplanung zu diesem Zeitpunkt weit fortgeschritten war, konnte umgehend mit der Errichtung von Galerie und Brücke angefangen werden. Die Bohrpfähle wurden von Februar bis Mai 2018 erstellt, Pfahlkopfriegel, Widerlager und Trennpfeiler der Talbrücke von April bis Juli 2018. Mit der Werksfertigung des Stahlbaus wurde im Frühjahr 2018 begonnen, die Montage

startete ab dem Sommer 2018 und war im Sommer 2019 abgeschlossen. Die Seilfertigung dauerte etwa ein Jahr und war im April 2019 beendet, so dass die Seilmontage noch Herbst 2019 abgeschlossen werden konnte. Ab dem Frühjahr 2020 wurde die Fahrbahnplatte erstellt. Die Verkehrsfreigabe erfolgte am 10. Dezember 2020, auf Feierlichkeiten wurde aber wegen der sich verschlimmernden Corona-Pandemie verzichtet.



15 Einbau der Seile
© Reinhard Feldrapp

6 Fazit

Brücken sind Ingenieurbauwerke. Sie sollten deshalb von einem Ingenieur, und bei gestalterischem Anspruch gern mit Hilfe eines Architekten, entworfen werden. Eleganz und Schönheit kosten etwas, dessen sollte man sich bewusst sein. Hier hatte unser Bauherr Mut und setzte sich sehr stark für das Projekt ein. Wir durften eine aufregende Brücke realisieren, die, wie wir finden, ihresgleichen sucht.

Autoren:

Dr. Bernhard Schäpertöns
Dipl.-Ing. Daniel Schäfer
BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG,
München
Dipl.-Ing. Werner Kuhnlein
SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH,
Kronach
Christoph Schultheiß
Staatliches Bauamt Bayreuth



16 Verkehrsfreigabe im Dezember 2020
© Hajo Dietz



17 Brückenbauwerk im Januar 2021
© Hajo Dietz



18 Pfeiler und Überbau
© Hajo Dietz

Bauherr

Freistaat Bayern, vertreten durch
das Staatliche Bauamt Bayreuth

Entwurf, Planung und Bauüberwachung

SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH,
Kronach
BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG, München
SB Schultz-Brauns Planung GmbH, München

Prüfingenieur

Dr.-Ing. Erhard Garske, München

Bauausführung

Arbeitsgemeinschaft:
Ed. Züblin AG, Dresden
Züblin Stahlbau GmbH, Hosena

Nachunternehmer

Demler Spezialtiefbau GmbH + Co. KG, Netphen
(Bohrpfähle)
Fatzer AG, Romanshorn, Schweiz
(Seile)
Maurer SE, München
(Übergangskonstruktionen)
BT Bautechnik GmbH, Norderstedt
(Brückenlager, Seildämpfer, Seilmanschetten)

Literatur

- [1] Schnabel, K.; Schultheiß, C.: Wettbewerb Talbrücke über die Schorgast (B 289); in: bau intern, Heft 7/8, 2011.
- [2] Schäpertöns, B.; Kuhnlein, W.: Die Brücke tanzt über die Landschaft; in: Brückenbau, 8. Jg. Heft 1/2, 2016.
- [3] Schäfer, D.; Schäpertöns, B.; Näßl, A.: Talbrücke Schorgast. Entwurf, Besonderheiten bei Bemessung und Ausführung. Vortrag, Münchener Stahlbautage 2019.
- [4] Bayerische Rundschau vom 28./29.11.2020: »Architektonisches Meisterwerk«.
- [5] Frankenpost vom 28./29.11.2020: »Ein Meisterwerk der Baukunst in Untersteinach«.



TEAMS WORK.

Weil Erfolg nur im Miteinander entstehen kann. Als Nummer eins im deutschen Hoch- und Ingenieurbau bietet ZÜBLIN ein umfassendes Leistungsspektrum und entwickelt im In- und Ausland maßgeschneiderte Lösungen für Bauvorhaben jeder Art und Größe. Die Züblin Stahlbau GmbH mit Sitz in Hosena und einem Standort in Sande ist eine der führenden deutschen Unternehmen im Stahl-, Stahlbrücken- und Industriefassadenbau.

www.zueblin-stahlbau.de



ZÜBLIN
TEAMS WORK.

Züblin Stahlbau GmbH, Bahnhofstr. 13, 01996 Hosena/Germany, Tel. +49 3575671-0, info@zueblin-stahlbau.de

Technische Innovation und Bauwerksgestaltung Ersatzneubau der Rader Hochbrücke

■ ■ ■ von Gregor Gebert, Jörg Brüchner



1 Rader Hochbrücke über den Nord-Ostsee-Kanal
© DEGES GmbH

Die 1972 mit dem Bau der Bundesautobahn A 7 errichtete Rader Hochbrücke ist ein Bauwerk der Superlative. Mit einer Länge von ca. 1.500 m und in einer Höhe von ca. 50 m überspannt sie den Nord-Ostsee-Kanal sowie die Rader Insel und den Borgstedter See. Dem gestiegenen Verkehrsaufkommen ist sie allerdings nicht mehr gewachsen, so dass die Realisierung eines Ersatzneubaus notwendig wird. Dazu wurde eine innovative Lösung gewählt, die in dieser Dimension weltweit bisher einmalig ist.

1 Veranlassung

Die 1972 mit dem Bau der Bundesautobahn A 7 errichtete Rader Hochbrücke ist ein Bauwerk der Superlative. Mit einer Länge von ca. 1.500 m und in einer Höhe von ca. 50 m überspannt die Fahrbahn mit einer Stützweite von ca. 220 m die meistbefahrenste künstliche Wasserstraße der Welt, den Nord-Ostsee-Kanal (NOK), sowie die Rader Insel und den Borgstedter See (Bild 1). Die Rader Hochbrücke ist dem gestiegenen Verkehrsaufkommen nicht mehr gewachsen. Insbesondere die Intensität des Schwerverkehrs hat dem Bauwerk zu schaffen gemacht. Gravierende Schäden an den Pfeilerköpfen führten 2013 bereits zu einer Teilsperre für Lkws über 7,50 t, die nach einer Instandsetzung wieder aufgehoben werden konnte. Ein Gutachten zur Beurteilung des Überbaus von 2016 ergab eine eingeschränkte Restnutzungsdauer bis 2026, so dass umgehend die Planung für einen Ersatzneubau eingeleitet wurde.

Das neue Bauwerk wird als Stahlverbundbrücke mit Regelstützweiten von ca. 80 m ausgebildet. Im Bereich des Kanals beträgt die Stützweite 224 m und entspricht damit in etwa dem Bestand. Das Tragwerk wird hier als gevoutete, hybride Rahmenkonstruktion ausgeführt. Die massiven Kanalpfeiler werden durch Betonvouten erweitert, die monolithisch mit dem Stahlverbunddeck verbunden sind. Das Resultat zeigt sich als innovative Lösung, die in dieser Dimension weltweit einmalig ist.

Im September 2017 wurde entschieden, den Ersatzneubau im Hinblick auf einen zukünftigen sechsstreifigen Ausbau der A 7 zu planen. Die Gesamtbreite vergrößert sich damit auf 37 m. Das neue Bauwerk besteht, wie heute üblich, aus zwei getrennten Teilbauwerken für jeweils eine Richtungsfahrbahn der A 7. Um den Verkehr auch während des Baus vollständig aufrechtzuerhalten, wird das erste Teilbauwerk (Fahrtrichtung Flensburg) unmittelbar östlich neben dem Bestand errichtet. Danach wird der Verkehr mit einer 4+0-Verkehrsführung über das neuerrichtete Teilbauwerk geführt.

Damit besteht Baufreiheit für den Rückbau der Bestandsbrücke und die Errichtung des zweiten Teilbauwerks (Fahrtrichtung Hamburg). Nach der Gesamtfertigstellung kann der Verkehr dann mit jeweils drei Fahrstreifen über die beiden neuen Überbauten geführt werden. Zusammen mit dem dringend notwendigen Brückenneubau erfolgt zwischen der Anschlussstelle Rendsburg-Büdelndorf und dem Autobahnkreuz Rendsburg die Verbreiterung der Autobahn von vier auf sechs Fahrstreifen, womit die Voraussetzungen für eine zukunftsorientierte Verkehrsinfrastruktur geschaffen werden.

2 Das Bestandsbauwerk

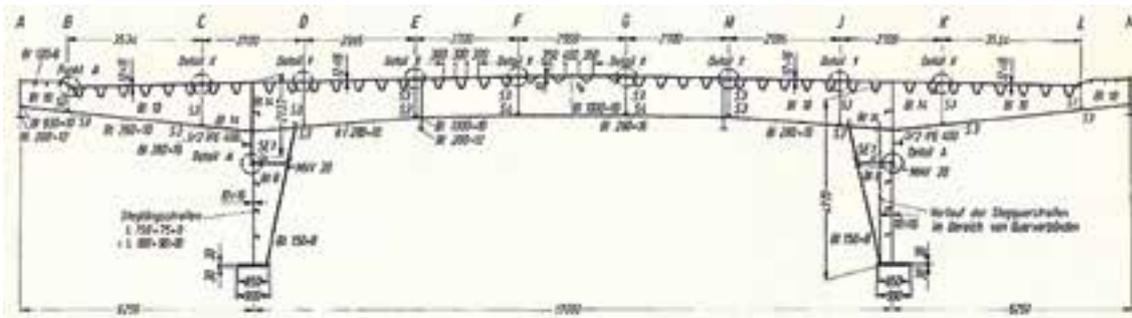
Das vorhandene Bauwerk ist ein typisches Beispiel für den Brückenbau seiner Zeit, der gekennzeichnet war durch Materialminimierung und minimalistische Konstruktion. Grundlage dafür war die Kunst der Statik, mit der Blechdicken und Aussteifungen, Spannungs- und Stabilitätsnachweise möglichst exakt an den Nachweisgrenzen der zulässigen Spannungen entlang optimiert wurden. Ermüdungsnachweise wurden damals für Straßenbrücken noch nicht geführt, für die orthotropen Stahlfahrbahnen galten Konstruktionsregeln, bei deren Einhaltung man davon ausging, dass die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit erfüllt sind. Es waren die besten Ingenieure, die für Statik und Konstruktion derartiger Groß-

brücken verantwortlich zeichneten, und so finden sich auf dem Deckblatt der Ausführungsstatik bekannteste Namen aus dem deutschen Stahlbau (Bild 2). Der heutige Schwerverkehr war in seiner Intensität damals schlicht nicht vorstellbar. Auch sorgte das Transportmonopol der Deutschen Bahn dafür, dass über die Straßen im Fernverkehr wesentlich weniger Güter transportiert wurden. Aus heutiger Sicht mutet die Konstruktion geradezu kühn an. Dass sie nach ca. 55 Jahren das Ende ihrer Lebensdauer erreicht haben wird, ist nicht verwunderlich. Der 1.497,50 m lange Überbau ist als fugenloser Durchlaufträger über 15 Felder ausgebildet. Die Stützweiten betragen von Süden nach Norden: 77,00 m + 80,00 m + 111,70 m + 221,50 m (Kanalfeld) + 111,70 m + 5 x 84 m (Rader Insel) + 3 x 104 m (Borgstedter See) + 88,00 m + 75,50 m. Der 29,50 m breite, einteilige Stahlüberbau wurde als zweistegiger Plattenbalken mit orthotroper Fahrbahnplatte und offenen I-förmigen Hauptträgern ausgeführt (Bild 3). Die Hauptträger haben untereinander einen Abstand von 17,00 m (!), die orthotrope Platte krägt dementsprechend beidseitig um 6,25 m aus. Die Höhe der Hauptträger beträgt im Regelbereich konstant 5,00 m, im Bereich der Kanalfelder vergrößert sie sich voutenartig auf 9,50 m (Bilder 4, 5). Das Deckblech hat die damals üblichen Dicken



2 Statik von 1969: Verfasser © Aus Bestandunterlagen

von 12 mm bzw. 14 mm. Die Untergurte haben eine Breite von 900 mm im Regel- und von 1.500 mm im Kanalfeldbereich. Im Voutenbereich bestehen sie aus Lamellenpaketen mit bis zu fünf Blechen in einer Gesamtdicke bis zu 220 mm. Die Stege wurden, wie damals üblich, mit geringsten Blechdicken von 12–14 mm ausgeführt, wozu eine entsprechend enge Aussteifung durch Längs- und Quersteifen notwendig war. Die vollständig geschweißte Konstruktion hat ein Gesamtgewicht von lediglich 13.650 t (307 kg/m²) und besteht aus Baustahl St 37 und St 52.



3 Überbauquerschnitt des Bestandsbauwerks © Aus [2]



4 5 Stahlkonstruktion: Kanalfeld mit Vouten und Regelfeld © DEGES GmbH

Die Autobahn weist im Grundriss einen konstanten Radius von 12.500 m auf. Die Herstellung des Überbaus erfolgte im Freivorbau mit 1 bzw. 2 Hilfsstützen. Das Kanalfeld wurde von beiden Seiten ohne Hilfsstütze montiert (Bild 6). Die Montagegeschwindigkeit betrug gemäß [1] ca. 20 m pro Woche.

Die Widerlager sind flach in den mächtigen, 16 m bzw. 30 m hohen Anschlussdämmen der A 7 gegründet. Die geometrisch einfachen Pfeilerpaare der Rader Hochbrücke wurden als Hohl Pfeiler mit Wanddicken von 40 cm ausgeführt. Die Gründung erfolgte für die vier Pfeiler im Borgstedter See mittels gerammter Stahlrohre und für die beiden Kanalpfeiler mittels Senkkästen (Bild 7). Alle weiteren Pfeiler sind flach gegründet. Die Bauausführung erfolgte 1969–1972 durch die Arbeitsgemeinschaft Hochbrücke Rader Insel, bestehend aus den Firmen Friedrich Krupp GmbH, Krupp Industrie- und Stahlbau, Rheinhausen, Philipp Holzmann AG, Kiel, und Max Giese Bau GmbH, Kiel. Die Baukosten betragen damals 44,20 Mio. DM.

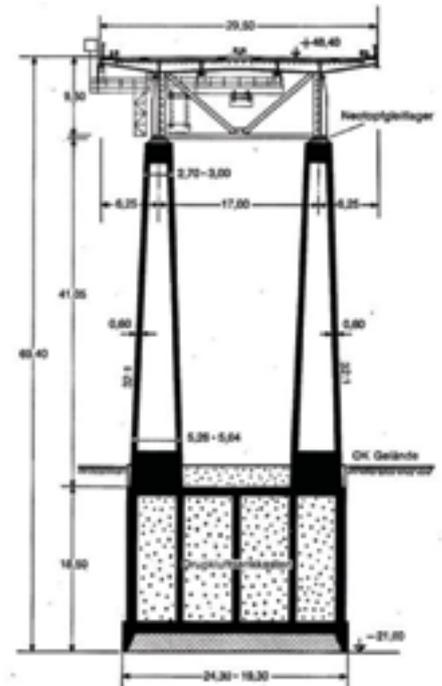


6 Herstellung im Freivorbau © Aus [1]

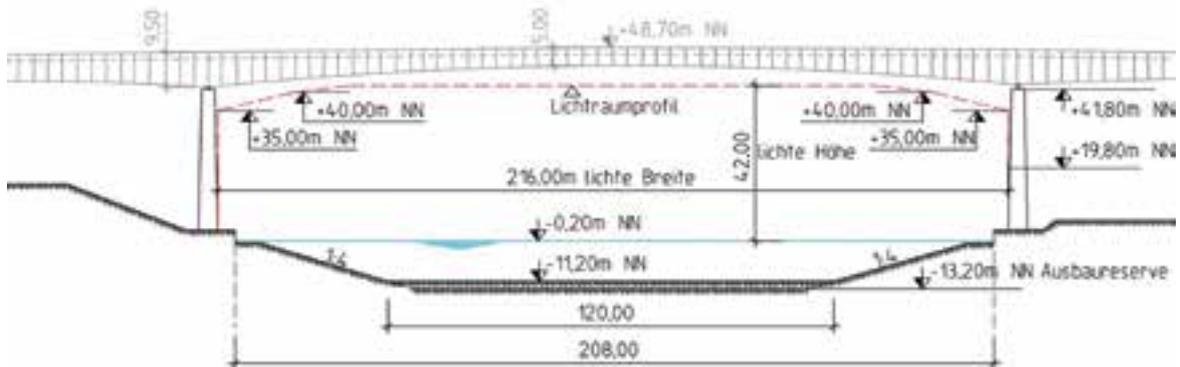
3 Randbedingungen für den Neubau

Der Bauwerksentwurf wird maßgeblich durch den freizuhaltenden Lichtraum über dem Nord-Ostsee-Kanal (NOK) bestimmt (Bild 8). Daraus ergeben sich die erforderliche Stützweite für das Hauptfeld, die Höhenlage der Fahrbahn und die notwendige Tragkonstruktion. Im Kreuzungsbereich mit der A 7 befindet sich eine Ausweichstelle des NOK, die den Begegnungsverkehr größerer Schiffe ermöglicht. Die Breite des Kanals ist größer als im Regelprofil, die Sohlbreite beträgt hier 120 m anstatt 80 m. Der mindestens freizuhaltende Lichtraum orientiert sich am Bestandsbauwerk und hat eine Breite von 216 m und eine Höhe

von 42 m über Mittelwasser (-0,20 m ü. NN). Seine Höhe reduziert sich in den Randbereichen auf ca. 35 m und erlaubt so die Ausbildung von Vouten. Wegen der großen Bedeutung unterliegen sämtliche Arbeiten im Bereich des NOK strengen Restriktionen. Im Hinblick auf die Gewährleistung der Sicherheit und Leichtigkeit der Schifffahrt sind Eingriffe zu vermeiden bzw. auf ein Minimum zu beschränken. Dazu erfolgten intensive Abstimmungen mit dem zuständigen Wasser- und Schifffahrtsamt Kiel-Holtenau. Es ist unstrittig, dass es ganz ohne bauzeitliche Eingriffe nicht möglich ist, ein Brückenbauwerk dieser



7 Kanalpfeiler mit Senkkastengründung © Aus [1]



8 Freizuhaltender Lichtraum des Nord-Ostsee-Kanals © DEGES GmbH



9 Schiffsdurchfahrt unter der Rader Hochbrücke
© Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH



10 Steinschüttung zum Schutz der Pfeiler vor Schiffstoß
© DEGES GmbH

Dimension zu errichten. Dies betrifft zum einen die Herstellung der Voutenbereiche über dem Wasser mit partiellen Eingriffen in den seitlichen Gefährdungsraum durch das Schalgerüst und zum anderen die Montage des Mittelteils, die eine kurzzeitige Vollsperrung des Kanals erfordert. Die Kanalpfeiler sind durch Steinschüttungen vor Schiffstoß geschützt, welche die Stoßlast eines im Havariefall auflaufenden Schiffes stark abdämpfen (Bild 10). Die verbleibenden Stoßlasten, die in einem Gutachten der Bundesanstalt für Wasserbau ermittelt wurden, sind auf die Gründungskörper anzusetzen, werden für diese aber nicht bemessungsmaßgebend.

Im Borgstedter See ist eine Durchfahrt für Sportboote auf einer Breite von 30 m und einer Höhe bis 23,50 m freizuhalten, was aber keinen Einfluss auf die Konstruktion und die Höhenlage der A 7 hat. Des Weiteren ist die Lage von Anliegerstraßen, Wartungs- und Treidelwegen zu berücksichtigen.

4 Vorzugslösung für das Tragwerk

4.1 Brückentyp

Im Rahmen einer Variantenstudie (2015–2016) wurden zunächst die grundsätzlichen Lösungsmöglichkeiten für einen Ersatzneubau untersucht. Betrachtet wurden die Trassenlage der A7 (inklusive Tunnelvariante) und mögliche Tragsysteme und Querschnitte der Brücke. Für das Kanalfeld wurden Stützweiten im Bereich von 220–250 m zugrunde gelegt, für die Regelfelder von 60–100 m. Untersucht wurden untenliegende Tragwerke (gevoutete Deckbrücke) und obenliegende Tragwerke (Stabbogen, Schrägseilbrücke, Extradosed Bridge) (Bild 11).

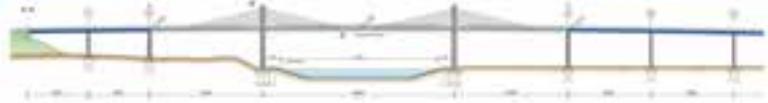
Deckbrücke, gevoutet - Stahlverbund



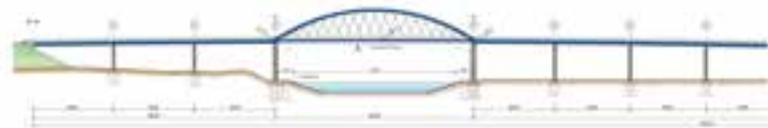
Deckbrücke, gevoutet, Hybrid



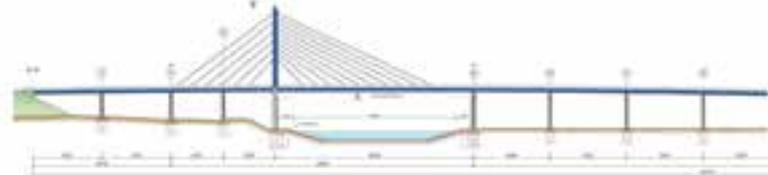
„Extradosed“



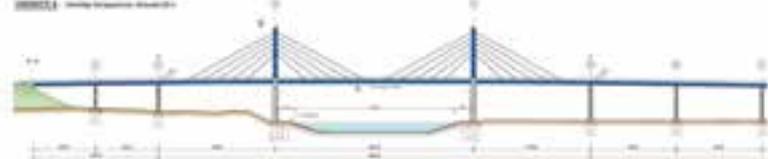
Netzwerkbogen



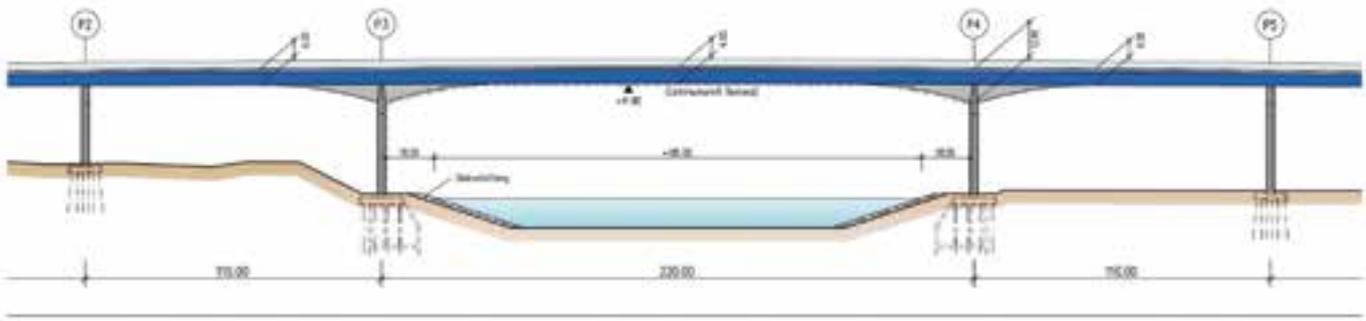
Schrägseilbrücke, einhüftig



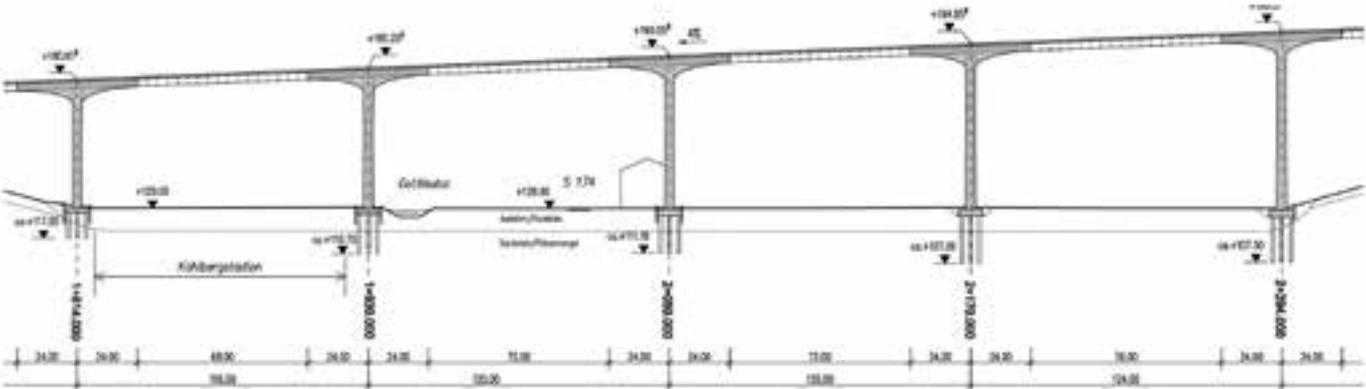
Schrägseilbrücke, zwei hüftig



11 Untersuchte Tragwerksvarianten
© DEGES GmbH/Ingenieurbüro Grassl GmbH



12 Vorzugslösung der Variantenstudie: Gevoutete Deckbrücke, hybrid
© DEGES GmbH/Ingenieurbüro Grassl GmbH



13 Voutenausbildung bei der Gottleubatalbrücke
© DEGES GmbH/Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

Im Ergebnis der Studie wurde die Variante »Gevoutete Deckbrücke, hybrid« als Vorzugslösung festgelegt. Für das weitgespannte Kanalfeld ergibt sich eine Rahmenwirkung, was zu einer erhöhten Steifigkeit des Tragwerks führt (Bild 12). Die Tragwerkslösung für den NOK entspricht damit im Wesentlichen der Gottleubatalbrücke [4] (Bild 13), welche sich aktuell in der Bauausführung befindet

Nachfolgend werden die maßgebenden Kriterien benannt.
Technik und Wirtschaftlichkeit:
Deckbrücken mit Spannweiten über 200 m gehören eher zu den Ausnahmen. Auch wenn bisher in Deutschland keine Stahlverbundbrücke über 200 m Spannweite hergestellt wurde, so kann mit Verweis auf ausgeführte Stahl- und Spann-

betonbrücken abgeleitet werden, dass sich die Kombination von Stahl und Beton erfolgreich für große Spannweiten einsetzen lässt. Im Vergleich zu Konstruktionen mit oberliegenden Tragelementen stellt die Variante Deckbrücke trotz der für diesen Bauwerkstyp sehr großen Stützweite die wirtschaftlichste Lösung dar.

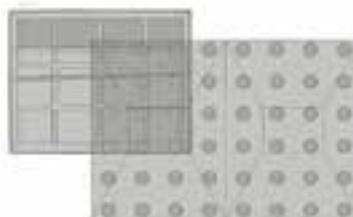
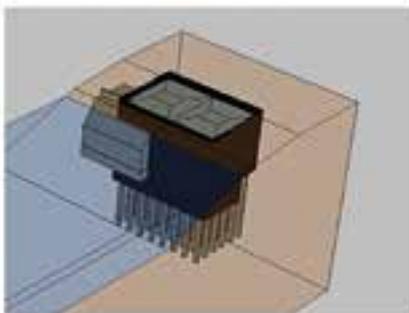
Gestaltung:
Das 1.500 m lange Bauwerk prägt mit einer Höhenlage der Fahrbahn bis 50 m über dem NOK die flache und weite Landschaft. Eine zurückhaltende Konstruktion ist hier zu bevorzugen, da sich eine solche besser in das Landschaftsbild einfügt. Insofern ist eine Deckbrücke analog der vorhandenen Konstruktion auch beim Neubau die Vorzugslösung.

Oberliegende Tragwerke wirken bei den vorliegenden Verhältnissen von Stützweite zu Höhenlage Fahrbahn wenig elegant. Gestalterisch problematisch ist hier zudem, dass Seile oder Bögen jeweils außerhalb der beiden Fahrbahndecken anzuordnen wären, so dass insgesamt vier Tragebenen entstehen würden.
Vogelschlag:
Der Nord-Ostsee-Kanal dient vielen Vogelarten als Orientierung und Leitlinie. Oberhalb der Fahrbahn liegende, filigrane Tragelemente erhöhen das Vogelschlagrisiko, und es würden sich im Vergleich zum Bestand ungünstigere Verhältnisse ergeben.

4.2 Stützweite Kanalfeld

Maßgebend für die Festlegung der Stützweite ist zunächst der freizuhaltende Lichtraum des Nord-Ostsee-Kanals, aber auch die Lage der Fundamentkörper (Senkkästen) der Kanalpfeiler. Letzteres ist für die Gründung des zweiten Teilbauwerks von Bedeutung. Folgende beiden Varianten wurden betrachtet:

- Stützweite 248 m: Gründung der neuen Kanalpfeiler hinter den bestehenden Senkkästen,
- Stützweite 224 m: Gründung der neuen Kanalpfeiler im Bereich der bestehenden Senkkästen (Bilder 14,15).



14 15 Überschneidung der neuen Gründung mit vorhandenen Senkkästen
© DEGES GmbH



Neustart oder Laufzeitverlängerung? VARIOKIT macht jedes Brückenbauprojekt stark

Der modulare Brücken-Baukasten für Ingenieure

VARIOKIT plus PERI Engineering: Diese Kombination sichert Ihnen alle Kosten- und Leistungsvorteile eines modularen Schalungs- und Traggerüstsystems. Besonders, wenn Ihr Projekt BIM-basiert ist.

Vom (Ersatz-)Neubau bis zur Instandsetzung

Ob Freivorbaugerät, Lehrgerüst oder Gesimskappenbahn: Der projektbezogen mietbare VARIOKIT Ingenieurbaukasten benötigt für ca. 80 % der unterschiedlichen Traggerüst- und Schalungsaufbauten nur drei Kernbauteile. Durch sein konsequent vereinfachtes Baukastenprinzip erreichen Sie im Aufbau und Einsatz hohe Sicherheits- und Geschwindigkeitsvorteile.

Mehr erfahren unter: www.peri.de/brueckenbau



**Schalung
Gerüst
Engineering**

www.peri.de



In Abwägung beider Varianten erfolgte letztlich die Entscheidung für die kürzere Stützweite. Ausschlaggebend war neben dem rein wirtschaftlichen Aspekt, dass die technische Umsetzung jenes Brückentyps bereits bei 224 m äußerst anspruchsvoll ist und mit einer weiteren Vergrößerung der Stützweite das Herstellungsrisiko überproportional zunimmt. Diesem Aspekt wird eine größere Bedeutung beigemessen gegenüber dem Nachteil der Gründung innerhalb des bestehenden Senkkastens, die zwar aufwendig ist, aber als beherrschbar angesehen wird. Zur Entkopplung der beiden Gründungen (alt/neu) werden die Senkkästen durchbohrt und ein Bodenaustausch vorgenommen. Die neuen Bohrpfähle werden dann in den Austauschbohrungen hergestellt.

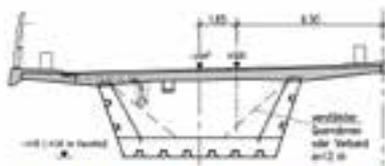
4.3 Querschnitt Überbau

Grundlage für die Querschnittswahl ist das festgelegte Tragsystem »Deckbrücke gevoutet« in Stahlverbundbauweise mit einer Hauptstützweite von 224 m und Regelstützweiten von ca. 80 m in den Seitenfeldern. Folgende Querschnitte wurden betrachtet (Bild 16):

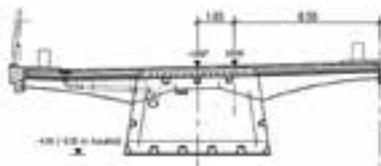
- a) Einzelliger Hohlkasten mit freiauskragender Verbundplatte,
- b) Einzelliger Hohlkasten mit Konsolträgern,
- c) Querschnitt mit zwei Kastenträgern,
- d) Dreizelliger Hybridquerschnitt.

Die Variante a) wurde nicht weiterverfolgt, da hier das Eigengewicht infolge der freiausragenden Fahrbahnplatte und der daraus resultierenden Plattendicke zu groß wird. Des Weiteren sollte die Herstellung der Fahrbahnplatte im Sinne einer kurzen Bauzeit mit Fertigteilen erfolgen können.

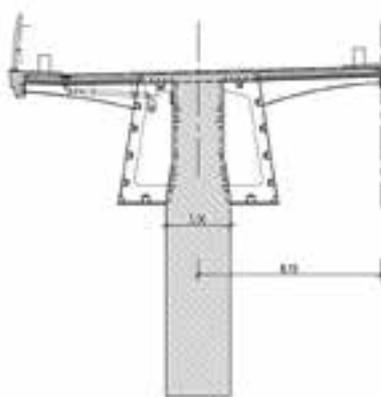
Die Querschnitte b) und c) stellen bewährte Bauweisen dar. Der zweistegige Plattenbalken c) besteht aus zwei einzelnen, kleineren Hohlkästen. Dies hat Vorteile im Hinblick auf die Fertigung, den Transport und Zusammenbau vor Ort, allerdings auch Nachteile in Bezug auf das Einschleppen im Radius, die Herstellung der Fahrbahnplatte in den Kragbereichen, zudem ist die Lösung aufgrund der relativ kurzen Kragarme gestalterisch nicht optimal.



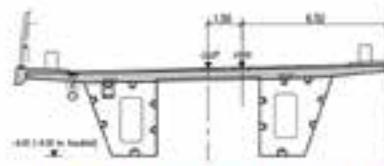
a) Klassischer Verbundquerschnitt



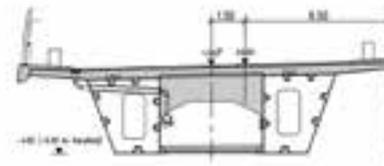
b) Großer Hohlkasten mit Konsolen



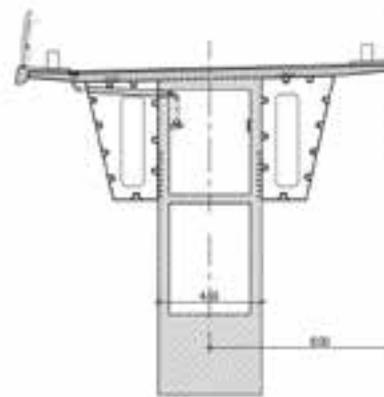
b) Großer Hohlkasten mit Konsolen Voutenbereich



c) Querschnitt mit 2 Hohlkästen



d) 3-zelliger Hybrid-Querschnitt



c) d) Querschnitt mit 2 Hohlkästen Voutenbereich

16 Untersuchte Querschnitte © DEGES GmbH/Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH/SSF Ingenieure AG

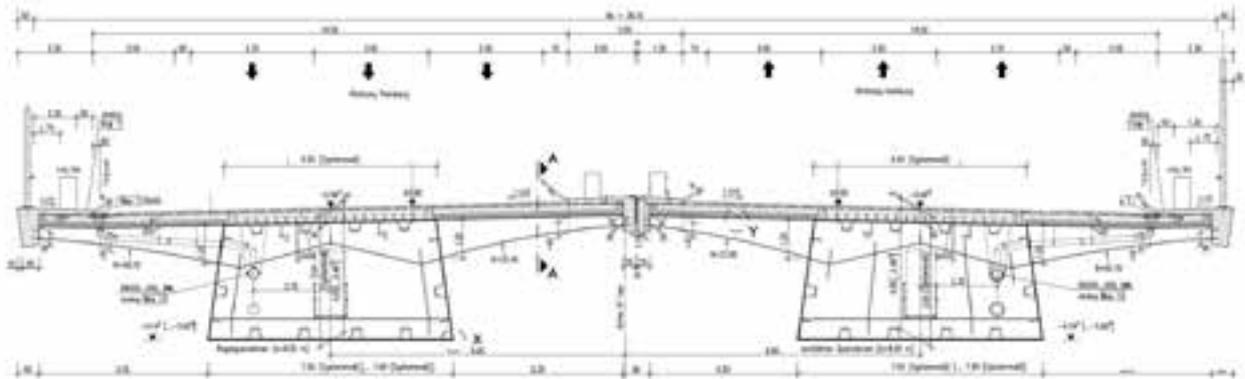
Eine neuere und durchaus interessante Idee ist die Variante d). Auf Grundlage des Querschnitts c) werden die beiden äußeren Hohlkästen zusätzlich durch eine Bodenplatte aus Beton zu einem dreizelligen Hybridquerschnitt verbunden. Der Gedanke war, die mittlere Zelle als Transportweg und für die Überführung von Medien zu nutzen und die äußeren Zellen als luftdicht verschweißte, nicht begehbare Kastenträger auszuführen. Vorteile wurden ebenso in der großen Torsionssteifigkeit gesehen. Allerdings gibt es auch statisch-konstruktive Probleme, die hier nicht abschließend geklärt sind. Dazu gehört zum Beispiel der biegesteife Anschluss der Bodenplatte an die äußeren Stahlkästen. Mit der grundsätzlichen Festlegung des Bundesministeriums für Verkehr und digitale

Infrastruktur (BMVI), die aus Sicht der Verfasser gleichfalls vernünftig ist, große Hohlkästen zugänglich auszuführen, verliert jene Variante allerdings erheblich an Charme.

Als Vorzugsvariante wurde daher die Variante b) »Einzelliger Hohlkasten mit Konsolträgern« festgelegt. Sie vereint mehrere Vorteile: Es handelt sich um eine erprobte Bauweise, der torsionssteife, geschlossene Kasten hat Vorteile für die Montage (Einschieben im Radius), die Fahrbahnplatte kann in den Kragbereichen einfach und schnell unter Einsatz von Fertigteilen bei vergleichsweise geringer Plattendicke hergestellt werden. Darüber hinaus verringern die relativ großen Kragarme optisch die Ansichtsfläche des Brückendecks, was gestalterisch günstig ist.



17 Längsansicht der Ersatzneubaus
© DEGES GmbH/Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH/SSF Ingenieure AG



18 Regelquerschnitt im Bauwerksentwurf
© DEGES GmbH/Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH/SSF Ingenieure AG

5 Bauwerksentwurf

5.1 Tragwerk allgemein

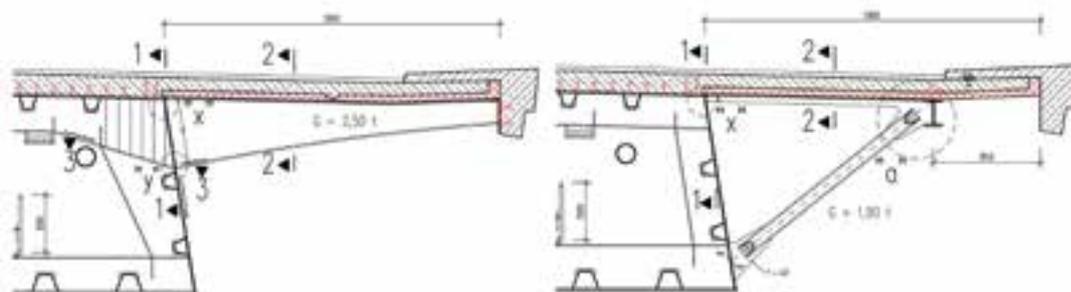
Der Bauwerksentwurf weist einige Besonderheiten auf. Neben dem Bereich des Kanalfeldes mit dem hybriden Voutenquerschnitt sind dies insbesondere die Tiefgründungen der Kanalpfeiler und der Pfeiler im Borgstedter See. Der Fokus dieses Beitrages soll aber auf der Konstruktion und Gestaltung des Überbaus liegen, so dass auf die Gründungen hier nicht weiter eingegangen wird. Sie wären einen eigenständigen Fachbeitrag wert. Die beiden Widerlagerstandorte werden für den Neubau grundsätzlich beibehalten, die Straßendämme im Hinblick auf den breiteren Brückenneubau und den sechsstreifigen Ausbau der A 7 entsprechend verbreitert. Der Neubau weist insofern mit 1.500 m in etwa die gleiche Länge auf wie das Bestandsbauwerk. Für die konkrete Festlegung der neuen Pfeilerstandorte wurde auf einen ausreichenden Abstand zu den Altgründungen geachtet, um Kollisionen zu vermeiden, was bis auf die Kanalpfeiler überall möglich war. Der Ersatzneubau hat 16 Felder, ein Feld mehr als der Bestand, mit folgenden

Stützweiten: 64 m + 2 x 80 m + 84 m + 4 x 80 m + 84 m + 88 m + 124 m + 224 m (Kanalfeld) + 124 m + 80 m + 64 m (Bild 18).

5.2 Querschnitt

Jeder der beiden Verbundüberbauten besteht aus einem trapezförmigen, geschlossenen Stahlhohlkasten und einer Fahrbahnplatte aus Stahlbeton (Bild 18). Die Stahlkästen haben eine Breite von 6,50 m oben, 7,50 m unten. Damit ergeben sich Auskragungen der Fahrbahnplatte von ca. 5,00 m (plus Gesims). Die Konstruktionshöhe beträgt im Regelbereich konstant 4,00 m. Aufgrund der größeren Stützweiten vergrößert sich diese Höhe, von den Achsen 110 bzw. 160 ausgehend, zu den Kanalpfeilern sichelförmig auf 6,00 m: Dieses Maß wird dann über die Hauptstützweite von 224 m konstant beibehalten. Aufgrund der geneigten Stege vergrößert sich die Breite des Bodenblechs entsprechend bis auf 8,05 m.

Die Fahrbahnplatte wird durch im Abstand von 4 m angeordnete Konsolträger gestützt, die den Einsatz von Teilfertigteilen ermöglichen. Die oben durchgängig geschlossenen Hauptträger sind günstig für die Bauzustände beim Einschieben und haben zusätzlich technologische Vorteile, da sich das Deckblech als Fahrweg für das Verlegen der Fertigteile nutzen lässt. Die 13 cm dicken Fertigteile werden nach dem Verlegen durch Ortbeton ergänzt, die Gesamtdicke der Fahrbahnplatte beträgt danach 35 cm. Über die Abstützung der Fahrbahnplatte wurden umfangreiche Betrachtungen angestellt. Es wurden alternative Querschnittsvarianten mit Konsolträgern wie auch mit Schrägstreben untersucht und bezüglich Statik, Konstruktion, Bauzeit und Wirtschaftlichkeit verglichen (Bilder 19, 20). Letztendlich wurde entschieden, die Lösung mit Konsolträgern auszuführen, siehe dazu auch [3]. Die Konstruktion besteht überwiegend aus Baustahl S355, in den hochbeanspruchten Bereichen kommt S460 zum Einsatz.



19 20 Überschneidung der neuen Gründung mit vorhandenen Senkkästen
© DEGES GmbH/Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH/SSF Ingenieure AG

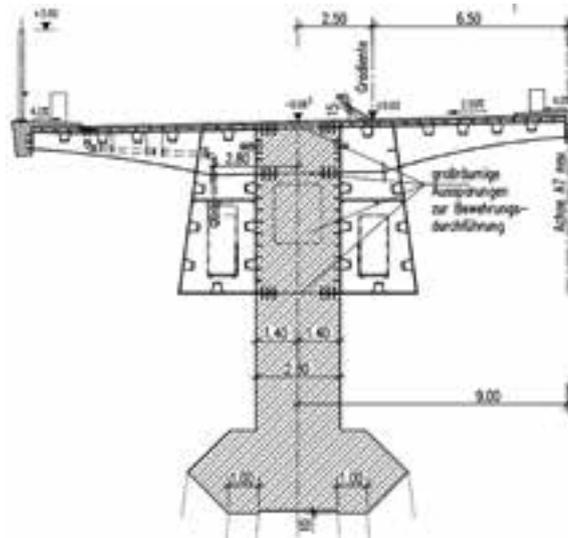
5.3 Vouten und Kanalfeld

Im Bereich des Kanalfeldes wird das Tragwerk als Hybridkonstruktion ausgeführt, bei der die aus den Kanalpfeilern herauswachsenden Betonvouten monolithisch mit dem Stahlverbundüberbau verbunden werden. Die Vouten haben am Pfeiler eine maximale Höhe von ca. 9 m und erstrecken sich über eine Länge von 44 m beiderseits der Kanalpfeiler. Die Voute wurde aus gestalterischen Gründen von der ursprünglich parabelförmigen in eine gerade Strebenform geändert, die sich aus einem 7,30–5,70 m breiten und ca. 2,00–1,50 m hohen Gurt und dem 2,80 m breiten Steg zusammensetzt (Bilder 21, 22)

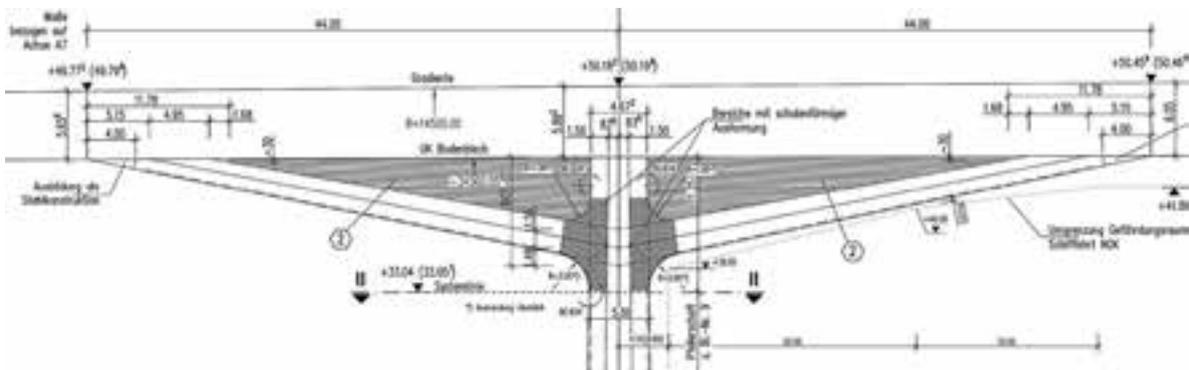
Die großen Lasten aus dem 224 m langen Hauptfeld führen zu sehr hohen Rahmenmomenten, die über schlaife Bewehrung in den Kanalpfeiler einzuleiten sind. In einem iterativen Prozess wurde das System dahingehend optimiert, dass die Bewehrung im Pfeiler in einem baupraktisch verträglichen Bereich liegt. In umfangreichen statischen Voruntersuchungen wurden dafür verschiedene Pfeilerquerschnitte und Voutenformen wie auch Aspekte der Herstellreihenfolge im baumechanischen Modell abgebildet und in Bezug auf die Schnittgrößen und die erforderliche Bewehrung ausgewertet.

Die effektivste Möglichkeit zur Reduzierung der Rahmenmomente bleibt jedoch die Verringerung des Eigengewichts im Hauptfeld. Das Bestandsbauwerk wurde aus diesem Grund als reines Stahldeck ausgeführt. Die Überlegungen führten hier zum sogenannten Orthoverbund, einer relativ neuen Lösung, deren erste Anwendung im Rahmen einer Zustim-

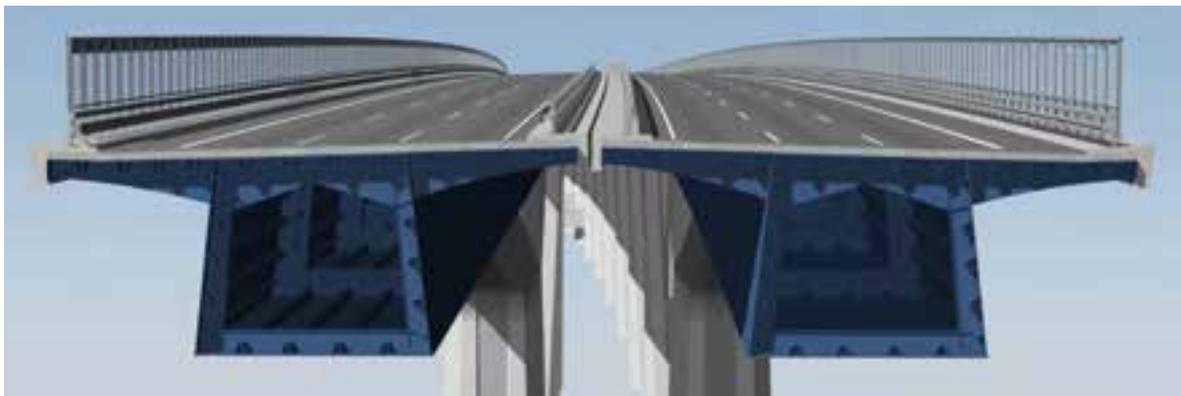
mung im Einzelfall (ZiE) aktuell bei dem DEGES-Projekt Elbebrücke Wittenberge (A 14) vorgesehen ist. Der Orthoverbund stellt eine Kombination bekannter Bauweisen dar, sie besteht aus einer orthotropen Stahlfahrbahnplatte, die durch einen 15 cm dicken bewehrten Ort beton ergänzt wird (Bild 23). Vorteil einer solchen Kombination ist das geringere



21 Hybridquerschnitt im Voutenbereich © DEGES GmbH/Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH/SSF Ingenieure AG



22 Geometrie der Voute © DEGES GmbH/Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH/SSF Ingenieure AG



23 Orthoverbundquerschnitt im Kanalfeld © DEGES GmbH/Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH/SSF Ingenieure AG

Eigengewicht bei hoher Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit. Zum Orthoverbund wurden umfangreiche statische Berechnungen erstellt und durch einen Gutachter geprüft. Auf dieser Basis wird durch das BMVI die ZiE erteilt.

5.4 Herstellungskonzept Überbau

Die Herstellung des Überbaus gestaltet sich komplex. Entsprechend den unterschiedlichen Abschnitten kommen verschiedene Montageverfahren zur Anwendung. Einen Eindruck davon vermittelt ein Video, welches die DEGES online gestellt hat.

Es ist vorgesehen, die Stahlkonstruktion des Überbaus vom Widerlager Achse 10 bis zur Achse 110 auf ca. 800 m Länge einzuschieben, das ist der Bereich des Überbaus mit konstanten Abmessungen der Stahlkonstruktion. Vom Widerlager in Achse 170 beginnend, kann das erste Feld mit Hilfsstützen und Kran montiert werden. Der anspruchsvollste Abschnitt ist die Herstellung der jeweils 88 m langen, hybriden Voutenbereiche. Bisher gehen die Überlegungen davon aus, sie nach

dem Waagebalkenprinzip im Freivorbau zu errichten, und zwar mit Vorlauf der Stahlmontage und Nachziehen der Voutenbetonage. Alternative Überlegungen gibt es zu einer Herstellung der Voute auf einem Traggerüst, welches durch eine auf dem Fundament des Kanalpfeilers gelagerte schräge Hilfsstrebe gestützt wird. Die Überlegungen dazu sind noch nicht abgeschlossen, es erfolgen zudem weitere Abstimmungen mit dem Wasser-schiffahrtsamt. Zu berücksichtigen ist, dass die Herstellung der Vouten aufgrund der zu vermeidenden Einschränkungen des NOK nicht gleichzeitig durchgeführt werden kann, so dass dies bauzeitlich auf dem kritischen Weg liegt. Nach Fertigstellung beider Voutenbereiche (Achsen 130 und 140) erfolgt mittels Litzenhubverfahren zunächst der Lückenschluss zu den Achsen 110 bzw. 160. Den Abschluss bildet der Einhub des ca. 130 m langen Mittelteils, welches auf Pontons über den NOK antransportiert und ebenfalls mittels Litzenhubverfahren eingehoben wird. Hierfür wird eine Vollsperrung des NOK erforderlich.

Nach Rückbau des Bestandsbauwerks wiederholt sich dieser Vorgang für das zweite Teilbauwerk.

5.5 Gestaltungsaspekte

Die Gestaltung der Voutenbereiche orientierte sich zunächst an der im Bau befindlichen Gottleubatalbrücke, die hier das gleiche Tragwerkskonzept aufweist. Zunächst noch auf Grundlage des zunächst favorisierten dreizelligen, hybriden Kastenquerschnitts erfolgte dazu eine erste Visualisierung. Auffällig sind, im Unterschied zum Bestand, die sehr kurzen Kragarme, die den Brückenträger unvorteilhaft hoch erscheinen lassen (Bild 24).

Nachdem in Abstimmungen mit Land und Bund (BMVI) die Entscheidung getroffen wurde, das Brückendeck mit einem einzelligen Kastenquerschnitt mit Konsolträgern auszuführen, wurde die Visualisierung angepasst (Bild 25). Für die Regelpfeiler, welche für das Gesamtbild der Brücke keinesfalls zu vernachlässigen sind, wurden zunächst taillierte Pfeiler mit parabelförmiger Ausformung vorgesehen.

Im Unterschied zur Gottleubatalbrücke – bei ihr handelt es sich um einen einteiligen Überbau im Zuge einer Bundesstraße – hat die Rader Hochbrücke zwei getrennte Überbauten und somit in jeder Achse zwei Pfeiler anstelle eines einzelnen. Ein weiterer Aspekt sind die Unterschiede in Bezug auf das Verhältnis von Stützweite zu lichter Höhe. Bei der Gottleubatalbrücke ist dieses Verhältnis ca. 2:1, bei der Rader Hochbrücke ca. 4,50:1. Es ergeben sich also völlig andere Proportionen, eine simple Übernahme der Voutengestaltung »Gottleuba« führt daher gestalterisch nicht zum gewünschten Ergebnis.



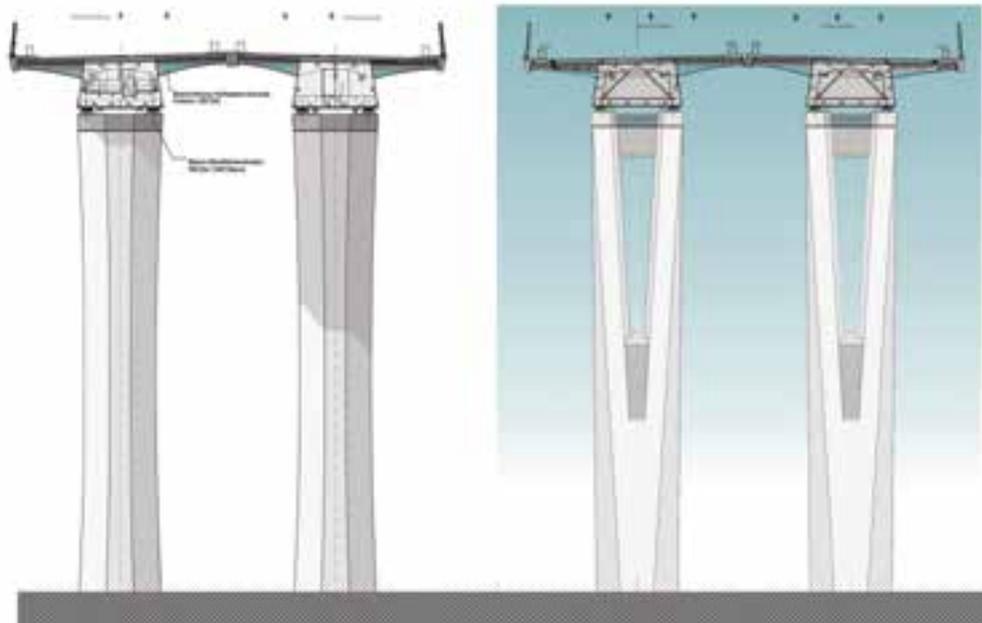
24 Visualisierung aus der Variantenstudie: dreizelliger Kasten »hybrid«
© DEGES GmbH/Ingenieurbüro Grassl GmbH



25 Visualisierung aus der Vorplanung: einzelliger Hohlkasten mit Konsolen
© DEGES GmbH/André Keipke

Es wurden deshalb modifizierte Ansätze entwickelt, um der Brücke eine solitäre, auf die konkreten Verhältnisse angepasste Form zu verleihen. Für die Regelpfeiler wurde eine neue Form entwickelt, die taillierten Pfeiler wurden durch gerade, von unten nach oben breiter werdende, aufgelöste Stützenpaare ersetzt (Bild 26). Diese Form wurde zunächst auch für den Kanalpfeiler übernommen, allerdings stand sie hier im Widerspruch zu den statischen Beanspruchungen. Durch die Kanalpfeiler sind wesentlich größere Horizontallasten aus Wind abzutragen, die mit einer schmalen Pfeilerbasis nicht aufzunehmen sind. Des Weiteren sind die großen Vertikallasten über die Pfahlkopfplatte gleichmäßig in die Gründung zu übertragen, was einen entsprechend massiven Pfeilerquerschnitt erfordert. Die Form der Kanalpfeiler wurde daher geändert.

Für die Voute und die Kanalpfeiler sind statisch bedingte Mindestabmessungen zu berücksichtigen, um die großen Beanspruchungen aus der Rahmenwirkung mit baupraktisch realisierbaren Bewehrungsgehalten abtragen zu können. Der Gestaltungsspielraum unterliegt damit gewissen Einschränkungen. Auch sollte



26 Vorzugslösung für die Regelpfeiler
© DEGES GmbH/André Keipke

eine dem Kraftfluss entsprechende Einbindung der Voute in den Kanalpfeiler erreicht werden. Der gestalterische »Durchbruch« gelang, als letztlich die Voute von der parabelförmigen Form in eine gerade Schrägstrebe abgeändert wurde, die sich aus dem Gurt und dem Steg zusammensetzt (Bild 28).

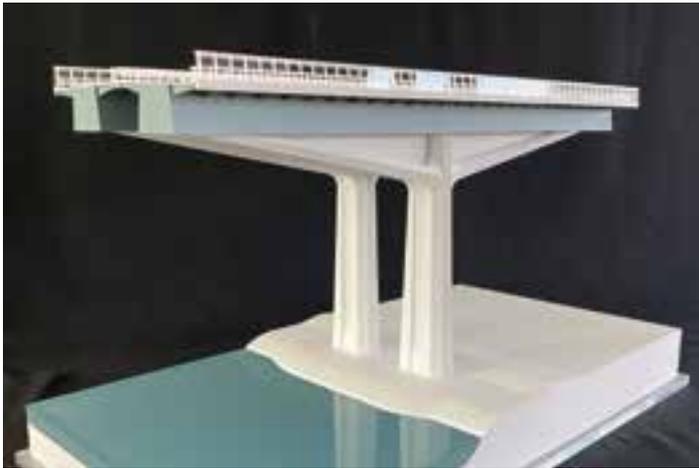
Abschließend wurde für diese Lösung noch ein Ausschnittmodell im Maßstab 1:200 angefertigt, an dem die Gestaltung überprüft und für gut befunden wurde (Bild 29). Es wurde außerdem noch ein Teilmodell des Gesamtbauwerks im Maßstab 1:500 erstellt.



27 Genese der Pfeilergestaltung
© DEGES GmbH/André Keipke



28 Finale Form von Voute und Kanalpfeilern
© DEGES GmbH/André Keipke



29 Ausschnittsmodell zum Voutenbereich
© DEGES GmbH/André Keipke

6 Ausblick und Fazit

Die Entwicklung der richtigen technischen Lösung und der zugehörigen Gestaltung für ein derartiges Bauwerk braucht Zeit! Die richtige Lösung fällt nicht vom Himmel, sie ist das Ergebnis eines intensiven Prozesses, bei dem mitunter auch ein Schritt zurückgegangen werden muss. Die erzielte Lösung zeigt, dass sich die Anstrengungen gelohnt haben. Die nächste Herausforderung ist nun, diese Gestaltung in hoher Qualität in der Bauausführung umzusetzen.

Derzeit laufen die Vorbereitungen für die Ausschreibung und Vergabe der Bauleistung. Aufgrund der Besonderheiten des Entwurfs wurde entschieden, die Ausführungsstatik bereits im Vorfeld der Ausschreibung erstellen und prüfen zu lassen. Ziel ist es, eine hohe Ausführungs- und Mengensicherheit und damit eine abgesicherte Kalkulationsgrundlage für die potentiellen Bieter zu erhalten. Die Ausführungsplanung befindet sich in der Bearbeitung und wird in der zweiten Jahreshälfte 2021 abgeschlossen sein. Vorbehaltlich der Erteilung des Planfeststellungsbeschlusses und möglicher Klagen sieht der Zeitplan vor, die Bauleistung »Rader Hochbrücke« Ende des dritten Quartal 2021 zu veröffentlichen. Aufgrund der eingeschränkten Restnutzungsdauer soll der Ersatzneubau des ersten Teilbauwerks bis 2026 fertiggestellt und das Bestandsbauwerk außer Betrieb genommen werden. Die bestehende Rader Hochbrücke ist ein herausragendes Zeugnis der Bautechnik. Sie steht für die Leistungen der Ingenieure und Bauleute in der Aufbauphase der Verkehrsinfrastruktur in den 1960er und 1970er Jahren. Der Neubau nimmt die zurückhaltende Gestaltung seines Vorgängers auf, setzt aber gleichwohl moderne Akzente. Die integrale Hybridkonstruktion im Bereich des Nord-

Ostsee-Kanals mit seiner gestalterischen Ausformung macht das Bauwerk unverwechselbar. Die neue Rader Hochbrücke hat damit gute Voraussetzungen, eine neue Ikone der Ingenieurkunst im hohen Norden zu werden.

Autoren:
Dipl.-Ing. Gregor Gebert
Dipl.-Ing. Jörg Brüchner
DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH,
Berlin

Literatur

- [1] Petersen, K.; Engelmann, K.-H.: Bau der Bundesautobahn Hamburg–Kiel. Beschreibung einiger baulicher Besonderheiten; in: Der Bauingenieur 48, 1973.
- [2] Kahmann, R.; Schröter, H.-J.: Die Stahlkonstruktion der Hochbrücke »Rader Insel« über den Nord-Ostsee-Kanal; in: Der Stahlbau, 46. Jg., 1977, Hefte 8 und 9.
- [3] Geißler, K.; Gebert, G.: Zu Entwurf, Konstruktion und Berechnungsspezifika von aktuellen Großbrücken in Stahlverbundbauweise; in: Stahlbau, 2020, Heft 2.
- [4] Reintjes, K.-H.; Gebert, G.: Die Brücke Gottleuba in Pirna – der Wettbewerb und der Siegerentwurf; in: Tagungsband zum 8. Symposium Brückenbau, Leipzig 2008.

Bauherr

Autobahn GmbH des Bundes, Berlin

Projektdurchführung

DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH, Berlin

Variantenstudie

Ingenieurbüro Grassl GmbH, Hamburg

Entwurfsplanung und Genehmigungsstatik

Ingenieurgesellschaft:
Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft, Berlin
SSF Ingenieure AG, München

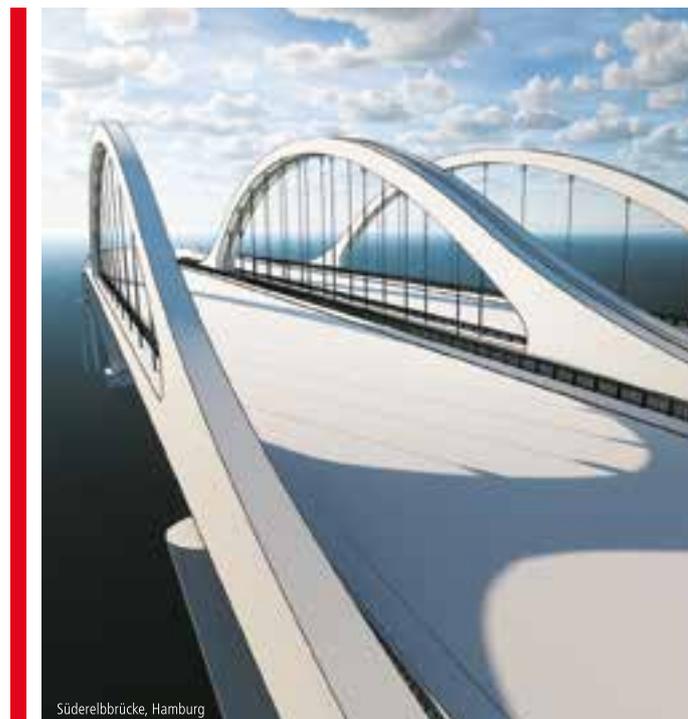
Gestalterische Beratung

Architekt André Keipke, Rostock

Prüfingenieur

Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler, Berlin

PLANUNG ÜBER DEN TAG HINAUS.



Süderelbbrücke, Hamburg

Berlin · Düsseldorf · Frankfurt am Main · Darmstadt · Dortmund · Dresden
Erfurt · Halle (Saale) · Hamburg · Hannover · Karlsruhe · Köln · Leipzig
Ludwigshafen · München · Neustrelitz · Nürnberg · Potsdam · Stuttgart
Warschau www.schuessler-plan.de

PERFORMANCE.

SPIRIT.

TEAM.



Neue Kattwykbrücke in Hamburg

SEH Engineering GmbH

Steuerung, Maschinenbau, Stahlbau – ein Vertrag. Die neue Kattwykbrücke ist fertiggestellt. Im Dezember 2020 wurde der Regelbetrieb der Hubbrücke für den Eisenbahnverkehr aufgenommen.

Länge 287 m | 6.000 t verbauter Stahl | Hubhöhe 53 m





In Kooperation mit



www.seh-engineering.de

Symbiose zwischen Alt und Neu über der Ammerschlucht Neubau der Echelsbacher Brücke im Zuge der B 23

■ ■ ■ von Lutz Mandel, Christoph Prause

Mit der Erneuerung der Echelsbacher Brücke im Zuge der Bundesstraße 23 gilt es, die Verkehrsverbindung zwischen dem Raum Augsburg und dem Raum Garmisch-Partenkirchen und Innsbruck auch zukünftig sicherzustellen. In wunderschöner voralpenländlicher Kulisse sind hierbei die ingenieurmäßigen Herausforderungen zur Überquerung der Ammerschlucht unter Berücksichtigung des Umwelt-, Arten- und Denkmalschutzes sowie der bauzeitlichen Verkehrsführung über eine 266 m lange SS-80-Behelfsbrücke zu berücksichtigen. Damit dies gelingt, wurden ein Planungsdialog sowie ein Realisierungswettbewerb durchgeführt, um die zu erwartenden maßgeblichen Einwendungen im Rahmen der Planfeststellung möglichst bereits im Vorfeld zu klären. Die neue Brücke stellt eine gelungene Symbiose zwischen den verbleibenden alten Melan-Brückenbögen und einem gestalterisch sehr eleganten und zugleich modernen Bauwerk dar.

1 Historie

Die Echelsbacher Brücke liegt ca. 80 km südwestlich von München im Zuge der Bundesstraße 23. Über das Bauwerk stellt die heutige B 23 die Verbindung des Großraums Augsburg in das Werdenfeller Land mit dessen Zentrum Garmisch-Partenkirchen und weiter in Richtung Innsbruck dar. Die Brücke überspannt die Ammerschlucht zwischen den Gemeinden Rottenbuch im Westen und Bad Bayersoien im Osten und liegt damit auf einer Route, die bereits in der Römerzeit eine wichtige Verbindung war. Doch weder die Römer noch viele Generationen danach vermochten es, diese Schlucht auf Höhe der vorhandenen Felsabbruchanten zu queren. Stattdessen wurden steile Rampen mit Steigungen bis 20 % angelegt, um in den Taleinschnitt zu gelangen und die Ammer auf Flussniveau mittels einer kleinen Holzbrücke zu überqueren. Da die Steigungen in den Wintermonaten oft tagelang unpassierbar waren, beschloss man den Bau einer Talbrücke nördlich der sogenannten Echelsbacher Steige.

Vor dem Baubeginn im Jahr 1928 schrieb das damalige Straßen- und Flussbauamt Weilheim einen Wettbewerb für die Errichtung einer Brücke über die Ammerschlucht aus, der erfahrene, bayerische

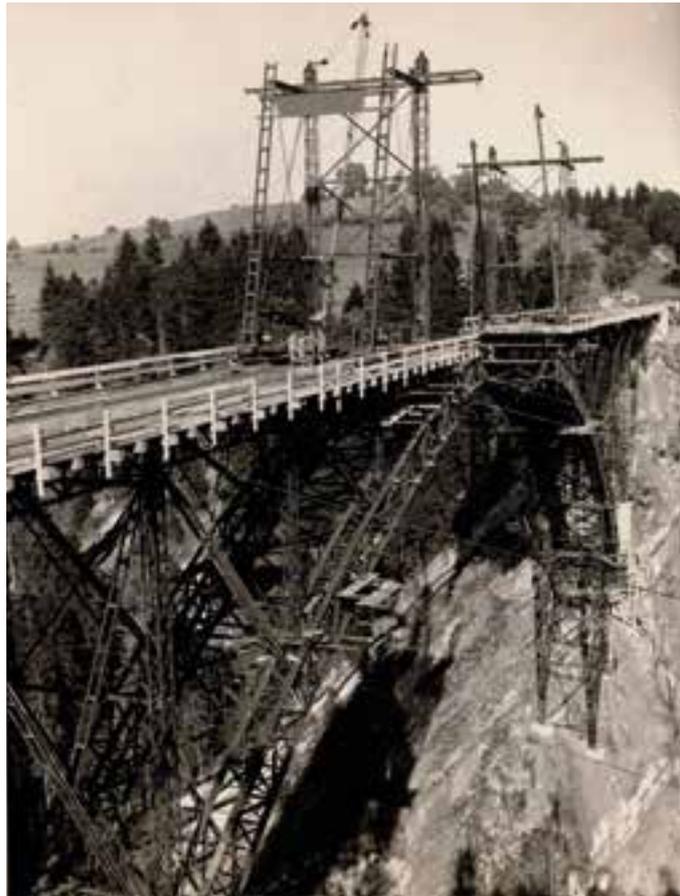
Bauunternehmen ansprechen sollte. Ziel des gerade einmal dreimonatigen Wettbewerbs war es, einen gestalterisch ansprechenden, baustatisch realisierbaren und nicht zuletzt wirtschaftlichen Brückenentwurf zu erhalten. Dass diese Absicht seinerzeit auf große Resonanz stieß, lässt die Teilnahme von 25 Bauunternehmen erkennen, die insgesamt 50 verschiedene Entwürfe vorlegten. Den Wettbewerb gewann die Firma Ways & Freytag AG aus München mit einer mehrfeldrigen Bogenbrücke. Den Auftrag erhielt aus wirtschaftspolitischen Gründen aber der Zweitplatzierte, die Hochtief Aktiengesellschaft in Kooperation mit dem Ingenieurbüro Streck & Zenns sowie dem Architekten Wilhelm Kahrs mit dem Entwurf einer Bogenbrücke nach dem System Melan-Spangenberg mit aufgeständerter Fahrbahn. Aufgrund der enormen Spannweite von 130 m an der engsten Stelle der Ammerschlucht war es seinerzeit gewagt, die von Professor Josef Melan (1853–1941) entwickelte Melan-Bauweise umzusetzen. Grundsätzlich war diese Technik zwar bereits vielfach erfolgreich angewandt worden, allerdings noch nie in einer solchen Dimension.



1 Übersichtskarte
© Staatliches Bauamt Weilheim

Das aus gewalzten L-Profilen und Flachstählen vernietete Stahlfachwerk wurde durch eine Innen- und Außenschalung umgeben und mit Beton ummantelt. Der Realisierungsentwurf sah hierbei zwei separate Brückenbögen vor, die mit Quersteinen verbunden wurden. Die Problematik bestand zum einen darin, dass die enormen Betonmengen, die es zu verarbeiten galt und die mit den damals zur Verfügung stehenden technischen Hilfsmitteln nur relativ langsam einzubringen waren, bereits abzubinden begannen, bevor der jeweilige Abschnitt fertig betoniert war. Zum anderen war die Melan-Konstruktion mit ihren Nietverbindungen insgesamt relativ weich, was zu einer starken Rissbildung im jungen Beton und zu erheblichen Einschränkungen bei der Dauerhaftigkeit führte. Erst eine Fortentwicklung der Bauweise durch Professor Heinrich Spangenberg (1879–1936) löste jenes Problem. Dazu wurden an den außenseitigen Schalungen der Bögen Gefache angeordnet, die mit Kies gefüllt wurden, die dem später einzubauenden Betongewicht entsprechen und auf die vorgesehenen Betonierabschnitte abgestimmt waren. Im Zuge der Betonage wurden die kiesgefüllten Gefache dann sukzessive geöffnet und der Kies in die Ammerschlucht abgelassen, so dass stets ein Massengleichgewicht herrschte. Damit stellte sich für die Melan-Konstruktion eine Vorbelastung ein, die entsprechende Verformungen der Bögen vorwegnahm und durch den Betoniervorgang keine Veränderung mehr erfuhr.

Mit dieser Methode wurden zwei Brückenbögen mit einer Querschnittsbreite von 1,50 m und einer Wanddicke von 0,35 m hergestellt, die innen hohl und mit Quersteinen verbunden waren. Die Kastenhöhe der Brückenbögen variierte von ca. 3,20 m im Kämpferbereich bis auf 2,00 m im Scheitel. Die Gründung der Bögen erfolgte über Wälzlager auf flach gegründeten Kämpferfundamenten im gewachsenen Felsen. Spezielle Pressenkonstruktionen hinter den Widerlagern sowie den Lagern im Kämpferbereich erlaubten es, das Fachwerk so gezielt auszurichten, dass ein exaktes Zusammentreffen der Konstruktionshälften im Scheitelbereich in ca. 75 m Höhe über der Ammer möglich wurde. Das neue Bauwerk überbrückte eine lichte Weite von ca. 183 m zwischen den Widerlagern. Auf den Stahlbetonbögen wurden Betonpfeiler errichtet, die den 8,30 m breiten Überbau trugen. Um die komplette Brückenkonstruktion aus Gewichtsründen im Freivorbau erstellen zu können, wurden auch die



2 Errichtung der Melan-Konstruktion im Jahr 1928
© Unbekannt

Pfeiler sowie die Längs- und Querträger unterhalb der Fahrbahnplatte in der Melan-Bauweise realisiert.

Die Echelsbacher Brücke war zu ihrer Zeit die weitestgespannte Brücke in der Melan-Bauweise.

Man kann durchaus von Glück und Mut sprechen, dass die Echelsbacher Brücke den Zweiten Weltkrieg unbeschadet überstanden hat, denn eine Sprengung durch die deutsche Wehrmacht war bereits vorbereitet. Letztlich verhinderten mutige Anwohner, die seinerzeit an der Errichtung dieses stolzen Bauwerks beteiligt waren, dass die schon angebrachten Sprengladungen gezündet wurden. Im Laufe der Jahrzehnte wurden an der Echelsbacher Brücke insgesamt sieben kleinere und größere Instandsetzungsmaßnahmen durchgeführt. Bei einer von ihnen wurde 1963 die Fahrbahn instand gesetzt und durch den Einbau von Stahlbetonfertigteilkonsolen der Überbau auf 10,70 m verbreitert. 1973 wurden zwei der ehemals vier Gerbergelenke in der Überbaukonstruktion biegesteif umgebaut und 1983 die Betonflächen instand gesetzt sowie beschichtet. 2001 erfolgten

die letzten Instandsetzungs-, Abdichtungs- und Verstärkungsarbeiten am Überbau. Diese Maßnahmen konnten aber nicht verhindern, dass die Kernsubstanz des Bauwerks, insbesondere durch das langjährige und zunehmende Eindringen von chloridhaltigem Wasser aus dem Tausalzeinsatz, fortschreitend angegriffen wurde. Dies mündete schließlich in der Notwendigkeit, dem Schwerverkehr ab 16 t die Überfahrt zu verwehren und ein 100-m-Abstandsgebot aufzuerlegen.

Eine im Jahr 2011 vom Ingenieurbüro Zilch + Müller durchgeführte umfassende statische Untersuchung der Echelsbacher Brücke auf Grundlage der Nachrechnungsrichtlinie sollte zur Entscheidung beitragen, wie mit ihr verfahren werden soll. Eine entsprechende Entscheidungsmatrix listete hierzu die erforderlichen Instandsetzungsmaßnahmen auf und wies die Vor- und Nachteile sowie verbleibende Risiken und Einschränkungen aus. Im Ergebnis hat sich die Bayerische Staatsbauverwaltung für die Realisierung eines Ersatzneubaus entschieden.

2 Planungsdialog

Aufgrund der komplizierten Randbedingungen und der zum Teil unterschiedlichen Anforderungen der Beteiligten – die Echelsbacher Brücke war aufgrund ihrer Einzigartigkeit mittlerweile in die Landesdenkmalliste aufgenommen worden und wegen der Beherbergung einer Fledermauskolonie ein europäisches Fledermaushabitat – sowie der Tatsache, dass die Brücke inmitten eines FFH-Gebietes liegt, entschloss sich die Bayerische Staatsbauverwaltung zur Durchführung eines Planungsdialogs. Ziel des Planungsdialogs war es, den anschließenden Realisierungswettbewerb vorzubereiten und klare Randbedingungen für dessen Auslobung zu definieren.

Am Planungsdialog nahmen Vertreter der fünf direkt und indirekt betroffenen Gemeinden, der beiden durch die B 23 verbundenen Landkreise Weilheim-Schongau und Garmisch-Partenkirchen, Vertreter des amtlichen Naturschutzes, des Landesamtes für Denkmalpflege, das zuständige Staatliche Bauamt Weilheim sowie die damalige Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern teil.

Am Ende des Planungsdialogs standen folgende Vorgaben, mit denen man in den anschließenden Realisierungswettbewerb ging:

- Es soll eine neue, leistungsfähige Brücke am Standort des bestehenden Bauwerks errichtet werden.
- Die denkmalgeschützten Bögen der bestehenden Brücke müssen erhalten bleiben, und die vorhandenen Bögen sollen nichttragend in das neue Bauwerk integriert werden.
- Ein Neubau an anderer Stelle wird ausgeschlossen.
- Der Verkehr wird während des Baus über eine temporäre Behelfsbrücke umgeleitet.
- Die Behelfsbrücke ist nicht Gegenstand des Wettbewerbsverfahrens.

Eine der wesentlichen Entscheidungen, die im Planungsdialog getroffen wurde, war die Errichtung einer Behelfsbrücke, die bauzeitlich den Verkehr aufnehmen sollte. Weitreichende Untersuchungen ergaben, dass die das Baufeld umgebende Straßeninfrastruktur aus überwiegend topographischen Gründen nicht geeignet war, den durchschnittlichen täglichen Verkehr von ca. 10.000 Fahrzeugen, davon 7,50 % Schwerverkehr, aufzunehmen. Intensive Verhandlungen mit dem Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur führten zur Entscheidung, eine SS-80-Behelfsbrücke einzusetzen.

Dass der Planungsdialog mit frühzeitiger Beteiligung des amtlichen Naturschutzes und Denkmalschutzes in Anbetracht der schwierigen Randbedingungen und der unterschiedlichen Interessen der Beteiligten das richtige Vorgehen war und zu einer guten und von allen Beteiligten mitgetragenen Lösung führte, lässt sich daran erkennen, dass die Planfeststellungsbehörde nach nur 13 Monaten den Planfeststellungsbeschluss für den Bau der neuen Brücke erlassen konnte.

3 Realisierungswettbewerb

Der Realisierungswettbewerb wurde als nichtoffener Wettbewerb gemäß der Richtlinie für Planungswettbewerbe (RPW 2013) mit vorgeschaltetem europaweitem Teilnehmerwettbewerb durchgeführt und am 15. April 2014 veröffentlicht. Zugelassen waren nur Arbeitsgemeinschaften aus Bauingenieuren, Architekten und Landschaftsarchitekten. Von den beim Staatlichen Bauamt Weilheim eingegangenen 17 Bewerbungen erhielten sieben Bietergemeinschaften nach intensiver Wertung die Auslobungsunterlagen. Durch ein zuvor festgelegtes Preisgericht wurden in der Sitzung am 3. Dezember 2014 ein erster und zweiter Preis vergeben. Das Preisgericht bestand aus je einem Vertreter des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur, der damaligen Obersten Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, der Technischen Universität München, der Staatlichen Akademie der Bildenden Künste Stuttgart sowie einer freien Landschaftsarchitektin, einem

Architekten, dem Leiter des Staatlichen Bauamtes Weilheim sowie der Bürgermeisterin der Gemeinde Bad Bayersoien und dem Bürgermeister der Gemeinde Rottenbuch.

Auf Grundlage eines Verhandlungsverfahrens nach der Vergabeordnung für freiberufliche Leistungen (VOF) erhielt die erstplatzierte Bietergemeinschaft, bestehend aus den Büros Dr. Schütz Ingenieure GmbH aus Kempten, Kolb Ripke Architekten aus Berlin und dem Landschaftsarchitekturbüro Narr Rist Türk aus Marzling den Planungsauftrag.

4 Baudurchführung

4.1 Montage und Verschub des SS-80-Überbaus

Der Baubeginn für die Erneuerung der Echelsbacher Brücke erfolgte im April 2017 mit umfangreichen Felssicherungsarbeiten in Form von Vernetzungen. Anschließend begannen die Arbeiten zur Errichtung der SS-80-Behelfsbrücke, wobei die Bezeichnung SS 80 »Schweres Straßenbrückengerät« bedeutet, das aufgrund seiner Bauweise als Einfeldträger einen Bereich bis zu 80 m freier Spannweite überbrücken kann; darüber hinaus werden Brückenpfeiler erforderlich. Das System gliedert sich in zwei Fachwerkträger, bestehend aus gleichartigen Ober- und Untergurten mit Diagonalen, Pfosten und Verbindungselementen. Ergänzt werden sie durch 6,75 m x 3,50 m große Fahrbahnplatten, die zusammen mit zwei Endquerträgern die verbindende und aussteifende Ebene zwischen den beiden Fachwerkträgern bilden.



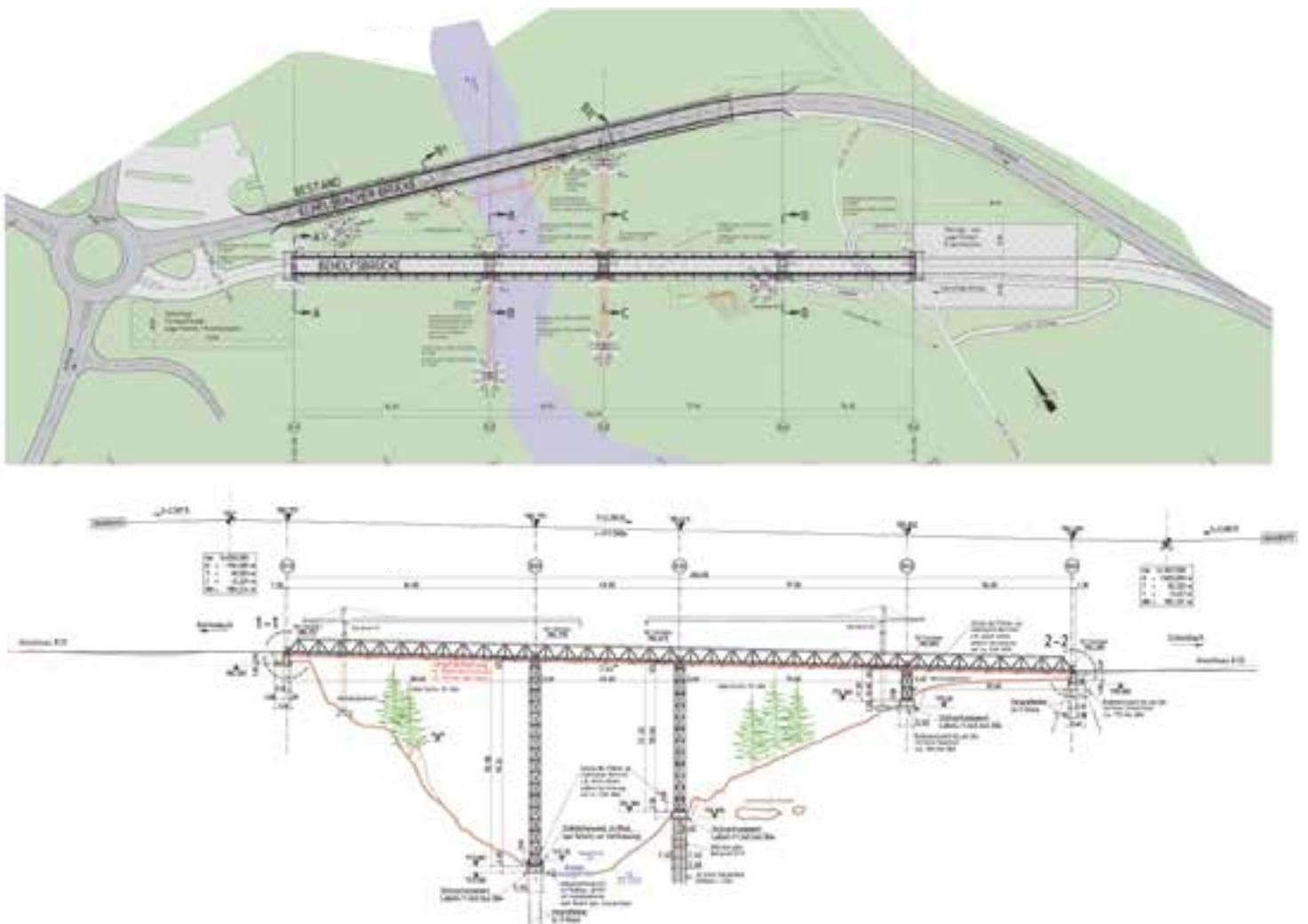
3 Überbaumontage der Behelfsbrücke
© Staatliches Bauamt Weilheim

Die örtliche Situation erforderte für die Erstellung der Behelfsbrücke mit einer Gesamtlänge von 266 m insgesamt 76 Schüsse à 3,50 m Länge für den Überbau mit einem Gesamtgewicht von 1.300 t sowie die Errichtung von drei Behelfspfeilern mit Höhen von ca. 14 m, 50 m und 70 m. Die beiden höheren Behelfspfeiler waren aus statischen Gründen mehrfach abzuspannen. Um derart große Materialmengen der SS-80-Brücke für das Bauprojekt zur Verfügung zu haben, war seinerzeit eine intensive Abstimmung mit dem Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur erforderlich. Für die Fußgänger wurde auf der Südseite ein außenliegender Gehweg angeordnet, auf der Nordseite wurde ein reiner Dienst- und Wartungsweg realisiert. Beide Wege wurden aus Sicherheitsgründen mit Stahlgittern eingehaust. Aus wartungstechnischen Aspekten entschloss man sich, für drei Brückenfelder Besichtigungswagen zu planen und einzubauen.

Die Gründung und der Bau der drei Behelfspfeiler basierten auf einer vorab vom Staatlichen Bauamt Weilheim an die Firma Max Streicher GmbH & Co. KG aus Deggendorf vergebenen Planung. Für die komplexe Berechnung sowie Vor- und Abspannung der Behelfspfeiler zeichnete maßgeblich das Ingenieurbüro Thormählen + Peuckert aus Aachen verantwortlich.

Für spezielle Problemlösungen im Zusammenhang mit dem SS-80-Überbau und dessen Brückenlagern wie Übergangskonstruktionen wurde das Büro SyKoMat System-Konstruktionen GmbH aus Kerken eingebunden. Aus der Ausschreibung für den Bau, die Wartung und den Rückbau der Behelfsbrücke ging im Winter 2016/2017 die Arbeitsgemeinschaft SEH Engineering GmbH aus Hannover und Dortmund zusammen mit der Hermann Assner GmbH & Co. KG aus Landsberg am Lech hervor.

Als Erstes wurden die Kranplatten für die zwei erforderlichen Hochbaukräne vom Typ Liebherr EC 630 Litronic mit 80 m Ausleger und einer maximalen Hubleistung von 5,50 t an der Spitze ausgeführt und anschließend beide Kräne aufgebaut. Die Herstellung der Gründungsfundamente für die Behelfsbrückenpfeiler mit bis zu 20 t Bewehrungsstahl und jeweils 126 m³ Beton sowie der Fundamente für die Litzenabspannung der Pfeiler war aufgrund der naturschutzfachlichen Auflagen nahezu ausschließlich mit einem Schreitbagger bzw. kranbedient aus der Luft zu realisieren. Für die Pfeiler selbst wurde eine Sonderkonstruktion verwendet, die es erlaubte, Turmsegmente von je 6,05 m Schusslänge auf der Baustelleneinrichtungsfläche vorzufertigen und dann mittels Hochbaukran auf die zuvor in der Ammerschlucht hergestellten Fundamente einzuheben und danach miteinander zu verschrauben.



4 5 Behelfsbrücke: Draufsicht und Längsschnitt
© Max Streicher GmbH & Co. KG

Auf der Längs- und Querseite der Pfeilersegmente wurden gekreuzte Gewi-Spanndiagonalen eingebaut und vor dem Einschub des Überbaus auf Basis eines exakten Spannplans alle 340 Spannstäbe mittels Hohlkolbenpressen präzise vorgespannt.

Auf dem Kopf eines jeden Pfeilers wurde jeweils eine 6,00 m x 15,00 m große Turmkopf-Arbeitsbühne errichtet. Hier auf wurden zum einen die Hydraulikaggregate für die Abspannarbeiten mit den Litzenabspannungen, jeweils 14 Spannlitzen in bis zu 75 m langen DN 125 Hüllrohren und 50 t Vorspannkraft umfassend, positioniert. Zum anderen wurden dort die Rollenkästen, die vor dem Erreichen des Überbaus mit Hilfe eines Krans eingehoben wurden, nach Beendigung des Überbauverschubs zerlegt und gegen systemspezifische Behelfsbrückenlager ausgetauscht.

Für die Montage des Überbaus musste zunächst ein ca. 70 m langer Taktkeller auf der östlichen Baustelleneinrichtungsfläche hergestellt werden. Des Weiteren wurde eine bodengleiche Fundamentplatte betoniert, die der Aufnahme der ersten beiden Rollenkästen diente. Über diese und zwei weitere Rollenkästen auf dem östlichen Widerlager erfolgte der Vers Schub in Richtung Westen auf den ersten, 14 m hohen Behelfspfeiler.



6 Vers Schub der Behelfsbrücke
© BSE AIRpix/Sebastian Jahn

Dafür wurde an der Spitze des Überbaus ein hydraulisch neigbarer Vorbauschnabel installiert. Auf den Einbau der Fahrbahnplatten wurde auf den ersten 77 m aus Gewichtsgründen zunächst verzichtet. Während die ersten Vers Schubphasen mittels Elektrokettenzug erfolgten, wurde später auf einen Litzenheber umgestellt. Nach sechs Vers Schubphasen konnte der Überbau kurz vor dem Jahreswechsel 2017/2018 erfolgreich in die Endlage verbracht werden. Für das letzte, ca. 84 m lange Brückenfeld musste ein großer Mobilkran den Überbauvers Schub unterstützen, da eine solche Spannweite ansonsten ohne konstruktive Schäden frei auskragend nicht hätte bewältigt werden können.

Nach dem Endvers Schub der Behelfsbrücke war sie noch ca. 1 m abzustapeln, da der Einschub in überhöhter Lage erfolgte. Anschließend wurden die fehlenden Fahrbahnplatten sukzessive mittels Teleskop-lader eingefahren und verschraubt. Mit der Endmontage der Gehwege sowie deren Einhausung, der Anbringung der Schrammborde und Schutzplanken und dem straßenseitigen Anschluss der Brücke konnte sie dann am 23. Juni 2018 für den Verkehr freigegeben werden.



7 Vers Schub mittels Litzenheber
© Staatliches Bauamt Weilheim



8 Fertiggestellte Behelfsbrücke neben Bestandsbauwerk
© BSE AIRpix/Sebastian Jahn



9 Aushub eines Kragarmteilstückes
© Staatliches Bauamt Weilheim



10 Rückbau der Längsträger unter dem Überbau
© Staatliches Bauamt Weilheim

4.2 Rückbau der Bestandsbrücke

Aus der Ausschreibung für den Brücken-neubau und den zugehörigen Teiltrückbau der Bestandsbrücke ging im Juni 2018 die Strabag AG, Verkehrswegebau Österreich, Direktion IC, Bereich CC, aus Thalgau als Erstbieter hervor.

Zunächst musste auf der Nordostseite für einen dritten Hochbaukranstandort im steilen Gelände eine weitere Fundamentplatte hergestellt werden. Die komplette Ausstattung der bestehenden Echelsbacher Brücke (Betonleitwände, Geländer, Fahrbelag) sowie die Kappen wurden in nur einer Woche mit Baggern entfernt und das eigentliche Tragwerk freigelegt. Für eine umfassende Zugänglichkeit der beiden Bestandsbögen wurde ein abgehängtes, bogenbegleitendes Schutz- und Arbeitsgerüst realisiert.

Ein detaillierter Rückbauplan für die Brücke lag der Ausschreibung bei, da aus statischen Gründen eine exakt vorgegebene Systematik einzuhalten war und die Schnittführungen, insbesondere im Scheitelbereich der Brücke, gewichtsmäßig an die maximale Hubkraft der Kräne anzupassen waren. Mit Hilfe von Betonrund- und -seilsägen wurde der Brückenüberbau zersägt und anschließend mit dem Kran ausgehoben. Mit einem eigens entwickelten Arbeitsschutzkonzept wurde die Sicherheit der beteiligten Personen lückenlos gewährleistet. Durch einen symmetrischen Rückbau des Überbaus wurde sichergestellt, dass es zu keiner statisch unzulässigen, einseitigen Belastung der bestehenden Bögen kam.

Nach dem Rückbau der Fahrbelagplatte wurden die unter ihr liegenden Längs- und Querträger mittels Seilsägen zerschnitten und ebenfalls mit dem Kran ausgehoben. Für die anschließend rückzubauenden, aufgehenden Pfeiler auf den beiden Bögen mussten Zwischenarbeitsbühnen errichtet werden, ansonsten erfolgte deren Rückbau analog den Längs- und Querträgern. Final wurde ein sogenannter Profilschnitt mit der

Seilsäge vorgenommen, der den Verschmelzbereich zwischen den Bögen und der Fahrbelagplatte im Scheitel so freilegte, dass nur mehr die runde Bogenstruktur verblieb.

Sämtliche Betonteile wurden auf den beiden Baustelleneinrichtungsflächen von baggerbedienten Betonbrechern zerkleinert, nach Stahl und Beton getrennt und abgefahren.



11 Abgeschlossener Rückbau nach Profilschnitt
© Staatliches Bauamt Weilheim

4.3 Sanierung der Bestandsbögen

Aufgrund der arten- und denkmalschutzrechtlichen Vorgaben waren die beiden Bestandsbögen zu erhalten. Hierzu wurde zusammen mit dem Prüflingenieur, Dr.-Ing. Markus Hennecke, München, ein eigenes Konzept mit minimalistischem Instandsetzungsansatz entwickelt. Zunächst wurde die vorhandene Beschichtung von den Bögen mittels Sandstrahlverfahren entfernt. Dies war in dem sensiblen Naturraum nur mit aufwendigen Einhausungen und Absaugungen möglich. Anschließend wurden sämtliche Hohlstellen freigelegt und alle losen Betonteile abgeschlagen.

Für jede Teilfläche, die Betonausbrüche oder Hohlstellen aufwies, wurde definiert, inwieweit die Bewehrung oder gar die Melan-Konstruktion freigelegt oder behandelt werden musste. Die Untersuchungen ergaben, dass der Schädigungsgrad der Melan-Konstruktion durch Korrosion insgesamt so gering war, dass an keiner Stelle eine Verstärkung oder ein Austausch erforderlich wurde. Abschließend erfolgten eine Betonergänzung mittels Spritzbeton und eine dreilagige Kratzspachtelung zum dauerhaften Schutz der beiden Bestandsbögen und Querstege.

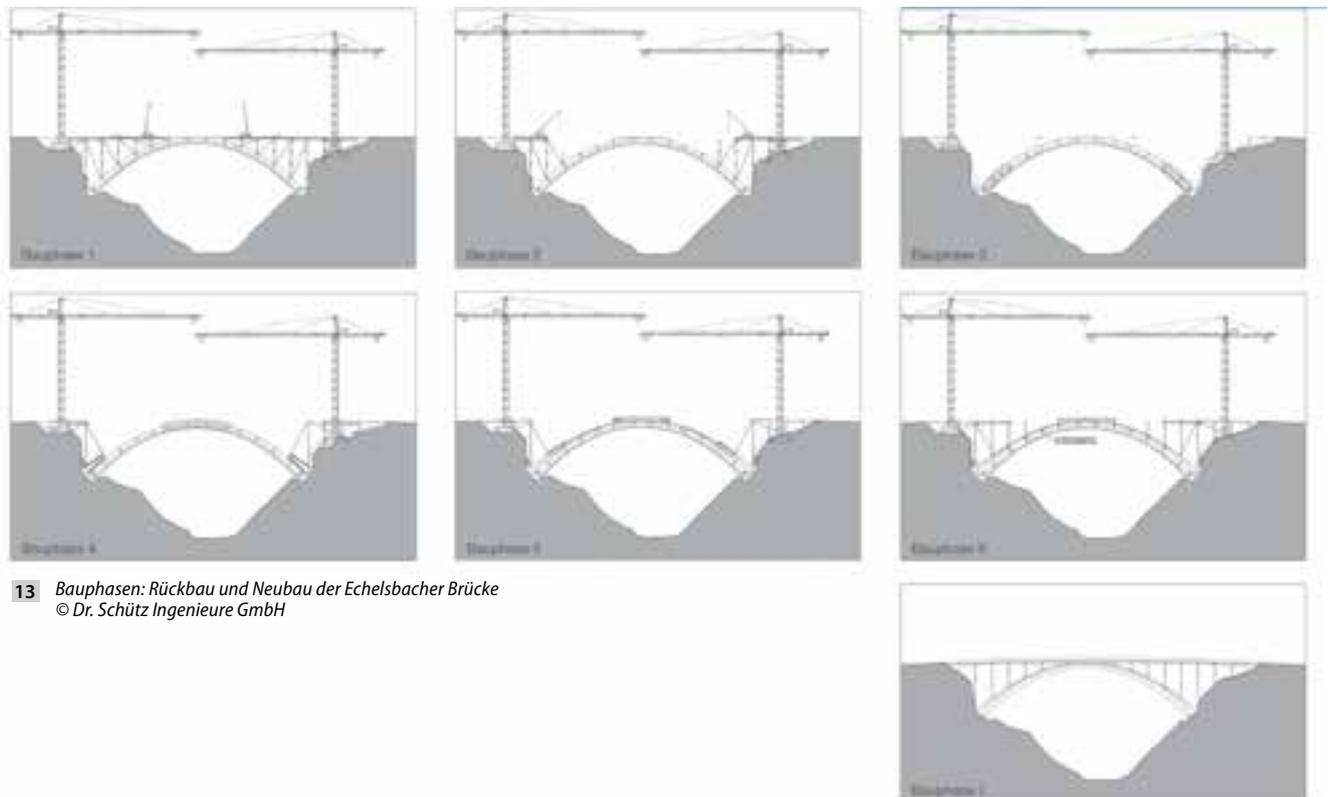


12 Freigelegte Schadstellen an den Bestandsbögen © Staatliches Bauamt Weilheim

4.4 Neubau der Echelsbacher Brücke

Nachdem das Bestandsbauwerk rückgebaut und nur noch die Bögen mit den zugehörigen Kämpferfundamenten vorhanden waren, wurde oberhalb von ihnen mit der Errichtung der Kämpferfundamente für den neuen, monolithischen Bogen begonnen. Hierfür waren umfangreiche Felsausbruch- und -sicherungsarbeiten erforderlich. Der extrem hohe Bewehrungsgrad sowie die sehr komplexe Bewehrungsführung mit Fortführung in die jeweils ersten Bogensegmente stellten eine besondere Herausforderung dar.

Es folgten der Bau des östlichen Widerlagers und die Errichtung von Schwerlasttraggerüsten unterhalb der jeweils ersten Bogensegmentenschalung, die auf dem gewachsenen Felsen zu gründen waren. Erforderlich wurden diese Gerüste aus statischen Gründen, da die Wälzlager der alten Bögen die Querkraft aus den Betonlasten der ersten neuen Bogensegmente nicht hätten aufnehmen können. Alle weiteren Bogenschalungen wurden mittels Zentrierbalken mittig auf die Oberseite der sanierten Bestandsbögen aufgelegt, die als Lehrgerüst dienten.

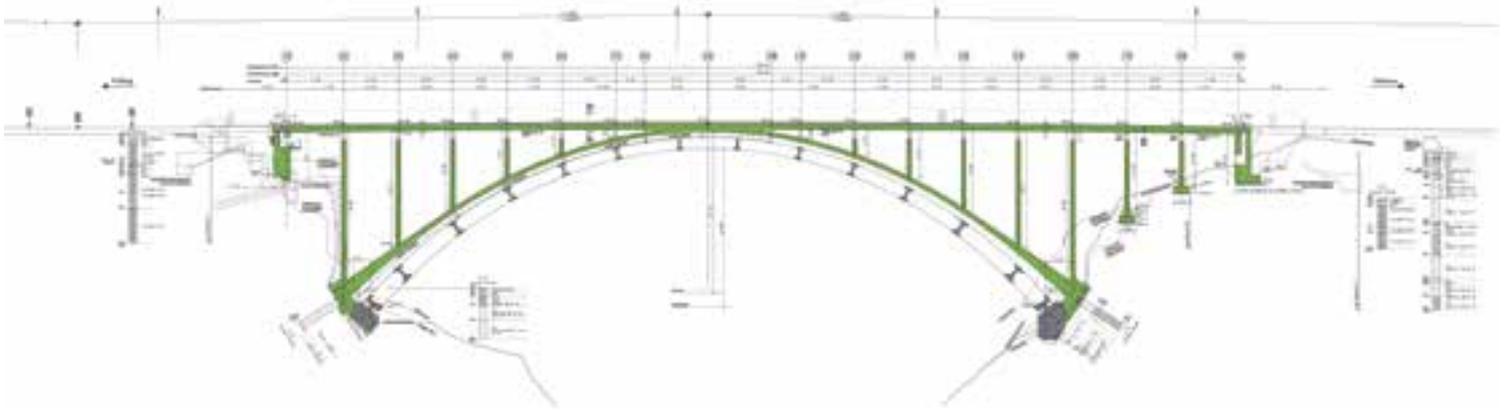


13 Bauphasen: Rückbau und Neubau der Echelsbacher Brücke © Dr. Schütz Ingenieure GmbH

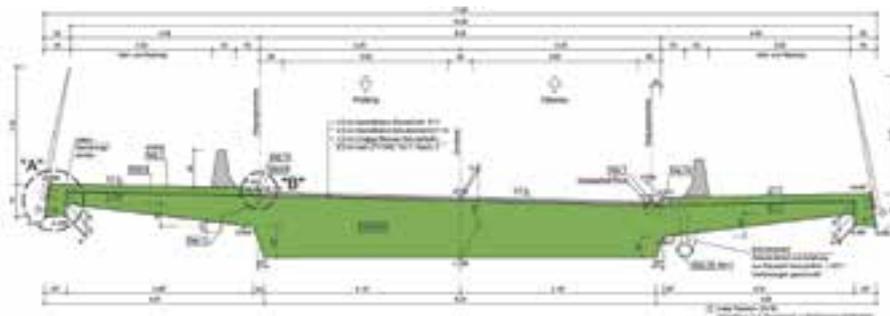
Im Gegensatz zu den Seitenschalungen konnten die Schalungsböden des neuen Bogens erst nach dessen Fertigstellung und der Demontage der Zentrierbalken abschnittsweise demontiert werden. Ein besonderes handwerkliches Geschick war in den zwischenzeitlich errichteten Schalungszimmereien unabdingbar, da die Schalungsgeometrie der jeweils ersten drei Bogensegmente durch Anvou-tungen in Höhe und Breite anspruchsvoll und aufgrund der steilen Bogenneigung auch mit Deckelschalungen zu versehen war. Parallel mit der Bogenherstellung wurden die Fundamente für die Vorland-pfeiler sowie die Pfeiler selbst hergestellt. Zur Errichtung der sehr schmal gehaltenen, bis zu 29 m hohen Pfeiler dienten zwei Kletterschalungssätze.



14 Schalung und Bewehrung des ersten Bogensegments
© Staatliches Bauamt Weilheim



15 16 Längs- und Regelquerschnitt der neuen Bogenbrücke
© Dr. Schütz Ingenieure GmbH



**Erneuerung der Thierschbrücke
in Lindau im Bodensee**

Objekt- und Tragwerksplanung

DR. SCHÜTZ INGENIEURE

Beratende Ingenieure im Bauwesen PartG mbB
Kempten (Allgäu) | Wangen im Allgäu
www.drshuetz-ingenieure.de



17 Aufgelegte Bogenschalung am Scheitel
© Staatliches Bauamt Weilheim

Die Betonage der Bogensegmente erfolgte beidseitig synchron mit je einem Kran und einem 2-m³-Betonkübel. Der Einsatz einer Betonpumpe war unzureichend, da der hohe Bewehrungsgrad und die kleinen, über den Querschnitt verteilten Einfüllöffnungen für den Beton in den gedeckelten Schalungsbereichen keinen kontinuierlichen Betoneinbau und keine ordnungsgemäße Verdichtung des Betons zugelassen hätten. Dies führte teilweise zu relativ langen Betonierzeiten, da die Kranspiele zwischen Betonaufnahme am Fahrmixer und Verbringung zum Einbauort entsprechend viel Zeit in Anspruch nahmen. Der Beton wurde daher mit Verzögerungsmittel versetzt und mit Flaschenrüttlern, die in den gedeckelten und nicht begehbaren Bogensegmenten in abschnittslangen und gleichmäßig verteilten Bewehrungswendeln geführt wurden, verdichtet. Für die komplette Bogenbrücke war die Sichtbetonqualität SB 3 ausgeschrieben. Um sie zu erreichen, wurden verschiedene Schalungsoberflächen für die Deckelschalung an einem in Realneigung hergestellten Probestück qualitativ verglichen. Einzig eine Bespannung der Deckelschalung mit Zemdrain®, einem aufzutackernden Schalvlies, ergab die gewünschte lunkerfreie und porenarme Oberfläche. Insofern kam diese Lösung bei den Bogensegmenten mit Deckelschalung auf der verdichtungstechnisch kritischen Oberseite zur Anwendung.

Nachdem die kämpfernahen Bogensegmente mit Deckelschalung hergestellt waren, wurde im nächsten Schritt aus statischen Gründen der Bogenscheitel betoniert. Dies war erforderlich, um zu vermeiden, dass die alten Brückenbögen, die die Funktion als Lehrgerüst übernehmen, seitlich zu viel Druck erhalten. Alle weiteren Bogensegmente wurden symmetrisch hergestellt (geschalt, be-

wehrt und betoniert), wodurch stets ein weitgehendes Kräftegleichgewicht gewährleistet blieb. In den entsprechenden Bogensegmenten wurde die Anschlussbewehrung für die aufgehenden Pfeiler eingebunden, die im Wechseltakt so errichtet wurden, dass die Fertigstellung auf Sollhöhe jeweils so rechtzeitig erfolgte, bevor das zugehörige Überbausegment einzubinden war.



18 Herstellung des westlichen Widerlagers
© Staatliches Bauamt Weilheim



19 Betonage des Überbausegments am Scheitel
© Staatliches Bauamt Weilheim

Die monolithische, schlaff bewehrte Fahrbahnplatte mit 16,50 m Breite wurde im Bereich der Vorlandstützen auf Schwerlastgerüsten bereits hergestellt, als die Pfeilererrichtung auf dem neuen Brückenbogen noch in vollem Gange war. Die Betonierfolge des Überbaus sah einen Beginn im Osten vor, wechselte dann in den Scheitelsbereich und setzte sich am westlichen Widerlager fort. Der nachfol-

gende Betonierabschnitt knüpfte an das östlich hergestellte Segment an. Abschließend folgten die noch fehlenden zwei Betonierabschnitte links und rechts des Scheitelsbereichs, die parallel realisiert wurden und den Lückenschluss darstellten. Die Betonierabschnitte hatten Längen von 21,00–27,50 m. Je Laufmeter Brückenüberbau waren ca. 2–2,50 t Bewehrung und 14 m³ Beton einzubauen.

Der Brückenschlag mit Betonage der beiden letzten Segmente erfolgte am 28. November 2020. Hierzu waren 2 x 385 m³ Beton einzubringen.



20 Lückenschluss des Überbaus mit Bewehrung
© Staatliches Bauamt Weilheim



21 *Tragwerk der neuen Brücke nach Fertigstellung*
© BSE AIRpix/Sebastian Jahn

Danach wurde die verbliebene Schalung abgesenkt und ausgehoben. Mit Aushärtung der letzten Überbausegmente war die Struktur der neuen Echelsbacher Brücke eigentragfähig, so dass die bis dahin vorhandene Koppelung über Hydraulikpressen mit den Bestandsbögen entfernt werden konnte.

Dadurch wird das Gelände besonders überwindungsresistent. Gleichzeitig erhält es eine hohe Transparenz bei einem rechtwinkligen Blick von der Brücke ins Ammertal, entwickelt bei einer Überfahrt aber eine optische Flächenwirkung ohne

Ablenkung für die Fahrzeuglenker. Parallel hierzu werden der Anschluss an das bestehende Straßennetz sowie die Geh- und Radweganbindung wiederhergestellt.

5 Fertigstellung

Sobald es die Wetterlage 2021 erlaubt, wird mit der Herstellung der Brückenkappen begonnen, welche die Gesamtüberbaubreite auf 17,60 m komplettieren. Die Kappen werden mit einer Breite von 4,00 m so ausgebildet, dass sie nicht nur einen kombinierten Geh- und Radweg von 3,00 m Breite aufnehmen können, sondern auch die Befahrbarkeit mit einem Brückenbesichtigungsgerät ermöglichen. Die Fahrbahnbreite beträgt insgesamt 8,50 m mit jeweils 0,50 m breiten Randstreifen. Die Fahrbahn erhält eine Querneigung zur Südseite von 2,50 %. An den Stirnseiten der Brückengesimse wird ein 2,50 m hohes, leicht nach innen geneigtes Gelände aus oben spitz zulaufenden Stahlschwertern angebracht, die einen Abstand von 12 cm aufweisen.



22 *Neue Echelsbacher Brücke als Visualisierung*
© Dr. Schütz Ingenieure/Kolb Ripke Architekten

Die neue Echelsbacher Brücke soll bis September 2021 fertiggestellt werden. Nach Verkehrsfreigabe des neuen Brückenbauwerks erfolgt der Rückbau der Behelfsbrücke in strikt umgekehrter Reihenfolge wie deren Herstellung sowie sämtlicher bauzeitlich erforderlicher Fundamente und Einbauten in der Ammerschlucht. Beendet wird die Baumaßnahme mit den abschließend vorzunehmenden Renaturierungsarbeiten Ende 2022.

Die neue Brücke stellt eine gelungene Symbiose zwischen den verbleibenden alten Melan-Brückenbögen und einem gestalterisch sehr eleganten und zugleich modernen Bauwerk dar.

Autoren:

MR Dipl.-Ing. Lutz Mandel
Bayerisches Staatsministerium
für Wohnen, Bau und Verkehr,
München

BD Dipl.-Ing. Christoph Prause
Staatliches Bauamt Weilheim

Bauherr

Bundesrepublik Deutschland,
vertreten durch den Freistaat Bayern,
vertreten durch das Staatliche Bauamt Weilheim

Wettbewerbsgewinner

Planungsgemeinschaft:

Dr. Schütz Ingenieure, Beratende Ingenieure im
Bauwesen PartG mbB, Kempten
Kolb Ripke Gesellschaft von Architekten mbH, Berlin
Narr Rist Türk Bürogemeinschaft Landschaftsarchitekten,
Stadtplaner und Ingenieure, Marzling

Tragwerksplanung

Dr. Schütz Ingenieure, Beratende Ingenieure im Bauwe-
sen PartG mbB, Kempten

Prüfingenieur

Dr.-Ing. Markus Hennecke, München

Bauausführung

Strabag AG, Hoch- und Ingenieurbau Österreich,
Verkehrswegebau Österreich, Direktion IC,
Bereich CC - Österreich West, Thalgau

Behelfsbrückenentwurf

Staatliches Bauamt Weilheim
Max Streicher GmbH & Co. KG aA, Deggendorf

Tragwerksplanung Behelfsbrücke

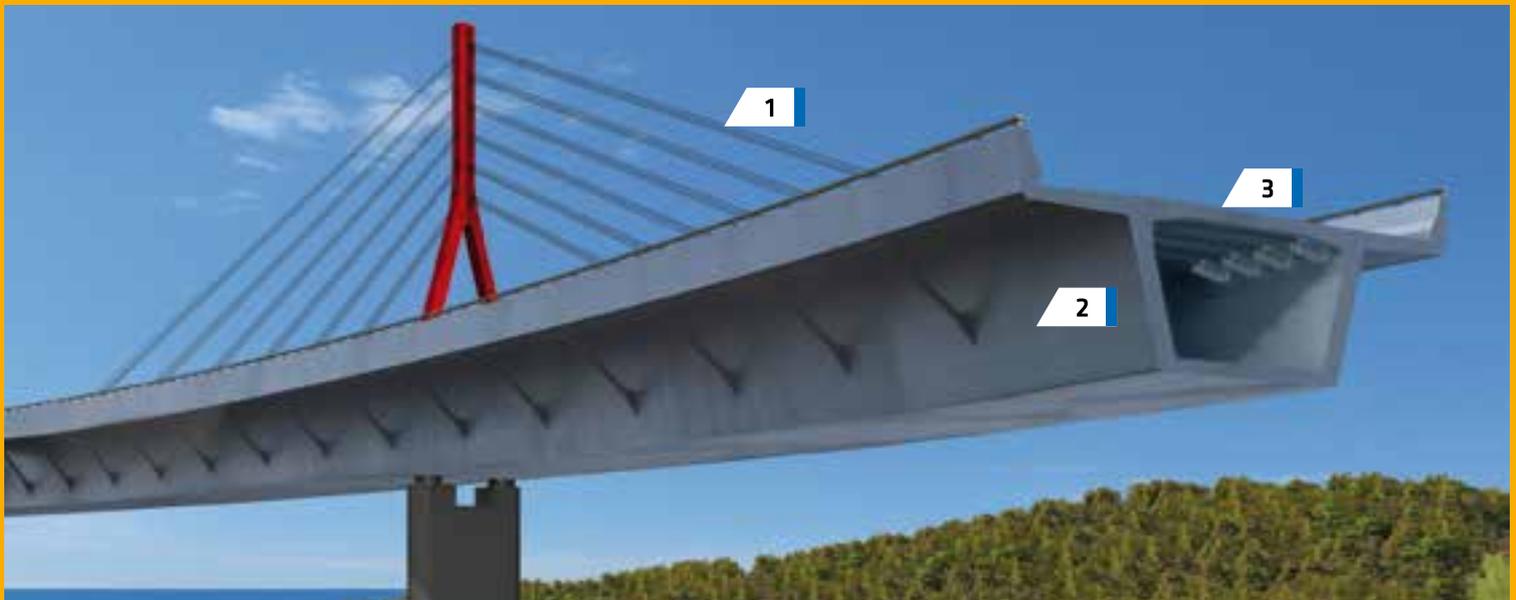
Thormählen+Peuckert,
Beratende Ingenieure PartG mbB, Aachen
SyKoMat System-Konstruktionen GmbH, Kerken

Prüfingenieur Behelfsbrücke

Prof. Dr.-Ing. habil. Karl G. Schütz, Kempten

Bauausführung Behelfsbrücke

SEH Engineering GmbH, Hannover und Dortmund
Hermann Assner GmbH & Co. KG, Landsberg am Lech



BRÜCKEN BAUEN – MENSCHEN VERBINDEN STAHL MIT BESCHICHTUNGEN DAUERHAFT SCHÜTZEN

Mit hochleistungsfähigen Beschichtungssystemen für den Korrosionsschutz ist Sika seit Jahrzehnten zuverlässiger Partner für die Umsetzung neuer Bauvorhaben und für die Instandsetzung bestehender Bauwerke. In den Bereichen Verkehrs- und Brückenbau bietet Sika mit seiner Expertise und seinem Leistungsumfang Produkte für höchste Anforderungen.

Erfahren Sie mehr unter

www.sika.de/industrial-coatings

Korrosionsschutzbeschichtungen für Stahl

- 1 Brückenseile
- 2 Hohlkasten, Pylonen und Sichtflächen
- 3 Fahrbahn, Geh- und Radweg

BUILDING TRUST



Ertüchtigung eines Schweizer Baudenkmals Erneuerung und Doppelspurausbau des Saaneviadukts

■ ■ ■ von Armand Fürst, Diego Somaini, Hannes Kobel



1 Saaneviadukt: Blickrichtung Süden
© VistaDoc GmbH

Der knapp 120 Jahre alte Saaneviadukt der Eisenbahnstrecke Bern–Neuenburg, ein schweizerisches Baudenkmal von nationaler Bedeutung, wurde erneuert und auf Doppelspur ausgebaut. Mit dem Ausbau auf Doppelspur wurden nebst der Instandsetzung der Natursteinviadukte die Schottertröge auf den Viadukten erneuert und das historische und filigrane Eisenfachwerk der 64 m langen Hauptöffnung über die Saane ersetzt. Wie das historische Vorbild überbrückt die neue Saanequerung die Hauptöffnung zwischen den Flusspfeilern der Natursteinviadukte mit einem Stahlfachwerk, welches neu interpretiert und in Stahl-Beton-Verbundbauweise erstellt wurde. Für den Ersatz der Saanequerung sowie die Erneuerung und den Ausbau auf Doppelspur des gesamten Viadukts durfte der Bahnbetrieb während einer fünfwöchigen Totalsperre unterbrochen werden.

1 Historischer Saaneviadukt

1.1 Bedeutung und Struktur

Der zwischen 1899 und 1901 erbaute Saaneviadukt bei Gümmenen reiht sich unter die bedeutendsten Schweizer Eisenbahnviadukte ein, welche um die Jahrhundertwende errichtet wurden. Seine Stellung als Denkmal von nationaler Bedeutung verdankt er der beachtlichen ingenieurtechnischen Leistung, seiner einfachen und klaren Gestaltung sowie seiner prägenden Wirkung auf die Landschaft. Der Saaneviadukt ist Teil der Bahnstrecke Bern–Neuenburg und quert die Gümmenenau, eine ca. 800 m breite Talebene, welche nach dem Gletscherrückzug durch den Flusslauf der Saane gebildet wurde. Der Saaneviadukt ist, wie der Rhein-Viadukt bei Eglisau (1898) oder der Sitterviadukt der Bodensee-Toggenburg-Bahn (1908–1910), als Natursteinviadukt mit hohen Pfeilern und einer großen Mittelöffnung über dem Flusslauf konzipiert, welcher durch ein filigranes Stahlfachwerk überspannt wird (Bild 1). Als Verlängerung des Viadukts in Richtung Osten und zur Querung der zweiten Hälfte der Talebene folgt ein imposanter 400 m langer und ca. 25 m hoher, künstlich erstellter Erddamm, auf welchem das einspurige Bahngleis bis zum angrenzenden Geländeplateau führt.

1.2 Natursteinviadukte

Der östliche Abschnitt des Saaneviadukts (Viadukt Mauss) wurde mit einer Länge von 62 m als Hausteinviadukt mit fünf Gewölben im steil abfallenden Hang des Saanetals erstellt. Dagegen wurde der ca. 270 m lange Hausteinviadukt des westlichen Abschnitts (Viadukt Gümmenen) in der flachen Talebene errichtet. Die Hausteinviadukte wurden vorwiegend mit Kalksteinen als Schichtenmauerwerk, vereinzelt auch als Zyklopenmauerwerk, realisiert, während die Pfeilerfüllung aus einem Bruchsteinmauerwerk aus unterschiedlichen Steinen und deutlich mehr Mörtelanteil besteht. Die Gewölbe und die gemauerten Seitenwände wurden ursprünglich mit Schutt bis unter den Gleiskörper aufgefüllt. Erst später ab 1950, als der Schottertrög der Viadukte erneuert wurde, wurde diese Füllung im Bereich oberhalb der Bogenkämpfer sukzessive durch eine Betonfüllung ersetzt.

Die Pfeiler sind flach auf der unteren Süßwassermolasse oder dem Gümmenenschotter fundiert. Die Fundamente sind in unbewehrtem Beton (Portlandzement) und in stark unterschiedlicher Qualität ausgeführt worden.

1.3 Bestehende Querung

Das Eisenfachwerk, welches die Saane mit einer Spannweite von ca. 64 m überspannt, besteht aus zwei in einem Abstand von 4 m parallel zueinander angeordneten Fachwerkträgern mit 7 m Höhe (Bild 2). Die aus Flussstahl gefertigten, genieteten Fachwerkträger sind über insgesamt neun Felder mit gekreuzten Diagonalen ausgefacht und in einem regelmäßigen Abstand von 7 m durch Querschotten verbunden. Diese stabilisieren die Fachwerkurte und sind zugleich Auflager für die Fahrbahnlängsträger, auf welchen die Brückenhölzer der Gleise befestigt sind. Die T-Profile der Fachwerkurte bestehen aus mehreren übereinandergeschichteten und mittels Nieten verbundenen Stahllamellen und Winkelblechen, welche je nach Beanspruchung in der Anzahl Schichten abgestuft sind. Die Fachwerkpfosten und die Diagonalstäbe sind in gleicher Bauweise als Kreuzprofile ausgebildet, während einzig für die Fahrbahnlängsträger gewalzte Stahlträger mit 0,45 m Profilhöhe verwendet wurden. Zur Reduktion der Spannweiten der Fahrbahnlängsträger wurden die Querträgerabstände auf 3,50 m reduziert, wofür das Fachwerk mit zusätzlichen Pfosten ergänzt wurde, welche sich auf die Kreuzpunkte der Diagonalstreben abstützen.

Das ca. 240 t schwere Eisenfachwerk wurde von der Firma Wartmann & Walette aus Brugg erstellt und zwischen Juli und September 1900 montiert. Nach einer Belastungsprobe am 10. Juni 1901 wurde die Bahnstrecke am 01. Juli 1901 eröffnet [1]. Der Saaneviadukt wird heute als Teil der Bahnstrecke Bern–Neuenburg durch die Privatbahn BLS AG betrieben und unterhalten.



2 Eisenfachwerk der historischen Saanequerung
© Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH

1.4 Bauliche Eingriffe

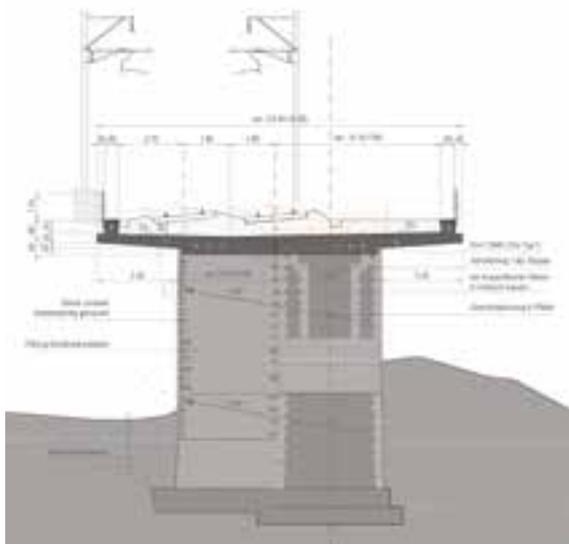
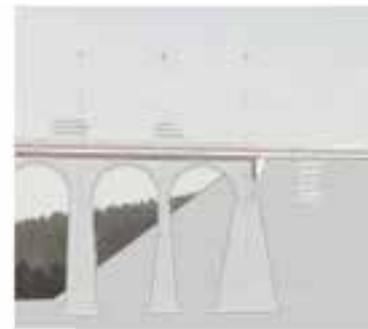
Infolge der eintretenden und kontinuierlich zunehmenden Horizontalverschiebung der Uferpfeiler gegen den Flusslauf, wurde der Saaneviadukt im Jahr 1944 mit einer am Eisenfachwerk angebrachten Verspanneinrichtung versehen. Mit der Verspanneinrichtung, welche in Bild 2 auf der rechten Fachwerkseite erkennbar ist, wurde das Eisenfachwerk auf der Höhe der Brückenlager durch eine Horizontalkraft von ca. 1,50 MN gegen die Natursteinviadukte verspannt, womit die horizontalen Pfeilerauslenkungen bei der Saanequerung besser kontrolliert werden konnten. Die kontinuierlich zunehmenden horizontalen Verschiebungen der Uferpfeiler sind eine Folge der nicht vollständig reversiblen Temperaturexpansion der langen Natursteinviadukte, bedingt durch die fehlende Zugfestigkeit des Mauerwerksverbandes [2] [3]. Ähnliche Verspanneinrichtungen wurden zur gleichen Zeit in vergleichbare Brückenbauwerke, wie zum Beispiel dem Rheinviadukt in Eglisau, eingebaut [3]. Im Zuge der Elektrifizierung der Bahnlinie wurde das Eisenfachwerk 1960 verstärkt, wobei die Maßnahmen insbesondere an den Hauptträgern, den Querträgern sowie am oberen Schlingerverband umgesetzt wurden. Nebst der Verstärkung der Fachwerkbrücke wurde zwischen 1958 und 1980 auf den Natursteinviadukten nachträglich ein neuer Schottertrog aus

Stahlbeton eingebaut, wobei die Fahrleitungsmasten nach der inzwischen durchgeführten Elektrifizierung der Bahnlinie am Schottertrog befestigt wurden.

2 Erneuerung des Saaneviadukts

2.1 Studienauftrag und Projekt

Die Erneuerung des knapp 120 Jahre alten Saaneviadukts wurde einerseits durch die Notwendigkeit der Substanzerhaltung und andererseits durch die Bedürfnisse nach einer Erhöhung der Kapazitäten auf der Bahnstrecke Bern–Neuenburg ausgelöst. Insbesondere die schadhafte Brückenabdichtung der Schottertröge auf den beidseits der Ufer liegenden Natursteinviadukten führte dazu, dass Wasser von oben in das Mauerwerk eindrang und es irreversibel schädigte. Gleichzeitig war das aus Flussstahl gefertigte filigrane Eisenfachwerk der Saanequerung am Ende seiner Nutzungsdauer angelangt, weshalb die Überfahrt durch eine Lastbeschränkung limitiert wurde. Für die Instandsetzung des Viadukts und den gleichzeitigen Ausbau auf Doppelspur wurde im Jahr 2013 ein zweistufiger Studienauftrag ausgeschrieben. Dieser wurde durch die eidgenössische Kommission für Denkmalpflege sowie durch die eidgenössische Natur- und Heimatschutzkommission eng begleitet, mit dem Ziel, den historischen und ästhetischen Wert des Viadukts zu erhalten [5].



3 4 5 6 Längsschnitt und typische Querschnitte
© Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH

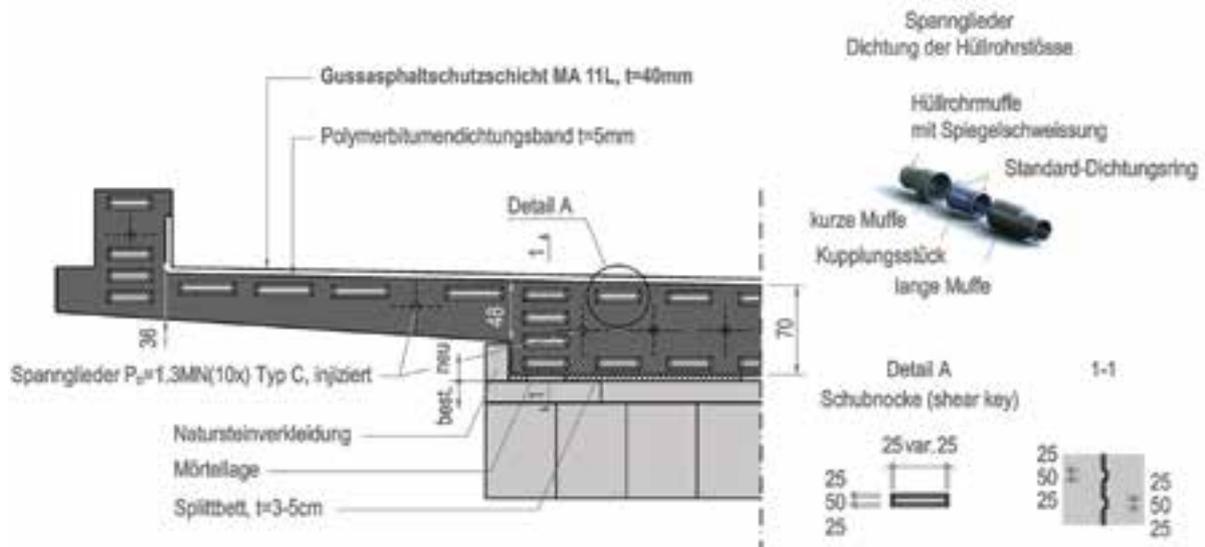
Das aus dem Studienauftrag hervorgegangene Projekt für den Ersatz des Eisenfachwerks sowie der Ausbau der Natursteinviadukte auf Doppelspur beinhalten die Instandsetzung des bestehenden Natursteinmauerwerks, den Ersatz der zwischen 1958 und 1980 erstellten Schottertröge durch beidseitig 3,50 m über das Mauerwerk auskragende neue Schottertröge in Stahlbetonbauweise sowie den Ersatz des bestehenden Eisenfachwerks durch ein neues Fachwerk in Stahl-Beton-Verbundbauweise. Bedingt durch die Erhöhung der Ausbaugeschwindigkeit der Bahnstrecke von 90 km/h auf 160 km/h und die damit deutlich größeren Kurvenradien der Linienführung weichen die neuen Gleisachsen von der ursprünglich gestreckten Lage ab, weshalb der kürzere Natursteinviadukt auf der Ostseite der Saane (Viadukt Mauss) gegen Norden nach dem historischen Vorbild in Natursteinbauweise verbreitert wurde, siehe Bilder 3–6. Das auf der Westseite der Saane liegende Natursteinviadukt (Viadukt Gümmenen) konnte in seiner ur-

sprünglichen Substanz nach Instandsetzung des Natursteinmauerwerks beibehalten und mit einem neuen, beidseitig auskragenden Schottertrög ergänzt werden. Nebst dem Saaneviadukt wurden auch der angrenzende Damm auf der Ostseite sowie der Geländeeinschnitt auf der Westseite auf Doppelspur verbreitert und für eine deutlich höhere Fahrgeschwindigkeit von 160 km/h ausgebaut. Mit diesen Maßnahmen soll die Verfügbarkeit des Saaneviadukts für weitere 100 Jahre Nutzungsdauer sichergestellt werden.

2.2 Doppelspurausbau der Natursteinviadukte

Die Verbreiterung und der Ausbau auf Doppelspur der Natursteinviadukte erfolgten durch den Ersatz des zwischen 1958 und 1980 erstellten Schottertroges durch einen neuen beidseitig 3,35 m auskragenden Trög in Stahlbetonbauweise. Die Breite des neuen Schottertroges beträgt im Normalfall 11,00 m. Er nimmt als Folge der neuen Gleislage

beim westlich angrenzenden Erddamm ca. 1,00 m zu. Da beim östlichen Viadukt Mauss die Verschiebung der Gleislage infolge der höheren Ausbaugeschwindigkeit deutlich größer ist, konnte dies nicht alleine durch eine Vergrößerung der Auskragung der Schottertröge aufgenommen werden. Das darunterliegende Natursteinviadukt musste Richtung Norden verbreitert werden. Der neue und robuste Schottertrög verteilt die vertikal wie die horizontal wirkenden Beanspruchungen aus ständigen Lasten und insbesondere aus dem Bahnverkehr sowohl in Brückenlängs- als auch in -querrichtung. Gleichzeitig dient er als Längsversteifung für die Hausteinviadukte und kontrolliert die horizontalen Verformungen, vor allem bei den Uferpfeilern zur Saanequerung. Zur Einhaltung der Vorgabe einer maximal möglichen Unterbrechung des Bahnbetriebs von fünf Wochen wurde der Schottertrög auf dem 274 m langen Viadukt Gümmenen in Elementbauweise ausgeführt. Die Schottertrögelemente weisen in den



7 Ausbildung der Stoßfuge des Schottertroges auf dem Viadukt Gümmenen © Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH

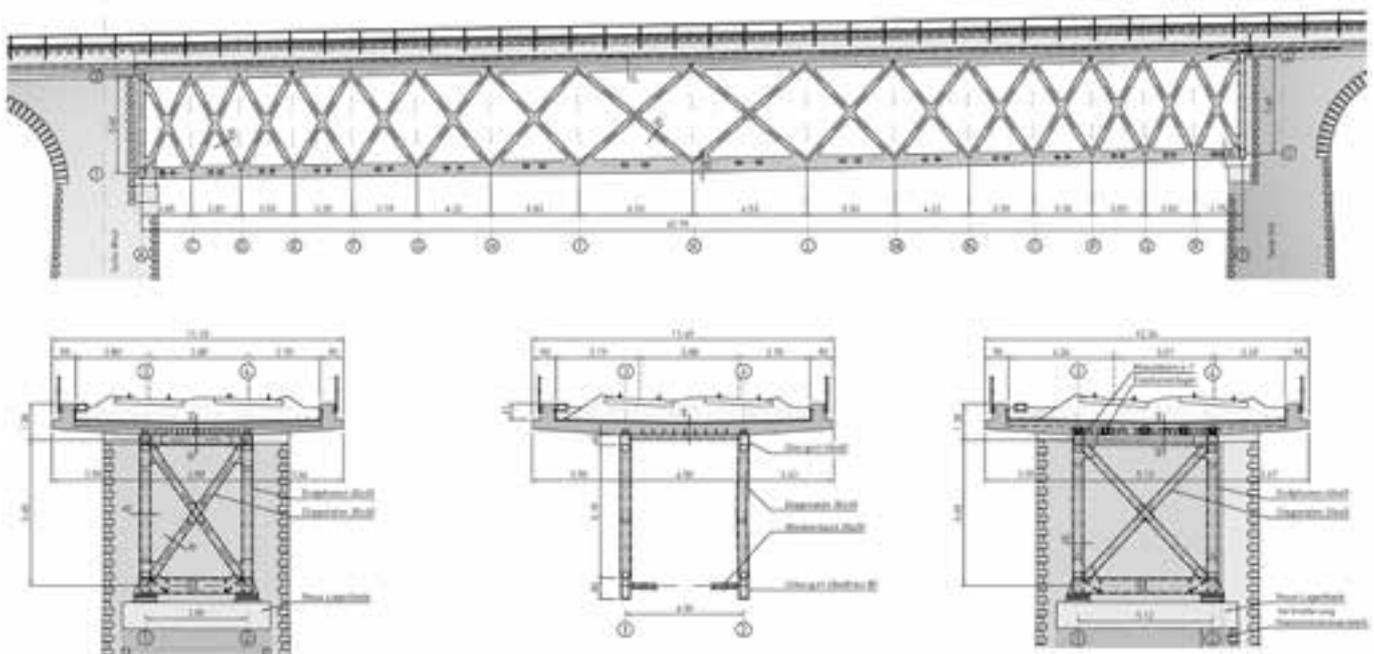
2.3 Neue Saanequerung

Stoßfugen Schubnocken zur Kraftübertragung auf, wurden passgenau im Kontaktverfahren vorgefertigt und mit zehn bzw. elf Spangliedern der Kategorie C mit je $P_0 = 1,30 \text{ MN}$ zusammengespannt, Bild 7.

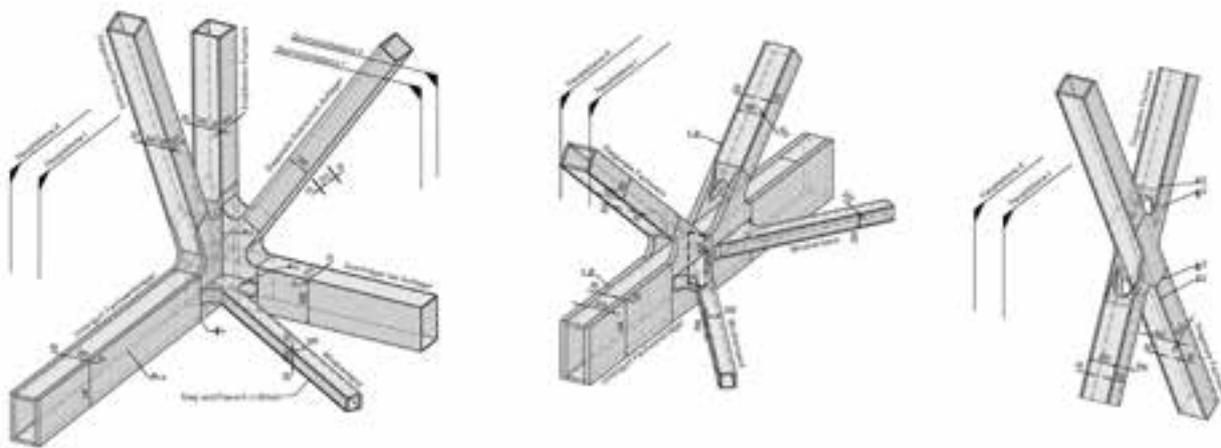
Auf dem kürzeren Viadukt Mauss, welcher infolge der neuen Linienführung nach Norden verbreitert werden musste, wurde der Schottertrog in Ortbeton erstellt und längs ebenfalls mit zehn Spangliedern der Kategorie C mit je $P_0 = 1,30 \text{ MN}$ vorgespannt.

Die neue auf Doppelspur ausgelegte Fachwerkbrücke überquert die Saane zwischen den bestehenden Uferpfeilern der Natursteinviadukte, wie das historische Vorbild, als einfach gelagerter Balken mit einer Spannweite von 63,70 m. Das Stahlfachwerk übernimmt die Proportionen der vorhandenen, filigranen Fachwerkbrücke, wurde jedoch neu interpretiert und modern gestaltet. Das möglichst einfach und transparent gestaltete Stahlfachwerk besteht einzig aus den Ober- und Untergurten sowie den sich kreuzenden Fachwerkdiazonalen,

wobei die Ablesbarkeit des Kräfteverlaufs im Fachwerkträger durch die sich verändernde Neigung der Diagonalstäbe ermöglicht wird (Bilder 8–11). Die Fachwerkdiazonalen sind an den Auflagern steiler und deshalb dichter positioniert und weiten sich entsprechend der Abnahme der Schubkräfte zur Mitte der Spannweite auf, womit das Fachwerk allmählich transparenter wird. Die Zunahme der Zugkraft im Untergurt wird durch den gegen die Flussmitte anwachsenden Gurtquerschnitt erkennbar.



8 9 10 11 Neue Saanequerung: Ansicht Fachwerkträger sowie Ansicht Flusspfeiler Ost, Querschnitt in Brückenmitte und Rückansicht Flusspfeiler West © Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH



12 13 14 Gestaltung der Fachwerkknoten
© Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH

Die Fachwerkträger sind eben und im Grundriss infolge der neuen, größeren Kurvenradien der Gleise leicht auseinanderlaufend angeordnet. Beim Uferpfeiler West beträgt der Achsabstand zwischen den Fachwerkebenen 3,89 m und nimmt linear bis 5,12 m beim Uferpfeiler Ost zu. Die Fahrbahnplatte, welche im Verbund mit den Stahlfachwerken wirkt, ist sehr schlank und identisch wie die neuen Schottertröge auf den Natursteinviadukten gestaltet. Die Breite der Fahrbahnplatte nimmt entsprechend der neuen gekrümmten Linienführung der Gleise vom Uferpfeiler West bis zum Uferpfeiler Ost von 11,10 m bis zu 12,30 m zu. Die Plattendicke ist zur Ausbildung des Quergefälles sowie infolge der geneigten Untersicht der Kragplatten variabel, beträgt zwischen den Fachwerkebenen jedoch mindestens 440 mm. Die Randborde sind beidseitig gleich, wurden möglichst schlank gestaltet und erzeugen für den auf der Saanebene stehenden Betrachter eine verbindende, gerade Linie über die gesamte Länge des erneuerten Saaneviadukts.

Die neue Saanequerung steht, wie das historische Vorbild, auf den Lagerbänken der vorhandenen Uferpfeiler in Natursteinmauerwerk. Diese wurden für die deutlich höheren Vertikallasten erneuert und verstärkt. Die Abtragung der Horizontalkräfte erfolgte dagegen neu durch die Verspannung der Fahrbahnplatte der Saanequerung mit dem Schottertrög des Viadukts Ost. Die Verspannung besteht aus zwei schlaufenförmigen Spanngliedern, welche im Schottertrög des Viadukts Ost eingelegt und in der Fahrbahnplatte der neuen Saanequerung verankert sind. Damit wird die Dilatationsfuge zwischen der Fahrbahnplatte Saanequerung und dem Schottertrög Viadukt Ost überdrückt, wobei die Vorspannkraft über in der Dilatationsfuge vertikal ausgerichtete Elastomerblocklager übertragen wird.

Sämtliche Stäbe des Stahlfachwerks sind als geschlossene Kastenquerschnitte mit einheitlicher Breite von 400 mm ausgebildet. Alle Diagonalstäbe weisen eine konstante Querschnittshöhe von 300 mm und konstante Blechstärken von 30 mm auf, was durch die dem Schubverlauf angepassten Stabneigungen ermöglicht wird. Der Obergurt wirkt dank den Kopfbolzendübeln mit der Fahrbahnplatte aus Stahlbeton im Verbund und hat eine über die gesamte Trägerlänge konstante Querschnittshöhe von 400 mm und Blechdicken von 20 mm. Variabel ist hingegen die Querschnittshöhe der Untergurte, welche von den Auflagern zur Trägermitte entsprechend der Zugbeanspruchung linear von 600 mm auf 800 mm anwächst. Zusätzlich vergrößern sich auch die Stegbleche von 60 mm bei den Auflagern bis 80 mm in Brückenmitte.

Die einheitliche Breite aller Fachwerkstäbe ermöglicht die einfache und ermüdungsgerechte Gestaltung der Fachwerkknoten, insbesondere der Anschlüsse der Diagonalen an die Ober- und Untergurte, aber auch der Kreuzpunkte der Fachwerkdialagonalen (Bilder 12–14). Dabei sind nur die Stege der Stabelemente an den Knoten angeschlossen, während die Gurte der Diagonalstäbe zugunsten eines homogenen Kraftflusses im Knoten ausgespart sind. Der Kraftfluss in den Fachwerkknoten ist somit kontinuierlich, und Spannungsspitzen durch abrupte Steifigkeits- oder Richtungsänderungen werden vermieden. In den Kreuzpunkten der Diagonalstäbe sind nur die Gurte der auf Zug beanspruchten Diagonalen unterbrochen, womit die Steifigkeit der auf Druck beanspruchten Diagonalen über die gesamte Stablänge erhalten bleibt. Sämtliche Fachwerkstäbe werden aus Stahl der einheitlichen Güte S355 K2 ML gefertigt. Für die Bleche in den Fachwerkknoten wurde zusätzlich die Z-Güte Z25 verlangt.

3 Realisierung

3.1 Bauablauf

Für die Erneuerung des Saaneviadukts sowie den Ausbau auf Doppelspur durfte der Bahnbetrieb nur während einer fünf-wöchigen Totalsperre im Sommer 2020 unterbrochen werden. Während dieser sehr kurzen Totalsperre wurde der Schottertrög auf dem ca. 270 m langen Natursteinviadukt West abgebrochen und durch vorfabrizierte Schottertrögelemente ersetzt, die ca. 64 m lange Saanequerung ausgetauscht und der Schottertrög auf dem 65 m langen Natursteinviadukt Ost erneuert. Um den Ersatz der Saanequerung in dem kurz zur Verfügung stehenden Zeitfenster zu realisieren, wurde die neue Saanequerung bereits vor der Totalsperre in provisorischer Lage nördlich des Viadukts erstellt und während der Totalsperre nach Abbruch der bestehenden Fachwerkbrücke und Erneuerung der Widerlager quer eingeschoben.

3.2 Doppelspurausbau der Natursteinviadukte

Vor der fünf-wöchigen Totalsperre des Bahnbetriebs wurde das Natursteinmauerwerk der Viadukte saniert, wobei insbesondere die schadhafte Steine und Mörtelfugen ersetzt wurden. Aufwendiger waren die infolge des sehr schlechten Zustandes und Auslaugung des Fundamentbetons erforderlichen Verstärkungsmaßnahmen bei sechs Viadukt-pfeilern. Zur Sicherstellung der Tragfähigkeit der Pfeilerfundationen für die neuen höheren Lasten infolge des Doppelspurausbaus wurden die betroffenen Pfeilerfundationen mittels Zementinjektionen im Innern eines vorgängig bis auf die Molasse gerammten Spundwandkastens ertüchtigt. Ebenso wurde die durch die neue Gleislage bedingte Verbreiterung des Viadukts Mauss von 1,50 m bis maximal 5 m vor der fünf-wöchigen Totalsperre realisiert. Die Verbreiterung des Natursteinviadukts erfolgte mit Kalk-



15 16 17 Verbreiterung der Natursteingewölbe
© Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH

steinen analog zum Bestand, wobei die unterschiedliche Bearbeitung der Binder- und Stirnkranzsteine, der Kantenbebau sowie die Ganghöhe der Steine vom Bestand übernommen wurden. Die Stirnkranzsteine im Gewölbebereich weisen infolge der im Grundriss gekrümmten Außenfläche des Viadukts eine sehr anspruchsvolle Geometrie auf, weshalb ein Schichtenplan erarbeitet und die Geometrie jedes Steins parametrisch festgelegt wurde. Damit konnten die Stirnkranzsteine ohne Nachbearbeitung passgenau versetzt werden, Bilder 15–17. Für eine bessere Verzahnung zwischen den Gewölbesteinen und dem Gewölbekern wurden die Steinlängen der Gewölbeuntersicht mit unterschiedlicher Länge ausgeführt. Die Füllung des Mauerwerks wurde im Unterschied zum bestehenden Natursteinmauerwerk sowohl in den Pfeilern als auch über den Gewölben mit armiertem Beton ausgeführt. Die Verbindung zwischen der neuerstellten Mauerwerksverbreiterung zum vorhandenen Natursteinmauerwerk erfolgte durch kurze, isolierte Litzenanker. Bedingt durch die Verbreiterung des Viadukts Mauss konnte ein erster Abschnitt des neuen Schottertroges in Ortbetonbauweise vor Beginn der Totalsperre errichtet werden. Nach der Unterbrechung des Bahnbetriebs und dem Rückbau des bestehenden Schottertroges wurde der Schottertrogrug auf dem Viadukt Mauss in Ortbetonbauweise fertiggestellt und zentrisch mittels zehn Spanngliedern der Kategorie C mit je $P_0 = 1,30 \text{ MN}$ vorgespannt.

Der Schottertrogrug auf dem Viadukt Gümnenen wurde in Elementbauweise realisiert. Die Fabrikation der Schottertrogrug-elemente sowie die Applikation der Abdichtung erfolgten im Werk. Vor Ort wurden die je ca. 52 t schweren Schottertrogrug-elemente mittels eines Raupenkrans versetzt, wofür zuvor eine tragfähige Kranpiste entlang dem gesamten Viadukt Gümnenen erstellt werden musste. Die vorfabrizierten Schottertrogrug-elemente wurden auf dem Viadukt in ein vorberei-

tetes Splittbett versetzt und elementweise mit einer Montagevorspannung zusammengespannt, siehe Bild 18. Die Kupplung der Hüllrohre für die Vorspannung des Typs C erfolgte bei jeder Stoßfuge mit einem System aus abgedichteten Muffen. Der 274 m lange Schottertrogrug auf dem Viadukt Gümnenen wurde in vier Abschnitten zentrisch mit je zehn bzw. elf Spanngliedern für den letzten Abschnitt mit größerer Auskrugung vorgespannt.



18 Versetzen der vorfabrizierten Schottertrogrug-elemente auf dem Viadukt Gümnenen
© Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH



19 Vormontage des Stahlfachwerks
© Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH

3.3 Montage des Stahlfachwerks

Das Stahlfachwerk der neuen Saanequerung wurde im Werk hergestellt und auf dem Installationsplatz neben dem Saaneviadukt vormontiert (Bild 19). Dabei wurden die zwei 6,10 m hohen Fachwerkebenen einzeln und in Brückenlängsrichtung in je vier Segmente mit ca. 16 m Länge und 40 t Gewicht unterteilt und mit Sondertransporten auf den Installationsplatz beim Viadukt angeliefert. Dort wurden die Segmente der Fachwerkebenen aufgerichtet und passgenau verbunden, wobei der auf der Höhe des Untergurtes liegende Windverband nachträglich eingebaut wurde. Sämtliche Elemente des Stahltragwerks wurden roh vormontiert. Der vierschichtige Ober-



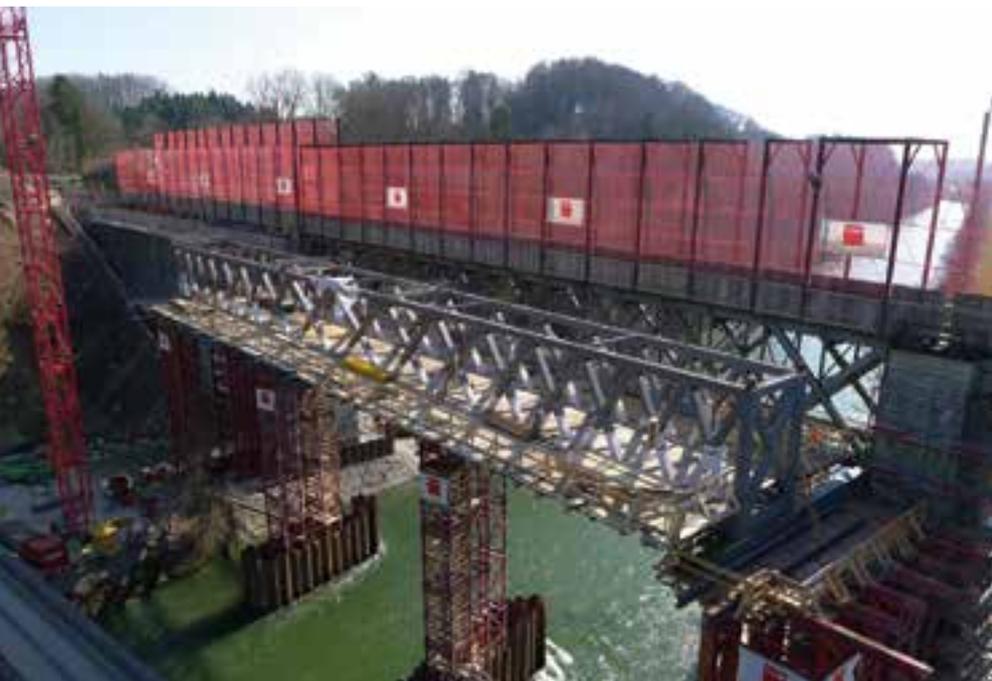
20 Einheben der neuen Saanequerung
© BLS Netz AG

flächenschutz wurde zur Gänze vor Ort appliziert, wofür ein luftdichtes und beheiztes Zelt um das Stahltragwerk erstellt wurde.

Das 340 t schwere Stahltragwerk der neuen Saanequerung wurde nach Applikation des Oberflächenschutzes auf das eigens dafür erstellte Lehrgerüst auf der Nordseite der bestehenden Saaneque-

rung gehoben, siehe Bild 20. Das Lehrgerüst bestand aus den zwei Gerüsttürmen an den Saaneuern, welche mit je einer Querverschubbahn versehen waren, die bis zu den Widerlagerbänken der bestehenden Saanequerung reichten. In den Drittelpunkten der Spannweite, im Flussbett der Saane, wurden zwei zusätzliche Gerüsttürme errichtet, um die Verformungen des Fachwerks während des Betonierens des Schottertroges zu reduzieren, siehe Bild 21. Die Arbeitsplattform, welche ebenfalls als Abstellbasis für die Schalung der Fahrbahnplatte der neuen Saanequerung diente, wurde direkt an das Stahlfachwerk der neuen Saanequerung montiert, womit differentielle Verformungen zwischen Stahltragwerk und Schalung ausgeschlossen werden konnten. Während des Betonierens des Schottertroges wurden die Verformungen sowie die Auflagerkräfte des Stahlfachwerks über hydraulische Pressen ständig überwacht.

Die neue Saanequerung wurde in der provisorischen Lage nördlich des bestehenden Viadukts bis zu Beginn der fünfwöchigen Totalsperre fertiggestellt. Zu Beginn der Totalsperre erfolgte der Abbruch der vorhandenen und ca. 240 t schweren Eisenfachwerkbrücke. Diese wurde nach dem Entfernen der existierenden Verspannvorrichtung mit einem Raupenkran in einem einzigen Hub ent-



21 Saanequerung vor dem Erstellen des Schottertroges aus Beton
© VistaDoc GmbH

fernt. Anschließend wurden die Lagerbänke erneuert und für die neue Saanequerung verstärkt. Mit dem Querverschub des fertigen Verbundträgers, welcher zusammen mit der Fahrbahnplatte in Beton ca. 1.900 t wiegt, wurde die Lücke über der Saane zwischen den beiden Natursteinviadukten geschlossen. Damit konnte nach der Fertigstellung des Gleisoberbaus der Bahnbetrieb am Ende der fünfwöchigen Totalsperre termingerecht wieder aufgenommen werden.

Autoren:

Dr. Armand Fürst

Dr. Diego Somaini

Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH,
Aarwangen, Schweiz

Dipl.-Ing. Hannes Kobel

BLS Netz AG,
Bern, Schweiz

Literatur

- [1] Beyeler, A.: Die Bern-Neuenburg-Bahn. Direkte Linie; in: Schweizerische Bauzeitung, Band 39/40, Heft 1, 1902.
[2] Ölrey, L.: Über die Bewegungen der Hauptpfeilerköpfe der Trisannabrücke an der Arlbergbahn; in: Schweizerische Bauzeitung, Band 77/78, Heft 18, 1921.



22 Saaneviadukt nach Fertigstellung und Inbetriebnahme im Dezember 2020
© Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH

- [3] Münster, E.: Die Pfeilerbewegungen der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Eglisau und die Maßnahmen zur Sicherung des Bauwerks; in: Schweizerische Bauzeitung, Band 79/80, Heft 11, 1922.
[4] Roš, M.: Über die Ursachen der Verbiegungen der steinernen Pfeiler am Sitterviadukt der Bodensee-Toggenburgbahn; in: Schweizerische Bauzeitung, Band 83/84, Heft 25, 1924.
[5] Van Rooden, C.; Saaneviadukt erweitert; in: tec21, Nr. 25, 14. Juni 2013.

Bauherr

BLS Netz AG, Bern, Schweiz

Entwurf und Tragwerksplanung

Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH, Aarwangen, Schweiz

Baubausführung

Frutiger AG, Thun, Schweiz

FATZER® 
BRÜGG

STRUCTURAL ROPE ASSEMBLIES FROM FATZER
SUCCESSFULLY OBTAINED THE

 
ETA-15/0917

CERTIFICATION!

Fatzer AG • Hofstrasse 44 • CH-8590 Romanshorn / Switzerland 
Fon: +41 71 466 81 11 • www.fatzer.com • info@fatzer.com

Partizipativer Prozess zur ersten Edelstahlbrücke Englands Pooley Bridge im Lake District Nationalpark

■ ■ ■ von Héctor Beade Pereda, Laura Langridge, Bartłomiej Halaczek



1 Frühere Steinbogenbrücke über den Fluss Eamont
© Peter McDermott

Nach der Zerstörung ihres 250 Jahre alten Wahrzeichens durch eine schwere Sturmflut wurde eine Ersatzbrücke für den im Nordwesten Englands gelegenen Ort Pooley Bridge entwickelt. So wurde hier unter enger Einbeziehung der lokalen Bevölkerung die erste Straßenbrücke Großbritanniens in Edelstahlverbundbauweise geplant und im Herbst 2020 fertiggestellt.

1 Einleitung

Am 6. Dezember 2015 verlor die kleine Gemeinde Pooley Bridge im Nordwesten Englands ihr namengebendes Wahrzeichen. Das 200-Seelen-Dorf liegt am östlichen Ende des länglichen Sees Ullswater, eines der großen Seen des Lake District Nationalparks. Die malerisch situierte Ortschaft gilt als eines der Tore zu dem Unesco-geschützten Seengebiet, das sich ca. 130 km nördlich von Manchester befindet. Der Fluss Eamont, der aus dem Ullswater entspringt, wurde in Pooley von einer 250 Jahre alten steinernen Brücke überquert.

Die denkmalgeschützte dreigliedrige Steinbogenbrücke war die einzige Flussquerung im Umkreis von 10 km und deshalb wichtig für den regionalen Verkehr. Sie war jedoch weit mehr als ein Infrastrukturprojekt: Das elegante, 50 m lange Bauwerk war zentraler Bestandteil des Ortes und für das Selbstverständnis der Bürger so essentiell, dass sich der Name des Dorfes, »Pooley Bridge«, von ebendieser Brücke ableitete.

Entsprechend tief war der Schock unter den Einwohnern, als die Pfeiler ihrer Brücke den Fluten des Dezemberunwetters 2015 nachgaben und das gesamte Bauwerk einstürzte. Die massive Querung, und speziell ihre zwei Wasserpfeiler, waren zwar auf Flutereignisse ausgelegt, der Sturm Desmond brachte aber ein Rekordhochwasser mit sich – es war aktuellen Berechnungen nach ein 700-Jahr-Ereignis –, bei dem der Flusspegel schnell bis hin zur Brückenbrüstung anstieg. Die Brücke wurde zu einem Damm, hinter dem sich das Wasser eines ganzen Sees aufstaute. Während der Rückstau erhebliche Schäden in dem Ort anrichtete, unterspülte das Wasser allmählich die Pfeiler, bis sie keinen Halt mehr fanden – und Pooley Bridge verlor sein Wahrzeichen.

Da viele weitere Orte in der Umgebung von dem Sturm betroffen waren, bei dem insgesamt 700 Brücken beschädigt wurden, leitete die zuständige Grafschaft Cumbria County Council ein 120 Mio. £ umfassendes Nothilfeprogramm in die Wege, um die entstandenen Schäden zu beheben, aber auch um eine Resilienz gegenüber zukünftigen Extremereignissen, die in ihrer Häufigkeit zunehmen, zu etablieren. Es wurde eine temporäre Fertigteilbrücke (Bailey Bridge) errichtet, um die Teile des Dorfes wieder miteinander zu verbinden. Die lokale Bevölkerung machte allerdings klar, dass langfristig eine neue Brücke erforderlich sein wird, deren Charakter über ihre Funktion als technisches Bauwerk deutlich hinausgeht.



2 Grundriss
© Knight Architects

2 Planungsaufgabe

Im Juli 2017 wurde das Büro Knight Architects zusammen mit den Ingenieuren Mott McDonald vom Cumbria County Council beauftragt, einen Entwurf für die neue Brücke zu entwickeln. Es war für die Bauherren von besonderem Interesse, ein Bauwerk zu realisieren, das sowohl die technischen Anforderungen erfüllt als auch eine repräsentative Funktion für den Ort übernimmt und zudem in der Lage ist, die Wunde, welche die Sturmflut in den Ort gerissen hatte, würdevoll zu schließen.

Aus stadtplanerischer Sicht musste die Brücke in der Lage sein, die Identität Pooleys zu manifestieren, eine thematische Verbindung zum Ort wie zu der alten Brücke aufzuzeigen und gestalterisch die malerische Ortschaft aufzuwerten. Die Akzeptanz der lokalen Bevölkerung war essentiell, weswegen die Gemeinde in die Konzeptentwicklung aktiv mit einbezogen wurde.

3 Randbedingungen

3.1 Allgemeines

Zu den städtebaulichen Faktoren kamen komplexe technische Randbedingungen hinzu.

3.2 Hochwasser

Der Hochwasserspiegel für Extremereignisse wurde auf 70 cm oberhalb des Katastrophenhochwassers angesetzt, damit musste das Deck der Brücke angehoben werden. Um den Abfluss nicht zu behindern und auch Schäden durch Rückstau zu vermeiden, galt es auf Flusspfeiler zu verzichten. Mit dem Ziel, den Abflussquerschnitt zu vergrößern, wurden die Widerlager deshalb jeweils 5 m hinter die Uferlinie verlagert und die Spannweite des Hauptfeldes so auf 40 m vergrößert.

3.3 Bauablauf

Der Bau durfte zeitlich nicht während der Tourismussaison (Mai bis Oktober) erfolgen, über den Winter sollten die Fischbestände allerdings nicht gestört werden. Zur Errichtung der Flussquerung blieben letztlich also nur wenige Wochen. Auch musste aus Umweltschutzgründen auf temporäre Einbauten im Wasser verzichtet werden.

4 Bürgerdialoge

4.1 Fragen und Ideen

Die Entwicklung des Konzeptes beinhaltete mehrere Runden an Bürgerdialogen. Der erste Dialog fand im Herbst 2017 statt. Dessen Ziel war es, in Erfahrung zu bringen, welche Beziehung die Anwohner zu ihrer Brücke hatten und wie sie sich einen Ersatz vorstellen könnten. Hierzu wurde eine Präsentation erarbeitet, um die Grundlagen des Brückenentwurfes verständlich zu machen und um die Randbedingungen für das neue Bauwerk zu erklären. Anschließend folgte ein Dialog, bei dem seitens der Planer offene Fragen gestellt wurden, um Tendenzen zu erkennen. Die vorformulierten Fragen vermieden bewusst eine Festlegung auf einen bestimmten Designtypus und versuchten stattdessen, auf den Charakter des Ortes wie der alten Brücke und deren Bedeutung für die Einwohner einzugehen. Einige der Fragen lauteten daher wie folgt:

- »Was hat Ihrer Meinung nach die alte Brücke besonders gemacht?«
- »Was bedeutet für Sie das Fehlen der Brücke und wie wirkt es sich auf Ihre täglichen Aktivitäten aus?«
- »Was stört Sie an der gerade installierten provisorischen Brücke? Was fehlt diesem Bauwerk, was das andere hatte?«
- »Was besorgt Sie, wenn Sie an einen Ersatzneubau denken?«

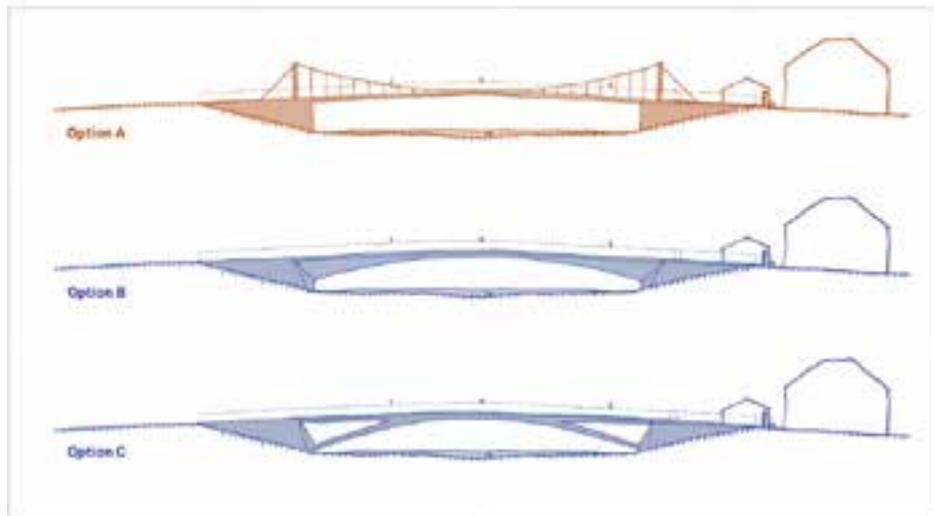
Alle Vorstellungen hierzu verteilten sich annähernd gleichmäßig auf zwei Lager: Das konservative Lager wünschte sich einen Wiederaufbau der alten Brücke, während die Progressiven gerne ein zeitgemäßes Bauwerk realisiert sehen würden.

Darauf aufbauend, wurden drei Konzeptvarianten entwickelt, welche die technischen Randbedingungen visualisierten, wie zum Beispiel Stützenfreiheit und erhöhter Freibord, und sich gestalterisch an bekannten historischen Beispielen aus dem Norden Englands orientierten, jedoch ohne historisierend zu wirken:

- Hängebrücke.
- Massive Bogenbrücke in Stahlbeton, wetterfestem Stahl oder vorgespanntem Stein. Inspiriert von Telfords Over Bridge in Gloucestershire, würde die Konstruktion die Massivität des alten Steinbogens wiedergeben.
- Frei stehender Bogen, genauer ein bogenförmiges Sprengwerk, das mehr Transparenz und einen freien Wasserdurchfluss erlaubt.

Die drei Konzepte wurden bei dem nun folgenden Bürgergespräch auf Tafeln in Pooleys Rathaus ausgestellt, und die Bürger sollte die drei Konzepte bewerten, insbesondere die Merkmale aufzählen, die ihnen explizit zusagten. Daraus kristallisierten sich gewünschte Eigenschaften heraus:

- Die Brücke sollte in ihrer Ansicht möglichst transparent sein.
- Die Sicht auf die Landschaft durfte nicht beeinträchtigt werden.
- Fußgänger sollten auf der Brücke Vorrang haben.
- Die Thematik der Bögen der alten Brücke sollte aufgenommen werden.
- Die Materialität der alten Brücke (Naturstein) sollte möglichst übernommen werden.
- Die Oberflächen sollten natürlich altern können (Verwitterung, Patina), um sich in die Landschaft einzufügen.
- Im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit sollten die nach Norm geforderten 120 Jahre deutlich überschritten werden. Speziell wenn man das Alter des Vorgängers bedenkt.



3 Alternativen: Hängebrücke, massive Bogenbrücke, bogenförmiges Sprengwerk © Knight Architects

4.2 Konzept und Diskussion

Basierend auf den bisherigen Ergebnissen konnte in den folgenden Wochen ein robusteres Konzept entwickelt werden. Gewählt wurde das System einer aufgeständerten Bogenbrücke mit obenliegender Fahrbahn: Ein flaches Bogenband aus Stahlbeton verbindet die Widerlager, wobei eine Reihe vertikaler Scheiben das Brückendeck trägt. Die transparente Ansicht erlaubt einen ungehinderten Durchfluss im Hochwasserfall, der flache Bogenquerschnitt bietet wenig Widerstand gegen die Fluten, gleichzeitig kann der Bogen durch seinen breiten Querschnitt seitlichem Druck durch Treibgut problemlos widerstehen. Die Positionierung des Tragwerkes unterhalb des Decks ermöglicht zudem eine uneingeschränkte Sicht auf die Landschaft des Ullswater Valley, und das Material Beton stellt einen Bezug zum Naturstein der alten Brücke her. Die massiven Widerlager würden mit lokal abgebauten Sandsteinblöcken verkleidet werden, deren Größe und Anordnung

sich am Original anlehnen sollten. Das heißt, der Sandstein schafft hier einen sanften Übergang von der Brücke in das Ortsbild.

In ihrer klassisch-modernen Erscheinung und dem Übergang vom aufgelösten Hauptfeld zu den betont massiven Widerlagern ist die neue Brücke eine Hommage an die Robert-Maillart-Brücken der 1920er Jahre, insbesondere an die Val-Tschiel-Brücke in der Schweiz von 1925.

4.3 Materialisierung im Kontext

Obwohl das Konzept das Planungsteam überzeugt hatte, wurde auch schnell klar, dass das sehr begrenzte Zeitfenster für die Errichtung sowie die Umweltauflagen für temporäre Einbauten im Wasser ein reines Betonbauwerk, das vor Ort hergestellt werden müsste, sehr schwer umsetzbar machen würden. Stahl wäre aufgrund seines Gewichts und des hohen Vorfertigungsgrades in dem Fall weitaus besser geeignet.



4 Aufgeständerte Bogenbrücke mit obenliegender Fahrbahn © Knight Architects



5 Visualisierung der Vorzugsvariante aus Edelstahl
© Knight Architects

Es fand daher ein drittes Bürgergespräch statt, in welchem der aktuelle Entwurf präsentiert wurde, einmal als reine Stahlbetonkonstruktion sowie drei Stahlverbundvarianten mit Bogen und Streben aus Stahl und einem In-situ-Betondeck. Hier kamen drei Materialoptionen in Frage:

- klassischer Baustahl, korrosionsschutzbeschichtet,
- wetterfester Stahl, oft als Corten-Stahl vermarktet,
- Edelstahl.

In der Diskussion wurde der beschichtete Baustahl schnell verworfen, denn die Beschichtung verliehe dem Bauwerk einen künstlichen Charakter und erlaube auch keine natürliche Alterung. Zudem würde der erforderliche Instandhaltungsaufwand der Idee der Dauerhaftigkeit eindeutig widersprechen.

Der wetterfeste Stahl wäre besser geeignet, seine langsam fortschreitende Patinierung würde den Alterungsprozess der Brücke klar unterstreichen. Jedoch spricht der rostbraune Ton eher die Sprache von

Industriedenkmalern wie in Coalbrookdale oder Manchester und nicht die eines unberührten Naturparks.

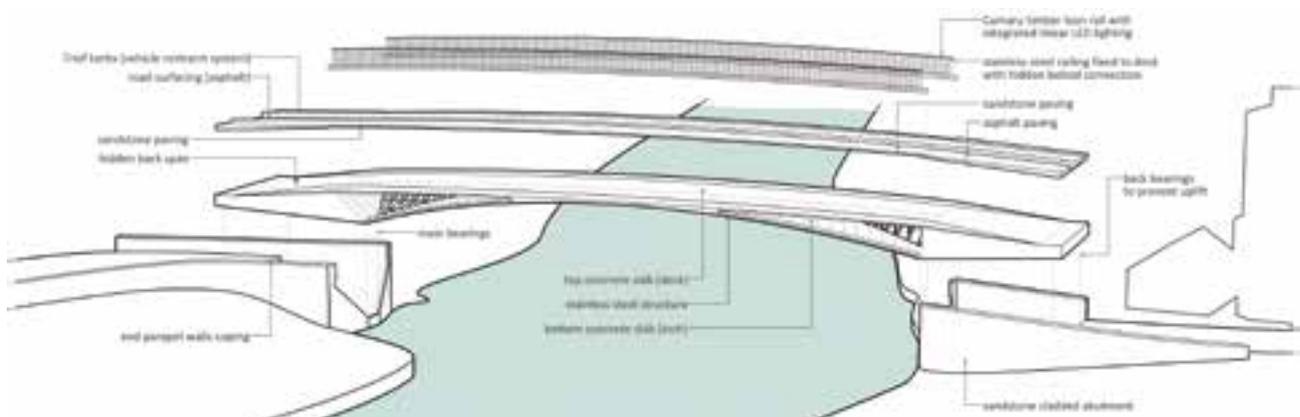
Tatsächlich erhielt die Edelstahlvariante den meisten Zuspruch. Ihre mattgraue, sanft schimmernde Oberfläche würde sich sehr gut in die Landschaft einfügen, eine langsam fortschreitende Patinierung ließe die Brücke natürlich altern, und die Dauerhaftigkeit des Materials reduziere überdies den Instandhaltungsaufwand erheblich.

Für die Konstruktion resultierte aus der Wahl von Edelstahl ein weiterer großer Vorteil: Dank seines Duplexgrades hat der Edelstahl eine ca. 25 % höhere Festigkeit als der Baustahl S355. Damit konnte das Gewicht der Tragwerkselemente deutlich reduziert werden, was sowohl für die Errichtung als auch für die Transparenz der Brücke günstig war.

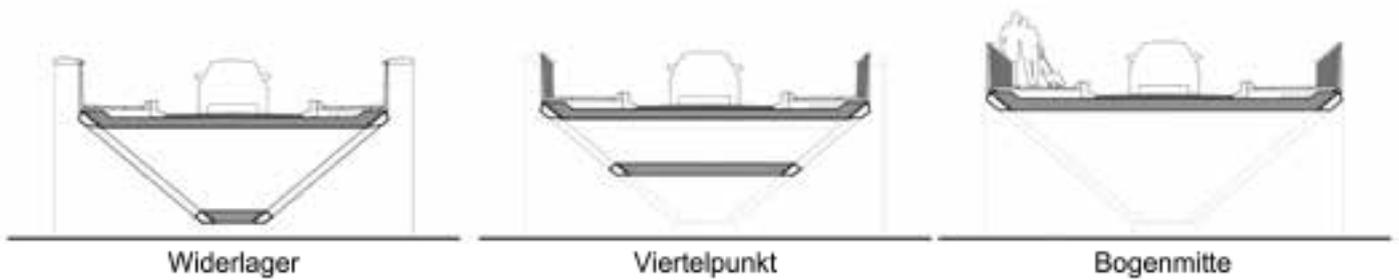
Dieser Entwurf wurde von der Gemeinde nun wohlwollend akzeptiert, im Frühjahr 2018 wurde die Baugenehmigung vom Cumbria County Council erteilt.

5 Entwurf und Planung

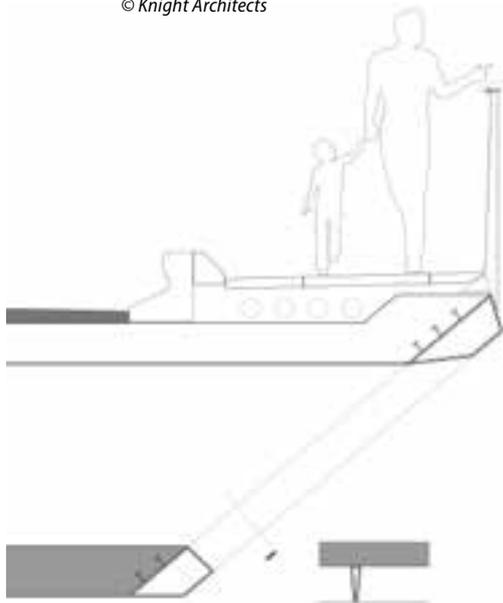
Der Entwurf sah eine aufgelöste Stahlverbundbogenbrücke mit einer Spannweite von 40 m vor. Der Bogen weist einen Stich von 2,90 m auf, was einem Spannweite-zu-Stich-Verhältnis von 1:14 entspricht. Darüber hinaus verjüngt er sich in seiner Querschnittsbreite zu den Widerlagern hin von 8,40 m auf 1,30 m, was ihm im Grundriss eine Fischbauchform verleiht. Seine Dicke liegt bei 300 mm. Seitlich eingefasst wird der Bogen von einem Paar viereckiger Edelstahlhohlprofile, die in Brückenflucht entgegen der Vertikalen 45° nach außen geneigt sind. Durch die Neigung erhalten die Profile eine scharfe Schattenkante, was sie in der Ansicht filigraner erscheinen lässt. Das in situ gegossene Stahlbetondeck wird auf gleiche Weise, also von einem Paar längsverlaufender Edelstahlprofile seitlich eingefasst. Auf klassische Kapfen wurde bewusst verzichtet.



6 Elemente der aufgelösten Stahlverbundbogenbrücke
© Knight Architects



7 Querschnitte
© Knight Architects



8 Detail: Fußweg
© Knight Architects

Das obere Profilpaar wird in den äußeren Dritteln der Überbaulänge mit dem unteren auf jeder Seite über 30 radial angeordnete Edelstahlstreben verbunden. Die im Querschnitt jeweils 215 mm x 60 mm messenden Streben werden aus drei 12 mm dicken, zu einem spitzen Dreieck verschweißten Blechen gefertigt. Ihre Frontkante verjüngt sich somit auf 20 mm und gibt den Blechen eine Scharfkantigkeit, die mit der Schattenkante korrespondiert und die Schlankheit der Streben optisch unterstützt. Die Streben sitzen nur in den geeigneten Ebenen der

beiden Edelstahlgurte, der Betonbogen selbst nimmt keine Lasten direkt aus dem Deck auf. In der Mitte des Bogens werden Ober- und Untergurt mit durchlaufenden Längsblechen miteinander verbunden, was optisch die Schlankheit des Bogens weiter unterstützt.

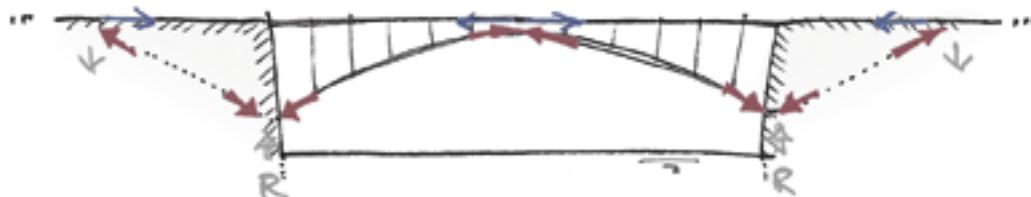
Die Außenkanten des Decks folgen, ähnlich wie bei dem Betonbogen, einer im Plan gekrümmten Linie, durch die sich das Deck zur Brückenmitte von 7,50 m auf 9,50 m aufweitet. So wird in der Mitte ein Aufenthaltsort geschaffen, an dem Fußgänger anhalten und die Aussicht genießen können, und zwar ohne dass andere Verkehrsteilnehmer behindert werden. Die Funktion der Aufweitungen ist analog zu den Kanzeln, die sich bei der alten Brücke im Bereich der Flusspfeiler befanden.

Um den Fußgängern Vorrang einzuräumen und auch aus Gründen der Kosten- und Gewichtseinsparung, führt nur eine Fahrspur im Einrichtungsverkehr über die Brücke, wobei der Lkw-Verkehr über Lichtsignalanlagen an den Widerlagern gesteuert wird.

Da der Neubau der Brücke unter großem Zeitdruck stand – jede Verzögerung würde nicht nur erhebliche wirtschaftliche Nachteile durch den Ausfall des Tourismus bedeuten, auch das Brückenprovisorium wäre neuen Überflutungen ausgesetzt –, mussten im Vorfeld Annahmen zu vielen Randbedingungen getroffen werden. Im Fortgang der Vorplanung

wurde allerdings offensichtlich, dass der Baugrund für den Schub eines Bogens nicht ausreichend Tragfähigkeit aufweist. Um den Planungsprozess inklusive der Bürgergespräche nicht unnötig zu unterminieren, wurde der Entwurf daher nur im Bereich der Widerlager überarbeitet: Statt den Bogenschub in Kämpferfundamente einzuleiten, sitzt der Bogen nun auf einem einfachen Gelenkpaar, das nur Vertikalkräfte aufnimmt. Der Horizontalschub wird an zwei Schrägstreben weitergeleitet, die an der bis zur Hinterkante des Widerlagers verlängerten Deckplatte verankert sind. Dort werden die Kräfte aus der Diagonalen als Zug in das Deck sowie in zwei vertikale Zugankerpaare eingetragen, die Zuganker im Bodenbereich des Widerlagerkastens wiederum an Zugpfähle angeschlossen.

Diese signifikante Änderung des Systems erfolgte ausschließlich im Widerlager und ist im Erscheinungsbild der Brücke nicht erkennbar. So konnte die Planung weitergeführt werden, ohne den Partizipationsprozess nochmals von vorne aufrollen zu müssen.



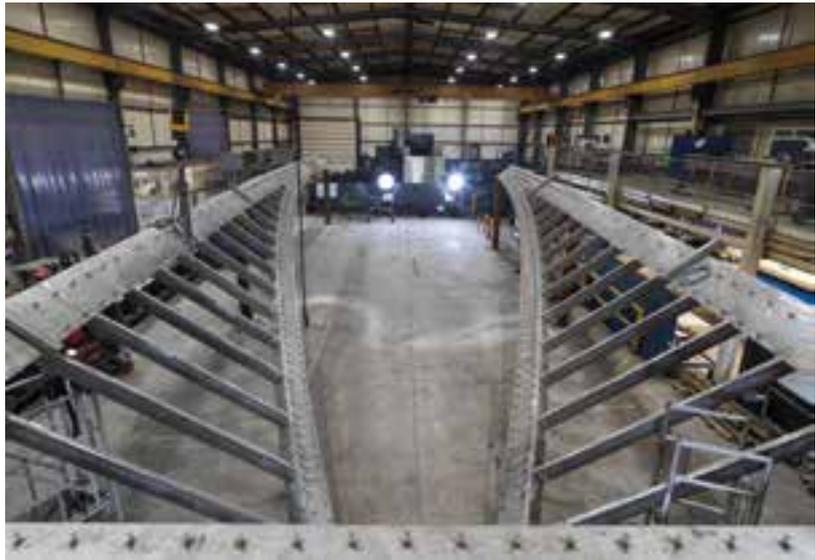
9 Prinzip des Kräfteverlaufs
© Knight Architects

6 Bauausführung

6.1 Ausschreibung

Die Brücke wurde im Frühjahr 2018 ausgeschrieben. Den Zuschlag erhielt das Bauunternehmen Eric Wright Engineering zusammen mit dem Ingenieurbüro GHD, das für die Werkstattplanung zuständig war. Der Bau begann dann mit der Erstellung der Widerlager im April 2019.

Die Ausschreibung des Stahlbaus erwies sich als problematisch, da es schwierig war, Unternehmen zu finden, die sich in der Lage sahen, Edelstahlelemente von solchen Dimensionen zu fertigen. Denn: Aufgrund des Risikos der Kontaminierung kann Edelstahl nicht im gleichen Werk wie traditioneller Stahl verarbeitet werden, die Anlagen müssen zumindest baulich getrennt sein. Von solchen Werken existierten in Großbritannien insgesamt drei, der Zuschlag ging schließlich an die WEC Group in Darwen.



10 Vorfertigung der Edelstahlstruktur im Werk
© WEC Group Ltd.

6.2 Herstellung

Die Herstellung der Brücke erfolgte in vier Schritten. Im ersten Schritt wurde die temporäre Straßenbrücke demontiert, um die Widerlager errichten zu können. Für die Fußgänger wurde für die Zeit der Bauarbeiten direkt nebenan eine temporäre Fußgängerbrücke installiert. Im zweiten Schritt wurden die temporären Widerlager abgebrochen und die neuen Widerlagerkästen samt den Druck- und Zugpfählen realisiert. Parallel zur Herstellung der Widerlager wurden die Edelstahlbögen fabriziert. Jeder Bogen wurde in zwei Segmente unterteilt, die

mit hoher Präzision im Werk vorgefertigt wurden. Die Arbeiten umfassten Verschweißen, Abschleifen der Schweißnähte sowie Glasperlenstrahlen der gesamten Konstruktion für einen gleichmäßigen, matten Finish. Die vier Halbbögen wurden anschließend nach Pooley geliefert und auf einem baustellennahen Parkplatz miteinander verschweißt. Der Stahlbetonbogen wurde vor dem Einbau des Überbaus in temporärer Lage hergestellt, da so ein Lehrgerüst einfach auf- und wieder abgebaut werden konnte.



11 Vormontage der vier Halbbögen
© Knight Architects



12 13 Einheben und Absetzen des Brückenbauwerks
© Cumbria County Council/Eric Wright

Nach dem Aushärten des Betons wurde die ca. 280 t schwere Struktur mit Hilfe eines Krans an einem Nachmittag im April 2020 unter großer Begeisterung der Einwohner eingehoben. Der Überbau wurde dabei auf die Drucklager aufgesetzt und mit den Streben der Rückverankerung verschraubt. Im Sommer 2020 wurde der Überbau geschalt und betoniert, im Herbst folgten dann alle Maßnahmen zur Brückenausstattung inklusive Geländer und Beläge.

6.3 Edelstahl

Der Edelstahl vom Typ Duplex Forta LDX 2101 wurde vom finnischen Hersteller Outo Kumpu geliefert. Die Wahl des Typs sowie die Entwicklung der Details und die Beachtung von Besonderheiten bei der Fabrikation wurden eng mit der Firma abgestimmt. Die Vorteile der verwendeten Edelstahlsorte liegen vor allem in der höheren Festigkeit, wodurch sich Material gegenüber einem klassischen Stahlbau einsparen ließ.

Forta LDX 2101 hat zwar eine geringere Korrosionsresistenz als andere Edelstahlsorten, jedoch ist in dem milden Klima des Nationalparks nicht mit Korrosion des Materials zu rechnen.

7 Ausstattung und Nutzung

Die Brücke in Pooley wurde im wahrsten Sinne des Wort für ihre Bürger entworfen. Sie war geplant als Herzstück des Ortes mit einem gewissen Promenadencharakter, was sich in der Detaillierung widerspiegeln musste. So wurde der Gehwegbelag auf dem Überbau aus quer verlegten Sandstreifen ausgeführt. Um den Bürgern eine stärkere Bindung an das Bauwerk zu ermöglichen, konnte jeder eine Spende entrichten, für die sein Name in die Belagsstreifen geätzt wurde.

Das Geländer wurde als Rost aus vertikalen Edelstahlblechen in Segmenten variabler Längen zwischen 970 mm und

1.205 mm vorgefertigt. Jedes Blech verjüngt sich von der Deckoberkante nach oben, und zwar von 70 mm auf 40 mm. Die Schwerter verjüngen sich ebenfalls unterhalb der Deckebene, wo sie auf ein schräggehendes Längsblech geschweißt wurden. Das Längsblech überlappt sich in der Ansicht mit dem Obergurt der Brücke. Durch die Nutzung des gleichen Materials und dessen Oberflächenbehandlung scheint das Geländer mit dem Überbau zu verschwimmen. Eine störende, klare Trennung, die aufzeigt, wo die Brücke endet und das Geländer beginnt, lässt sich so nicht ausmachen. Das Längsblech wurde mittels Laschen an den Innenseiten

des Geländers mit der Deckplatte unterhalb des Natursteinbelags verschraubt. Störende Befestigungsdetails sind somit weder von außen noch auf der Brücke sichtbar. Der Stahlbau wurde mit der gleichen Präzision wie die Überbaubögen hergestellt. Alle Schweißnähte wurden abgeschliffen und das Geländer anschließend sandgestrahlt.

Die Handläufe wurden aus dauerhaftem Ekki-Holz hergestellt. Die Auflageflächen verbreitern sich zur Brückenmitte hin und laden zum Anlehnen und Verweilen ein. Außerdem wurden LED-Lichtbänder an den Unterseiten des Handlaufes montiert, um den Fußweg blendfrei auszuleuchten. Die maximale Transparenz des Geländers war angesichts des filigranen Erscheinungsbildes des Bauwerks von großer Bedeutung. Ein Fahrzeugrückhaltesystem wie die Standarddesigns von Sicuro oder auch analog den deutschen Richtzeichnungen würden die Ansicht der Brücke nachhaltig schädigen. Die Geländer wurden daher ausschließlich für Fußgängerlasten ausgelegt. Für den Fall ausschertender Fahrzeuge wurden sogenannte Triefgranitbordsteine an beiden Rändern der Fahrbahn angeordnet, da sie durch ihre spezielle Geometrie und 320 mm Höhe in der Lage sind, ein Fahrzeug in der Spur zu halten. Die Risikobewertung erfolgte hier durch das Cumbria County Council. Die Widerlagerwände wurden mit behauenen Sandstein verkleidet und zudem in der gleichen Blockordnung, mit der die alte Brücke gebaut wurde.



14 Unterseite der Querung aus Flussperspektive
© Tom McNally



15 Geländer, Gehbelag und Granitbordsteine
© Tom McNally



16 Neue Pooley Bridge nach Fertigstellung
© Tom McNally

8 Fazit

Im Oktober 2020 und damit fünf Jahre nach dem schmerzhaften Verlust des Originals wurde die neue Brücke in Pooley Bridge feierlich eingeweiht und eröffnet. Gespräche mit den Anwohnern ergaben, dass das Bauwerk von Pooleys Bürgern schon lange vor der Eröffnung ins Herz geschlossen wurde – ein halbes Jahr vor Fertigstellung kam eine neue Biersorte auf den Markt, die der neuen Brücke gewidmet ist –, und dementsprechend euphorisch war die Stimmung bei der Inauguration.

Vieles ist besonders an der Brücke: sei es ihr filigranes Erscheinungsbild, die Natursteinbeläge oder die Tatsache, dass es sich bei ihr um die erste Straßenbrücke aus Edelstahl in Großbritannien handelt. In ihrer Erscheinung stellt sie bewusst Bezüge zu alten Baumeistern her, sei es zu Maillart mit seinen klassisch-modernen Stahlbetonbogenbauten oder zum britischen Ingenieur Thomas Telford, dessen Stahlbogenbrücke im schottischen Moray in den Stahlstreben und den massiven Widerlagern der neuen Brücke ein Echo findet.

Was die Brücke vielleicht ganz besonders macht, ist, dass die Planer sich bewusst die Zeit genommen haben, den Anwohnern zuzuhören und mit ihnen zu reden, zu diskutieren und mit ihnen gemeinsam ein Konzept zu entwickeln.

Als Kontrast bietet sich die provisorische Brücke an: ein einfaches oberliegendes Fachwerk, in Segmentbauweise aus verzinktem Stahl errichtet. Als Lösung für ein Verkehrsproblem reichte das Provisorium vollkommen aus, doch Begeisterung weckte es bei keinem Bürger. Die temporäre Brücke kann stellvertretend für die vielen gesichtslosen Brücken stehen, die uninspiriert und streng nach Norm an den Anwohnern vorbei geplant und an den billigsten Bieter vergeben werden, der dann seine Gewinnmarge durch Einsparungen bei der Qualität rettet.

Erst als die Einwohner Pooleys aktiv in den Entwurf einbezogen, ja als sie danach gefragt wurden, welches Bauwerk die nächsten 250 Jahre der zentrale Punkt in ihrem Ort sein sollte, als man sie nach dem Charakter des Ortes und nach den dort lebenden Menschen befragte, erst dann wuchs kontinuierlich deren Interesse, das schlussendlich in Begeisterung umschlug.

Es gelang, eine Brücke zu realisieren, die elegant, aber zurückhaltend ist. Die modern ist, aber an der das Werk alter Meister ablesbar ist. Die nicht historisiert und dennoch einen Bezug zu der alten Steinbrücke herstellt. Eine Brücke, die sich perfekt in die malerische Landschaft des Ullswater Valley fügt. Und vor allem ist es eine demokratische Brücke, die mit und für ihre Bürger geplant und gebaut wurde.

Autoren:

Héctor Beade Pereda, MEng Civil Engineering
Laura Langridge, Architect BAS MSc
Bartłomiej Halaczek, Dipl.-Ing. Architekt,
Dipl.-Ing. Bauingenieur
Knight Architects,
High Wycombe, England

Bauherr

Cumbria County Council, Cumbria, England

Architekten

Knight Architects, High Wycombe, England

Projektmanagement und Tragwerksplanung

Mott MacDonald Group Ltd., Manchester, England

Bauwerksprüfung

K2 Ingenieria Ltd., Watford, England

Bauausführung (Design & Build)

Eric Wright Civil Engineering Ltd. Preston, England

Edelstahlfertigung

WEC Group Ltd., Darwen, England

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

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

Beraten | Planen | Prüfen | Begutachten



Wettbewerb, Entwurf und Ausführung Die Arnulfparkbrücke in München

■ ■ ■ von Peter Radl, Florian Hugger

Die Landeshauptstadt München erlebt seit Jahrzehnten einen ungebremsten Zuzug von Familien und Studenten, Arbeitskräften und auch Gewerbetreibenden. Innerhalb der Stadtgrenzen besteht ein erheblicher Mangel an Wohn- und Büroflächen. Umso wichtiger ist die Entwicklung neuer Wohn- und Büroquartiere, wie sie auf beiden Seiten der zentralen Bahntrasse durch frei gewordene Bahnflächen gelang. Zwischen dem Mittleren Ring und der Hackerbrücke entstanden neue Quartiere, die entsprechend der städtebaulichen Vorgabe durch eine Fuß- und Radwegverbindung auf kurzem Wege über das Bahnareal hinweg miteinander vernetzt werden sollten. Darüber hinaus wurde mit der neuen Verbindung der Ausbau stadtteilübergreifender Fahrradhaupttrouten angestrebt. Die Landeshauptstadt München entschied sich im Jahr 2013, auf Grundlage eines europaweit ausgeschriebenen Planungswettbewerbes eine Fuß- und Radwegbrücke über die 37 Gleise der Bahntrasse im Vorfeld des Hauptbahnhofs München zu errichten, die zusätzlich eine Anbindung an die Bahnsteige des S-Bahn-Halts Donnersbergerbrücke bieten sollte. Der aus diesem Wettbewerb hervorgegangene Entwurf wurde umgesetzt und kurz vor Weihnachten 2020 in Betrieb genommen. Der folgende Aufsatz geht auf den Wettbewerb, den Entwurf, die Besonderheiten im Bahnumfeld und auf die unter Bahnbetrieb komplexe Ausführung dieses Brückenvorhabens näher ein.



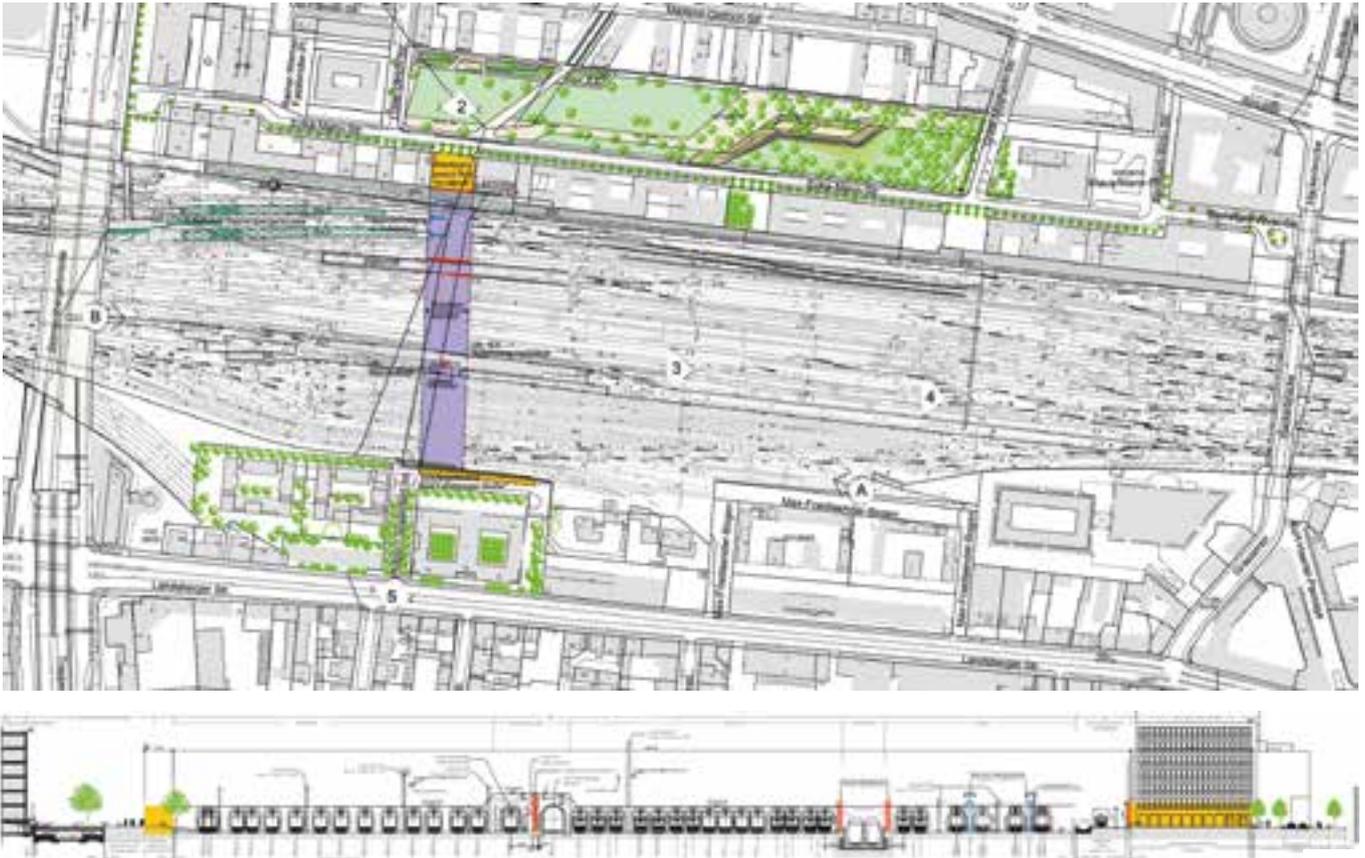
1 *Zentrale Bahnachse Münchens mit neuer Randbebauung und Brückenstandort*
© Landeshauptstadt München

1 Einleitung

Die Landeshauptstadt München erlebt seit den 1990er Jahren eine ungebremste wirtschaftliche und städtebauliche Renaissance. Infolge frei gewordener Gewerbe-, Bahn- und Kasernenareale konnten umfangreiche städtebauliche Entwicklungsmaßnahmen realisiert werden. Ehemalige Kasernenengebiete werden bis heute erschlossen, im Bereich der Bahn sind die Entwicklungen nahezu abgeschlossen.

So entstanden auch beidseits der von Westen in die Innenstadt führenden zentralen Bahnachse neue Wohn- und Büroquartiere. Auf der Nordseite wurde auf der 27 ha großen Fläche des ehemaligen Containerbahnhofs ein Quartier für ca. 2.000 Bewohner und 8.000 Arbeitsplätze mit Schulen, Kinderkrippen und Kindertagesstätten konzipiert. Die grüne Mitte des Quartiers bildet der 4 ha große Arnulfpark. Auf der Südseite der Bahn entstanden Wohnraum für ca. 1.000 Menschen und Büros für ca. 1.500 Arbeitsplätze.

Die ehemals getrennten Stadtteile und die nunmehr realisierten Wohnungen und Büros auf beiden Seiten der Bahntrasse sollten durch eine neue Fuß- und Radwegverbindung auf kürzestem Wege miteinander verknüpft werden. Mit der Arnulfparkbrücke wurde die erste und bislang noch einzige Bahnquerung, losgelöst von den lärmenden Hauptverkehrswegen, geschaffen. Sie soll als wesentliches Element der übergeordneten Fahrradhaupttroute unter Einbeziehung der neuen Quartiere und Parks den Süden (Westend) mit dem Norden (Neuhausen) vernetzen. Bisher standen für die Querung der bis zu 300 m breiten Bahnschneise im Abschnitt bis München-Laim auf einer Länge von 7 km lediglich die Hackerbrücke, die Donnersbergerbrücke, die Friedenheimerbrücke und die Unterführung in Laim zur Verfügung.



2 3 Wettbewerbsauslobung: mögliche Pfeilerstandorte (rot), Bahnsteigabgänge (blau), Rampenstandorte (gelb)
© Landeshauptstadt München

Die Verortung in der Innenstadt und innerhalb der neuen Bahnrandbebauung zwischen der Donnersbergerbrücke im Zuge des Mittleren Rings, eine der Hauptschlagadern Münchens, und der historischen Hackerbrücke begründet den gestalterischen Anspruch für die Umsetzung dieses Brückenprojektes. Der neue Steg rückt ins Blickfeld der zahlreichen Fußgänger und Autofahrer, die die Donnersbergerbrücke nutzen. Er präsentiert sich vor der Kulisse aus Hackerbrücke, Hauptbahnhof und den Türmen der Frauenkirche. Die Hackerbrücke ist ein beliebter Treffpunkt Münchens, um auf den unteren Streben der wohlgeformten Bögen der historischen Brücke sitzend, den Sonnenuntergang über dem weitläufigen Bahngelände zu genießen. Auch von dieser Seite taucht der neue Steg als weitere Komponente innerhalb des Bahngeschehens auf. Und er präsentiert sich in voller Größe am östlichen Abschluss der Bahnsteige des S-Bahn-Halts Donnersbergerbrücke.

2 Wettbewerb: Verhandlungsverfahren

Zur Präzisierung der Aufgabenstellung für die Brückenplanung führte das Baureferat vertiefte Grundlagenermittlungen durch. Der Gestaltungsspielraum war im Ergebnis aufgrund der engen Gleisabstände zwar eingeschränkt, aber dennoch für die Durchführung eines Plangutachtens ausreichend vorhanden. Für die Überquerung der 37 Gleise des 230 m breiten Bahnareals war eine Fuß- und Radwegbrücke zu konzipieren, die im Kontext mit den neuen Stadtquartieren und den vorhandenen Bahnstrukturen in technischer, funktionaler und ästhetischer Hinsicht eine überzeugende Einheit schafft. Die bahnbetrieblichen Belange spielten dabei eine zentrale Rolle: Der reguläre Bahnbetrieb war aufrechtzuerhalten, die Bauzustände mit Betriebsbeeinträchtigungen darzustellen. Es war von einer nutzbaren Brückenbreite von 5 m auszugehen und dabei der Berührungsschutz zu gewährleisten und der Windschutz zu bedenken. Die Bandbreite der Achslagen der Brücke war durch eine relativ schmale Lücke der Randbebauung auf der Nordseite vorgegeben. Die vorab in Abstimmung mit der Deutschen Bahn (DB) erarbeitete Grundlagenermittlung lieferte insgesamt nur drei mögliche Pfeilerstandorte.

Zu den vorhandenen beiden Bahnsteigen des S-Bahn-Halts Donnersbergerbrücke sollten an deren schmalen Enden Bahnsteigzugänge in Form von Treppengängen geschaffen werden. Aufgrund der beengten Situation und nach Abstimmung der Bahnbelange ließ das Baureferat im Vorfeld eine Machbarkeitsuntersuchung als weitere Grundlage des Plangutachtens durchführen. Die Barrierefreiheit der Bahnsteiganbindung war bereits von Seiten der DB gegeben, so dass diese Forderung hier entfallen konnte.

Die neue Bahnquerung war mit Ausnahme der Bahnsteiganbindungen barrierefrei zu gestalten. Dies betraf den Steg selbst und auch die notwendigen Anbindungen an das weiterführende Wegesystem. Für die Rampen und Aufzüge an beiden Brückenwiderlagern waren innerhalb der vorhandenen Bebauungspläne engbegrenzte Flächen vorgegeben. Darüber hinaus war im Bereich des nördlichen Zugangs, der sich innerhalb einer Bebauungslücke befindet, eine 6 m hohe Lärmschutzwand zu konzipieren, die den Arnulfpark vom Lärmgeschehen des Bahnareals abschirmt.

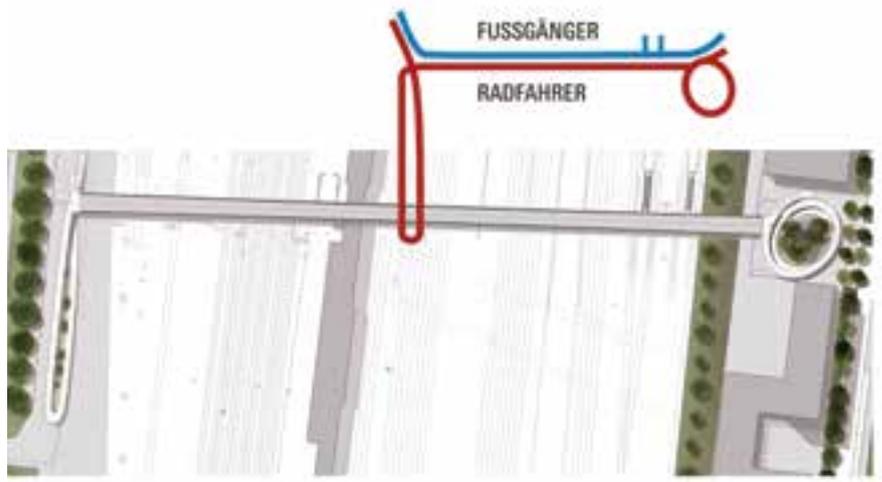
Im Zuge eines europaweiten Bewerbungsverfahren wurden fünf Bietergemeinschaften eingeladen, Lösungsvorschläge einzureichen. Nach der Vorprüfung durch ein Sachverständigen-gremium fanden am 8. Februar 2013 die Präsentationen vor dem Preisgericht statt.

Den ersten Rang und somit die Einladung zur Weiterplanung gewann das Team aus SSF Ingenieure und Lang Hugger Rampp Architekten mit der Einreichung eines Vierendeeltragwerks mit folgender Begründung: »Der Beitrag überzeugt durch seine angemessene Haltung sowohl hinsichtlich der architektonischen Wirkung als auch der konstruktiven Umsetzung. Mit dem Entwurf verzichten die Verfasser gezielt auf überzogene städtebauliche Gesten und entwickeln eine Brücke, deren Gestalt der inneren Logik des Tragwerks folgt. Form und Konstruktion bilden somit eine erkennbare Einheit mit konsequentem Erscheinungsbild. Die neue Brücke ist ein zurückhaltendes einfaches und raffiniertes Bauwerk zugleich, das ganz selbstverständlich und behutsam positioniert ist. Durch eine kaum erkennbare Krümmung des Brückenkörpers entstehen spannungsreiche räumliche Veränderungen auf der Brücke. Deutliche Sichtbezüge von der Brücke zur Stadt steigern die Aufenthaltsqualität.« Die Planungsgemeinschaft setzte sich folgende gestalterische Ziele beim Entwurf der Gesamtanlage:

- Einfaches, sparsames Design: ein Brückenträger, der sich zurücknimmt, transparent und minimiert den Blick entlang dem Gleisfeld auf die Innenstadt bewahrt.
- Abwechslungsreiche Wege: Rampen, die aufgrund ihrer enormen Länge einen möglichst kurzweiligen, abwechslungsreichen und angstfreien Weg schaffen.
- Schöne Räume statt Unorte unter den Rampen: Rampen stehen in engen Baufeldern im dichten urbanen Kontext, unter ihnen sind öffentliche Räume, die Stützen und Rampen müssen also auch von unten gesehen überzeugen.
- Beton, Stahl, Glas: Rampen und Brücke stehen unterschiedlich im Kontext, werden meist getrennt wahrgenommen, daher sind verschiedene jeweils passende Baustoffe zur jeweils besten Ausführung möglich.
- Integriertes Freiflächenkonzept: Das Aufsteigen der Rampenwege soll entlang Baumstämmen und Kronen erfolgen, einmal als langgezogene Schleife, einmal als Spirale.



4 Wettbewerbsentwurf von SSF Ingenieure und Lang Hugger Rampp Architekten © Lang Hugger Rampp Architekten



5 Wettbewerbsentwurf: Grundriss mit Rampen und Systematik der Verkehrsströme © Lang Hugger Rampp Architekten

- Großform als urbaner Baustein: Der Gesamtträger soll eine möglichst ruhige, elegante und dem Verkehrsweg angemessene Dynamik und Großzügigkeit erhalten.
- Stadtbauwerk: Die Brücke soll ein selbstbewusster und eleganter Stadtbauwerk im bestehenden Kontext werden. Sie soll den Fortschritt von Stadtraum und Verkehrssystemen spürbar machen. Eine Brücke über 37 Bahngleise ist auch in einer Großstadt wie München eine bedeutende städtebauliche Komponente, die so wirken soll.

Eine wesentliche Rolle bei der Systemfindung des Brückenträgers spielte dessen möglichst betriebsschonende Herstellung über dem Bahnkörper. Es empfahl sich, die gesamte Errichtung des Überbaus auf den Rand des Bahnfeldes zu verlagern. Die Bebauungslücke am nördlichen Widerlager bot den erforderlichen Platz für den Aufbau einer Montageplattform, von welcher der Überbau über die endgültigen wenigen Pfeiler und einige Hilfs-

joche über das komplette Bahnfeld mit seinen Oberleitungsanlagen und einer Waschanlage bis zum südlichen Widerlager eingeschoben werden konnte. Damit war das Tragwerk in der Form eines parallelgurtigen Trägers vorgegeben, welcher sich für die angestrebte Herstellung im Taktchiebverfahren eignet. In Frage kommt ausschließlich ein oben liegendes Tragwerk, um die für die Nutzer der Brücke zu überwindende Höhe im Bereich der beiden Rampen weitestgehend gering zu halten. Diese Überlegungen mündeten in einen Trogquerschnitt mit zwei außen angeordneten Vierendeelträgern. Die strenge Form des Vierendeelträgers harmoniert auf eine natürliche Weise mit den vorhandenen Pfosten-Riegel-Fassaden der Randbebauung. Die Öffnungen innerhalb der Vierendeelträger wurden entsprechend dem Fensterband eines ICE-Zuges im oberen Bereich vorgesehen und mit diesem Zitat ein ausgeprägter Bezug zur Bahn hergestellt.



6 Blick von der Donnersbergerbrücke auf das Bahnareal mit dem künftigen Brückenstandort
© SSF Ingenieure AG

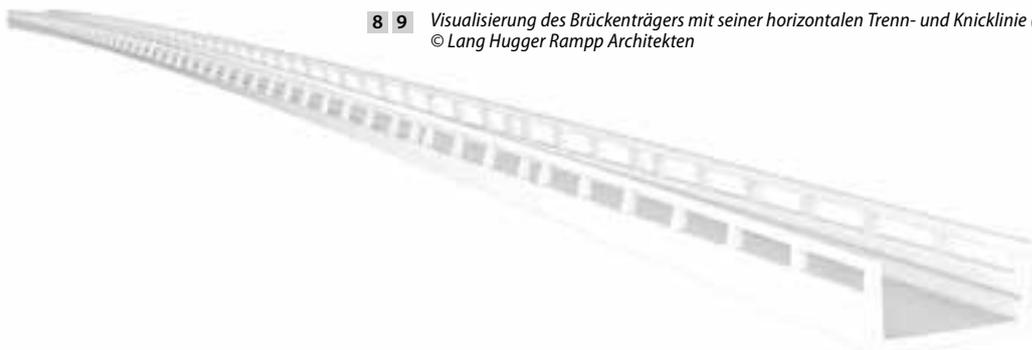
Die Hauptform der Trägeransicht entspringt einer Zweiteilung in ein oberes Glasband, welches den Pfosten und dem Obergurt des Vierendeelträgers vorgelagert wird, und in ein unteres massives Stahlband, den sichtbaren Untergurt des Trägers. Die Trennlinie beider Bänder verläuft über die gesamte Trägerlänge nahezu horizontal, während der Träger selbst zur Mitte hin kuppenartig ansteigt, der gewählten Weggradienten folgt. Der Träger erfährt entlang der horizontalen Linie einen leicht bis stark ausgebildeten Knick. Beim Eintritt befindet man sich innerhalb schützender, noch senkrechter Stahlwände. Hier beginnt die horizontale Trennlinie im oberen Bereich des Trägers, das obere Glasband ist noch relativ niedrig. Beim Begehen der Brücke erhebt man sich allmählich über das horizontale Band, die seitlichen Brückenträger öffnen sich zur Mitte hin mit immer höher werdenden Fensteröffnungen. Gleichzeitig neigt sich der Untergurt sukzessive nach außen, die Pfosten und der Obergurt des Vierendeelträgers mit seinem vorgelagerten Glasband nach innen. Oberhalb der horizontalen Trennlinie wendet sich die immer höher werdende Glasfassade dem Licht zu und entmaterialisiert den Träger in der Außenansicht. Die Stahlflanke des Untergurtes neigt sich peu à peu vom Licht weg und wird zur Mitte hin immer dunkler und niedriger, so dass in der Mitte das Helle des zum Licht orientierten Glasbandes überwiegt, das Dunkle sich verliert, was den Träger visuell hebt, ihn leicht und elegant erscheinen lässt: siehe das Foto der fertiggestellten Brücke.

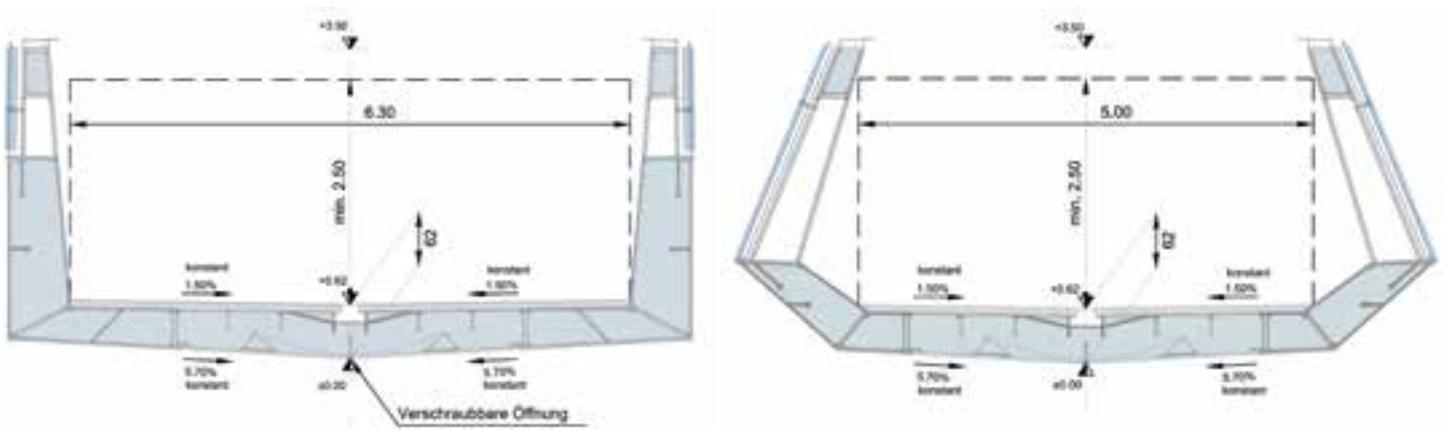


7 Brücke mit Rampen als Visualisierung
© Lang Hugger Rampp Architekten



8 9 Visualisierung des Brückenträgers mit seiner horizontalen Trenn- und Knicklinie (ohne Glasband)
© Lang Hugger Rampp Architekten





10 11 Variabler Verlauf des Brückenquerschnitts: Widerlager und Brückenmitte
© SSF Ingenieure AG

Ergebnis ist ein ca. 240 m langer, sehr fein aus- und einknickender Brückenträger, transparent, im Innern behaglich und in der Ansicht elegant. Er verändert mit dem Lauf der Sonne jeden Tag aufs Neue seine Gestalt und Mimik.

Im Grundriss variieren in einem leichten Schwung die nutzbaren Breiten zwischen 5,00 m in Brückenmitte und 6,30 m am -ende. Diese Verbreiterung entspannt die Wegeströme an den Enden. Trotz der Querschnittsvariabilität bleibt über die gesamte Länge das Maß der äußeren Brückenbreite konstant, was die Installation seitlicher Führungslager begünstigt, die die Lagesicherung während des Vershubes übernehmen.

Von den drei vorgegebenen Pfeilerstandorten wurden zwei übernommen, was zu Stützweiten von $90,80 + 87,60 + 61,90 \text{ m} = 240,30 \text{ m}$ führte. Die gewählte Tragwerkshöhe von 3,50 m liefert für die Überbrückung dieser Feldweiten mit einer Schlankheit (l_{max}/h) von 25,9 ein ausreichend steifes Tragwerk. Die geringste Stützweite von ca. 62 m befindet sich auf der Nordseite benachbart zum Taktkeller, weshalb lediglich eine Hilfsstütze zum Erreichen des Pfeilers erforderlich wurde. Diese konnte noch außerhalb des Bahnfeldes platziert werden, so dass sich der erste Vershubtakt idealerweise unabhängig vom Bahngeschehen »einüben« ließ.

Für die Herstellung des Überbaus waren insgesamt fünf Takte erforderlich. Die einzelnen Bauteile des Stahltragwerks wurden im Werk vorgefertigt, antransportiert, auf die Montageplattform eingehoben und dort zusammengeschweißt. Im Längsschnitt ergaben sich insgesamt zehn Schüsse mit Längen von 22–26 m, der Querschnitt gliederte sich in drei transportfähige Einzelteile. Das maximale Schussgewicht lag bei 45 t.



12 Blick über den Steg
© Holzherr und Gössing

Der Taktkeller mit Montageplattform und Einheit zum Aufbringen der Deckbeschichtung wurde mit 83 m Länge großzügig ausgelegt. Im Vorfeld wurde aufgrund der angestrebten Längenausdehnung abgeklärt, dass der Taktkeller die Erika-Mann-Straße überbrücken durfte, um sich in den Arnulfpark hinein zu strecken. Um die Montageeinheit herum ließen sich zusätzlich weitere Baubetriebsflächen innerhalb der Parkwiese ausweisen.

Die erforderliche lichte Höhe über der Erika-Mann-Straße konnte eingehalten werden, da sich die Montage- und Verschublage des Überbaus 2 m über dessen endgültiger Höhenlage befand. Dank eines auf dem Überbau verfahrbaren, eigens herzustellenden Gerüstwagens war es möglich, mit ausreichend Abstand zur Oberleitungsanlage der Bahn die Unterseite des Überbaus zu inspizieren und den Korrosionsschutz nach erfolgtem Einschub über dem Bahnbetrieb auszubessern sowie die Glasplatten an den Überbauaußenseiten zu montieren.

Neben den zwei Pfeilern und den Widerlagern wurden noch vier Hilfspfeiler errichtet, von denen drei im Bahnbereich zu situieren waren. Diese Hilfsjoche wurden über weniger genutzten Gleisen, die temporär stillgelegt werden konnten, aufgebaut.

Der nördliche Pfeiler befindet sich beengt zwischen einer zweigleisigen Fernbahntrasse und der nördlichen Trogwand des anschließenden sogenannten Posttunnels. Ein Gleis der Fernbahntrasse konnte für die Bauzeit des Pfeilers einschließlich Gründung für etwa sieben Wochen durchgehend gesperrt werden, die Züge wurden innerhalb des Bahnhofs umgeleitet. Die Baugrube wurde zum nördlichen Gleis der Strecke, über welches in den Nachtstunden die Andienung der Baustelle erfolgte, mit einer rückverankerten Baugrubenverbauwand abgesichert.



13 Überbau nach Erreichen des zweiten Pfeilers
© Holzherr und Gössing



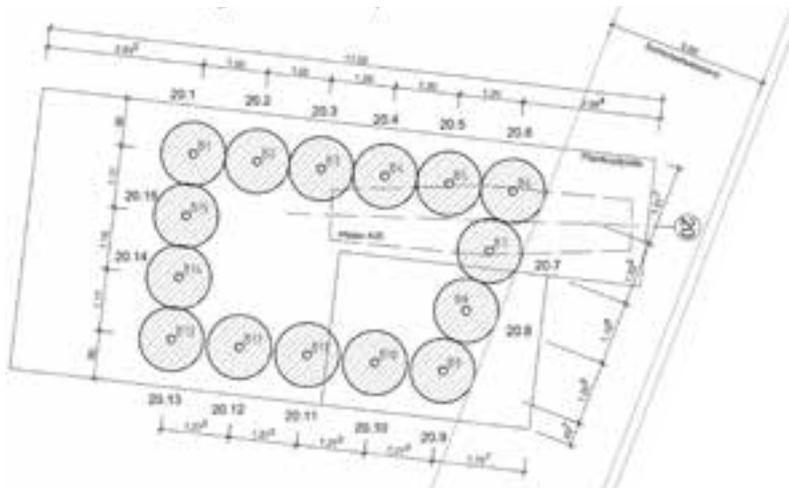
14 Überbau während des Verschubes vor dem letzten Hilfsjoch
© Holzherr und Gössing



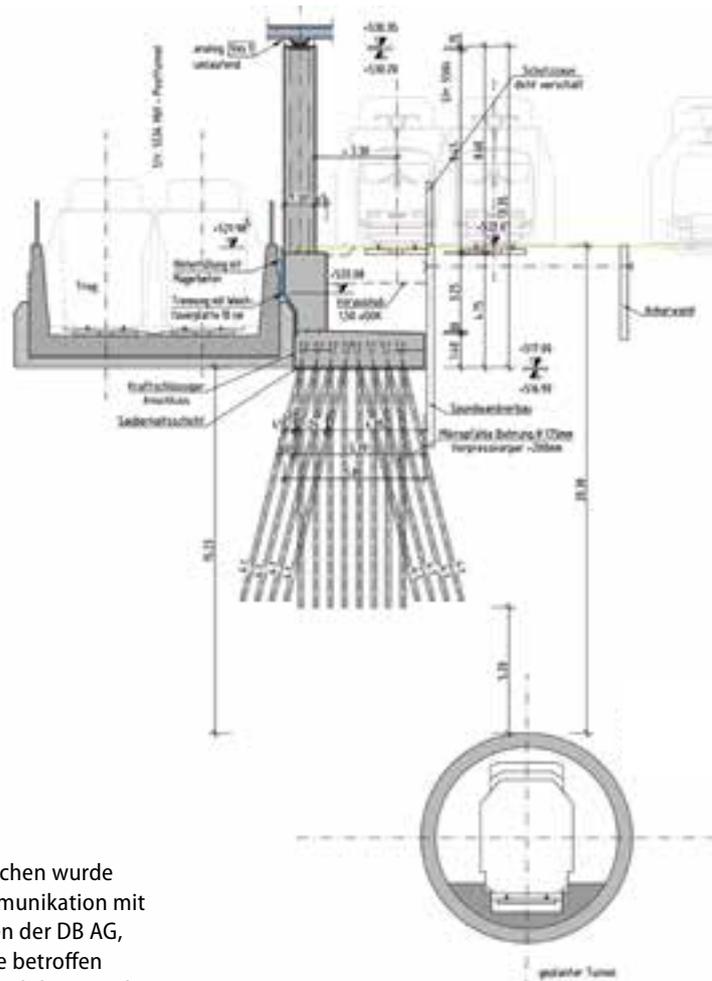
15 Überbau nach Erreichen der Endlage mit Sicht auf die letzten beiden Hilfsjoche
© Holzherr und Gössing



16 17 Verfahrbares Arbeitsgerüst »vor« den Bögen der Hackerbrücke und Gerüst auf dem Überbau
© Holzherr und Gössing



18 19 Gründung: Grundriss des südlichen und Längsschnitt des nördlichen Pfeilers © SSF Ingenieure AG



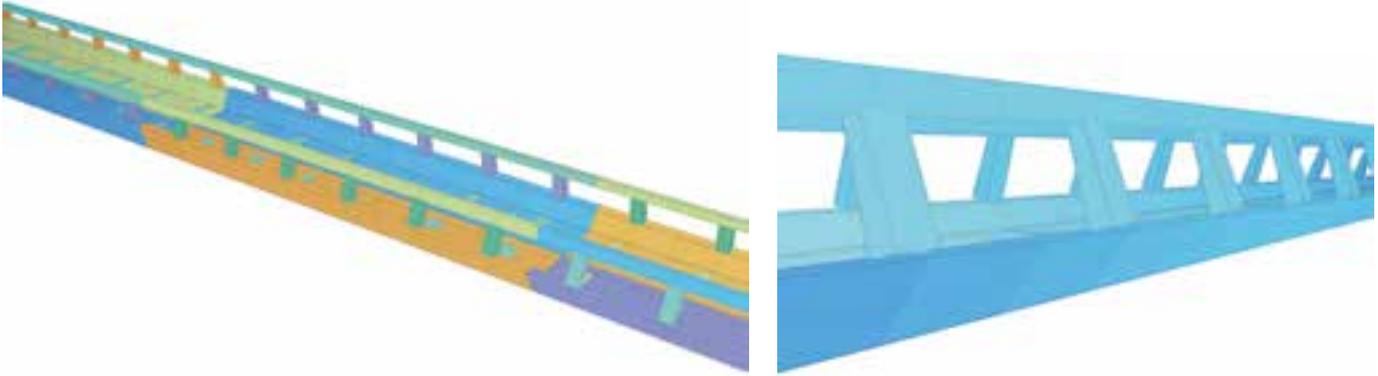
Das Fundament des Pfeilers wurde in Form eines Stiefels innerhalb der engen Baugrube auf Höhe der Bodenplatte des vorhandenen Trogbauwerks betoniert, um keine Lasten in den Bestand eintragen zu müssen. Um Setzungen zu minimieren, wurde der Pfeiler auf einer Schar von Wurzelpfählen gegründet, die sich mit kleinem Gerät in der beengten Baugrube einbringen ließen. Die ca. 10 m in die Tiefe reichenden Gründungskörper enden 5 m seitlich versetzt über einer der geplanten Röhren der zweiten S-Bahn-Stammstrecke. Mit dem Entwurfsplaner des S-Bahn-Tunnels wurden die zu erwartenden Setzungen aus dem Auffahren des Tunnels abgestimmt. Der südliche Pfeiler befindet sich südlich zwischen der vorhandenen ICE-Außenreinigungsanlage und einem angrenzenden Gleis. Dieser Pfeiler sitzt in beiden Richtungen exzentrisch auf dem tief gegründeten Fundament. Neben der vorhandenen Anlage, die wieder eine stiefelförmige Ausbreitung des Fundamentes erforderte, befindet sich östlich ein in der Tiefe querender Telekomtunnel, der zusätzlich eine Verschiebung des Fundamentes Richtung Westen bewirkte. Die Exzentrizität wurde von einem Ring aus 15 tangierenden Großbohrpfählen ($d = 1,20\text{ m}$) aufgenommen, die mit 18 m Länge ausreichend tief neben dem Telekomtunnel gründen.

4 Bahnbelange

Bei der DB Netz AG in München wurde zur Erleichterung der Kommunikation mit den einzelnen Fachdiensten der DB AG, die alle von der Maßnahme betroffen waren, eine DB-interne Projektleitung als Ansprechpartner für die Landeshauptstadt München und deren Planer installiert. Die Zusammenarbeit verlief dabei sehr effektiv und funktionierte bestens. Die betriebsschonende Bauweise des Taktschiebens wurde auch von Seiten der DB favorisiert. Dabei wurde festgelegt, dass unter dem Kragbereich des Überbaus während des Verschiebes kein Bahnbetrieb stattfinden durfte. Für den Verschieb, die kleinteiligen Baustellen zur Errichtung der Pfeiler und Hilfsjoche und auch für Anpassungen der Bahnanlagen mussten im Vorfeld der Maßnahme Gleissperrungen beantragt werden. Je nach Betriebsart der betroffenen Strecke erfolgte die Anmeldung mit bis zu drei Jahren Vorlauf, um eine integrierte Bündelung der Sperrungen von Seiten der Bahn organisieren zu können. So wurden diverse Instandsetzungsarbeiten der DB im Bereich der betroffenen S-Bahn-Stammstrecke mit denen der Brückenbaumaßnahme kombiniert. Bevorzugt an Wochenenden wurde dann ein Schienenersatzverkehr eingerichtet. Die Herstellung der Brücke erforderte neben den Betriebssperren folgende wesentlichen Eingriffe in die Bahnanlagen:

- Erdverlegung zweier Speiseleitungen im Bereich der Brückentrasse,
- Verlegung zweier Oberleitungsmasten einschließlich der beiden zugehörigen Querfelder, Verlegung eines einzelnen Mastes,
- Anpassung der Oberleitungsanlagen,
- Versetzung zweier Masten der Gleisfeldbeleuchtung,
- Rückbau und Wiederherstellung einer kleinen, der ICE- Waschanlage vorgelegten Außenwaschanlage,
- Verlegen verschiedener Kabeltröge und Leitungen,
- Verlegung zweier Signale mit Umprogrammierung der Signalsoftware im Stellwerk.

Die Sperrzeiten wurden vom Bauüberwacher Bahn eingereicht und abgestimmt. Die Landeshauptstadt München vergab die technische Bauüberwachung und die Bauüberwachung Bahn im Rahmen eines VOF-Verfahrens in Personalunion in einem Paket. Alle Baumaßnahmen im Bahnbereich wurden schließlich von dem Bauvorlageberechtigten Bahn (BVB) geprüft und vom Inbetriebnahmeverantwortlichen Bahn (IBV) abgenommen.



20 21 Kombiniertes statisches Stab- und Trägerrostsystem
© SSF Ingenieure AG

5 Statische Aspekte

Der gesamte Überbau wurde räumlich in einem kombinierten Stab-Trägerrost-System abgebildet und bemessen. Dabei konnten detailgenau alle Bauzustände erfasst und die Verformungsendlage über die spannungsfreie Werkstattform festgelegt werden. Detailnachweise erfolgten darüber hinaus anhand zusätzlicher räumlicher Finite-Elemente-Systeme, die abschnittsweise in das Stab-Trägerrost-System integriert wurden.

Nahezu alle der ersten Eigenfrequenzen des Systems lagen mit Ausnahme der ersten für die Biegung im kritischen Bereich für Fußgängerbrücken:

- 1. Biegung: 0,94 Hz
- 2. Biegung: 1,39 Hz
- 1. Torsion: 1,75 Hz
- 3. Biegung: 2,01 Hz
- 2. Torsion: 2,24 Hz

Daher wurde im Vorfeld das Schwingungs- und Dämpfungsverhalten des Tragwerks analysiert und dann, auf der sicheren Seite liegend, Schwingungsdämpfer bemessen. Für diese Dämpfer wurden in jedem Brückenfeld vier Kammern mit Öffnungen von unten in die niedrigen Kästen der orthotropen Platte eingebaut und die spätere Fixierung der Dämpfer vorkonfektioniert. Das endgültige Schwingungsverhalten sollte durch Messungen vor Ort an der fertiggestellten Brücke untersucht werden. Daraufhin sollte geklärt werden, ob tatsächlich Dämpfer erforderlich werden. Es gab zwei Termine, an denen der Überbau durch zwei spezielle Einmassenschwinger in seinen Eigenfrequenzen angeregt und sein Schwingungs- und Dämpfungsverhalten gemessen wurde.

Je nach Aufstellort der elektronisch gesteuerten Schwinger konnten so symmetrische wie auch antimetrische Anregungen für Vertikal- und Torsionsschwingungen erzeugt werden. Horizontalschwingungen spielten aufgrund der hohen Quersteifigkeit des Trogquerschnitts keine Rolle. Im Ergebnis ließ sich ein gebrauchts- und substanzschädliches Aufschaukeln der Konstruktion generell ausschließen, so dass der Einbau von Schwingungsdämpfern entfallen konnte.



22 Überbauuntersicht mit den vier noch offenen Kammern
© Holzherr und Gössing

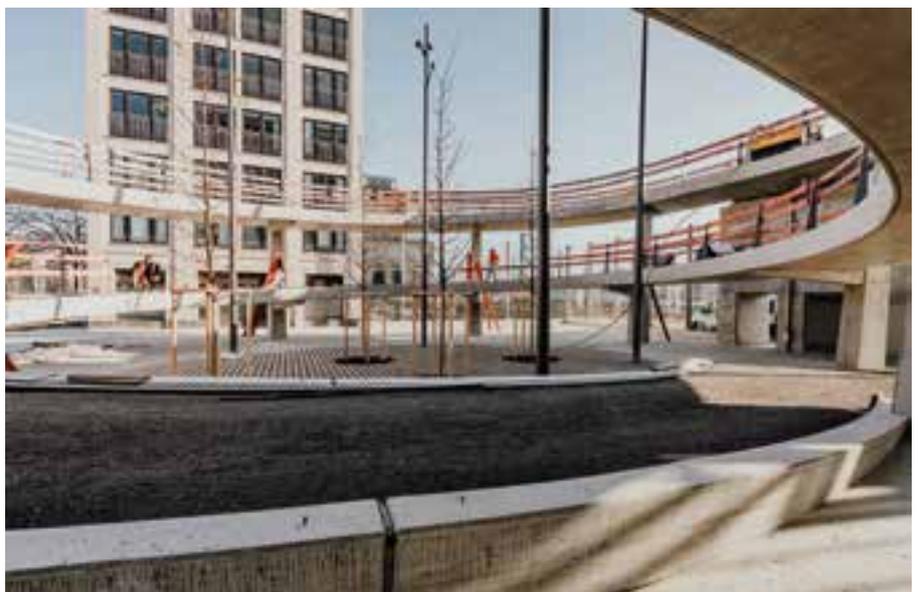


23 Spindelrampe Nord mit Treppe, Aufzug und Lärmschutzwand
© SSF Ingenieure AG

6 Weitere Bauwerkskomponenten

Die Anbindung an das weiterführende Wegenetz erfolgt auf beiden Seiten des Überbaus über behindertengerecht ausgebildete Rampen, Treppenabgänge und Aufzüge.

Die nördliche Rampenanlage, die erst nach Abbau des Taktkellers hergestellt werden konnte, führt in einer 37 m breiten Lücke zwischen zwei Wohn- und Bürogebäuden in Spindelform mit einer zweifachen Umrundung des Areals nach unten. Die Achslagen der einzelnen Kurven variieren dabei, so dass sich interessante Blickbeziehungen beim Begehen auch auf die Rampenkonstruktion selbst eröffnen. Die Unterstützung der insgesamt monolithisch als integrales Bauwerk hergestellten Rampenanlage erfolgt durch seitlich angeordnete, schlanke Stahlbetonstützen, die mit quer auskragenden Unterzügen unter die schlanke Rampenplatten greifen.



24 Spindelrampe Nord noch in Bau
© Holzherr und Gössing

Die südliche Rampe wurde schlaufenförmig konzipiert. Die gesamte Anlage wurde über eine Länge von 76 m monolithisch als integrales Bauwerk bemessen. Die in der Mitte der Schlaufenform angeordneten skulpturhaften V-förmigen Stützen unterstützen mit unterschiedlich schräg geneigten Armen, die ebenfalls in auskragende Unterzüge übergehen, die schlanke Rampenplatte.

Die relativ freie Geometrie der beiden Rampenanlagen konnte nur anhand eines aufwendigen 3-D-Modells definiert und festgehalten werden, welches auch an die ausführenden Firmen und deren Werkstattplaner übergeben wurde. Aufgrund der komplexen Geometrie der Stützen sowie der Rampenplatten verwendete der Schalungsbauer zur Umsetzung der Bauteile eine 3-D-Planung und zudem mittels BIM-Methodik eine 4-D-Simulation mit Visualisierungen der einzelnen Bauzustände.



25 Schlaufenrampe auf der Südseite mit Treppenanlage und Aufzug
© SSF Ingenieure AG



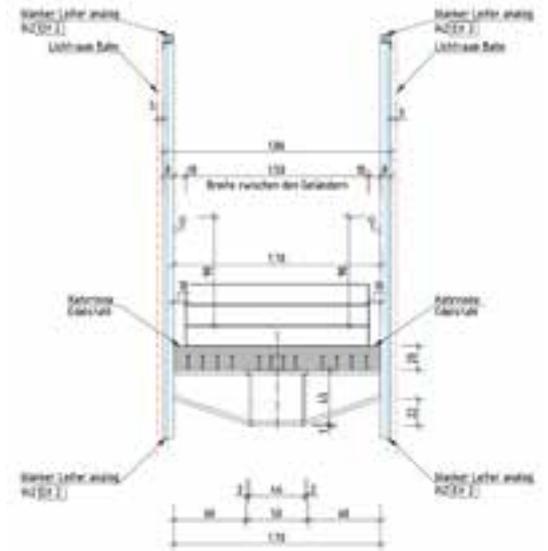
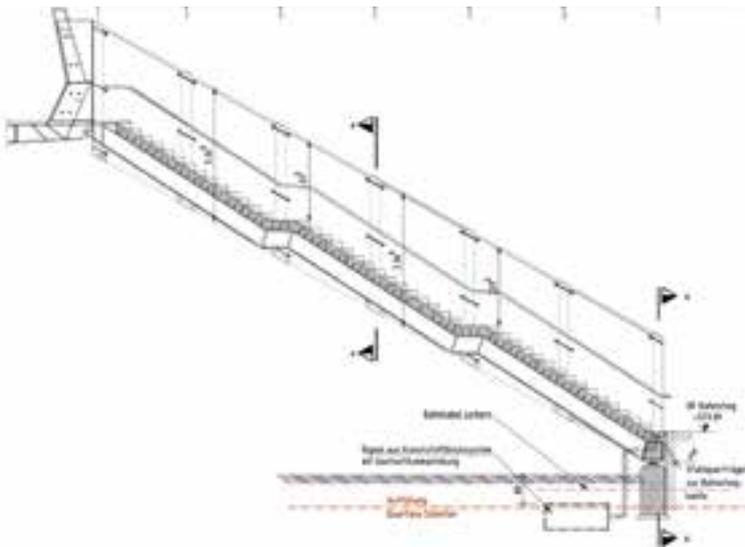
26 Schlaufenrampe Süd nach Fertigstellung
© Holzherr und Gössing



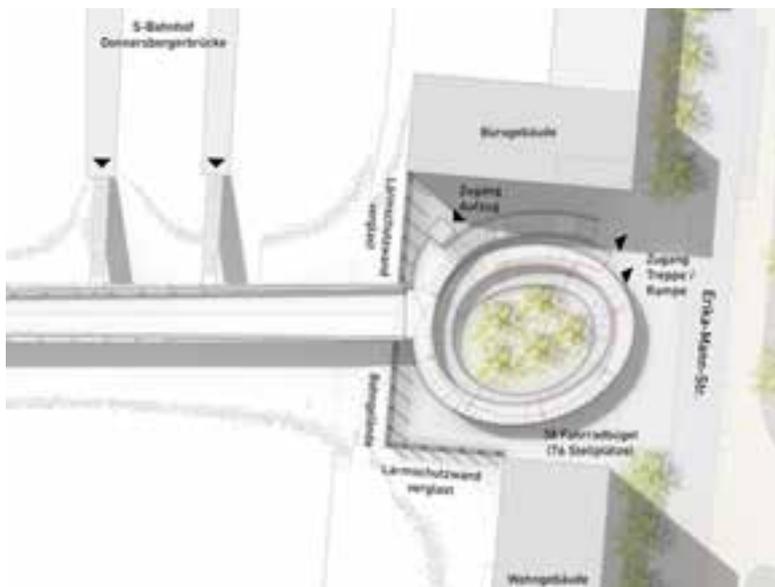
27 Treppe und Aufzug auf der Südseite
© Holzherr und Gössing



28 29 Ausgeschaltete Rampenstützen und Isometrie der Stütze an der Schlaufenrampe
© Holzherr und Gössing/© SSF Ingenieure AG



30 31 32 33 Treppenabgänge zu den Bahnsteigen
© SSF Ingenieure AG/Holzher und Gössing



34 Grundrissausschnitt: Widerlager Nord mit Spindelrampe, Treppe, Aufzug, Lärmschutzwand und Bahnsteigtreppe
© Lang Hugger Rampp Architekten

Neben den zwei Rampenanlagen wurden auf beiden Seiten großzügige, sich ihrer Grundrisskrümmung anpassende Treppenanlagen hergestellt, transparent eingehaute Aufzüge ergänzten die beiden Anlagen.

Für die beiden Treppenabgänge zu den Bahnsteigen stand insgesamt nur sehr wenig Baubreite zur Verfügung. Sie befinden sich jeweils an den Bahnsteigenden, wo die Gleise bereits wieder zusammengeführt werden. Trotz vorgenommener Optimierungen der Konstruktionsmaße beschränkt sich die nutzbare Breite auf 1,50 m zwischen den Handläufen. Konzipiert wurden Stahlverbundfertigteilträger, bestehend aus einem Hohlkasten und der aufbetonierten Treppenlaufplatte, die von außen mit einem schweren Hebegerät innerhalb einer Bahnbetriebsperre eingehoben werden konnten. Die Treppenträger wurden in ihrer gesamten Länge direkt am Steg mit einem Bolzen-gelenk fixiert und unten auf einem Paar elastomerer Lager auf einem Fundament am Bahnsteigende aufgelegt. Oben befindet sich der Stegzugang innerhalb einer Vierendeelträgeröffnung, die hier nach unten zu erweitern war. Die Treppenabgänge gaben somit den Rhythmus der Trägergeometrie des Steges vor. Seitlich wurde ein ca. 2 m hoher transparenter Berührungsschutz ausgeführt, der sich an lediglich 8 cm dicken Hohlprofilpfosten befestigen ließ. Die Glaseinfassung erzeugt wohltuende Spiegeleffekte, die der relativen Enge der Treppenanlage entgegenwirken.

Aufgrund der Anbindung der beiden Bahnsteigtreppe an den Überbau unweit des nördlichen Widerlagers wurde an diesem die Längsfesthaltung eingepplant. Am südlichen Ende des 240 m langen Steges wurde aufgrund der Längenausdehnung eine Übergangskonstruktion mit sieben Dichtprofilen erforderlich. Für die Abschirmung des Bahnlärms von der Rampenanlage auf der Nordseite und dem Arnulfpark mit seiner Bebauung wurde eine im Grundriss L-förmige Lärmschutzwand entworfen, die an beiden Häuserecken und an die mittig angeordnete Widerlagerwand anschließt. Die Lärmschutzwand wird ebenfalls transparent ausgeführt. Alle transparenten Bauteile der Gesamtanlage folgen einheitlich einem Gestaltungsprinzip. Sie werden als punktgelagerte Verbundglasscheiben, bestehend aus zwei Platten Einscheibensicherheitsglas (ESG) mit einer eingebundenen PVB-Folie, ausgeführt. Auf der Ansichtsseite zeigen sich so planare Glasflächen ohne Unterbrechung durch die Pfostenunterkonstruktion, welche sich hinter den Glasscheiben befinden. Diese treten auf der Ansichtsseite auch aufgrund von Spiegeleffekten stark in den Hintergrund, so dass sich der edler wirkende Baustoff Glas vorteilhaft ohne Unterbrechungen präsentiert.

Die gleiche Bauweise wurde für die 6 m hohe Lärmschutzwand und beide Aufzüge gewählt. Im Bereich der Berührungsschutzelemente der Bahnsteigtreppe wurden die Verbundglasscheiben mit Glaspunkthaltern fixiert, sie konnten aufgrund der beengten Verhältnisse nicht an den Pfosten vorbeigeführt werden und schließen so plan mit den Pfosten ab.

Als Besonderheit wurde die Innenseite der Verbundglasscheiben im unteren Bereich grau beschichtet, um den Aufbau des Treppenlaufs in der Ansicht zu verdecken und einen Spiegeleffekt zu erzeugen, der die Treppe durch mehrfache Reflexionen der Stufen großzügig und breit wirken lässt: siehe Abbildung »Beleuchtungskonzept«.



35 Planarverglasung einer baugleichen Wand
© SSF Ingenieure AG

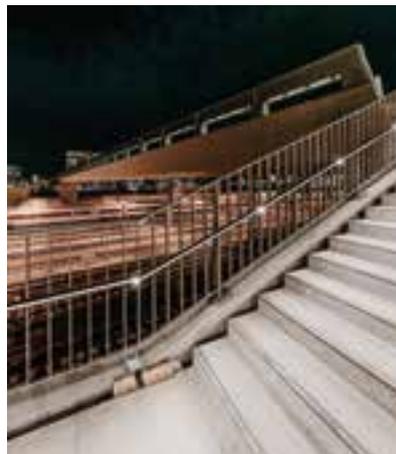


36 Glasplatten mit oberer Punktlagerung im oberen Stegbereich
© Holzherr und Gössing

Die teilweise sehr großen Öffnungen des Stegtragwerks werden durch bis zu ca. 4,00 m x 2,60 m große einzelne Glasplatten geschlossen. Hier werden im oberen Bereich Glaspunkthalter ausgeführt und die Unterseite auf dem Untergurt des Trägers zur Gewährleistung des Berührungsschutzes dicht aufgelagert. Die Glasplatten kragen nach oben aus und überdecken den Obergurt, so dass sich in der Brückenansicht lediglich zwei unterschiedlich geneigte und sich in der Materialität unterscheidende Bänder ergeben. Die aufgrund der variablen Neigung der Außenflächen unterschiedlichen Spiegelungseffekte des Himmels und der Wolken erzeugen in der Ansicht eine gewisse Lebendigkeit.

Die Absturzsicherheit der Glasplatten über der Bahn wurde im Rahmen des Glasgutachtens auch anhand eines Bauteilversuchs nachgewiesen. Dabei wurde die größte Glasplatte in ihrer exakten

Geometrie und Scheibenneigung sowie mit den Lagerungsbedingungen im eingebauten Zustand an einem Gerüst in einem Institut fixiert und mehrere Pendelschlagversuche durchgeführt. Die Platte blieb ohne Beschädigung. Daraufhin wurde eine der beiden Platten durch einen gezielten Hammerschlag auf ihrer Stirnfläche zu Bruch gebracht. Dabei stellte sich auf der gesamten Scheibenfläche das für das ESG typische feingliedrige Rissbild ein. Die Anwesenden durften große Steinbrocken auf die bereits halbseitig beschädigte Verbundglasplatte werfen, ohne dass die noch intakte Scheibe zu Bruch ging. Es wurde auch die zweite Scheibe durch einen Hammerschlag auf die Stirnfläche beschädigt und beobachtet, wie sich bei der geneigten Verbundglasplatte allmählich, einhergehend mit einem Knistern, eine leichte Biegeform aus Eigengewicht einstellte. In diesem Zustand wurde sie auf Anordnung des Glasgutachters mindestens 24 h belassen, um die Standfestigkeit im beschädigten Zustand nachweisen zu können, was auch gelang.



37 38 39 Beleuchtungskonzept: Treppe Süd, Schlaufenrampe Süd, und Bahnsteigtreppe
© Holzherr und Gössing



7 Ausbau

Der Steg entwässert mit einem umgekehrten Dachprofil in die mittig verlaufende Entwässerungsrinne. Rampen wurden ohne Querneigung ausgebildet, sie werden in regelmäßigen Abständen durch Querrinnen entwässert. Bei den Treppen der Rampenanlagen wurden beidseits Kehrrinnen ausgeführt.

Die Landeshauptstadt München stattet all ihre Fußgängerbrücken mit einem Gussasphaltbelag in der Schutz- sowie Deckschicht aus. Auf dem Steg kam eine Flüssigkunststoffabdichtung zum Einsatz, auf den Betonrampen eine einlagige Bitumenabdichtung.

Für alle Treppen und Rampen wurden filigrane Füllstabgeländer aus Flachstahlprofilen gefertigt. Die komplexen geometrischen Anforderungen waren auch von der Werkstattplanung für die Geländer zu meistern.

Der Steg wird von oben mit LED-Bändern ausgeleuchtet, die in einer seitlich über den Trägerobergurt überstehenden Kammer verlaufen. In allen kreisrunden Holmen der Treppen und Rampen sind eben-



40 *Beleuchteter Steg mit LED-Bändern*
© Holzherr und Gössing

falls LED-Leuchten integriert, die punktwise nach unten abstrahlen. In die Rampenplatten sind Unterflurstrahler zur Ausleuchtung der sich darunter befindlichen Flächen integriert. Die Beleuchtung wird im Innern der Rampen durch

besonders gestaltete Mastleuchten ergänzt. Bei der Planung der Beleuchtung war nachweislich eine Blendeinwirkung auf den Bahnbetrieb auszuschließen. Alle Bauteile mit Ausnahme der Lärmschutzwand waren zu erden.



SSF Ingenieure

SSF Ingenieure – Begeisterung für Engineering



Monobogen über die A3
Überführung der St 2312
Brückenlänge 108,30 m
Stahlverbundbauweise



Brücke Arnulfparksteg / München
Brückenlänge 240,30 m
Querung von 37 Bahngleisen
Stählerner Vierendeelträger



Brücke über die Salzach
bei Kaprun / Österreich
Brückenlänge 56 m
Modulare Stahlverbund-Trogbrücke

ssf-ing.de



41 Arnulfsteg nach Fertigstellung im Dezember 2020
© Holzherr und Gössing

8 Herstellung

Für die Herstellung der Brücke war folgender Bauablauf vorgesehen: Vorarbeiten innerhalb der Bahnanlage und Anpassungsarbeiten sowie Beauftragung der Baufirma mit folgenden Tätigkeiten:

- Werkstattplanung mit anschließender Herstellung der Schüsse des Überbaus,
 - parallel hierzu Herstellung der Unterbauten und Hilfsjoche für den Steg,
 - Herstellung des Montagegerüsts am nördlichen Widerlager,
 - Umbau zweier Signalstandorte im Bereich der Bahnsteigtreppe,
 - Herstellung des Überbaus auf dem Montagegerüst mit taktweisem Verschieben,
 - Herstellen der Rampenanlage Süd mit Treppe und Aufzug und parallel dazu
 - Ergänzung der Lärmschutzwand auf der Nordseite,
 - nach erfolgtem Einschub in überhöhter Lage: Ausbessern des Korrosionsschutzes des Überbaus und Einbau der Glasplatten des Berührungsschutzes mit einem verfahrbaren Gerüstwagen,
 - Absenken des Überbaus,
 - Einbau der Bahnsteigtreppe,
 - Herstellung des Berührungsschutzes,
 - Abbau des Montagegerüsts (Taktkeller),
 - Herstellung der Rampenanlage Nord mit Treppe und Aufzug,
 - Ausbaurbeiten: Abdichtung, Belag, Entwässerung, Beleuchtung, Geländer.
- Im Frühjahr 2016 wurden die Vorarbeiten für die Anpassung der Bahnanlagen vergeben und in 2018–2019 parallel zum Brückenbau ausgeführt.

Die Brücke mit allen dazugehörigen Anlagen wurde im November 2015 an eine Arbeitsgemeinschaft, bestehend aus einer Massivbau- und einer Stahlbau-firma, vergeben. Nach einer längeren Phase der Arbeitsvorbereitung und Werkstattplanung weigerte sich die Stahlbau-firma, mit der Fertigung zu beginnen. Die angemeldeten Sperrpausen der Bahn verstrichen, die Landeshauptstadt München kündigte daraufhin der Arbeitsgemeinschaft. Die Leistungen wurden auf Grundlage der bereits vorhandenen Ausschreibungsunterlagen erneut ausgeschrieben und im September 2017 wieder an eine Arbeitsgemeinschaft vergeben. Die erneute Ausschreibung fiel dabei in den Konjunkturhochlauf der letzten Jahre, was zu höheren Angebotspreisen führte. Nach knapp drei Jahren Bauzeit konnte die Brücke dann, wie eingeplant, am 23. Dezember 2020 der Öffentlichkeit übergeben werden.

9 Fazit

Mit der Brücke, die sich als Gesamtanlage eindrucksvoll in das Stadtbild Münchens einfügt, gelingt die direkte Vernetzung ehemals getrennter Stadtviertel. Es müssen keine Umwege mehr auf die für den Autoverkehr konzipierten Brücken in Kauf genommen werden. Bereits am ersten Tag der coronabedingt ohne Feierlichkeiten und Ankündigungen vollzogenen Eröffnung wurde die Brücke von zahlreichen Fußgängern und Radfahrern rege angenommen. Die windgeschützte Querung des breiten Bahnfeldes bietet

abwechslungsreiche Blicke auf das Zug-geschehen der Bahn und in die Stadt, die abgeschirmt von jeglichem Verkehrslärm, Feinstaub und Abgasen genossen werden können.

Die Kooperation bereits mehrfach erfolgreich zusammengespannter Ingenieure und Architekten bildete ein Kernteam, welches Konstruktion, Bauweise und Design systemimmanent bearbeitet und bereits im Jahr 2012 von Anbeginn an im gemeinsamen 3-D-Modell entwickelt hat. Dieses Modell begleitete die Planung des Bauwerks vom Entwurf bis zur Werkstattplanung und ermöglichte diese ebenso einfache und klare wie komplex zu verstehende und präzise zu bauende Form. Verkehrsplanung, Freiflächenplanung und Lichtplanung konnten sich mit ihren Teams in die Entwurfsgedanken eindenken und trugen gemeinsam die Idee über einen durch unvorhergesehene Ereignisse fast achtjährigen Planungs- und Bauprozess.

Die enge und vertrauensvolle Zusammenarbeit aller Planer, des Bauherrn und der ebenso engagierten wie kompetenten Unternehmen in der Ausführung darf als die wesentliche Leistung angesehen werden.

Autoren:

Dipl.-Ing. Peter Radl
SSF Ingenieure AG,
München

Dipl.-Ing. Florian Hugger
Lang Hugger Rapp Architekten,
München

Literatur

- [1] Götschl, M.: Arnulfparkbrücke und Klenzesteg in München. Konzepte für zwei Brücken mit alternativen Planungsverfahren; in: Brückenbau, 6. Jg., Heft 4/5, 2014.
- [2] Doka: Mehr Durchblick mit VR-Brille beim Projekt Arnulfsteg in München; in: Bautechnik, 97. Jg., Heft 2, 2020.

Bauherr

Landeshauptstadt München

Projektleitung und Bauoberleitung

Landeshauptstadt München, Baureferat, Ingenieurbau

Entwurf und Objektplanung

Planungsgemeinschaft Arnulfparkbrücke:
SSF Ingenieure AG, München
Lang Hugger Rampp Architekten GmbH, München

Tragwerksplanung

SSF Ingenieure AG, München

Bautechnische Prüfung

Prof. Dr.-Ing. Robert Hertle, Gräfelfing

Glasgutachten

Ingenieurbüro Dr. Siebert, München

Objektüberwachung

Ingenieurgemeinschaft:
SSF Ingenieure AG, München
Vössing Ingenieurgesellschaft mbH, München

Bauüberwachung Bahn

Ingenieurgemeinschaft:
SSF Ingenieure AG, München
Vössing Ingenieurgesellschaft mbH, München

Projektbegleitung

DB Netz AG, München

Umplanung Oberleitung

Balfour Beatty Rail GmbH, München

LST- und 50-Hz-Planung

IVV Ingenieurgesellschaft für Verkehrsplanung und Verkehrssicherung GmbH, Dresden

Übergeordnete Terminsteuerung

baustein GmbH, München

Bodengutachten

m-plan eG, München

Lichtplanung und Elektroinstallation

Day & Light Lichtplanung, München
Rücker + Schindele Beratende Ingenieure GmbH,
München

Landschaftsplanung

realgrün Landschaftsarchitekten, München

Umplanung Signalsteuerung

Siemens Mobility GmbH, Braunschweig

SiGe-Koordination

Ingenieurgesellschaft Burgert mbH, München

Ausführung Ingenieurbau

Mayerhofer, Hoch-, Tief- und Ingenieurbau GmbH,
Simbach am Inn
Plauen Stahl Technologie GmbH, Plauen

Ausführung Elektroarbeiten

Heicon Service GmbH + Co KG, Lützenau
Siemens Mobility GmbH, Braunschweig

Brückenbau

Taktschieben
Freivorbau
Vorschubrüstung
Traggerüst



Ingenieurbau

Sonderkonstruktion
Schalungsbau
Lehrgerüstbau
Anheben, absenken,
verschieben



Bauwerksinstandsetzung

Brückensanierung
Brückenrestaurierung
Verankerungstechnik
Verarbeiten von Kunststoffen



GERDUM u. BREUER
Bauunternehmen GmbH

Max-Planck-Straße 4
Tel.: 06622 507-200
info@gerdum-u-breuer.de

| 36179 Bebra
| Fax: 06622 507-270
| www.gerdum-u-breuer.de

Brückenprogramm der Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung Sanierung von Gewölbebrücken im LuFV-III-Rahmen

■ ■ ■ von Jens Müller, Younes Bouyrakhen, Thomas Bösch

In den letzten fünf Jahren hat die DB Netz AG im Rahmen der Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung (LuFV) II allein 902 Eisenbahnüberführungen erneuert. Trotz des erfolgreichen Abschlusses der Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung II besteht weiterhin ein durchgängig hoher Erneuerungsbedarf bei Eisenbahnüberführungen. Vor diesem Hintergrund hat man sich gemeinsam mit dem Bund auf eine Fortsetzung des größten Modernisierungsprogramms in der Geschichte der Eisenbahn verständigt. So gilt seit Januar 2020 die neue Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung III zwischen Bund und Bahn, mit der mehr Mittel für die Eisenbahninfrastruktur zur Verfügung stehen als je zuvor.

1 Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung III

Konkret sieht die Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung III bis 2029 die Modernisierung, Anplanung und Instandsetzung von insgesamt 2.000 Eisenbahnüberführungen vor. Die sanktionsbewehrte Qualitätskennzahl wurde im Rahmen der Verhandlungen zur Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung III weiterentwickelt. So unterteilt sich diese Qualitätskennzahl in drei unterschiedliche Dimensionen bzw. Kennzahlen. Hierzu zählen:

Da die teilweise langwierige Dauer der Planung, Genehmigung und Ausführung von Brückenprojekten eine weitere Herausforderung ist, wird es auch in den nächsten Jahren einen Hochlauf bei der Erneuerung, Instandsetzung und Anplanung von Eisenbahnüberführungen im Zuge des Brückenprogramms geben. Nichtsdestotrotz wurden im ersten Jahr der Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung III bereits über 110 Eisenbahn-

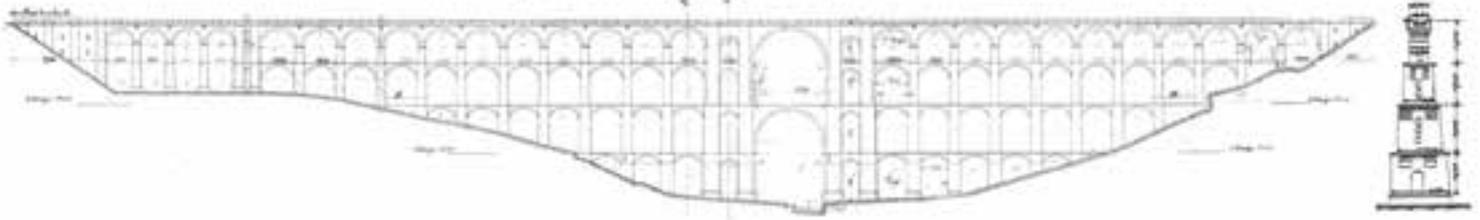
LuFV-III-Vertragsziel (in Zahl der Eisenbahnüberführungen)	Anmerkungen
1.200	das heißt Verbesserung der jeweiligen Zustandskategorie von mindestens 1.200 voll- bzw. teilerneuertem Brücken um mindestens eine Zustandskategorie
500	das heißt mindestens in Leistungsphase 3 erbrachte Planungsleistung von mindestens 500 voll- bzw. teilerneuerungsbedürftigen Brücken mit dem Ziel einer Verbesserung der Zustandskategorie ab 2030
300	das heißt Verbesserung der jeweiligen Zustandskategorie von mindestens 300 instandgesetzten Brücken um mindestens eine Zustandskategorie

1 Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung III, Anlage 13.6 Qkz-Zielwerte: Zustand der Brücken © DB Netz AG

Eine erfolgreiche Umsetzung des Brückenprogramms erfordert jedoch geeignete Rahmenbedingungen. In den vergangenen Jahren stellte vor allem die Marktentwicklung im Bereich Brückenbau das Programm vor große Herausforderungen und erschwerte dessen Realisierung. Durch das steigende Bauvolumen im Allgemeinen und die erhöhte Nachfrage der Straßenbaulastträger im Besonderen ist eine besorgniserregende Marktverknappung zu beobachten. So führt die hohe Nachfrage bei Brücken nicht nur zu einem deutlichen Kostenanstieg, sondern teilweise auch zu Versorgungsengpässen. Dem wird weiterhin durch gezielte Lieferantentwicklung entgegen gewirkt, wie schon beim 20. Symposium Brückenbau in Leipzig erläutert, nachzulesen in Ausgabe 1/2 • 2020 der Zeitschrift »Brückenbau«.

überführungen für eine Übergabe an die Anrechnung der Qualitätskennzahl umgesetzt. Trotz der Tatsache, dass Eisenbahnbrücken eine extrem lange Nutzungsdauer haben, werden bis Ende 2024 mindestens 600 Eisenbahnüberführungen erneuert; bei weiteren 100 wird der Anlagenzustand durch bestimmte Instandhaltungsmaßnahmen verbessert. Das Portfolio für die zweite Hälfte der Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung III zwischen 2025 und 2029 wird im Rahmen der diesjährigen Planungsrunde definiert. Schwerpunkt des Brückenprogramms im Rahmen der Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung III sind in Bezug auf die anstehenden Erneuerungen insbesondere Bayern, Nordrhein-Westfalen, Niedersachsen sowie Baden-Württemberg.

Göltzschtalviadukt bei Netzschkau, 1851



2 3 Göltzschtalviadukt von 1851: Längsansicht und Querschnitt
© DB Netz AG

2 Gewölbebrücken

2.1 Alter und Maßnahmen

Die meisten der 25.700 Eisenbahnbrücken wurden im Zusammenhang mit dem rasanten Streckenausbau in den Jahren zwischen 1850 und 1920 errichtet, damit hat ein Großteil von ihnen seine normative Nutzungsdauer bereits überschritten. Viele dieser Brücken müssen in den kommenden Jahren erneuert werden, um einen störungsfreien und sicheren Eisenbahnbetrieb zu garantieren. Rund 25 % der Eisenbahnbrücken bestehen heute noch aus Gewölbebrücken, die im Mittel 127 Jahre alt sind, wobei die meisten von ihnen aus Naturstein oder Ziegelmauerwerk errichtet wurden. Bei den Mängeln der Gewölbebrücken handelt es sich in aller Regel um defekte Abdichtungen und mangelhafte Entwässerung, was zu Durchfeuchtung und Verwitterung führt. Hinzu kommen in manchen Fällen Schäden aus konzentrierten Lasten mit entsprechenden Rissen und Abplatzungen. Eine hervorragende und langfristig wirksame Methode zur Beseitigung der Schadensursachen stellt der Einbau einer Fahrbahnwanne dar, welche zudem das Problem einer meist zu geringen Fahrbahnbreite durch Auskragungen lösen kann. Die Dauerhaftigkeit eines Neubaus lässt sich freilich nur erreichen, wenn gleichzeitig alle vorhandenen Schäden beseitigt, Bewuchs entfernt und die Entwässerungsanlagen wiederhergestellt werden. Auch Steinersatz und Neuverfugung sind häufig zwingend erforderlich.

2.2 Beispiel: Göltzschtalviadukt

Ein prominentes Beispiel für die erfolgreiche Sanierung einer Gewölbebrücke ist das Göltzschtalviadukt bei Netzschkau, bei dem das Gleisstragwerk erneuert und der Fahrweg verbreitert wurde. Im Rahmen der geplanten Elektrifizierung des Streckenabschnitts Reichenbach–Hof ergab sich am 1851 dem Verkehr übergebenen Brückenkopf für die neuen Nutzungsanforderungen auszubauen. Über vergrößerte Auskragungen eines neuen Gleis-

tragwerks sollte ein moderner Fahrweg hergestellt werden, welcher den vorgesehenen Geschwindigkeiten bis zu 160 km/h gerecht wird. Gleichzeitig mussten die Voraussetzungen für die Anordnung von Oberleitungsmasten geschaffen werden.

Neben einer Vielzahl von bautechnischen und baubetrieblichen Randbedingungen standen bei der Planung und Bauausführung ebenso die Aspekte der Denkmalpflege im Mittelpunkt.

Spontan sein kann man nicht planen. Brücken schon.

Mobilität ist Fortschritt. Mobilität ist Lebensqualität. Mit den von uns geplanten Brücken leisten wir dazu einen wertvollen Beitrag. Bauen Sie auf mehr als 15 Jahre Erfahrung und planen Sie mit uns!

© Matthias Demel – BAB A7 Talbrücke Kürnach

K+S Ingenieur-Consult
GmbH & Co. KG ■
Kompetent geplant, erfolgreich gebaut

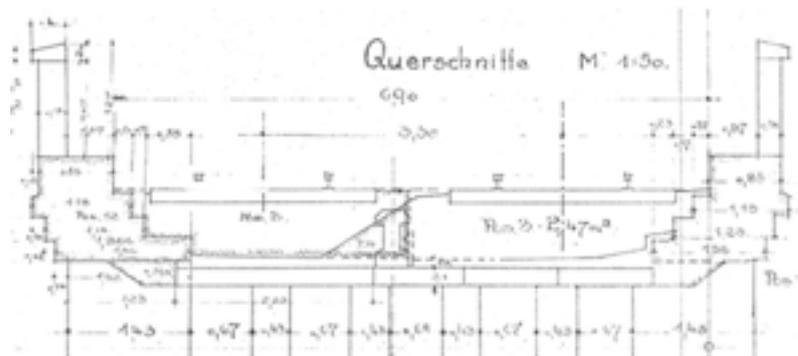
Beratung und Planung:
Konstruktiver Ingenieurbau
Brückenbau ■ Tunnelbau
U-Bahnbau ■ Spezialtiefbau
Hoch- und Industriebau

D-90441 Nürnberg ■ Fon: +49-911-6 27 93-0 ■ office@KplusS-Ing.de
www.ks-ingenieurconsult.de

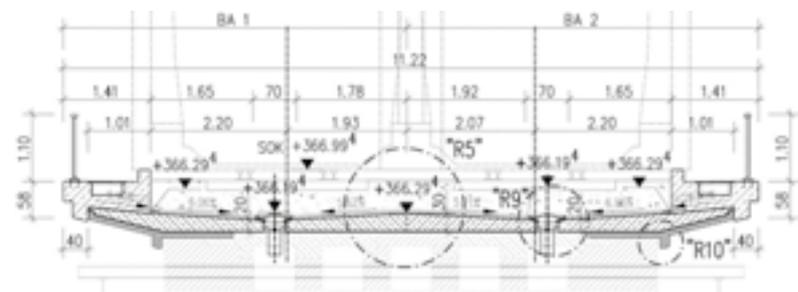
Das Göltzschtalviadukt ist mit über 570 m Länge und einer Höhe von 78 m in Brückenmitte die größte Ziegelbrücke der Welt. Die 29 Tragbögen in bis zu vier Etagen überführen den Eisenbahnverkehr über das Tal der Göltzsch. Neben ca. 26 Mio. Ziegeln für die Hintermauerungen und die Pfeiler wurde auch Mauerwerk aus Sandstein, Porphyrt und Granit für die Tragbögen, Kämpfer und Pfeilerfüße verwendet. Der ursprüngliche Fahrweg auf der Brücke war zwischen Gesimsen mit massiven Mauerwerksbrüstungen angelegt. Die zwei Gleise hatten einen Abstand von 3,50 m, die lichte Breite zwischen den Brüstungen betrug ca. 8,00 m.

Wegen der vorgesehenen Elektrifizierung und Anhebung der Streckengeschwindigkeit auf 160 km/h musste im Zuge des aktuellen Bauvorhabens der Fahrweg am Brückenkopf angepasst werden. Die lichte Breite zwischen den Geländern war zur Gewährleistung der geforderten Sicherheitsräume auf 10,60 m zu verbreitern, wodurch sich eine erforderliche Auskrägung von 1,64 m ergab.

In Zusammenarbeit mit dem Architekten wurden Details zur Positionierung der Oberleitungsanlagen mit der Denkmalbehörde abgestimmt. Die Maste wurden in den Pfeilerachsen angeordnet und durch gestaltete Kanzeln betont. Als etwas schwierig erwiesen sich die Diskussionen zur Ausbildung der Absturzsicherungen. Die Denkmalbehörde hatte die ursprünglich vorhandenen durchlaufenden Brüstungen als wichtiges Gestaltungselement wiederentdeckt. Der durchgängigen Anordnung einer geschlossenen Brüstung konnte aber wegen der Gefahr von Schneeverwehungen nicht zugestimmt werden. Als Kompromiss zwischen Funktionalität und Denkmalschutz wurden schließlich nur in Teilbereichen massive Betonbrüstungen hergestellt. Die Brüstungselemente wurden im Bereich des großen Mittelbogens und an den Kanzeln der symmetrisch verteilten Oberleitungsmaststandorte vorgesehen. Durch den Architekten wurde für die restlichen Abschnitte ein mit Gitterrostelementen gefülltes Geländer entwickelt, welches, aus der Entfernung betrachtet, den Eindruck einer geschlossenen Brüstung vermittelt, jedoch durch seine Gliederung Schneeverwehungen verhindert.



4 Querschnitt am historischen Brückenkopf © DB Netz AG



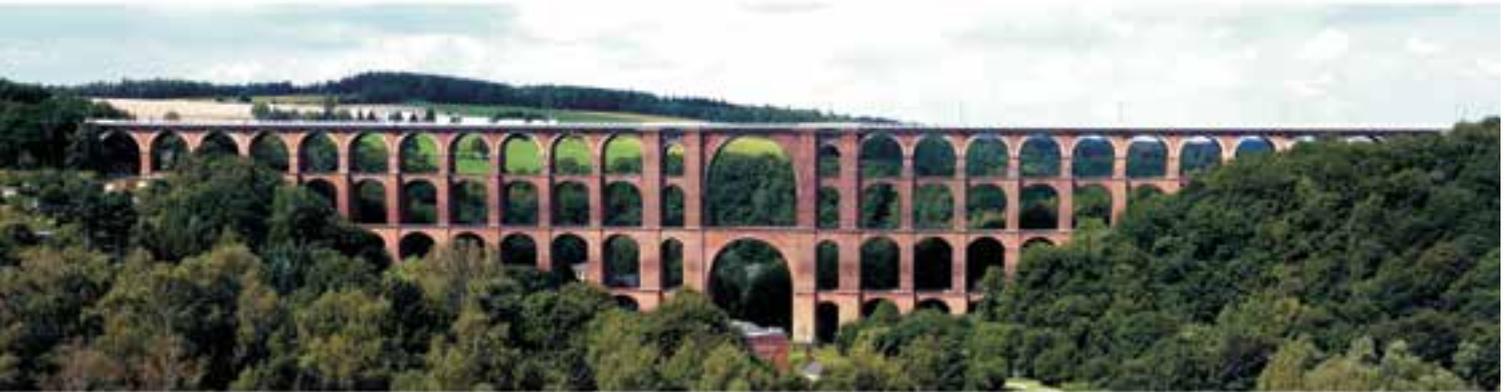
5 Neuer Querschnitt am Brückenkopf © DB Netz AG

2.3 Generelle Anforderungen

Die Gewölbebrücken, welche teilweise unter Denkmalschutz stehen, erfordern nicht selten einen recht hohen Planungs- und Sanierungsaufwand. Die Finanzierung dieser Anwendungen ist grundsätzlich gegeben, wenn diese im Rahmen von baurechtlichen Auflagen realisiert werden müssen. Insbesondere die Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung (LuFV) regelt die Finanzierung des Ersatzes bestehender Bauwerke. Soll nach einem sogenannten Vollverschleiß als wirtschaftlichste Variante eine Generalsanierung stattfinden, können alle damit im Zusammenhang stehenden Kosten voll finanzie-

rungsfähig sein, da es sich hierbei im handelsrechtlichen Sinne um eine Zweiterstellung handelt. Auch wenn die betroffene Anlage zum Beispiel wegen denkmalschutzrechtlicher Auflagen nicht ersetzt werden darf, kommt eine Finanzierung mit LuFV-Mitteln in Betracht.

Die Finanzierungsfähigkeit der Maßnahme mit Bundesmitteln bedingt eine einzelfallbezogene Abstimmung zwischen der DB AG und dem Eisenbahn-Bundesamt auf Grundlage einer schriftlichen Anzeige vor Baubeginn.



6 Göltzschtalviadukt nach Umbau und Instandsetzung
© Thomas Bösche

3 Zusammenfassung

Nach dem erfolgten Hochlauf des Modernisierungsprogramms Brücken im Rahmen der Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung II ist es nunmehr notwendig, ein langfristig stabiles, ausreichendes Niveau, und zwar in der Instandhaltung wie Erneuerung, beizubehalten. Nur so kann der Nachholbedarf reduziert und die Brückenstrategie nachhaltig umgesetzt werden. Besonders im Bereich der Gewölbebrücken soll eine nachhaltige Sanierung stattfinden.

Die Fortführung des Programms ermöglicht es vor allem unseren Lieferanten, sich auf den entsprechenden Bedarf einzustellen. Dafür sind eben auch Personale aufzubauen, zu qualifizieren und Investitionen in die notwendige Ausrüstung und Maschinen zu tätigen.

Die DB Netz AG ist davon überzeugt, dass das Brückenmodernisierungsprogramm erst begonnen hat und mit starkem Engagement auf einem hohen, aber realisierbaren Niveau fortzusetzen ist.

Autoren:

Dipl.-Ing. Jens Müller
M.Sc. Younes Bouyrakhen
DB Netz AG,
Frankfurt am Main
Prof. Dr.-Ing. Thomas Bösche
Curbach Bösche Ingenieurpartner
Beratende Ingenieure PartG mbh,
Dresden

Literatur

- [1] Kertscher, G.: 150 Jahre Eisenbahn im Vogtland; in: *EI-Eisenbahningenieur*, 97 Jg., H. 2, S. 53–57.
- [2] Bayer, P.; Stritzke, J.: *Die Göltzschtal-Brücke. Historische Wahrzeichen der Ingenieurbaukunst in Deutschland*, Band 2. Hrsg. v. d. Bundesingenieurkammer. Berlin, 2009.
- [3] Bösche, T.; Buchmann, L.; Sieber, M.; Döring, K.-H.: *Denkmal und moderne Brücke? Der Ausbau des Göltzschtalviaduktes für den elektrifizierten Eisenbahnverkehr Bahrmühlenviadukt*. Vortrag zum Dresdner Brückenbausymposium 2014.



PMMA für Betonfahr- bahntafeln

- BAST-Listung
- bis 0 °C Untergrundtemperatur verarbeitbar
- überarbeitbar nach 30 Minuten



Erfahrungen bei Planung und Herstellung Semiintegrale Verbundbrücke über die Saar bei Dillingen

■ ■ ■ von Maria Becker, Uwe Heiland, André Zühlke, Christian Schneider

Federführend durch die DEGES [1] wurden zunächst mit dem Entwurf (2011) und im Jahr 2013 mit der Einführung einer Richtlinie der Kenntnisstand und die Anwendungsprinzipien sowie Vorgaben für die Planung und den Bau integraler und semiintegraler Brücken in Deutschland zusammengeführt. Dies war eine Antwort auf zunehmende Fragestellungen und die Motivation zur Errichtung integraler und semiintegraler Brücken. In [2] heißt es: »Warum wollen wir integrale Brücken bauen? Was zeichnet integrale Brücken aus? ... ist das Bestreben, durch sinnhafte Konstruktion schlanke und transparente Brückenbauwerke zu erschaffen. Wenn an Pfeilern und Widerlagern auf Brückenlager verzichtet werden kann, können die Unterbauten sehr viel einfacher und filigraner ausgebildet werden ...« Es wird nachfolgend am Beispiel der Verbundbrücke Dillingen auf die aufgetretenen Effekte während der Herstellung eingegangen.

1 Autobahndreieck Saarlouis und Saarbrücke-Ersatzneubau

Das Autobahndreieck Saarlouis verknüpft die Autobahn A 8 zwischen Luxemburg und Karlsruhe mit der A 620 in Richtung Landeshauptstadt Saarbrücken. Es stellt sowohl regional als auch international einen bedeutsamen Knotenpunkt im Bundesfernstraßennetz dar. Entsprechend hoch ist die Verkehrsbelastung rund um das Autobahndreieck mit im täglichen Durchschnitt zwischen 38.631 Kfz und 56.064 Kfz. [3] Im Jahr 2009 wurde im Rahmen einer Brückennachrechnung festgestellt, dass die A-8-Saarbrücke im Bereich des Autobahndreiecks Saarlouis statische Defizite aufweist. Als Sofortmaßnahme hatte der Landesbetrieb für Straßenbau Saarland (LfS) zur Entlastung des Bauwerks die Fahrstreifen der Richtungsfahrbahn Neunkirchen an den südlichen Brückenrand verschoben, so dass in Brückenmitte ein verkehrsfreier Streifen entstand. Aufgrund der bedeutsamen Lage im saarländischen Autobahnnetz waren eine Anpassung des Bauwerkes an die derzeit gültigen Vorschriften und die künftigen Belastungen zwingend erforderlich. Eine Sanierung und Verstärkung erwies sich als wirtschaftlich nicht darstellbar, und damit kam es zum Ersatzneubau. Zur Minimierung von Verkehrsbehinderungen und zur Erhaltung aller Verkehrsbeziehungen im Autobahndreieck »rückt«

die Saarbrücke um eine halbe Breite nach Norden in Richtung Hafen. Zunächst wird neben dem bestehenden Bauwerk ein neues Teilbauwerk errichtet. Das neue Teilbauwerk übernimmt in den darauffolgenden Bauabschnitten eine vierstreifige Verkehrsführung mit allen Verkehrsbeziehungen im Autobahndreieck, während das alte Bauwerk komplett abgerissen und hälftig neu errichtet wird. Baulast- und Kostenträger ist jeweils das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI). Das saarländische Ministerium für Wirtschaft, Arbeit, Energie und Verkehr (MWAEV) sowie das (LfS) waren für Planung und Bau zuständig. Ab dem 1. Januar 2021 wechselte die Zuständigkeit zur Autobahn GmbH des Bundes, Niederlassung West.

2 Saarbrücke: Tragwerk, Stützweiten, Querschnitte

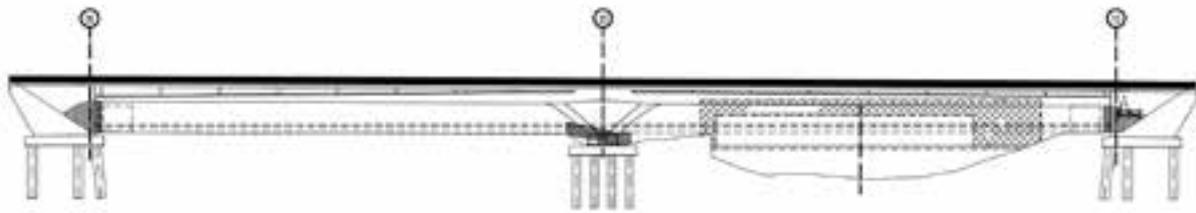
2.1 Ersatzneubau

2.1.1 Verbundbrücke

Die Arbeitsgemeinschaft »Instandsetzung Saarbrücke A8 Dillingen«, bestehend aus der Heinz Schnorpfel Bau GmbH und der SEH Engineering GmbH, wurde am 9. April 2018 vom Landesbetrieb für Straßenbau Neunkirchen mit dem Bau des Ersatzneubaus beauftragt.



1 Bestandsbrücke am 18. Oktober 2017
© SEH Engineering GmbH



2 Ansicht von Unterstrom
© Landesbetrieb für Straßenbau Neunkirchen

Bei dem Neubau handelt es sich um eine semiintegrale Brücke mit einer Gesamtlänge von 174 m, bei der sich der Festpunkt als V-förmige Stütze in der Mitte des Bauwerks befindet.

Die bestehende Spann­betonbrücke wird durch eine Verbundbrücke mit Stahlbeton­fahrbahnplatte und begehbaren Hohlkästen aus Stahl ersetzt.

2.1.2 Mittelstütze

Unter jedem Hohlkasten des Überbaus wird eine V-förmige Stütze biegesteif mit dem Hohlkasten verschweißt und am Fußpunkt auf einer Pfahlkopfplatte ebenfalls biegesteif verankert.

Die Stützen weiten sich mit einem Bogenradius von ca. 29 m unter 45° aus. Je nach Stütze beträgt die Länge zwischen 9,00 m und 10,50 m. [4]

Die Stützenhohlkästen haben eine Höhe von 1,40 m und eine Breite von 3,00 m.

2.1.3 Überbau

Jedes Teilbauwerk besteht aus zwei Stahlhohlkästen, welche an der Unterseite eine Breite von ca. 3,00 m und an der Oberseite von ca. 3,50 m aufweisen.

Im Mittel beträgt die Höhe der Hohlkästen 2,50 m und wird im Bereich der V-Stützen zur optischen Gestaltung auf 2,00 m verengt.

Zur Herstellung des Verbundquerschnittes werden jeweils zwei Hohlkästen eines Teilbauwerks mit einer ca. 0,40 m dicken, schlaff bewehrten Ort­betonplatte verdübelt, so dass zwei voneinander getrennte Überbauten entstehen.



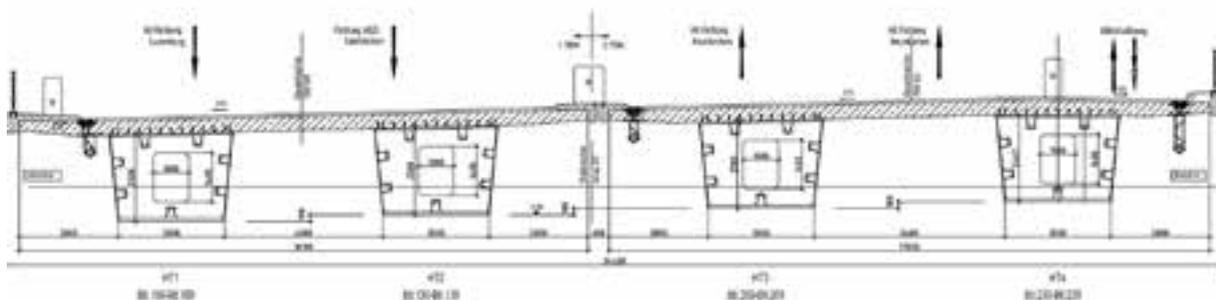
3 V-Stütze nach Herstellung im Dezember 2020
© SEH Engineering GmbH

2.2 Statisch-konstruktive Besonderheiten

Bei der Gesamtlänge dieses semi-integralen Bauwerks von 174 m zwischen den Endauflagern betragen die Einzelstützweiten 87,00 m. Jeder Überbau besteht aus zwei begehbaren Stahlkästen mit geneigten Stegen, auf die die Stahlbetonverbundplatte mittels Kopfbolzendübel schubfest aufbetoniert wird. In den Widerlagerachsen befinden sich Endquerträger aus Stahlbeton, die mit den Hauptträgern mittels Kopfbolzendübel und entsprechender Anschlussbewehrung gemäß Variante C der ZTV-ING, Teil 4, Abschnitt 2, Bild A.4.2.1 kraftschlüs-

sig angeschlossen sind. Weitere Querträger auch im Bereich der V-Stützen sind nicht vorhanden. Die Querverteilung der Lasten erfolgt nur über die Stahlverbundplatte.

Die längsverschieblichen Brückenlager sind jeweils in Hauptträger­längsachse unter dem Endquerträger angeordnet, so dass für die Endquerträger im Wesentlichen die Torsionsmomente aus dem Versatz der mittels Kopfbolzendübel angeschlossen Hauptträger bemesungsrelevant sind.



4 Regelquerschnitt mit Betonfahrbahnplatte
© SEH Engineering GmbH

Den Festpunkt und den Temperaturruhepunkt der Brücke bilden die in Brückenmitte positionierten V-Stützen. Die oberen Anschlüsse an die Hauptträger liegen im Abstand von ca. 16 m. Die geneigten Stützen münden dabei am Fußpunkt in einen Stahlkasten, der mittels 66 Spannankern in der Pfahlkopfplatte der Bohrpfahlgründung eingespannt ist.

Aus unsymmetrischen Belastungen in den einzelnen Feldern resultieren daher Rotationsbewegungen der V-Stütze um den Fußpunkt und erzeugen bemessungsrelevante Einspannmomente. Die Verdrehsteifigkeit am Fußpunkt der V-Stütze ist abhängig von Steifigkeitsverhältnissen des Bodens, so dass hier die Boden-Bauwerk-Interaktion eine entscheidende Rolle bei der Bemessung der Fußpunkteinspannung spielt. Des Weiteren hat die Verdrehsteifigkeit Einfluss auf die Verformungen des Überbaus und in der Folge auch auf die zu berücksichtigenden Überhöhungen.

Die Bemessung erfolgte zusätzlich zu den Anforderungen der Eurocodes auf Grundlage der RE-ING, Teil 2, Abschnitt 5 für intergrale Brücken. Die Federsteifigkeiten wurden aufgrund der Einstufung des Brückenbauwerks in Anforderungsklasse 4 in enger Abstimmung mit dem Prüfingenieur mit dem 0,5-fachen Mittelwert für den unteren Grenzwert und dem zweifachen Mittelwert für den oberen Grenzwert angesetzt. Auf dieser Grundlage wurden untere und obere Werte für Dreh- und Wegfedern an der Unterkante der Fußpunkte ermittelt und im Hauptmodell angesetzt.

Für die Bemessung der Dilatationswege sowie die Festlegung der Überhöhungen sind die unteren Grenzwerte maßgebend. Die Bemessung der Fußpunktverankerung wurde mit den oberen Grenzwerten durchgeführt.

Die Bemessung erfolgte an einem räumlichen, baustatischen Finite-Elemente-(FE-)Modell aus Schalenelementen sowohl für die Stahlverbundfahrbahnplatte als auch für die Hauptträger und die V-Stützen. Es wurden neben der genauen

Bauwerksgeometrie dazu sämtliche Steifen, Freischnitte, Öffnungen modelliert, so dass in dem Berechnungsmodell bereits die Spannungsüberlagerungen aus lokalen Einflüssen berücksichtigt wurden und auf die Erstellung von Nebenmodellen verzichtet werden konnte.

Zur Dimensionierung der Tragstruktur wurden die durch das Regelwerk geforderten Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit, der Ermüdungssicherheit und gegen örtliches wie globales Stabilitätsversagen geführt. Für die Schotte mit großen Durchstiegen wurden Beulnachweise unter Berücksichtigung der Eigenformen nach Theorie II. Ordnung erbracht.

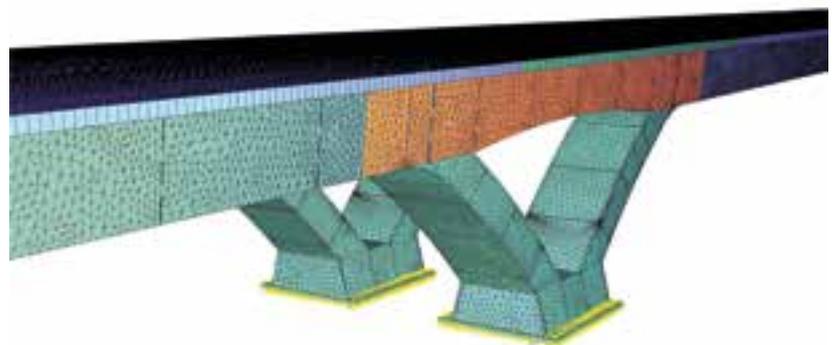
Entscheidend für die Dimensionierung des Tragwerks ist die Montagefolge. Daher wurde die Reihenfolge sämtlicher Bauzwischenzustände, die Einfluss auf die Spannungen im Endzustand hatten, eng mit der Montageplanung abgestimmt und in der Modellbildung von Beginn an berücksichtigt.

Die Spannungen und die Berechnung der spannungslosen Werkstattform ergeben sich aus der Summe der Belastungen in

den jeweiligen Bauzuständen sowie dem Endzustand inklusive Berücksichtigung der Einflüsse aus Kriechen und Schwinden.

Aufgrund der gedungenen Querschnitte der Hauptträger wurden in den Feldbereichen Blechdicken bis zu 90 mm aus Stahl S355 erforderlich. Im Bereich der V-Stützen ist planmäßig Material der Güte S460 zum Einsatz gekommen. Die Bemessung am räumlichen Schalenmodell hat gezeigt, dass der Übergang der einzelnen Schrägstützen an die Hauptträger sehr hohe lokale Ausnutzungen aufwies, so dass auch im Kopfbereich der V-Stützen Material der Güte S460 erforderlich wurde.

Durch das Lagerschema mit den beiden V-Stützen als Festpunkte in Brückenmitte und den in Brückenquerrichtung frei beweglichen Lagern in den Widerlagerachsen ist der Einfluss aus Schwinden in Querrichtung der Verbundfahrbahnplatte im Bereich der V-Stützen größer als in den Widerlagerachsen. Während in den Endbereichen die Fahrbahnplatte mit dem Endquerträger aus Beton frei schrumpfen kann, entstehen im Bereich der V-Stütze größere Zwangsbeanspruchungen.



5 Finite-Elemente-Modell: V-Stütze mit Fußpunkt
© Anwikar Consultants GmbH



6 Finite-Elemente-Gesamtmodell als Übersicht
© Anwikar Consultants GmbH

2.3 Konstruktion des Überbaus

2.3.1 Bauteilgliederung

Für die Fertigung der Stahlhohlkästen, den Transport zur Baustelle und die Montage musste die Konstruktion in sinnvolle Bauteile gegliedert werden. Dabei wurden die V-Stützen in drei Segmente und die Hohlkästen in jeweils neun Segmente mit 19,00–19,50 m Länge geteilt. Aus dieser Teilung ergaben sich Bauteilgewichte bis 106 t. Der Transport der Bauteile war zunächst über die Straße geplant, wegen des hohen Bauteilgewichtes zweier Schüsse wurden diese per Schiff zum Dillinger Hafen transportiert.

2.3.2 Querschnitte

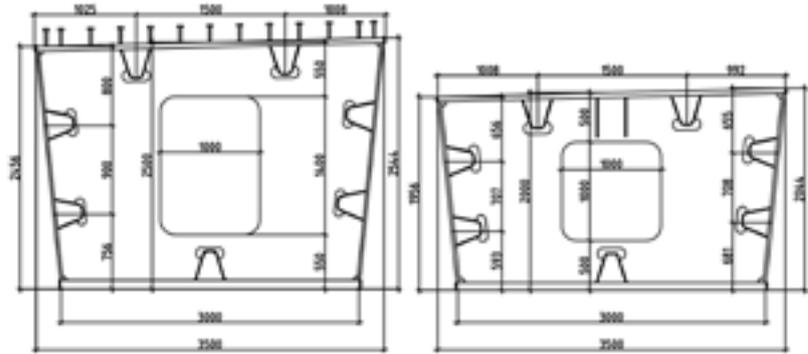
Zur Aussteifung der Hohlkästen wurden Querschotte eingebracht, mit jeweils einer Öffnung von 1,40 m x 1,00 m, um die Begehbarkeit zu gewährleisten. Im Bereich über den V-Stützen hat dieser Freischnitt aufgrund der Verringerung des Querschnitts eine Größe von 1,00 m x 1,00 m.

Zur Erhöhung der Biegesteifigkeit wurden im gesamten Querschnitt 6–7 Trapezhohlsteifen vorgesehen.

Der 3,00 m breite Untergurt ist horizontal ausgerichtet, wohingegen der Obergurt zur Entwässerung der Fahrbahn ein Quergefälle von 2,50 % aufweist. Zusätzlich haben alle Hohlkästen ein Längsgefälle von 0,50 % zur Entwässerung in Brückenlängsrichtung.

Die V-Stützen sind mit dem Fußkasten und dem Überbau luftdicht verschweißt. Zur Herstellung dieser Verbindung wurden in dem 3,00 m x 1,40 m messenden Hohlkasten der V-Stützen ebenfalls Freischnitte in den eingebrachten Querschotten sowie je Stütze eine Montageöffnung vorgesehen, um den Anschluss zwischen Stahlüberbau und den Stützen herstellen zu können.

Der ca. 5,50 m x 4,40 m große Fußkasten hat zusätzlich drei Fertigungs- bzw. Montageöffnungen. Die Stützen und der Fußkasten bestehen im Wesentlichen aus 80 mm dicken Stahlblechen.



7 8 Regelquerschnitt des Stahlhohlkastens und reduzierter Querschnitt über der V-Stütze © SEH Engineering GmbH

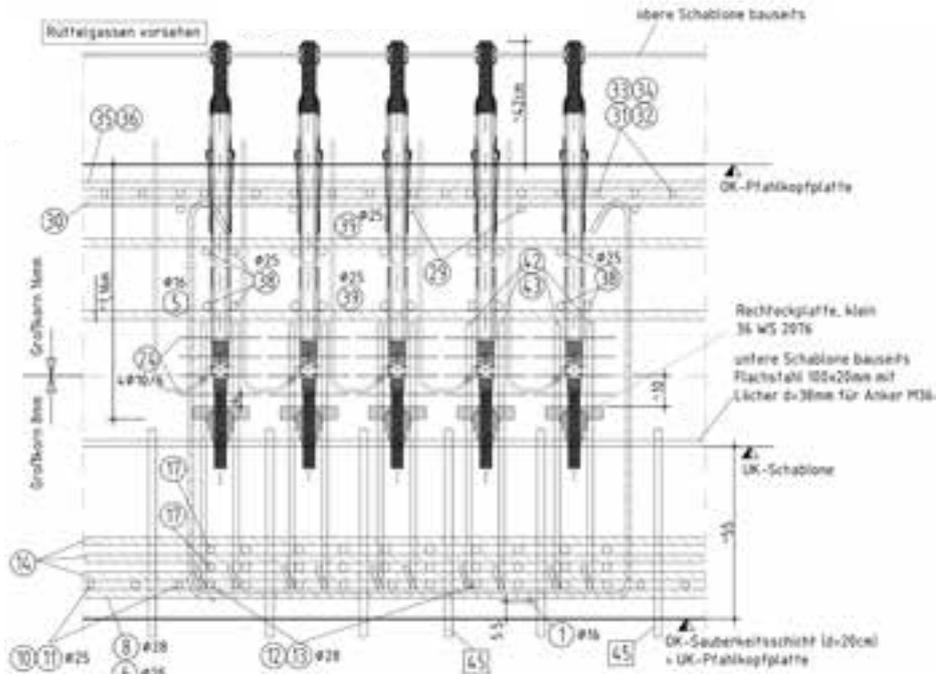


9 Zusammenbau einer V-Stütze © Heinz Schnorpfeil Bau GmbH

3 Die Unterbauten

Die kastenförmigen Widerlager aus Stahlbeton in Achse 10 und Achse 30 werden je Teilbauwerk auf zwölf Großbohrpfählen (d = 1,50 m) gegründet, die Pfahlkopfplatte des Mittelpfeilers in Achse 20 auf 20 Bohrpfählen mit d = 1,20 m. Alle Bohrpfähle binden mindestens 3 m in den anstehenden Fels ein. Bei den Widerlagern handelt es sich um Kastenwiderlager mit Wartungsgang und monolithisch verbundenen Flügelwänden. Die Widerlager werden in zwei Bauabschnitten errichtet. Zur Sicherung der Baugrube des Mittelpfeilers, der sich direkt neben der Saar befindet, wurde ein geschlossener Spund-

wandkasten mit einer Wasserhaltung hergestellt. Die beiden Stahlbaufußkästen je Teilbauwerk (TBW) werden auf einer Pfahlkopfplatte des Mittelpfeilers je TBW mittels einbetonierter Spannstäbe (d = 36 mm) biegesteif verankert. Geplant war ein Beton der Druckfestigkeitsklasse C30/37. Im Zuge der technischen Bearbeitung mussten in enger Abstimmung mit dem Bauherrn und dem Prüfenieur die Druckfestigkeitsklasse auf C35/45 angehoben und die Plattendicke von 1,625 m auf 1,80 m vergrößert werden. Grund hierfür waren die statischen Nachweise der schrägen Druckstrebe.

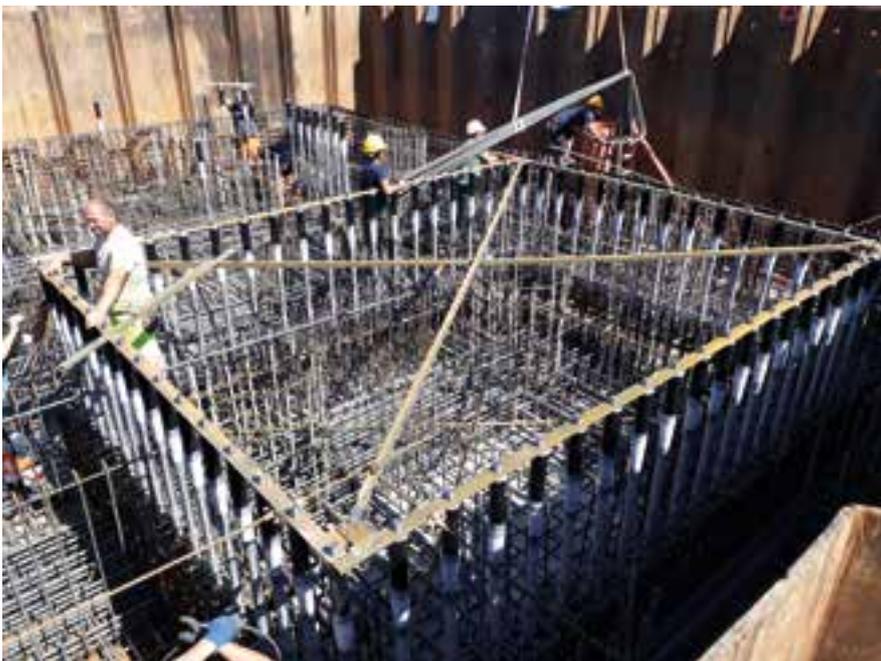


10 Auszug Bewehrungsplan: Pfahlkopfplatte des Mittelpfeilers
© Heinz Schnorffeil Bau GmbH

Des Weiteren ergab sich eine hohe Konzentration der Bewehrung (bereichsweise: acht Lagen mit 28-mm-Bewehrungsstäben übereinander) im Bereich der Zugbänder an der Anschlussbewehrung der Bohrpfähle.

Für diese hohe Bewehrungsdichte wurden ein Beton mit Größtkorn 8 mm gewählt sowie ausreichende Einfüll- und Rüttelöffnungen eingeplant.

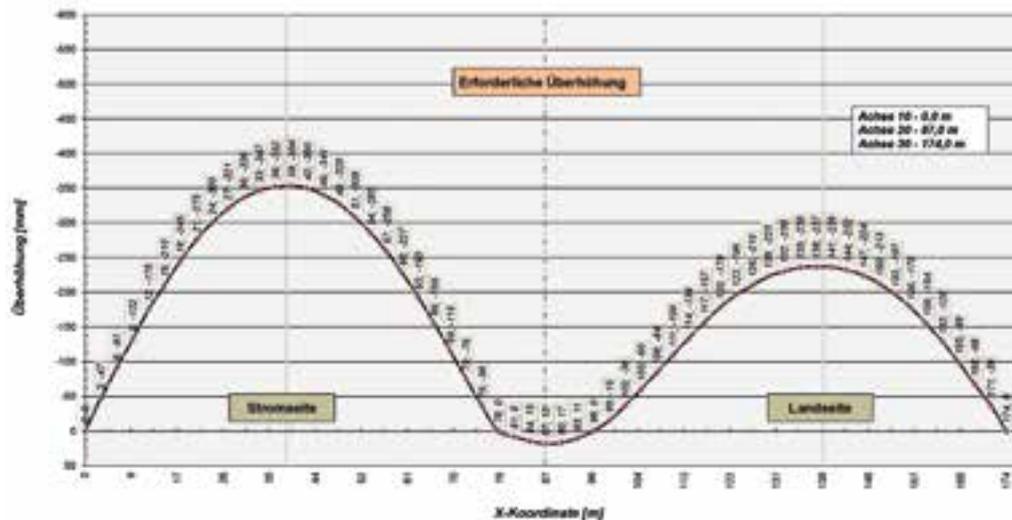
Die hohe Bewehrungskonzentration in der Pfahlkopfplatte des Mittelpfeilers, verbunden mit dem gleichzeitigen Einbau der Stabspananker, erforderte eine detaillierte Arbeitsanweisung zur Ausführung der einzelnen Positionen. Die Öffnungen in der 120 mm dicken Stahlplatte des Fußkastens konnten unter Zuhilfenahme von zwei genau auf die Löcher des Fußkastens abgestimmten Schablonen hergestellt werden. Nach dem Aufsetzen des Pfeilerfußkastens konnten die 66 Spananker mit $d = 36$ mm je Fußkasten gemäß Spananweisung wechselseitig vorgespannt werden, die Vorspannkraft betrug 856 kN. Nach Einbau der Schutzhauben wurden alle Anker mit Einpressmörtel von unten nach oben verpresst.



11 Bewehrung und Spananker der Mittelpfeiler-Pfahlkopfplatte
© Heinz Schnorffeil Bau GmbH



12 Spananker am Fußkasten der Mittelpfeiler
© Heinz Schnorffeil Bau GmbH



13 Überhöhungen auf Strom- und Landseite
© Anwikar Consultants GmbH

4 Die Montage und das Betonierkonzept

Die Berücksichtigung der Montagefolge des Überbaus, des Flussfelds und ein den Vorlandbereich überspannendes landseitiges Feld sowie den Bereich der V-Stütze umfassend, erforderte auch unter Beachtung der vorhandenen örtlichen Gegebenheiten eine enge Abstimmung zwischen der Montage- und Tragwerksplanung.

Neben der Reihenfolge der einzelnen Betonierabschnitte galt es auch sämtliche Zwischenzustände der Stahlbaumontage zu berücksichtigen, die durch einen Wechsel des statischen Systems Einfluss auf die Gesamtausnutzung und Überhöhung des Bauwerks hatten. Der Bauablauf sah vor, dass in einem ersten Schritt die V-Stützen aufgebaut und landseitig die Hauptträger in vier Schüssen auf Hilfsstützen aufzulegen sind. Danach waren alle Bauteile mit der V-Stütze final zu verschweißen. Das Flussfeld wurde durch einen Längs- und Querverschub mittels SPMT und eines Pontons in Endlage gebracht.

Da das Freisetzen der Schüsse des Landfeldes nach dem vollständigen Verschweißen und die Errichtung der landseitigen Hilfsstütze vor der V-Stütze erst nach dem Betonieren stattfanden, ergaben sich asymmetrischen Verformungen bzw. Überhöhungen in den jeweiligen Feldern, wobei die landseitigen Verformungen geringer als jene im Stromfeld waren. Nach Fertigstellung der Stahlbaumontage betonierte man die Endquerträger. Das Betonieren der Verbundfahrbahnplatte erfolgte in neun Abschnitten. Im Zuge der Abschnitte 1–4 wurde das landseitige Feld vom Widerlager in Achse 20 aus bis zu der im negativen Momentenbereich liegenden V-Stütze mittels Schalwagen betonierte. Von der Achse 10 ausgehend, betonierte man anschließend in vier weiteren Abschnitten das Flussfeld bis zur V-Stütze. Im neunten und letzten Betonierabschnitt wurde der Abschnitt im negativen Momentenbereich über der V-Stütze betonierte, mit dem Ziel, die Rissneigung in diesem Bereich infolge Betoneigengewicht auf ein Minimum zu reduzieren.

5 Ausbau

Während der Autoverkehr über den Verbundquerschnitt abgewickelt wird, befindet sich unterhalb des ersten Teilbauwerks zwischen den Hohlkästen ein begehbare Steg, auf dem Fernwärmeleitungen (FWL) sowie Medien über die Saar geführt werden.



14 Einsatz des Schalwagens über dem Landbereich
© Heinz Schnorpfel Bau GmbH

6 Interaktion Verbundbauwerk, Tragwerk und Baugrund

Bei der Planung einer Brücke ohne bewegliche Lagerung des Überbaus auf dem Unterbau ist eine vernetzte Zusammenarbeit von Geotechnikern und Tragwerksplanern essentiell [6], da sich Bauwerk und Baugrund gegenseitig beeinflussen.

Die Betonage des ersten Betonierabschnittes der Saarbrücke war davon gekennzeichnet, dass außerordentlich sensible Reaktionen des Tragwerkes (Tragwerk hier: die Gesamtheit der beteiligten Elemente wie Gründung, Traggerüst, Stahltragwerk, Verankerung, Lagerung) auf die Lasten aus den Betonierzuständen auftraten – und sich damit unplanmäßige Verformungen ergaben. Grob zusammengefasst zeigte sich Folgendes:

- Nach der Fertigstellung des Stahlüberbaus wurden Verformungsabweichungen nach Freisetzen des Stahltragwerkes von ca. 26 mm festgestellt.
 - Nach der Betonage des ersten Plattenabschnittes erhöhte sich diese Abweichung auf ca. 40 mm.
 - Eine detaillierte Ursachenanalyse inklusive umfangreicher statischer Vergleichsrechnungen konnte keine Ursache oder Ursachenkombination identifizieren.
 - Es wurde zur Justierung der elastischen Eigenschaften des Tragwerkes eine Probelastung durchgeführt. Die Durchführung bzw. Auswertung der Probelastung bestätigten die Sensibilität des Tragwerkes
- Die Ursache für die oben beschriebenen Abweichungen wurden in
- der sensiblen Bauwerksreaktion infolge
 - der Mittelstützung (V),
 - des Gründungs- und Verankerungskonzepts,
 - der semiintegralen Bauweise der Brücke
 - und der Komplexität der Modellierung aller Effekte an einer Verbundbrücke erkannt.

Dies erforderte ein Reagieren durch eine Änderung des Betonierkonzeptes. Eine zusätzliche Stützung wurde konzipiert und umgesetzt, damit erfolgte (teilweise) ein Übergang vom Verkehrsverbund zum Eigengewichtsverbund des Verbundträgers. In einer Gesamtbetrachtung des ersten Bauabschnittes zeigte sich dann, dass auch mit dem geänderten Betonierkonzept geringe Abweichungen zwischen Berechnung und Vermessung auftreten. Sie bewegten sich aber in einem Toleranzrahmen, der im Verbundbrückenbau als üblich betrachtet wird.

7 Zusammenfassung

Bereits in [1] wurde das Vordringen der semiintegralen Bauweise in immer größere Längsbereiche avisiert. Und damit auch darauf verwiesen, dass die statischen Systeme wesentlich empfindlicher sind als bei konventionellen Bauwerken. Während Erfahrungen zeigen, dass für Ganzstahlbrücken [5] und deren Interaktion aus Tragwerk, Montage, komplexen Zwischenzuständen (Verschub, temporäre Lagerung, Taktschieben) sehr sichere statische Modellierungen möglich sind, stellt die Überlagerung der ohnehin vorhandenen Komplexität mit den Anforderungen der Verbundbauweise eine weitere Steigerung dar.

Am Beispiel der Saarbrücke Dillingen (BV 448) wurde dem mit einer Änderung der Stütz- und Lagerungsbedingungen während der Ausführung entsprochen, nachdem sich numerisch und geotechnisch keine anderen Lösungen als zielführend erwiesen hatten.

Für die Richtungsfahrbahn Luxemburg begann im Oktober 2020 mit der Übernahme des 2+2-Verkehrs die Interimsnutzung.

Der Abbruch des Bestandsbauwerkes ist voraussichtlich im Mai 2021 abgeschlossen, so dass vorfristig mit dem Bau der zweiten Richtungsfahrbahn begonnen werden kann.

Autoren:

M.Sc. Maria Becker
Dipl.-Ing. Uwe Heiland
SEH Engineering GmbH,
Hannover
Dipl.-Ing. André Zühlke
Anwikar Consultants GmbH,
Würzburg
Dipl.-Ing. Christian Schneider
Heinz Schnorpfel GmbH,
Treis-Karden

Literatur

- [1] DEGES (Hrsg.): Richtlinie Integrale Bauwerke, Autor: Dipl.-Ing. Winfried Glitsch, Berlin, 19.03.2014.
- [2] Vgl. www.sbp.de/themenwelt/integrale-bruecken.
- [3] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): B 51. Umgehung Saarlouis, Teilumgehung Roden A 8, Autobahndreieck Saarlouis, Neubau der Saarbrücke (BW 448). Projektbeschreibungen.
- [4] Landesbetrieb Straßenbau Saarland: Baubeschreibung BW 448.
- [5] Novoselic, T.; Klähe, T.; Tschepego, I.; Schönburg, D.; Heiland, U.: Neubau einer ÖPNV-Brücke für Straßenbahn, Radfahrer und Fußgänger zum Kienlesberg in Ulm (Kienlesbergbrücke); in Stahlbau, Heft 2, 2017.
- [6] Pilch, E.: Integrale Brücken. Graz, 2012.

Bauherr

Bundesrepublik Deutschland,
vertreten durch die Autobahn GmbH des Bundes,
Niederlassung West

Planung

Anwikar Consultants GmbH, Würzburg

Prüfingenieure

Dr.-Ing. Jens U. Neuser, Dipl.-Ing. Johannes Brodkorb,
Rödermark

Bauausführung

Heinz Schnorpfel Bau GmbH, Treis-Karden
SEH Engineering GmbH, Hannover



Ingenieurgesellschaft
für Bauwesen

Planungsingenieure
für bewegende Bauwerke



Klassische Form und neue Konzepte Netzwerkbogen über die A 9 bei Nürnberg

■ ■ ■ von Daniel Schäfer, Lorenz Ringeisen



1 Netzwerkbogenbrücke im Bauzustand
© Nürnberg Luftbild/Hajo Dietz

An der Bundesautobahn A 9 bei Nürnberg-Fischbach wurde ein neues, prägendes Überführungsbauwerk errichtet, das als Landmarke für die täglich über 100.000 Autobahnnutzer dient. Der gewählte Netzwerkbogen erlaubt als effizientes Tragwerk den Einsatz schlanker Profile und reduziert den Materialverbrauch. Klassische Form und Neigung der Bögen, sorgfältig gestaltete Details, klare Formen und gute Proportionen ergeben hier ein ästhetisches Brückenbauwerk. Mit dem guten Entwurfskonzept sowie der intensiven Bauablaufplanung wurde der Montageaufwand, im Vergleich zu anderen Netzwerkbogenbrücken, deutlich reduziert.

1 Randbedingungen

Das Autobahnkreuz Nürnberg-Ost verbindet die hochfrequentierten Bundesautobahnen A 6 und A 9 südöstlich von Nürnberg. Wegen der sehr hohen Grundbelastung durch überregionalen und internationalen Verkehr mit zusätzlichem Berufs- und Wirtschaftsverkehr sowie

durch Großveranstaltungen kommt es in Spitzenzeiten regelmäßig zu Staus. Seit 2019 werden daher das Autobahnkreuz, ein Teilstück der A 9 und die Anschlussstelle Fischbach erweitert. Die Maßnahme umfasst 3,70 km Streckenlänge, sechs Bauwerke und Entwässerungsanlagen.



2 Übersichtskarte
© Autobahndirektion Nordbayern

Wegen des hohen Verkehrsaufkommens musste während der Bauzeit die Anzahl der Fahrstreifen in beiden Fahrtrichtungen der A 9 erhalten bleiben. Die A 9 erhält im Zuge des Umbaus auch im Bereich Nürnberg-Fischbach zusätzliche Fahrstreifen. Aufgrund der zu geringen lichten Weiten musste hier das alte Überführungsbauwerk ersetzt werden. Ziel für den Entwurf der neuen Brücke war nicht nur ihre Funktion als Wegüberführung, sondern dass sie als Wegpunkt und gutgestaltetes Bauwerk wahrgenommen wird. Es wurde genügend Raum für den heutigen wie zukünftigen Platzbedarf der A 9 sowie für eine Herstellung ohne wesentliche Beeinträchtigung des Verkehrs auf der Autobahn eingeplant.

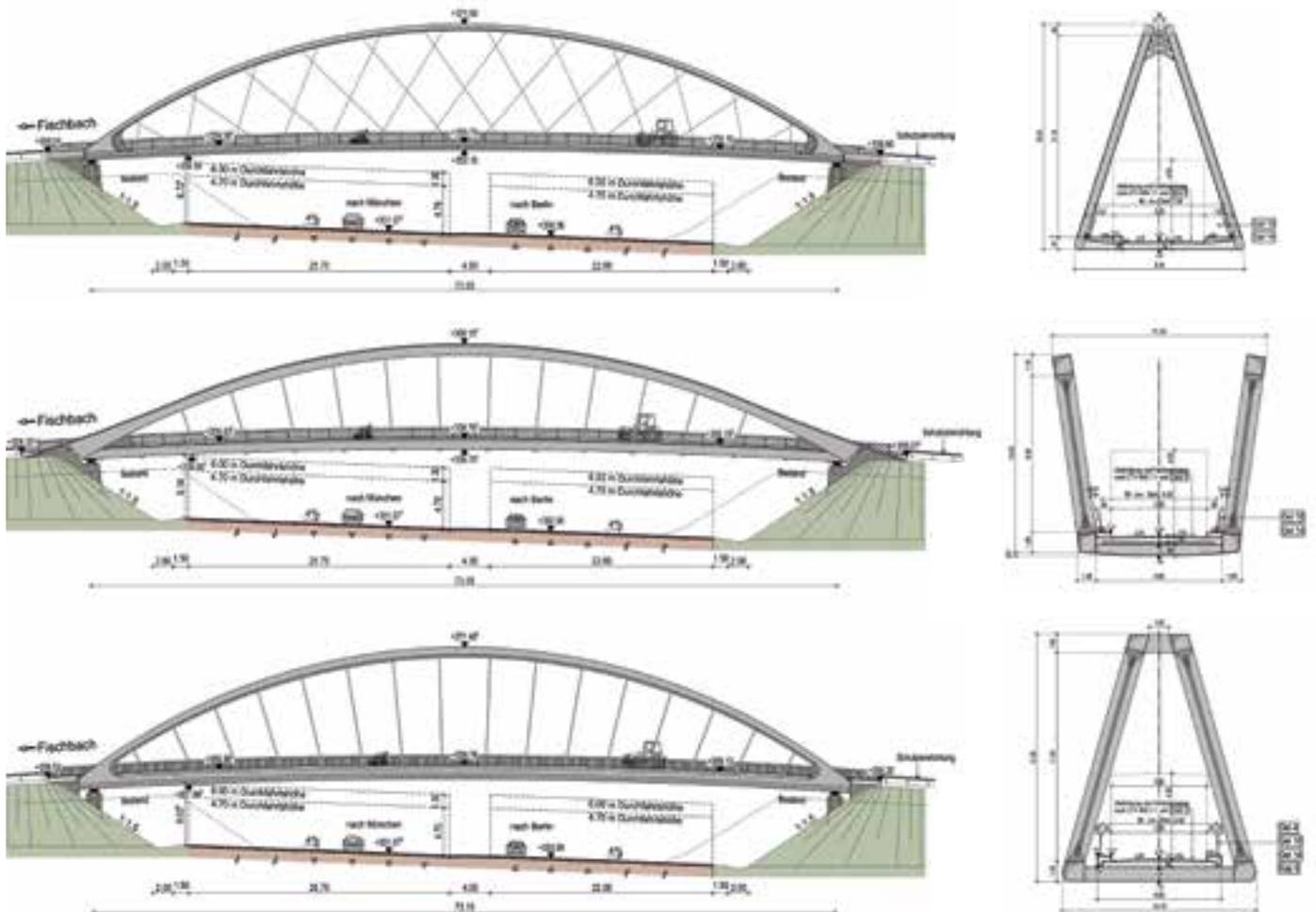
2 Vorplanung

Für das Bauwerk wurde bereits 2013 eine Vorstudie erstellt. Wunsch des Bauherrn war dabei, die Einfahrt zur Metropolregion Nürnberg mit der Brücke als Tor zu kennzeichnen. Entsprechend war ein hohes Bogentragwerk mit Kämpfern in der Autobahnböschung entworfen worden. Ab 2018 erfolgte dann die eigentliche Planung.

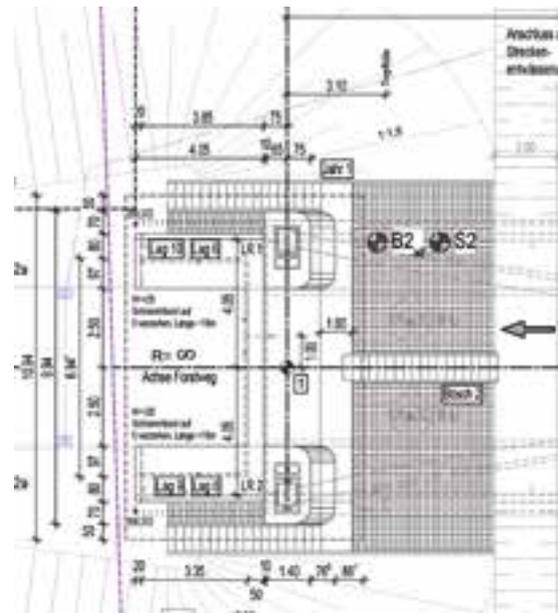
Die Brücke überführt einen privaten Forstweg vom Nürnberger Ortsteil Fischbach in den gleichnamigen Staatsforst. Neben dem gelegentlichen Kfz-Verkehr wird die Brücke viel von Fußgängern und Radfahrern genutzt, welche, bedingt durch das sehr geringe Verkehrsaufkommen auf dem Überführungsbauwerk, hier eine attraktive Querung der Autobahn vorfinden.

Der Wirtschaftsweg kreuzt die A 9 im Winkel von 100 gon, die Kuppe ist im Aufriss mit $H = 600$ m ausgerundet. Der zukünftige Ausbauquerschnitt der A 9 bedingt eine lichte Weite von mindestens 56 m, 6 m wurden als lichte Höhe über den Fahrbahnen der Autobahn gefordert. Zudem sollte die neue Brücke keine Mittelpfeiler aufweisen. Die Randbedingungen sowie die gewählte Gestaltung der Widerlager ergeben eine Stützweite zwischen ca. 70 m und 75 m. Somit konnte frühzeitig entschieden werden, dass nur obenliegende Tragwerke in Frage kommen. Als Breite zwischen den Borden wurden 5 m abgestimmt, um sicheren Begegnungsverkehr von kleineren Fahrzeugen sowie Fußgängern bzw. Radfahrern und Fahrzeugen zu ermöglichen.

Das Längsgefälle im Rampenbereich beträgt maximal 9,30 %. Das Quergefälle wurde zu 2,50 % gewählt und zur Verbesserung des Quertragwerks sowie der Entwässerung dachförmig ausgebildet. Die Vorplanung erfolgte in zwei Stufen. Ausgehend von der Idee des erwähnten »Torbogens«, wurden in der ersten Stufe zunächst sechs Varianten in Ansicht und Querschnitt erarbeitet. In diesem frühen Planungsstadium wurden neben den gestalterischen Aspekten auch Vor- und Nachteile hinsichtlich Konstruktion, möglicher Bauverfahren und Kosten der einzelnen Varianten qualitativ bewertet. Fünf Bogenbrücken und eine Fachwerkbrücke mit gekrümmtem Obergurt wurden dem Bauherrn zur Begutachtung vorgelegt. Anschließend wurden drei Vorzugsvarianten für die zweite Stufe der Vorplanung ausgewählt: eine Stabbogenbrücke mit nach innen geneigten Bögen, eine Stabbogenbrücke mit nach außen geneigten Bögen und eine Netzwerkbogenbrücke.



3 Vorzugsvarianten für die zweite Stufe der Vorplanung © BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG



Mit diesen drei Lösungen wurde eine Variantenuntersuchung hinsichtlich der Kriterien Tragsystem, Gestaltung, Bauverfahren, Verkehrsbeeinträchtigung und Wirtschaftlichkeit durchgeführt. Obwohl es sich um drei ähnliche Bauwerkstypen handelt, zeigte sich in der Untersuchung, dass die Netzwerkbogenbrücke hinsichtlich der Kriterien Tragsystem, Gestaltung und Wirtschaftlichkeit Vorteile gegenüber den etwas konventionelleren Stabbogenbrücken aufweist. Der Bauherr folgte der Empfehlung, das Bauwerk als Netzwerkbogenbrücke zu entwerfen.

3 Entwurf

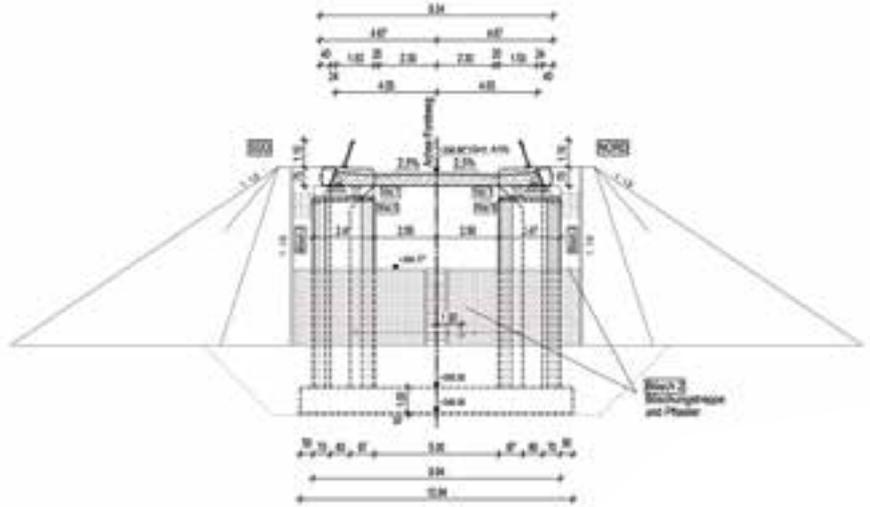
3.1 Vorbemerkung

Die Entscheidung für die Vorzugsvariante fiel erfreulich schnell, und so konnte direkt im Anschluss an die Vorplanung mit dem Entwurf begonnen werden.

3.2 Unterbauten

Beide Widerlager sind kasten- bzw. U-förmig ausgebildet und ca. 1,50–3 m unter dem Höhenniveau der Autobahn flach auf dem anstehenden Sandstein gegründet. Aus gestalterischen Gründen wurden sie so weit wie möglich in den Straßendamm des Forstwegs integriert. Von den 9 m hohen Widerlagern sind damit nur ca. 2 m sichtbar.

Die Auflagerbänke wurden als pfeilerähnliche Vorsprünge an den U-förmigen Wänden konzipiert. Der Querschnitt der Auflagerpfeiler verjüngt sich nach oben, die Kanten sind polygonal abgerundet.



4 5 6 Widerlager in Achse 10: Längsschnitt, Draufsicht und Ansicht © BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG

Insgesamt sind so die Widerlageransichtenflächen sehr reduziert, gut proportioniert und entsprechend dem Kraftfluss untergliedert. Beidseitig der Widerlager wurden Böschungstreppen angeordnet. Der Bereich zwischen den Auflagerpfeilern wird befestigt und kann als Wartungs- und Inspektionsfläche genutzt werden. Die gewählte Widerlagergeometrie erleichtert die Prüfung der Lager und der beiden Fahrbahnübergänge. Die Baustoffe der Widerlager und Fundamente sind Beton der Festigkeit C35/45 und Betonstahl B500B.

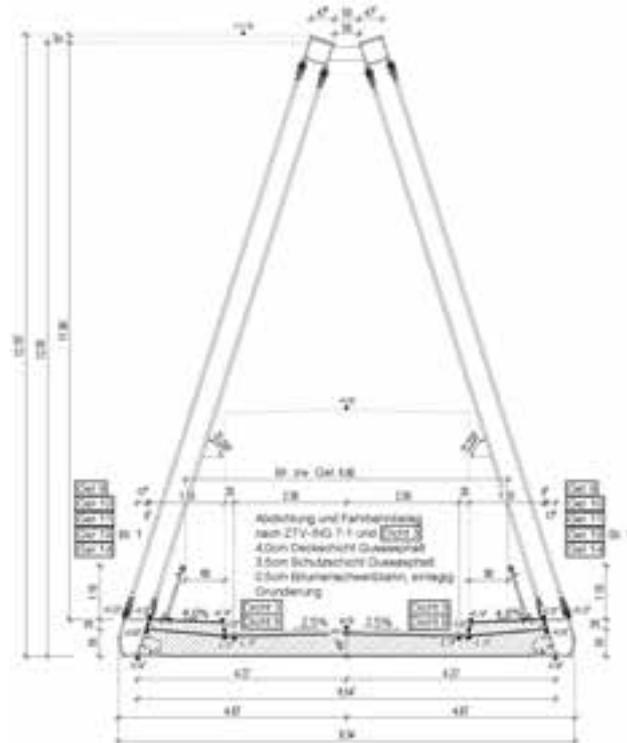
3.3 Überbau

Der Überbau wurde in Verbundbauweise ausgebildet. Bögen, Versteifungsträger und Hänger sind aus Baustahl, die Fahrbahnplatte besteht aus Stahlbeton. Mit der gewählten Widerlagerstellung ergibt sich die Stützweite des Überbaus zu $L = 74,50$ m. Das Stichmaß R der Bögen beträgt ca. 12 m und damit das Verhältnis der beiden Größen $R/L = 0,16$ oder $1/6,2$.

Die zwei Bögen des Überbaus sind unter ca. 72° zur Horizontalen nach innen geneigt. Für die Profile genügt ein quadratischer, luftdicht verschweißter Kastenquerschnitt mit 500 mm Außenabmessungen und Blechdicken zwischen 15 mm und 30 mm. Im Abstand von 2 m werden dreiseitig angeschlossene Schotte zur Aussteifung des Querschnitts integriert. Für die Bleche der Bogenprofile wurden Stähle S355J2+N und S355K2+N verwendet.

Quer angeordnete und biegesteif angeschlossene Rohrprofile stabilisieren die Bögen in horizontaler Richtung. Die Rohre aus warmgewalztem Stahl S355NH haben einen Durchmesser von 273 mm und eine Wanddicke von 30 mm. Durch die Neigung der Bögen zueinander entsteht ein zusätzlicher Stützeffekt, und durch ihren geringeren Abstand zueinander ergeben sich kürzere Längen für die Querriegel und damit ein steiferes Vierendeelsystem. Daher konnte auf Diagonalen oder K-Verbände verzichtet werden. Die Querriegel wurden ab einer lichten Höhe von 6 m über der Fahrbahn angeordnet und müssen nicht auf Anprall bemessen sein. Die Aussteifung der Bögen in Längsrichtung erfolgt, sehr effektiv, durch das Hängernetz. Der Lichtraum auf der Brücke sowie die gewählte Bogenneigung bedingen die Breiten neben der Fahrbahn. Vom Schrammbord bis zum Gelände wurden 80 cm eingeplant, woraus ein Abstand von 6,60 m zwischen den Geländern resultiert. Die Brückenbreite, gemessen über die Außenkanten, beträgt ca. 9,30 m.

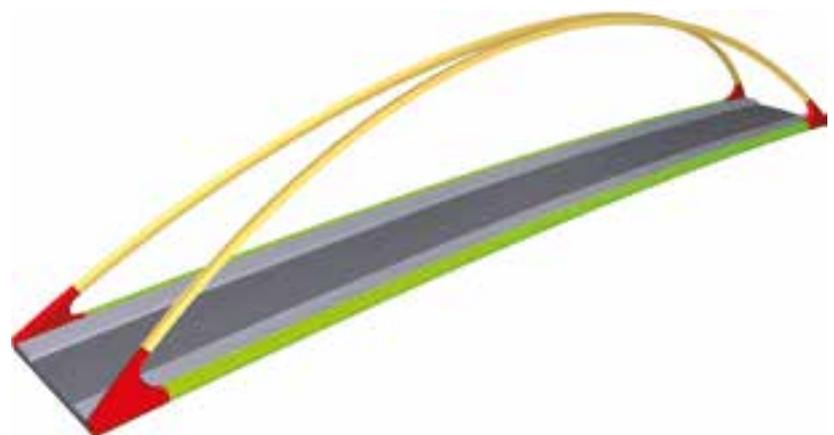
Auch die Versteifungsträger wurden als luftdicht geschweißte Kastenquerschnitte ausgebildet. Die Breite der Trägerprofile wurde ebenfalls zu 500 mm gewählt. Die Trägerhöhe ergibt sich aus der Dicke von Fahrbahnplatte und Kappe zu 750 mm. Die Profilkanten folgen der Bogenneigung. Ab etwa halber Profilhöhe werden die Stege der Ansichtsflächen nach innen geknickt und mit entgegengesetzter Neigung fortgeführt. Der nach innen überstehende Untergurt bildet das Auflager für die Betonfahrbahnplatte, Gurt und innenliegender Steg des Kastenprofils stehen mit der Stahlbetonplatte über Kopfbolzen im Verbund. Zur Überleitung von Biegemomenten an den Rändern der Fahrbahnplatte in die Stahlträger und um ein Öffnen der Fuge zwischen Betonplatte und Stahlbau zu vermeiden, wurden auf Höhe der oberen Bewehrungslage Muffen aufgeschweißt und Anschlussbewehrung eingeschraubt. Die Bleche des Versteifungsträgers wurden in S355J2+N und S355K2+N ausgeführt, die Dicken liegen ebenfalls zwischen 15 mm und 30 mm. Der Querschnitt des Versteifungsträgers ist im Abstand von 2 m durch dreiseitig angeschlossene Schotte ausgesteift. Als Verbundmittel wurden Kopfbolzendübel in S235J2+C450 mit 22 mm Durchmesser verwendet.



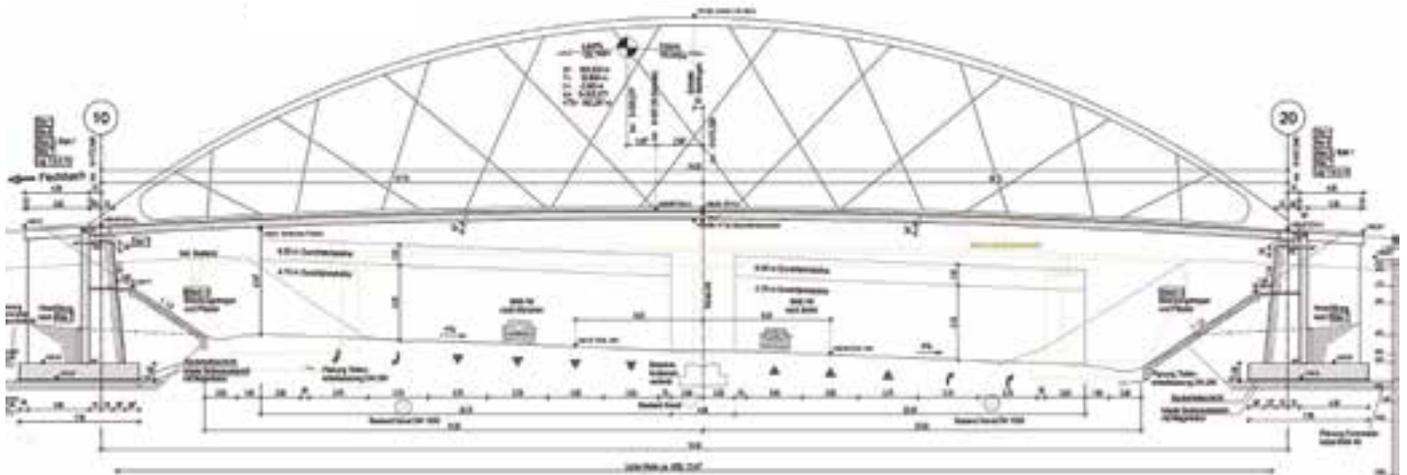
7 Regelquerschnitt
© BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG

Bögen und Versteifungsträger sind über größere, ausgerundete Blechebenen verbunden. Der Kraftübertrag kann damit sehr einfach erfolgen und die lokale Biegung am Ende der Bögen effizient aufgenommen werden, es genügen 35 mm Blechdicke im Knotenbereich. Die Geometrie des Stahlbaus wurde so konzipiert, dass diese Bleche eben sind. Die Stahllängsträger wurden in der Ebene der Fahrbahnplatte angeordnet und als mehrzellige Kastenquerschnitte ausgebildet. Sie verbinden die beiden Tragwerksebenen, nehmen Lager, Übergangskonstruktionen und Pressen auf.

Der überstehende Untergurt und der Steg auf Seite der Betonfahrbahnplatte dienen, analog zum Versteifungsträger, als Auflager und bieten Platz für die Verbundmittel. Auch hier kommen Kopfbolzendübel in S235J2+C450 sowie angeschweißte Muffen mit eingeschraubten Bewehrungsstäben zum Einsatz. Die Bleche der Endquerträger in S355J2+N und S355K2+N sind 20 mm und 30 mm dick.



8 3-D-Planung der Grundgeometrie
© BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG



9 Längsschnitt der Brücke
© BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG

Das Hängernetz wurde aus insgesamt 40 Zuggliedern mit Neigungen zwischen 27° und 87° zur Horizontalen entworfen. Je Bogen wurden 20 Stäbe in zwei Hängerebenen angeordnet. Da die Profilanten von Bogen und Versteifungsträger nahezu in einer Ebene liegen, konnten die Hänger direkt in Verlängerung der Stege der Kastenquerschnitte vorgesehen werden. Es kam ein Zugstabsystem mit Gabelköpfen nach bauaufsichtlicher Zulassung zum Einsatz. Der Durchmesser der Rundstähle wurde mit 60 mm geplant. Die maximalen Zugkräfte erfordern Festigkeiten des Stangenmaterials von 500 N/mm². Die Anschlusslaschen der Hänger wurden in den Stegebenen positioniert. Am Bogen sind sie direkt mit den Stegen verschweißt, am Versteifungsträger werden sie an den Obergurt angeschlossen. Hier hätten nach oben überstehende Stege die Entwässerung der Profilloberfläche behindert. Die Geometrie der Anschlusslaschen wurde so entworfen, dass optisch möglichst kompakte Knotenbleche entstehen, die konzentrierten Lasten aus dem Bolzen eingeleitet und die Lasten genügend weit verteilt werden, bevor sie in die Stege von Bogen und Versteifungsträger eingebracht werden. In Brückenlängsrichtung beträgt die Länge der Anschlüsse ca. 500 mm, in der Höhe lediglich 250 mm. Die Blechdicke variiert zwischen 50 mm am Hängeranschluss (Vorgabe Zugstabsystem) und 20 mm am Anschluss zum Bogen- bzw. Trägerprofil (minimale Blechdicke der Stege). Für die Herstellung der Anschlusslaschen wurde die mechanische Bearbeitung aus 50 mm dicken Blechen in S355K2+N vorgesehen.

Die Stahlbetonfahrbahnplatte spannt in Brückenquerrichtung über ca. 8 m zwischen den Versteifungsträgern. Ihre Dicke variiert zwischen 32,50 cm und 55 cm. Auf die Anordnung von Stahlquerträgern zur Auflagerung der Fahrbahnplatte konnte verzichtet werden. Die Unterseite von Platte und Stahlträgern liegt somit auf gleicher Höhe. Zum Schutz der vertikalen Fuge zwischen Versteifungsträger und Fahrbahnplatte wird ein horizontal stehendes 8 cm breites Blech am Steg angeschlossen. Die Baustoffe der Fahrbahnplatte sind Beton C35/45 und Betonstahl B500B. Über der Fahrbahnplatte und neben den Versteifungsträgern wurden Kappen angeordnet, die mit einer Schrammbordhöhe von 20 cm zur Fahrbahn ausgeführt werden. Auf ein zusätzliches Fahrzeugrückhaltesystem ließ sich damit verzichten. Die Kappenhöhe verjüngt sich gemäß der Geometrie von Fahrbahnplatte zum Versteifungsträger hin. Zum Schutz der Fuge zwischen Versteifungsträger und Kappe wurde auch hier ein 8 cm breites Blech am Obergurt der Träger angeschlossen. Aufgrund der Exposition wird das Abschlussblech aus nichtrostendem Stahl gefertigt. Die Baustoffe der Kappe sind Beton C25/30LP und Betonstahl B500B. Die gewählte, ebenungleiche Anordnung von Fahrbahnplatte, Kappe, Versteifungs- und Endquerträgern hat, neben dem offensichtlichen ästhetischen Aspekt, Vorteile hinsichtlich Wartung und Inspektion, insbesondere durch die Reduktion von Oberflächen und die Vermeidung schwer einsehbarer Stellen.

3.4 Lagerung, Ausstattung und Farbkonzept

Für die Brücke wurde ein Sondergeländer entworfen. Die Geländerpfosten sind als sich verjüngende Doppelflachstahlbleche ausgebildet worden, ihre Neigung entspricht jener der Bögen. Der Geländerholm besteht aus einem Rohrprofil mit 114,30 mm Durchmesser, gefertigt aus nichtrostendem Stahl 1.4404, und innenliegendem Drahtseil nach Richtzeichnungen. Als Geländerfüllung wurde ein Seilnetz aus nichtrostendem Stahl vorgesehen.

Die Lagerung des Bauwerks erfolgt in Querrichtung fest, in Längsrichtung schwimmend auf insgesamt vier niedrig mit größerer Fläche ausgebildeten Verformungslagern. Die Pressenaufstellflächen liegen innen zwischen den Lagern. Die Pressenkräfte setzen am Endquerträger an, wobei er dafür sorgfältig auszuliegen und zu konstruieren war. Zwischen Überbau und Widerlagern wurden lärmindernde, einprofilige Fahrbahnübergangskonstruktionen eingebaut. Auf dem Bauwerk werden keine Brückenabläufe angeordnet. Die Entwässerung erfolgt über das Quer- und Längsgefälle der Fahrbahnoberfläche sowie über Kaskaden hinter den Widerlagern. Vor den Widerlagern wurden in der Fahrbahnplatte Tropftüllen vorgesehen, diese Tropftüllen sind also die einzigen Durchdringungen von Abdichtung und Fahrbahnplatte.

Zur Erleichterung der Farbauswahl wurden Visualisierungen erstellt. Die ausgeführte Deckbeschichtung des Überbaus in Grau mit Eisenglimmer orientiert sich am Konzept für die Bauwerke in den Streckenabschnitten der A 3 und A 9 rund um Nürnberg.

4 Gestaltungsmerkmale

Um dem klaren Gestaltungsanspruch Rechnung zu tragen, sind folgende Merkmale im Entwurf und in der Ausführung umgesetzt worden:

Die Widerlageransichtsflächen sind klein, und die vorgesetzten Pfeiler gliedern den sichtbaren Teil mit guten Proportionen. Die Kappen in den Widerlagerbereichen orientieren sich an der Bogengeometrie und erzeugen einen Übergang zwischen Bauwerk und Damm ohne Versatz. Die Haupttragelemente Bogen und Träger bestehen aus scharfkantigen Kastenprofilen mit konstanten Abmessungen. Bögen und Träger haben die seitlichen Bleche in gemeinsamen Ebenen und können damit einfach und schlüssig ineinander übergehen. Die kleineren Elemente wie Hängerstangen, Bolzen, Querriegel und der Handlauf des Geländers haben konstante kreisförmige Querschnitte. Es gibt also intuitiv verständliche Ähnlichkeiten in der Formensprache. Da auf Querträger unterhalb der Fahrbahnplatte verzichtet wurde, entstehen eine ruhige Ansicht und Untersicht. Fahrbahnplatte, Versteifungs- und Endquerträger bilden optisch eine Einheit. Die Abkantung der Kastenprofile, auf etwa halber Höhe, nach innen lässt die Versteifungsträger noch schlanker erscheinen. Die Größe der Hängersanschlüsse ließ sich durch Verwendung eines Zugstabsystems und die eigens entwickelten Anschlussbleche minimieren. Im Vergleich zu anderen Stab- oder Netzwerkbogenbrücken wirken die Anschlüsse nicht dominant und ordnen sich, ihrer Funktion entsprechend, in das Gesamtbild des Bauwerks ein. Das Hängernetz wurde nicht nur statisch, sondern auch gestalterisch optimiert.



10 Visualisierung aus Fußgängerperspektive
© BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG

Das heißt, es wurden möglichst wenige Hänger in gleichmäßiger, nicht zu flacher Anordnung gewählt. Der bei Netzwerkbögen manchmal etwas chaotische Eindruck entsteht hier dementsprechend nicht. Das Netz ergänzt eher den ruhigen, geordneten Charakter des Bauwerks. Die Aussteifung der Bögen erfolgt leiterartig mit möglichst schmalen Rohrprofilen. Auf Diagonalen oder schräge Streben sowie eine Verbindung der Bögen im Scheitel wurde bewusst verzichtet. Licht kann auch im Scheitel zwischen den Bogenprofilen hindurchscheinen. Damit bleibt die weitgehend freie Sicht auch nach oben erhalten. Dunkel und schwer wirkende Anhäufungen von Konstruktionselementen über Kopf wurden vermieden.

Vervollständigt wird die Gestaltung durch das individuelle Gelände mit thematisch passender Seilnetzfüllung. Durch die gewählte, ebenengleiche Anordnung von Fahrbahnplatte, Kappen, Stahlträgern sowie durch die Ähnlichkeiten und Ausrichtung der Profile, die Neigung der Bögen und den fließenden Übergang in die Versteifungsträger entsteht eine klar verständliche, zusammenhängende Geometrie. Aus allen Richtungen ergibt sich ein ruhiges Erscheinungsbild. Das Bauwerk wirkt wie eine einheitliche Struktur und Form und nicht wie die Zusammensetzung vieler Einzelteile.



11 Entwurf der Netzwerkbogenbrücke als Visualisierung
© BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG

5 Technische Optimierungen und neue Konzepte

Die anspruchsvolle Gestaltung einer Brücke unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit stellt oft eine Herausforderung für alle am Bau Beteiligten dar. Um die Kosten und Risiken zu begrenzen, muss ein effizientes Tragwerk entworfen und gut konstruiert werden. Des Weiteren sollten die Herstellung und Montage möglichst einfach umsetzbar sein. Um diese Ziele zu erreichen, wurden technische Optimierungen und teils neue Konzepte realisiert.

Eine Besonderheit der Brücke ist das Hängernetz. Schon bei konventionellen Stabbogenbrücken erfordern Planung und Ausführung der Hänger sowie deren Anschlüsse große Sorgfalt. Bei einer Netzwerkbogenbrücke erhöht sich der Aufwand aufgrund der Vielzahl räumlich ausgerichteter Hänger erheblich. Oftmals sind komplizierte Montagekonzepte mit mehrfachem Vorspannen der Hänger die einzige Möglichkeit, die gewünschten Ergebnisse zu erhalten.

Bereits in der Entwurfsphase wurde deshalb auf die Konzeption des Hängernetzes besonders geachtet. Die Hänger selbst sollten aus Rundstahlstäben mit Gabelköpfen bestehen. Je Bogenseite wurden zwei Hängerebenen, mit genügend Abstand untereinander, konzipiert. So ergeben sich Vorteile für konstruktive Details und die Montage, Schwingungseffekte aus Wind werden begrenzt.

Weitere Entwurfsziele waren die Vermeidung von Druckkräften in den Zugstäben auf Gebrauchslastniveau und der Verzicht auf Dämpfungselemente. Zu berücksichtigen waren darüber hinaus der Ausfall einzelner Hänger als außergewöhnlicher Lastfall sowie der Nachweis der Ermüdungsfestigkeit der geschraubten Hängeranschlüsse.

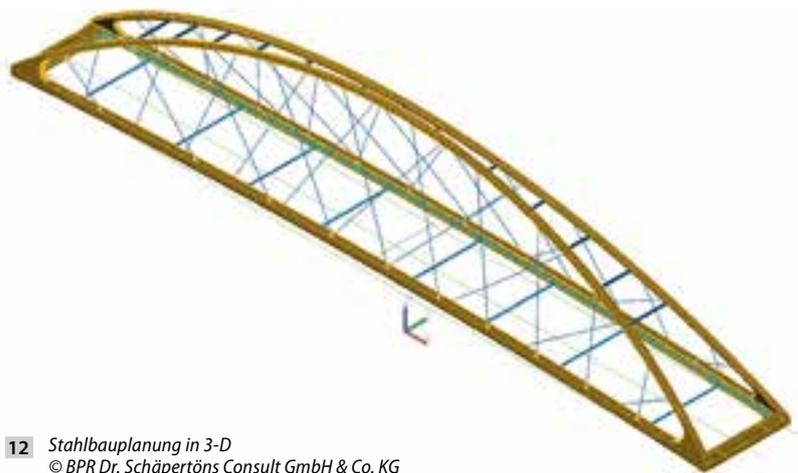
Trotz der vielen, teils konträren Anforderungen konnte das Hängernetz zu Beginn des Entwurfs so optimiert werden, dass eine kleine Zahl an Zugstäben mit einheitlichem Durchmesser von 60 mm realisierbar ist. Mit der gezielten Begrenzung des Durchmessers sind keine Regenwind-induzierten Schwingungen zu erwarten, und es kann auf Dämpfungsmaßnahmen verzichtet werden. Im Gebrauchszustand werden keine Druckkräfte in den Hängern entstehen, der Ausfall einzelner Hänger als außergewöhnliche Einwirkungen vermag das redundante Tragwerk zu kompensieren.

Ein konservativer Ermüdungsnachweis der Hängeranschlüsse erfolgte mit einem der Nutzung der Brücke entsprechenden Ermüdungslastansatz. Die Geometrie der Hängeranschlusslaschen wurde standardisiert. Für die insgesamt 80 Hängerlaschen wurden drei Regeltypen entworfen.

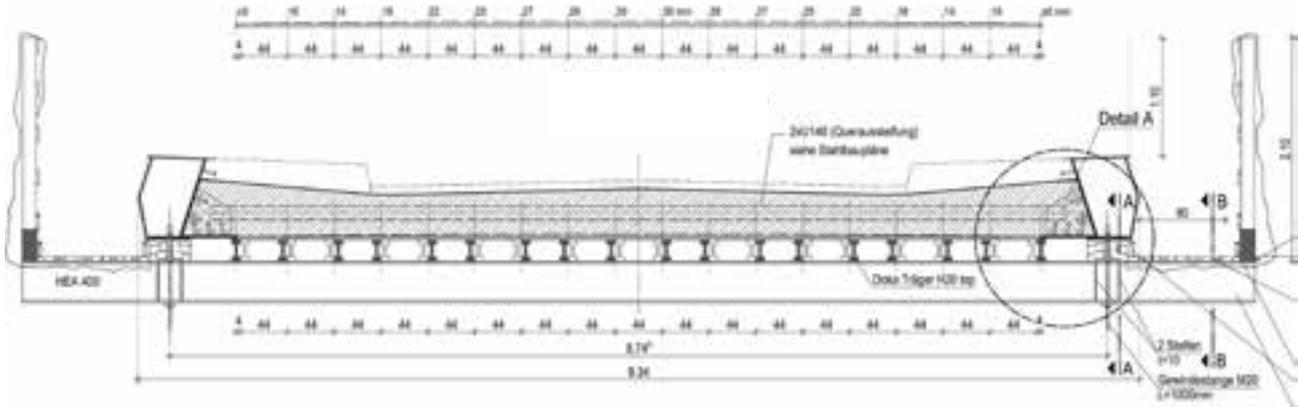
Um Kosten und Wartungsaufwand zu begrenzen, sollten einprofilige Übergangskonstruktionen zum Einsatz kommen und auf Wartungsgänge an den Widerlagern verzichtet werden. Zur Reduktion der rechnerischen Dehnwege wurden mehrere Maßnahmen ergriffen: Um die temperaturabhängigen Verschiebungen zu minimieren, ist die Brücke in Längsrichtung schwimmend gelagert. Und um die Verschiebungen aus Bremsen oder Anfahren zu reduzieren, wurden horizontale Lasten entsprechend der Nutzung der Brücke angesetzt. Des Weiteren sind flache und breite Elastomerkrissen vorgesehen, um größtmöglichen elastischen Widerstand in Brückenlängsrichtung zu erzeugen. Die rechnerisch erforderliche horizontale Steifigkeit der Elastomerlager wurde entsprechend ausgeschrieben.

Die Wahl der Fahrbahnplatte mit Dachprofil bzw. in W-Form wirkt sich statisch günstig aus. Zusätzlich wird die Bauteildicke der Kappen am Randaufleger zum Versteifungsträger auf ein Minimum reduziert. Das führt dazu, dass das Gesamtgewicht aus Kappe und Fahrbahnplatte gleich bleibt, jedoch mehr statisch wirksamer Betonquerschnitt als Teil der Fahrbahnplatte zur Verfügung steht. Insgesamt führt diese Ausbildung zu weniger Biegebewehrung im Feldbereich und weniger Schubbewehrung am Auflager.

Bereits in der Entwurfsphase wurde der gesamte Bauablauf detailliert betrachtet. In der Ausschreibung wurde vorgesehen, den gesamten Stahlbau einschließlich Betoniergerüst auf einem Vormontageplatz herzustellen, innerhalb einer Nachsperrpause der A 9 mit SPMT zu verfahren und mit Hilfe von Kranen einzuheben. Um das Betoniergerüst einfach anhängen zu können, wurden im Bereich der Querschotte der Versteifungsträger Bleche mit eingeschnittenen Gewinden geplant.



12 Stahlbauplanung in 3-D
© BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG



13 Betoniergerüst: Schnitt
© BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG

Zur horizontalen Stützung der Versteifungsträger während des Betoniervorgangs wurden im Abstand von ca. 8 m Stahlprofile zwischen oberer und unterer Bewehrungslage angeordnet, welche im fertigen Bauwerk verbleiben konnten. Durch diese einfachen und kostengünstigen Maßnahmen ließ sich auf nachträglich zu realisierende Befestigungen und Aussteifungen verzichten. Beschädigungen am Korrosionsschutz und entsprechende Nacharbeiten halten sich in Grenzen.

Für die Montage der Hänger wurden ausführliche Vorbetrachtungen und Berechnungen angestellt. Ergebnis war, dass die Hänger immer paarweise nacheinander von der Mitte zu den Brückenden ein-

gebaut werden können. Mit dieser Einbaureihenfolge ergab sich bereits im Stahlbau eine günstige Lastverteilung im Hängernetz, so dass auf Vorspannmaßnahmen, auch in späteren Bauphasen, verzichtet werden konnte.

Zur Vermeidung von Druckkräften in den Hängern während der Betonage wurde der Herstellvorgang der Fahrbahnplatte genauer untersucht. Ein Betonagekonzept ähnlich dem Pilgerschrittverfahren lag der Ausschreibung bei. Im Rahmen der Ausführung wurde es durch intensiven Austausch zwischen Planer und ausführender Firma sowie in Abstimmungsrunden mit dem Prüfingenieur weiter optimiert. Die Herstellung der Fahrbahnplatte konnte letztendlich kon-

tinuierlich von den Widerlagern zur Mitte hin erfolgen. Dieser Betoniervorgang wurde vorab in nichtlinearen Berechnungen genau erfasst: Wegen des zunächst geringen Eigengewichts und der ungünstigen Lage der Betonierlasten werden Zugstäbe lastfrei und hängen stark durch. Die dabei auftretenden Biegebeanspruchungen wurden deshalb im Vorfeld ermittelt und als unschädlich für die Stäbe und ihre Anschlüsse nachgewiesen. Wegen der schlanken Ausbildung von Bögen und Versteifungsträgern ist es, bei diesem Bauwerk, möglich, die Hänger ausschließlich durch das Betoneigen-gewicht der Fahrbahnplatte vorzu-spannen.



14 Einhub der Brücke bei Nacht
© BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG



15 Betonieren der Fahrbahnplatte
© Rädlinger Ingenieurbau GmbH

6 Ausführung

Der wirtschaftliche Vorteil der gewählten Bauweise als Netzwerkbogen begründet sich aus ca. 30 % Materialersparnis im Vergleich zu konventionellen Stabbogenbrücken. Um die Kosten nicht durch eine aufwendige Montage wieder zu erhöhen, wurden besondere Lösungen gefunden. Die Hängermontage wird durch die Gabelkopfanschlüsse vereinfacht. Die 40 Zugstäbe wurden von einem kleinen Team in vier Tagen eingebaut.

Wie geplant, wurden der gesamte Stahlbau einschließlich Korrosionsschutz und das untergehängte Betoniergerüst neben der A 9 vormontiert, mit selbstfahrenden Schwerlasttransportern (SPMT) eingefahren und mit Kränen während einer Nachsperrpause in die Endlage gehoben.

Der weitere Bauablauf, wie beispielsweise die Herstellung der Fahrbahnplatte kontinuierlich von den Widerlagern zur Mitte, konnte mit überschaubarem Aufwand planmäßig umgesetzt werden. Zusätzliche Stahlbauteile zur Sicherung der Brückenkonstruktion und ihrer Teile im Bauzustand waren, wie bereits im Entwurf konzipiert, nicht nötig.



16 Rendering der fertiggestellten Brücke
© BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG

BPR

Dr. Schäpertöns Consult

SRP

Schneider + Partner

7 Kennzahlen zum Projekt

Die Planung vom Vorentwurf bis zur Ausschreibung erfolgte in rund anderthalb Jahren, zwischen Frühjahr 2018 und Herbst 2019. Offizieller Baubeginn war im Dezember 2019, die Verkehrsfreigabe erfolgt voraussichtlich im Februar 2021. Die Bauzeit betrug etwa zwölf Monate. Zu berücksichtigen ist dabei, dass maßgebliche Vorgänge, wie zum Beispiel der Einhub oder die Demontage des Betoniergerüsts, an Terminen bzw. Sperrungen im Rahmen der Gesamtmaßnahme durchgeführt werden mussten. Für die Herstellung der Unterbauten wurden ca. 520 m³ Beton und 85 t Betonstahl verbaut. Für den Überbau wurden ca. 190 t Baustahl, 250 m³ Beton und 85 t Betonstahl erforderlich. Zusätzlich fielen ca. 65 m³ Beton und 8 t Betonstahl für die Kappen an.

8 Projektorganisation

Besonders vorteilhaft für die erfolgreiche Umsetzung des Projekts war die Entscheidung des Bauherrn, die komplette Planung vom Vorentwurf bis hin zur Konzeption und Führung von Nachweisen für Montagevorgänge in eine Hand zu geben.

Ein durchdachter Bauwerksentwurf sowie eine gewissenhafte Ausführungs- und Detailplanung waren eine gute Basis. Innovationsfreude, Flexibilität, Kooperations- und Kompromissbereitschaft sowie die Leidenschaft für das Bauen bei allen Beteiligten waren schließlich ausschlaggebend für die erfolgreiche Realisierung.

Autoren:

Dipl.-Ing. Daniel Schäfer

Dipl.-Ing. Lorenz Ringeisen

BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG,
München

Bauherr

Autobahndirektion Nordbayern, Nürnberg

Entwurf und Tragwerksplanung

BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG, München

Prüfingenieur

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger, München

Bauausführung

Rädlinger Ingenieurbau GmbH, Windorf

Rädlinger Stahl- und Anlagenbau GmbH, Cham

www.bpr-consult.com

www.srp-consult.de

polis Award 2018
mit Atelier Loidl

Foto: Leonard Grosch



Ausführungsplanung für Verbauten, Massiv- und Rückbau der Brücke Duisburg-Neuenkamp Ersatzneubau Deutschlands größter freitragender Schrägseilbrücke

■ ■ ■ von Daniel Wingenfeld, Tamás Simon

Die Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp liegt im Zuge der Autobahn A 40 und verbindet das Ruhrgebiet mit dem Niederrhein und den Niederlanden. Aus dieser Lage ergibt sich eine große Bedeutung für die Infrastruktur und die örtliche Wirtschaft. Nach mehreren umfangreichen Instandsetzungen wurde Ende 2019 der achtstreifige Ausbau der Überführung begonnen: Die neue Rheinbrücke wird als zweihüftige Schrägseilbrücke mit zwei getrennten Überbauten ausgeführt und verlängert die ehemalige Gesamtstützweite von 777 m auf 802 m. Die beiden Bauwerke besitzen jeweils zwei Widerlager- und sieben Pfeilerachsen, wobei die Pylone in den Überbau eingespannt sind. Das Bauwerk wird aufgrund dieser Konstruktion Deutschlands größte freitragende Schrägseilbrücke sein, ihr erster Teil soll 2023 fertiggestellt sein.



1 Baugruben und Bestandsbauwerk
© Grassl Ingenieure

1 Gesamtmaßnahme

Die Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp liegt im Zuge der Autobahn A 40 und verbindet das Ruhrgebiet mit dem Niederrhein und den Niederlanden. Aus dieser Lage ergibt sich eine große Bedeutung für die Infrastruktur und die örtliche Wirtschaft. Das Bauwerk befindet sich innerhalb Duisburgs zwischen den Stadtteilen Duisburg-Neuenkamp und Duisburg-Homberg und überführt die sechsstreifige, aktuell auf vier Fahrstreifen reduzierte Autobahn über den Rhein. Seit der Errichtung im Jahre 1970 ist die Verkehrsbelastung von den angesetzten 30.000 Kfz/d inzwischen auf 100.000 angewachsen, wodurch die Brücke an die Grenzen ihrer Belastbarkeit gebracht wird.

Besonders der steigende Schwerverkehrsanteil und die hohe Belastung der Fahrzeuge führten zu Schädigungen sowie einer fortschreitenden Verschlechterung des Zustands des Bauwerks. Aufgrund dessen kam es 2017 zu einer zeitweisen Vollsperrung und im Jahr 2018 zur Einrichtung einer Wiegeanlage, an der die Überfahrt von Fahrzeugen über 40 t verhindert wird. Nach mehreren umfangreichen Instandsetzungen im Lauf der Jahre wurde Ende 2019 der achtstreifige Ausbau der Überführung begonnen (Bild 1). Neben den Fahrstreifen ist in beiden Richtungen ein Geh- und Radweg vorgesehen, die von der Autobahn durch eine Lärmschutzwand abgeschirmt werden.

Die neue Rheinbrücke wird als zweihöf-tige Schrägseilbrücke mit zwei getrennten Überbauten ausgeführt und verlängert die ehemalige Gesamtstützweite von 777 m auf 802 m. Die begehbaren Hohlkastenträger werden im Stromfeld als Stahlkonstruktion hergestellt, die Vorlandfelder sind dagegen in Stahlverbundbauweise geplant. Die beiden Bauwerke besitzen jeweils zwei Widerlager- und sieben Pfeilerachsen, wobei die 75 m hohen Pylone zur Aufhängung der Schrägseile über den Flusspfeilern im Überbau eingespannt sind. Die Brücke wird aufgrund dieser Konstruktion Deutschlands größte freitragende Schrägseilbrücke. Im Jahr 2023 wird ihr erster Teil voraussichtlich fertiggestellt werden. Die Errichtung erfolgt in abgerückter Lage und wird erst nach Freigabe des zweiten Bauwerks durch Querverschub in die endgültige Position gebracht. Der Fertigstellung des ersten Bauwerks schließt sich der Abbruch der Bestandsbrücke an, in deren Position der zweite Teil errichtet und 2026 vollendet werden soll.

Planung und Realisierung des Ersatzneubaus erfolgen durch die DEGES im Auftrag des Bundes und der Autobahn GmbH des Bundes. Der Auftrag zur Errichtung der neuen Rheinbrücke mit dem Ausbau des Streckenabschnitts der A 40 bis zur Anschlussstelle Duisburg-Häfen wurde im Mai 2020 an die Arbeitsgemeinschaft Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp, bestehend aus Hochtief Infrastructure GmbH und MCE GmbH zusammen mit Zwickauer Sonderstahlbau GmbH, Plauen Stahl Technologie GmbH, MCE Nyiregyháza Kft, MCE Slany s.r.o., vergeben.

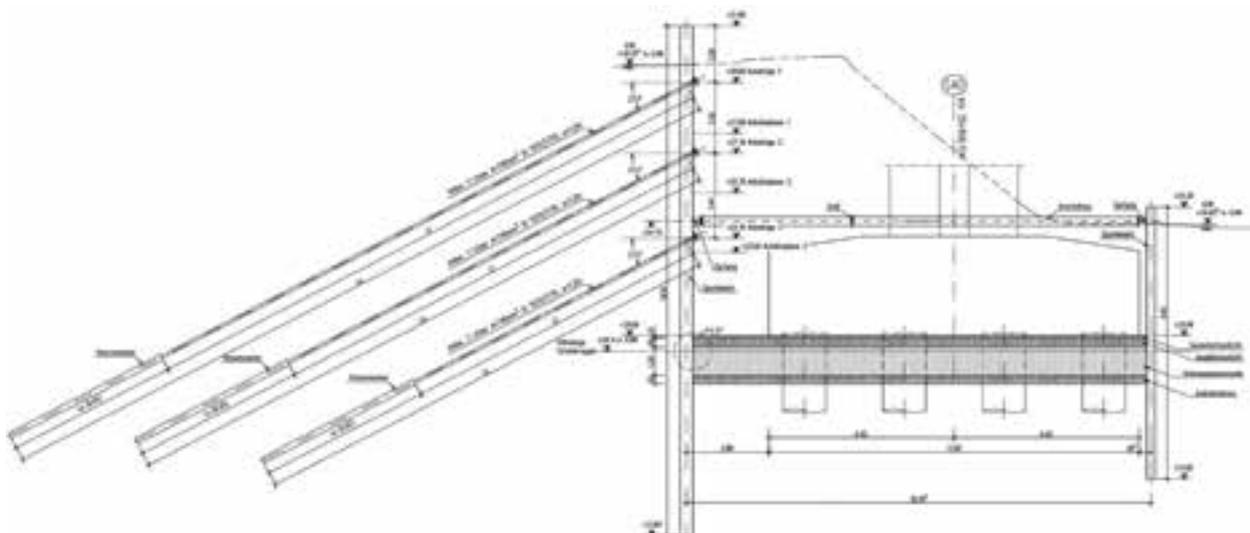
2 Allgemeines

Das Ingenieurbüro Grassl bearbeitet derzeit für die Arbeitsgemeinschaft Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp die Ausführungsplanung für die Verbauten, die Verschiebscheiben, die Unterbauten, den Rückbau des Bestandsbauwerks und eines Regenklärbeckens. Aufgrund der Terminalschiene für die Bauausführung und der umfassenden Materialdisposition musste mit der Planung unmittelbar begonnen werden. Dank eines leistungsstarken Teams wurde gerade die in der Anfangsphase erforderliche Parallelbearbeitung der Leistungen sichergestellt und der ambitionierte Planungszeitplan eingehalten, so dass mit der Bauausführung der Verbauten und Unterbauten fristgerecht begonnen werden konnte. Im Folgenden wird auf den aktuellen Bearbeitungsstand und auf wesentliche Aspekte bei der Ausführungsplanung der Verbauten, der Unterbauten, der Baubehelfe für Verschieb des Überbaus des ersten Teilbauwerks und des Rückbaus des Bestandsbauwerks eingegangen.

3 Verbauten

Für die Herstellung der Gründung und der Brückenpfeiler sind Baugrubensicherungen erforderlich, welche sich abhängig von den Randbedingungen an den jeweiligen Achsen in ihrer Ausführung unterscheiden. Während in der Achse 20 nur eine ausgesteifte Baugrube mit Trägerbohlwänden notwendig ist, müssen im Bereich des Rheinüberschwemmungsgebiets die Baugruben in den Achsen 40–80 durch wasserdichte Spundwandkästen mit Unterwasserbetonsohlen zur bauzeitlichen Abdichtung gegen das anstehende Grundwasser gesichert sein.

Für die Achse 30 ist bereits eine geböschte Baugrube ausreichend. Um eine Sicherung gegen Schiffsanprall für die Achse 40 (Pylonpfeilerachse) zu gewährleisten, ist eine Dalbenkonstruktion vorgesehen. Die Baugrubensicherung der Achse 40 ist aufgrund der unterschiedlichen Geländeneiveaus und des Abtrags des Bestandsgeländes zur Herstellung einer Bohrebene besonders komplex. Hier ist für die Errichtung der Pfeiler in Seiten- und Endlage des südlichen Überbaus ein 16 m x 38 m großer Spundwandkasten zu realisieren. Zunächst muss für die Herstellung von Bohrebene und Baustellenzufahrt die Bestandsböschung auf einer Länge von ca. 110 m abgetragen und das anstehende Gelände durch Spund- und Trägerbohlwände rückverankert werden. Da direkt an der Verbauwand eine Straße verläuft, welche auch als Zufahrt für die Baustellenfahrzeuge gedacht ist, war statisch mit deutlich höheren Lasten zu rechnen, als in den Regelwerken vorgesehen. Das Einsatzgewicht für das Bohrgerät der Großbohrpfähle beträgt 150 t und ist damit 80 t höher als das anzusetzende Maximalgewicht von Regelfahrzeugen. Für eine wirtschaftliche Lösung bezüglich der Spundwandlängen und -profile sowie der Wahl der Litzenanker wurde der tatsächliche Lastansatz mit der Baufirma abgestimmt und die Lastverteilung genau erfasst. Nach dem Einbringen der Bohrpfähle wird die Baugrube dicht umschlossen. Ein Teil der rückverankerten Spundwand wird somit im entstandenen Spundwandkasten verbaut (Bild 2), der zudem ausgesteift wird. Nach Realisierung des südlichen Überbaus wird die Baugrube für den nördlichen Teil erweitert.



2 Plananschnitt der Baugrube in Achse 40
© Grassl Ingenieure

Da die Spundwände über mehrere Jahre bestehen bleiben und Daueranker verwendet werden, ergeben sich zusätzliche statische und konstruktive Anforderungen. Im Bereich der freistehenden Trägerbohlwand wird deshalb ein biegeweiches Zugband zwischen den zwei Ankerlagen angebracht, welches bei einem Ankerausfall die Zugkräfte durch Bildung eines Hängewerks aufnimmt. Im Zuge der Berechnung ergaben sich weitere statische Herausforderungen. Je nach Aushub und Spundwandseite sind unterschiedliche Geländeneiveaus zu berücksichtigen, welche in vielen Schnitten erfasst und berechnet wurden. So erfolgte bei der flussseitigen Spundwand die Berechnung iterativ, da aufgrund des niedrigen Geländes je nach Aushub die Baugrubenseite sowohl als Erddruckaktivseite als auch -passivseite zu erfassen war. Für jede Berechnung wurde dabei eine Grenzfallbetrachtung für den Niedrig- und Hochwasserstand durchgeführt. Für eine deutliche Optimierung der Spundwandlängen wurde für den Nachweis zur Abtragung der Vertikalkräfte ebenfalls ein iteratives Berechnungsverfahren verwendet, bei welchem, ausgehend von der statisch erforderlichen Länge, eine beidseitige Mantelreibung angesetzt werden darf, bis der Nachweis erfüllt ist. Eine möglichst genaue Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen wurde mittels Bettungsmodulverfahren erzielt.



3 Ausgesteifte Baugrube in Achse 50
© Grassl Ingenieure

Um die Auftriebssicherheit der Unterwasserbetonsohle zu gewährleisten, wurde der durch die Bohrpfähle aktivierte Bodenblock rechnerisch in Ansatz gebracht. Durch Schubknaggen, die an jedem Berg der Spundbohlen angeordnet werden, wird die Kraftübertragung von der Sohle auf die Spundwand gewährleistet. Für die Achsen 50–80 ist die Betonage der Pfahlkopfplatten (PKP) gegen den Verbau vorgesehen (Bild 3). Aufgrund der einzuhaltenden Einbautoleranzen und der sich ergebenden Baugrubenabmessungen durch die Spundwandprofile entsteht ein auszufüllender Raum zwischen Spundwand und PKP. Durch Einsatz einer steifen Folie an den Abstandshaltern der Beweh-

runge wurde hier eine Trennung erzielt, die Rissbildungen vorbeugt und eine Betonage in einem Arbeitsgang ermöglicht. Um die gesamte Fundamentplatte in einem Zug sowie die Pfeiler in Seiten- und Endlage vor dem Längsverschub des Überbaus zu realisieren, werden in den Bereichen der endgültigen Pfeiler an den jeweiligen Achsen Teile des Kragarms des Bestandsbauwerks vorzeitig entfernt (Bild 4). Durch die Maßnahme wird die Herstellung der endgültigen Pfeiler durch eine Kranandienung von oben gewährleistet. Der Zwischenschritt eines Mittelschotts im Verbau kann somit entfallen, und eine abschnittsweise Herstellung des Baugrubenverbau wird vermieden.



4 Baugruben der Achsen 50–80 und Kragarmentfernung am Bestandsbauwerk
© Grassl Ingenieure

4 Unterbauten

Die Widerlager werden als massive begehbbare Kastenwiderlager mit biegesteif angeschlossenen Flügelwänden ausgebildet und getrennt für die beiden Teilbauwerke hergestellt. Als Verblendung der Wände und Flügel ist ein Natursteinmauerwerk vorgesehen, jedoch wird in die frontalen Sichtflächen eine Pfeilerstruktur eingelassen. Optisch wird diese analog zu den Pfeilern gestaltet und dient zur Auflagerung der Überbauten. Das Widerlager in Achse 10 erhält hinter der Kammerwand eine Garage für einen längs ausfahrbaren Brückenbesichtigungswagen. In der Pfeilerstruktur befindet sich dazu ein Tor mit integriertem Vogeleinflugschutz. Hinter den Widerlagern werden Vormontageplätze für einer zusätzlichen Einhausung für Korrosionsschutzarbeiten erforderlich. Resultierend aus diesen Anforderungen sowie dem Platzbedarf beim Einschleppen der Vorlandfelder, wird in den Widerlagerwänden eine Arbeitsfuge angeordnet. Die Anschlussbewehrung muss hier großflächig mit Muffenstößen umgesetzt werden. Im Anschluss an die Widerlager sind zur Geländeabfangung Stützwände geplant, die aufgrund ihrer zeitlich versetzten Herstellung den vorzeitigen Einbau von Fugenbändern erschweren. Somit bietet sich eine nachträgliche Ausbildung der Fugen an, die mit eingeklebten Fugenbändern realisiert wird. Im Vorlandbereich sind die Pfeiler in Massivbauweise als getrennte geneigte Stützen mit fünfkantigem Querschnitt konzipiert, die bis zur Hälfte durch eine Querwand verbunden sind. Die Köpfe der Pfeiler sowie der obere Teil der Querwände wird über eine Kratzputzstruktur verfügen. Darunter sind die Pfeiler glatt, die Querwände hingegen erhalten eine Sinuswellenstruktur. Die Strompfeiler sind abweichend von den anderen Pfeilern in ihrer Querschnittsgeometrie an den achtkantigen Pylon angelehnt. Die Einzelstützen werden aber nicht unter dem Überbau durch eine Querwand verbunden, sondern zwischen den beiden Teilbauwerken. Die beiden Teilbauwerke sind im Endzustand in allen Achsen auf einer durchgehenden Pfahlkopfplatte gegründet. Zur Gewährleistung eines durchgängigen äußeren Erscheinungsbilds der Pfeiler wird angestrebt, sie in einem Betoniergang zu realisieren. Unter Einsatz mehrerer Betonpumpen wird die Betonage der bis zu 340 m³ umfassenden Pfeiler erfolgreich durchgeführt.

Aufgrund der abgerückten Lage des ersten Teilbauwerks werden zusätzlich neben den endgültigen Pfeilern rechteckige temporäre errichtet, die mittels Kletterschalung in mehreren Betonierschnitten gefertigt werden.

Die temporären Pfeiler weisen aufgrund des Längsverschubs einen größeren Abstand zur Unterkante des Überbaus auf als die endgültigen, zum Höhenausgleich wurde hier ein Auflagersockel aus Stahl vorgesehen. Der Auflagersockel wird über Kopfbolzendübel mit den temporären Pfeilern verbunden, hierfür mussten Aussparungen vorgesehen werden.

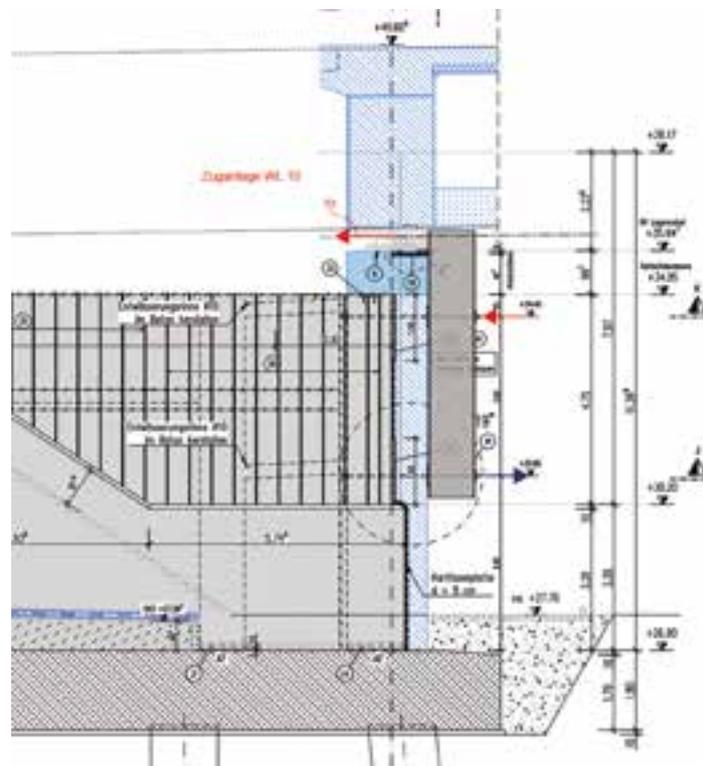
5 Baubehelfe für Quer- und Längsverschub

Der übergeordnete Bauablauf ergibt sich aus dem Verkehrsführungskonzept, welches für die Herstellung der Ersatzbauwerke und für den Rückbau der Bestandsbrücke die Aufrechterhaltung des Verkehrs fordert. In der ersten Bauphase wird das südliche Teilbauwerk in provisorischer Seitenlage mittels Taktschiebverfahren, kombiniert mit dem Freivorbau des Brückendecks über dem Rhein, errichtet.

Nach der Umlegung des Verkehrs auf das südliche Teilbauwerk erfolgen der Rückbau der Bestandsbrücke und die Herstellung des nördlichen Teilbauwerks in Endlage. Die Maßnahme wird durch den Querverschub des südlichen Teilbauwerks in seiner Endlage finalisiert.

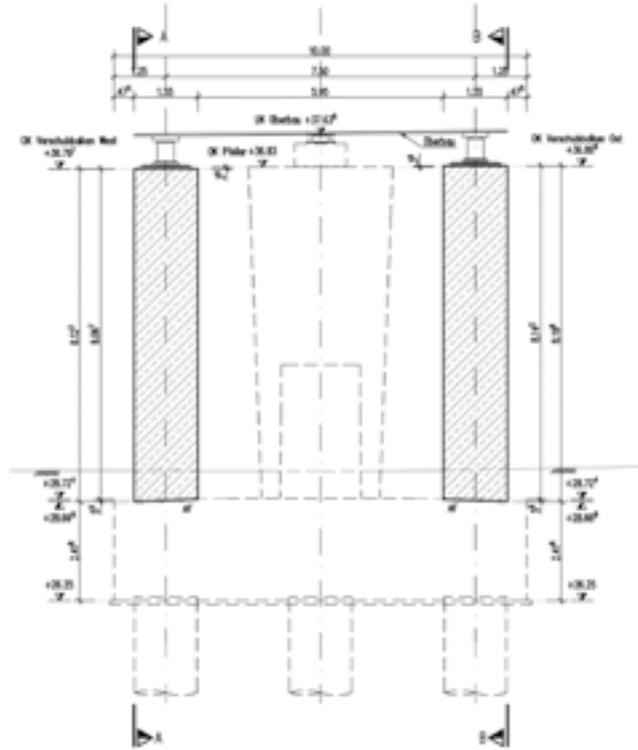
Der Einschub des südlichen Stahlüberbaus erfolgt beidseitig von den Widerlagern aus, wobei er über die auf den temporären Unterbauten angeordneten Verschiebewippen verschoben wird. Die weiteren für den Längsverschub benötigten Montageeinrichtungen wie Pressen, Einbauteile der Seitenführung und an den Widerlagern angeordnete Zuganlagen (Bild 5) wurden von der Arbeitsgemeinschaft vorgegeben und in enger Abstimmung in die Planung der temporären Unterbauten des südlichen Bauwerks integriert.

Nachdem das nördliche Teilbauwerk ebenfalls im Taktschiebverfahren hergestellt und für die Verkehrsführung 6+0 freigegeben ist, schließt sich der Querverschub des südlichen Teilbauwerks über eine Verschiebestrecke von ca. 14,50 m in seine endgültige Lage an.



5 Prinzipskizze der Zuganlage am Widerlager
© Grassl Ingenieure

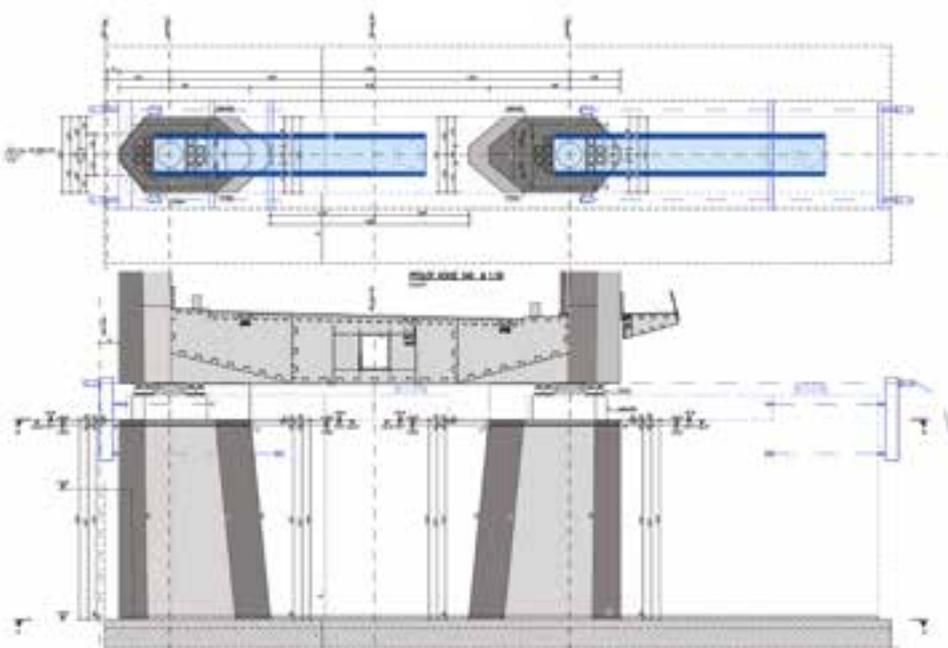
Mit Ausnahme der Pylonachsen werden für die Verschubbahnen, die aus einem System mit Grundplatten und Edelstahlbespannung bestehen, zusätzliche Hilfskonstruktionen erforderlich, die als Stahlbetonscheiben in Ortbetonbauweise ausgeführt und über Anschlussbewehrung mit den Pfahlkopfplatten der Pfeiler und Widerlager verbunden werden. Für die Pfeilerachsen im Vorlandbereich sind jeweils beidseitig Querverschubscheiben vorgesehen, die in 3,50 m Abstand von den Lagerachsen angeordnet werden (Bild 6). In den Widerlagerachsen wird jeweils eine Verschubscheibe vor der Widerlagerstirnwand errichtet. Der Vers Schub in den Vorland- und Widerlagerachsen erfolgt mittels Pressen, die auf Verschubschlitten mit unterseitig eingelassenen Teflonplatten stehen. Da keine temporären Festhaltekonstruktionen in diesen Achsen für den Querverschub eingeplant sind, werden die Wanddicken der Verschubscheiben so festgelegt, dass die Überbauverformungen, die im Bauzustand auftreten, über die Breiten jener Bahnen aufgenommen werden können. Aus Gründen des Bauablaufs werden die Verschubscheiben während der Unterbautenherstellung ausgeführt. Hinsichtlich der Höhenfestlegung der Verschubscheiben mussten daher die Verformungen des Vorbau schnabels, die während des Längsverschubs auftreten, berücksichtigt werden.



6 Schnitt: Querverschubscheiben in Pfeilerachse 30 © Grassl Ingenieure

Das Vershubkonzept in den Pylonachsen sieht einen Vershub über die temporären Unterbauten der Seitenlage vor, der hier auf den endgültigen Lagern erfolgt. Für den Einbau der Verschubschlitten unter den Kalottenlagern wird das Bauwerk in

den Pylonachsen um 100 mm angehoben. Zwischen den Lagersockeln der temporären und der endgültigen Unterbauten werden zusätzliche Stahlbetonbalken für den Einbau der Verschubbahnen errichtet (Bild 7).



7 Querverschubkonzept für die Pylonachsen © Grassl Ingenieure

6 Rückbau

Die Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp ist eine der ersten modernen Schrägseilbrücken, sowohl in Deutschland als auch weltweit. Sie ist aber auch eine der ersten Schrägseilbrücken dieser Größenordnung, die rückgebaut werden muss. Die Bestandsbrücke besteht auf der Westseite des Rheins aus vier Feldern mit Spannweiten von ca. 50 m, auf der Ostseite aus drei Feldern mit Spannweiten zwischen 60 m und 105 m sowie einem Stromfeld mit einer Spannweite von 350 m (Bild 8). Jeweils drei Seile pro Seite und Pylon werden verwendet, um das Stromfeld auf sieben Teilfelder mit Spannweiten zwischen 45 m und 70 m aufzuteilen. Die fächerförmigen Führungen der Seile aus zwei Ebenen liegen dicht genug aneinander, um sie als eine Seilebene betrachten zu können. Jedes Seil besteht aus neun einzelnen vollverschlossenen Einzelseilen, die jeweils zwischen 57 mm und 81 mm im Durchmesser betragen.

Eine ausreichende Torsionssteifigkeit wird durch den zweizelligen Hohlkasten gewährleistet. Die Pylone sind biegesteif mit dem Versteifungsträger verbunden und in Längsrichtung gelenkig gelagert. Der zweizellige Versteifungsträger mit einer Breite von 12,70 m und einer Höhe von 4,00 m ist längsversteift und begehbar. Die Breite der Fahrbahnplatte inklusive Geh- und Radweg beträgt 36,30 m. Die rechteckigen Pylone sind ebenfalls begehbar und als einzellige Hohlkästen ausgebildet. Gemessen über der Gradienten ragen die Pylone 49 m in die Höhe. Die Montage der Brücke erfolgte von beiden Seiten: linksrheinisch, vom Widerlager 0 ausgehend, über Hilfsstützen in den Achsen I, II, III und den Pylonpfeiler IV bis zur Mitte der Stromöffnung und gleichzeitig rechtsrheinisch vom Widerlager IX aus ebenfalls über Hilfsstützen in den Achsen VII und VIII und den Pylonpfeiler V zur Mitte der Stromöffnung. Rechtsrheinisch wurde der Bauablauf mit der Montage des ersten Abschnitts begonnen, er wurde auf dem Widerlager und einer Hilfsstütze aufgelegt. Die nachfolgenden Abschnitte wurden dann im Freivorbau montiert.

Die Montage linksrheinisch erfolgte analog, jedoch wurden aufgrund der größeren Feldlängen mehrere Hilfsstützen eingesetzt. Im Stromfeld wurden die Segmente im klassischen Freivorbau von einem Seil zum nächsten montiert. Die Rückbauplanung der Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp ist eine besondere Herausforderung, da es kaum Erfahrungen mit vergleichbaren Schrägseilbrücken auf dem Gebiet gibt. Gleichartige Bauweise und Umstände liegen freilich beim Rückbau der Rheinbrücke Leverkusen vor, dessen Planung vom Ingenieurbüro Grassl bereits abgeschlossen wurde. Erfahrungswerte und Konzepte können daher unterstützend in die Rückbauplanung der Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp einfließen. Sich auf die Bestandsstatik und den Bauablauf der Herstellung stützend, bietet der Rückbau in umgekehrter Reihenfolge eine naheliegende Variante. Bei jener Vorgehensweise muss man jedoch beachten, dass zum einen das heutige Sicherheitsniveau durch die Normenfortschreibung höher ist und zum anderen der Wissenstand besonders im Bereich der Stabilitätsnachweise sich weiter-

entwickelt hat. Des Weiteren sind die heutigen Montageverfahren nicht mehr dieselben wie vor 60 Jahren. Derzeit werden oft Autokräne zur Demontage der Stahlschüsse eingesetzt, welche wesentlich höhere Gewicht aufweisen und somit beim Einsatz auf dem Bauwerk auch höhere Belastungen verursachen als das damals übliche Montageverfahren. Ein Rückbau mit Hilfsseilen stellt eine weitere Variante dar. Sie hat den Vorteil, dass die neue Rheinbrücke möglichst schnell erstellt werden kann. Mit dem Rückbau der Vorlandbereiche wird an den Widerlagern begonnen und er dann in Richtung der Pylonachsen fortgesetzt, so dass sich während des Rückbaus bereits mit der Errichtung der Widerlager und sukzessive der Pfeiler beginnen lässt. Zudem bieten die Hilfsseile eine zusätzliche Kontrolle und Steuerung der Verformungen.

GRASSL
BERATENDE
INGENIEURE
BAUWESEN

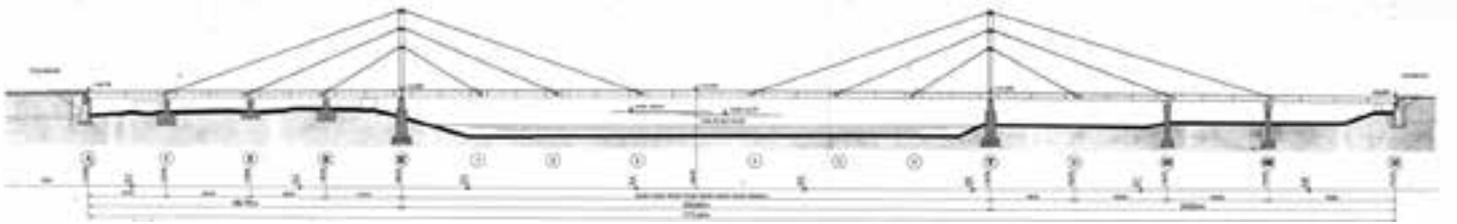
A 40 DUISBURG - NEUENKAMP

Deutschlands größte freitragende Schrägseilbrücke



Ausführungsplanung Ersatzneubau
Neubau Rheinbrücke - Verbauten und Massivbau
Rückbau bestehende Rheinbrücke





8 Übersicht über das Bestandsbauwerk
© Straßen NRW

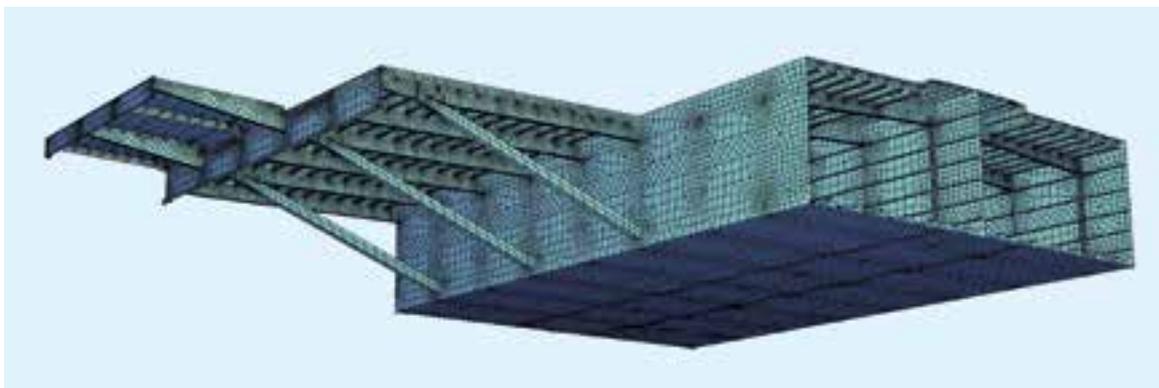
Für diese Rückbauvariante wird ein statisches Gesamtmodell mit detaillierten Modellierungen der einzelnen Bauteile angefertigt. Das Berechnungsmodell wird mit Stabelementen für den Versteifungsträger, die Seile und die Pylone definiert (Bild 9). Die Systemeingabe erfolgt achsenbasiert, das heißt mit Hilfe von vordefinierten Achsen und parametrisierten Regelquerschnitten. Die verwendeten Variablen ermöglichen die Beschreibung von veränderlichen Eigenschaften, zum Beispiel Blechdicken. Eine einfache Berechnung am Endzustand des fertiggestellten Bestandsbauwerks reicht hier nicht aus, deshalb müssen alle relevanten Bauzustände erfasst und die einzelnen Montageabschnitte verschiedenen Gruppen zugewiesen werden. Die Gruppen werden dann in der Berechnung aus- oder eingeschaltet. Damit ergibt sich für jeden Bauzustand ein eigenes statisches System, das von dem vorherigen und dessen Belastung abhängig ist. Auf jedem der Systeme werden auch veränderliche Lasten aufgebracht und berechnet. Dabei werden die Ausbaulasten wie Asphalt-schicht, Geländer, Querträger etc. sowie Autokran, Nutzlasten, Wind etc. als äußere Lasten aufgebracht. Im Gegensatz zur Systemeingabe für eine neue Brücke ist beim Rückbau der Endzustand Ausgangspunkt der Berechnung. In den weiteren Berechnungsschritten werden sukzessive Bauteile ausgeschaltet.

Für die Berechnung ist es daher erforderlich, die Schnittkräfte für den Endzustand einschließlich jener aus dem Bauzustand zu ermitteln. Dies wurde durch einen fiktiven Lastfall erreicht, in dem Krümmungen an ausgewählten Stellen aufgebracht wurden. Durch diese Vorgehensweise ließ sich eine Übereinstimmung mit den Schnittgrößen aus der Bestandsstatik von über 95 % erreichen.

Eine besondere Herausforderung bei der Berechnung des Rückbaus stellt die Berücksichtigung der Steifigkeitsänderung der Elemente dar. Die wenigen Statikprogramme, die Bauzustände mit Systemänderungen – neue Elemente werden eingebaut – und Steifigkeitsänderungen – Querschnittsteile werden zu verschiedenen Zeitpunkten eingebaut oder haben unterschiedliche



9 Globales Stabwerkmodell zur Berechnung der Rückbauzustände
© Grassl Ingenieure



10 Lokales Faltwerkmodell zur Berechnung der Rückbauzustände
© Grassl Ingenieure

zeitabhängige Eigenschaften, zum Beispiel Verbundquerschnitte – rechnerisch erfassen, haben sich bis heute auf die Herstellung von Bauwerken und nicht deren Abbruch konzentriert. Demzufolge können im Statikmodell nur Querschnittsteile mit fortschreitendem Baufortschritt eingeschaltet werden. Eine umgekehrte Reihenfolge, bei der einzelne Querschnittsteile ausgeschaltet werden, ist derzeit noch nicht möglich. Beim Rückbau der Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp wird dieses Problem umgangen, indem die Querschnittsteile jeweils als eigener Querschnitt definiert werden. Beispielsweise werden beim Versteifungsträger die Bereiche der Geh- und Radwege, die Konsolen und der Hohlkasten mit eigenen Querschnitten definiert und ihnen eigene Stäbe zugewiesen. Die Stäbe werden entlang ihrer gesamten Länge miteinander gekoppelt und wirken somit als ein Querschnitt. Die Querschnittsteile lassen sich dann sukzessive einzeln ausschalten. Eine solche Vorgehensweise erlaubt eine

Überlagerung der Schnittkräfte, da rechnerisch keine Eigenspannungen auftreten, und eine realistische Abbildung der Steifigkeiten mit dem Rückbaufortschritt. Dies ist vor allem für die möglichst genaue Ermittlung der Brückenverformung erforderlich, da der Schiffsverkehr unter dem Brückenbau nicht eingeschränkt werden soll.

Ein Nachteil jener Modellierung ist, dass nur Teilschnittgrößen ausgegeben werden und für die Ermittlung der Gesamt-schnittgröße ein zusätzlicher Berechnungsschritt (Integration der Schnittgrößen aus den Stäben der Querschnittsteile) erforderlich ist.

Für die Beulnachweise, die Ermittlung der Lokalspannungen und der Spannungen in Querrichtung wird ein detailliertes Faltwerkmodell erarbeitet (Bild 10). In dem Faltwerkmodell werden für die Querschnittsteile Gruppen verwendet, die mit dem Rückbau auf der lokalen Ebene ausgeschaltet werden können. Mit dem Faltwerkmodell werden auch die Nachweise der lokalen Lasteinleitung geführt.

Autoren:
Dr.-Ing. Daniel Wingenfeld
Tamás Simon M.Sc.
Grassl Ingenieure,
München

Auftraggeber

DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH, Berlin

Bauwerksentwurf

Leonhardt, Andrä und Partner,
Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart

Prüfingenieure

Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser, München
Prof. Dr.-Ing. Dieter Ungermann, Aachen

Ausführungplanung

Grassl Ingenieure GmbH, München
Leonhardt, Andrä und Partner,
Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart
(1. Teilbauwerk Überbau)

Ausführung

Arbeitsgemeinschaft:
Hochtief Infrastructure GmbH,
Niederlassung Deutschland West, Köln
MCE GmbH, Linz, Österreich
MCE Nyiregyhaza Kft., Nyiregyhaza, Ungarn
MCE Slany s.r.o, Slany, Tschechien
Zwickauer Sonderstahlbau GmbH, Zwickau
Plauen Stahl Technologie GmbH, Plauen



Gleitlager-Systemlösungen für den Brückenbau

Federal-Mogul DEVA entwickelt Lösungen zur Lagerung von Hängebrückenseilen mit Gleitlagern aus deva. bm und deva.metal. Die hohe Leistungsfähigkeit der selbstschmierenden Verbundgleitwerkstoffe, die auch unter Extrembedingungen ihre grundlegenden Funktionen behalten, ermöglicht ein sicheres Abfangen der Brückenseile sowie der Bewegungen durch Wind und Vibration. Gleitlagertechnologie von Federal-Mogul DEVA – bewährt in zahlreichen Brückenbauwerken weltweit.



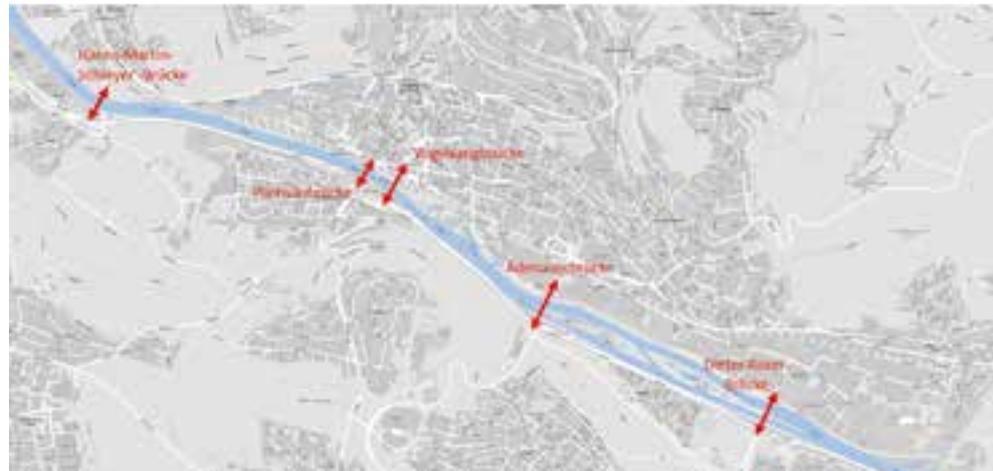
Federal-Mogul DEVA GmbH · Schulstraße 20 · 35260 Stadthallendorf / Germany · Telefon +49 6428 701-0 · Fax +49 6428 701-108 · www.deva.de

»Alt hilft Neu« als innovatives Bauverfahren

Die neue Hanns-Martin-Schleyer-Brücke in Esslingen

■ ■ ■ von Ralf Bothner, Maciej Lukaszuk

Die Straßenbauverwaltungen und Planungsbüros werden heutzutage immer wieder vor Herausforderungen gestellt, Ersatzneubauten in innerstädtischer Lage unter Berücksichtigung von komplexen Randbedingungen zu konzipieren, die sich mit konventionellen Bauverfahren häufig nicht wirtschaftlich realisieren lassen. Die Planung von Ersatzneubauten wird oft durch die Bauablauf- und Abbruchplanung maßgeblich beeinflusst. Für die Errichtung der Hanns-Martin-Schleyer-Brücke in Esslingen am Neckar wurde daher ein innovatives Bauverfahren entwickelt, indem der Bestandsüberbau auf der einen Seite als Baubehelf für die Montage der Stahlkonstruktion des neuen Überbaus verwendet (»Alt hilft Neu«) und auf der anderen Seite die Stahlkonstruktion für den Abbruch des Bestandsüberbaus genutzt (»Neu hilft Alt«) wird. Durch die Optimierung der Abbruchplanung konnte mit der erarbeiteten Variante eine deutliche Vereinfachung der Bauabläufe erzielt und die Vorteile der Stahlverbundbauweise ausgeschöpft werden.



1 Lageplan der Brücken in Esslingen
© Stadt Esslingen

1 Einführung und Notwendigkeit der Maßnahme

Aufgrund der Topographie besitzt die Stadt Esslingen am Neckar mehrere Hauptbrücken, die den Neckar, die Bahn sowie die Bundesstraße B 10 überspannen. Diese wurden zum Großteil in den 1960er Jahren bis Anfang der 1970er Jahre als Spannbetonbrücken erbaut, wobei häufig spannungsrissskorrosionsgefährdeter Spannstahl verwendet wurde. Die Hauptbrücken haben eine große Bedeutung für das Verkehrskonzept der Stadt Esslingen, weshalb ihre Instandhaltung und ihr Erhalt von besonderer Bedeutung für die Erschließung der beidseitig des Neckars liegenden Stadtteile sowie für die Anbindung an das überregionale Verkehrsnetz sind. Bei einer dieser Hauptbrücken handelt es sich um die Hanns-Martin-Schleyer-Brücke.

Sie überführt die Kreisstraße K 1271 und einen Geh- und Radweg über eine Ortsstraße, Parkflächen, einen Uferweg und den Neckar und verbindet dabei die Stadtteile Mettingen und Weil-Brühl.

Die Spannbetonbrücke wurde 1964 errichtet und überführt neben dem Straßen-, Rad- und Fußgängerverkehr eine Vielzahl von Leitungen von diversen Versorgungsträgern.

Das Bauwerk gliedert sich in zwei Teilbauwerke (TBW A und TBW B). Beim TBW A handelt es sich um eine Plattenbrücke aus Stahlbeton, die als Einfeldträger mit einer Stützweite von 9,99 m ausgebildet ist. Das Überführungsbauwerk B ist ein Spannbetonhohlkasten über vier Felder mit Stützweiten von 36,70 m + 45,00 m + 60,00 m + 45,00 m. Die Gesamtlänge des TBW B ergibt sich damit zu 186,70 m. Die beiden Teilbauwerke wurden im Jahr 1964 hergestellt. Im Bestand sind auf dem Bauwerk drei Fahrspuren vorhanden. Für den Ersatzneubau wurden die verkehrlichen Belange überprüft und dabei festgelegt, dass ein Querschnitt mit zwei Fahrspuren ausreichend ist. Hiermit kann die Brückenfläche reduziert werden, was auch zu einer entsprechenden Kostenminderung des Ersatzneubaus führt.

Im Zuge der Bauwerksprüfung nach DIN 1076 wurden an beiden Teilbauwerken zahlreiche Schäden festgestellt, die die Standsicherheit, die Verkehrssicherheit und die Dauerhaftigkeit beeinträchtigen. Zudem erfolgte für beide Teilbauwerke eine Nachrechnung gemäß Nachrechnungsrichtlinie für Stufe 2 für das Ziellastniveau des DIN-Fachberichtes und BK 60 nach DIN 1072. Hierbei wurden entsprechende Defizite festgestellt. Aufgrund der eingebauten Spannglieder aus vergütetem Spannstahl St 145/160, bezeichnet als »Sigma-Stahl« oder »Neptun-Stahl«, ist die Brücke spannungsrissskorrosionsgefährdet. Der verwendete Stahl ist als besonders gefährdet einzustufen. Es wurde eine Untersuchung nach der »Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion)« durchgeführt. Es konnte kein ausreichendes Ankündungsverhalten des Bauwerks nachgewiesen werden. Eine Wirtschaftlichkeitsberechnung kam zu dem Ergebnis, dass ein Brückenneubau die technisch und wirtschaftlich sinnvollste Variante darstellt.

Der Ersatzneubau wird durch den sogenannten Kommunalen Sanierungsfonds für den Erhalt der Infrastruktur des Landes Baden-Württemberg gefördert, was die Umsetzung für die Stadt Esslingen zeitnah möglich macht. Die Förderrichtlinie bedingt einen Abschluss der Bauarbeiten an der Maßnahme bis Ende 2022.

2 Randbedingungen

Für den Ersatzneubau der Brücke war eine Vielzahl von Randbedingungen zu beachten, die den Entwurf und den Bauablauf beeinflusst haben.

Wesentliche Randbedingungen waren hierbei:

In dem bestehenden Bauwerk werden eine Vielzahl von Versorgungsleitungen im Spannbetonhohlkasten über den Neckar überführt. Es handelt sich hier um Entwässerungsleitungen, Stromleitungen, Trink- und Brauchwasserleitungen, Telekommunikationsleitungen, Gasleitungen und Fernwärmeleitungen. Für die Durchführung des Abbruchs des Bestandsbauwerks und den Ersatzneubau ist eine Außerbetriebnahme der vorhandenen Leitungen erforderlich. Für die Aufrechterhaltung des Fernwärmeversorgungssystems Mittlerer Neckar der EnBW



2 *Untersicht der Bestandsbrücke*
© Leonhardt, Andrä und Partner AG



3 *Leitungen im Bestandsbauwerk*
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

wird daher eine neue Fernwärmetrasse gebaut, die mit einem 184 m langen Düker ca. 7,50 m unterhalb des Neckarflussbetts verläuft. Die Bauarbeiten an der Trasse wurden im Oktober 2019 begonnen, Ende April 2021 soll die neue Fernwärmeleitung in Betrieb gehen. Mit dieser neuen Fernwärmetrasse werden weitere Versorgungsleitungen ebenfalls dauerhaft verlegt. Ein Teil der vorhandenen Leitungen kann durch ein

redundantes Versorgungsnetz während der Bauzeit außer Betrieb genommen und in der neuen Brücke dann wieder eingebaut werden. Es handelt sich hierbei um eine Gasleitung ($d = 280 \text{ mm}$), Trink- und Brauchwasserleitungen ($d = 450 \text{ mm}$), zehn Kabelschutzrohre DN 180 sowie neue Kabelschutzrohre DN 100. Der Querschnitt des neuen Überbaus musste dementsprechend auf die Aufnahme dieser Leitungen ausgelegt werden.

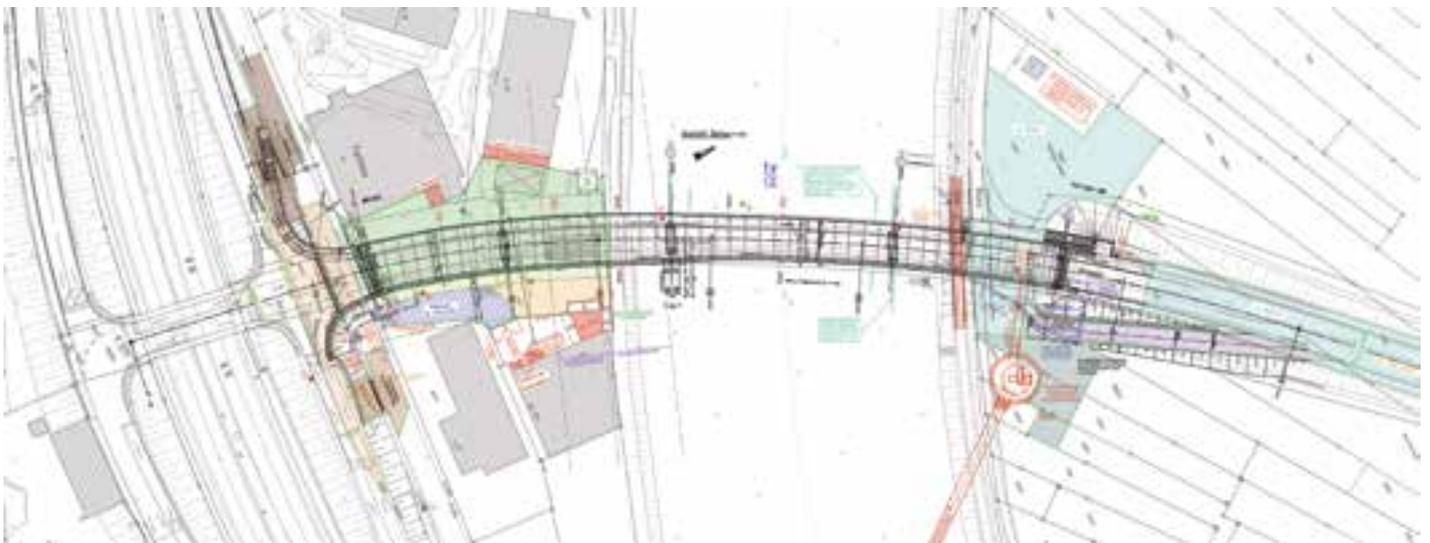


4 Dürkerbaustelle im Neckarflussbett
© EnBW Energie Baden-Württemberg AG

Die bestehende Brücke wurde bei der Erstellung mittels eines Bebauungsplans baurechtlich genehmigt. Beim Ersatzneubau wird der Gradientenverlauf der Brücke nicht maßgeblich verändert. Die Überbaubreite der neuen Brücke wurde darauf ausgelegt, den Umriss der Bestandsbrücke nicht zu überschreiten, um innerhalb der Grenzen des gültigen Bebauungsplans zu bleiben. Somit konnte ein aufwendiges Planfeststellungs- oder Bebauungsplanverfahren vermieden und der Genehmigungszeitraum minimiert werden. Baurechtlich erfolgte die Genehmigung des Ersatzneubaus über eine wasserrechtliche Erlaubnis durch das Landratsamt Esslingen als untere Wasserbehörde.

Die Baumaßnahme wird stark durch innerstädtische Randbedingungen geprägt. Diese stellen den Planer oft vor große Herausforderungen hinsichtlich der Bauablaufplanung. Durch die Lage der Brücke steht für die Abwicklung des Ersatzneubaus einschließlich des Abbruchs des Bestandsbauwerks nur ein sehr begrenztes Baufeld zur Verfügung. Auf der Seite Brühl (Südseite) wird es westlich durch eine Wohnbebauung samt zugehörigem Parkhaus der städtischen Wohnungsbau-gesellschaft begrenzt. Östlich schließen sich Gewerbeflächen eines Abbruchunternehmers und eines Autohauses an.

Die Zufahrt zum Baufeld und zum Wohngebiet auf der Seite Brühl erfolgt über eine Ortsstraße (Palmenwaldstraße), die nur über zwei Rampen von der Bundesstraße B 10 erreichbar ist. Für den Abbruch und den Neubau des Teilbauwerks über der Palmenwaldstraße ist diese Straße für einen gewissen Zeitraum im Bereich der Brücke zu sperren, der Anliegerverkehr und die Anfahrtswege für Rettungsdienste müssen aber während der Bauzeit funktionsfähig sein.



5 Fläche für die Baustelleneinrichtung
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

Über der Brücke kreuzt eine 110-kV-Freileitung, wodurch der Einsatz von Hebezeugen und größeren Baumaschinen erschwert wird. Direkt unter dem Bauwerk ist eine Verteilerstation für die Fernwärme der EnBW vorhanden, die einschließlich der entlang dem Neckarufer verlaufenden Fernwärmeleitungen durchgehend in Betrieb zu bleiben hat. Für die Bauausführung sind daher Schutzgerüste für die Verteilerstation und die Fernwärmeleitungen vorgesehen. Auf der Seite Mettingen sind angrenzend nur landwirtschaftliche Flächen vorhanden, so dass hier ausreichend Raum verfügbar ist. Aufgrund der zeitlichen Abhängigkeiten für die Herstellung der Neckarunterdükung werden die Flächen durch die beiden ausführenden Unternehmen (Brücke und Düker) bis Ende 2021 gemeinsam genutzt. Die Pfeiler in den Achsen 4 und 5 der alten Brücke stehen im Neckar. Die bestehenden Pfeiler beengen aufgrund ihrer Positionierung im Neckar die Schifffahrt. Nach einem Ausbau des Neckars für 135-m-Schiffe wird deshalb die Beschilderung eines Begegnungsverbotsschildes erforderlich. Vom Wasserschiffahrtsamt wurde zugestanden, dass die Neckarpfeiler bei einer Überbauerneuerung im Rahmen des Bestandsschutzes erhalten werden dürfen. Hierfür wurde aber der Nachweis der Pfeiler auf Schiffs-



6 Verteilerstation unter dem Bestandsbauwerk
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

anprall gefordert. Ein vollständiger Ersatzneubau der Neckarpfeiler wäre nicht mehr durch den Bestandsschutz gedeckt, für einen kompletten Neubau hätten zudem die Pfeiler mindestens 5 m von der Uferlinie in Richtung Land verschoben werden müssen, was die Stützweite signifikant erhöht hätte. Aufgrund der Begrenzungen durch die vorhandene Gradienten und das einzuhaltende Schiffsfahrtsprofil hätte sich nun die Erfordernis eines obenliegenden Tragwerks ergeben, was zu entsprechend höheren Kosten geführt hätte.

Der in Spannbetonbauweise errichtete Überbau wurde auf einem Lehrgerüst in drei Bauabschnitten hergestellt. Die gewählte Abbruchtechnologie muss ermöglichen, dass die Standsicherheit des alten Überbaus während der Abbrucharbeiten, insbesondere aber nach dem Trennen der Spannglieder sichergestellt wird, um den Einsturz der Brücke auf die Wasserstraße, die Verteilerstation, den Uferweg sowie die im Baufeld unter dem Überbau befindlichen Schachtbauwerke der EnBW ausschließen zu können. Des Weiteren wird der Bauablauf durch das Fließgewässer maßgeblich beeinflusst. Eine langzeitige Sperrung der Wasserstraße für die Errichtung von Hilfsunterstützungen wurde als nicht genehmigungsfähig erachtet, außerdem muss jederzeit ein ausreichender Abflussquerschnitt sichergestellt werden, um eine Gefährdung durch etwaiges Hochwasser zu vermeiden.

Unter diesen Randbedingungen musste eine technisch und wirtschaftlich angepasste Lösung für den Ersatzneubau gefunden werden, die vor allem auch den Bauablauf mit dem Abbruch des Bestandsbauwerks berücksichtigt.



7 Neckarpfeiler der vorhandenen Brücke
© Leonhardt, Andrä und Partner AG



8 9 Visualisierung des Ersatzneubaus aus zwei Perspektiven
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

3 Ersatzneubau

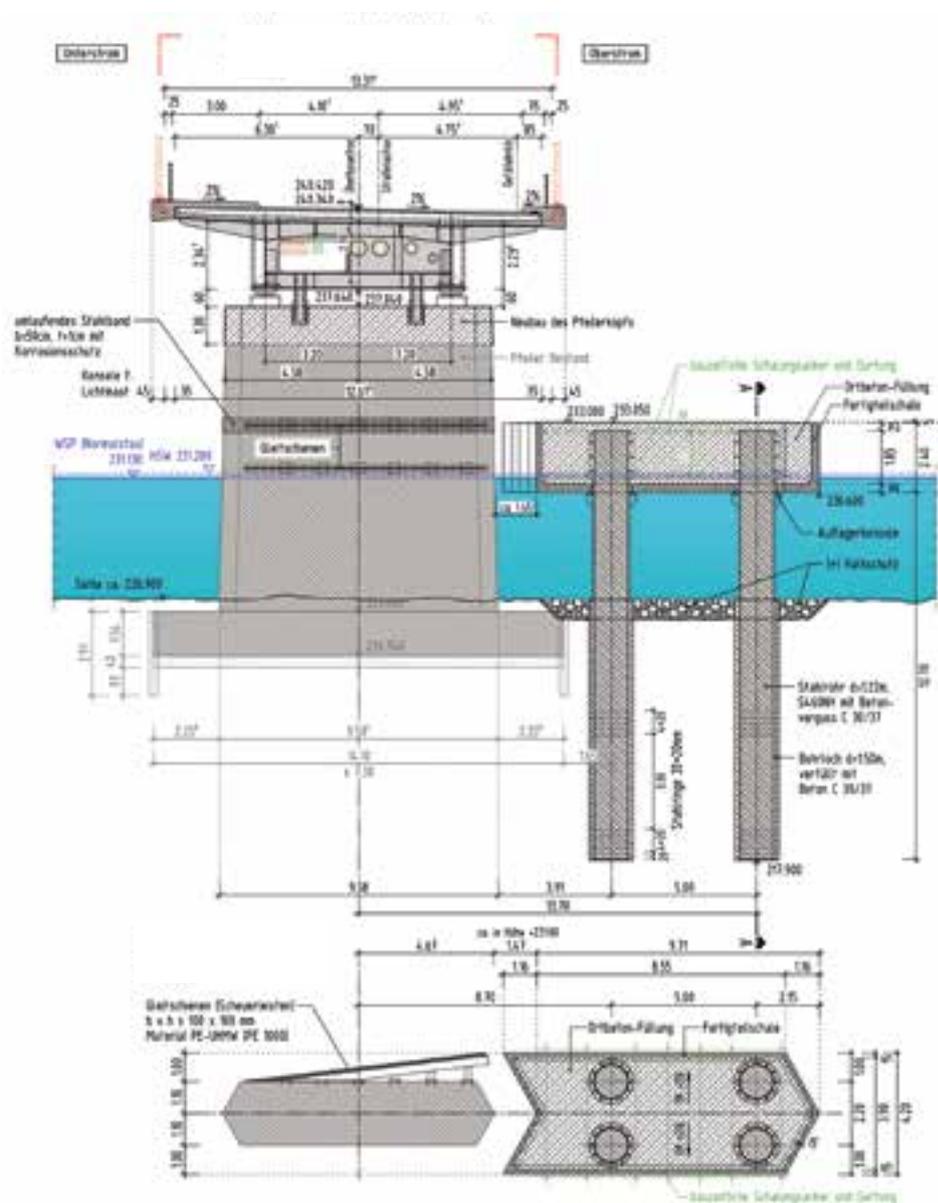
3.1 Querschnitt

Der Ersatzneubau erfolgt als Stahlverbundbrücke mit einem zweistegigen Plattenbalkenquerschnitt.

Die Geometrie des Ersatzneubaus orientiert sich am Bestand, dessen Stützweiten (38,70 m + 45 m + 60 m + 45 m) übernommen werden. Die neue Brücke wird für nur zwei Fahrspuren mit einem einseitigen gemeinsamen Geh- und Radweg ausgebildet. Im Anschluss an die Rampe der B 10 wird die Brücke aufgeweitet, um eine Rechtsabbiegespur aufzunehmen. Aufgrund der teilweisen Beibehaltung der Bestandspfeiler und der vordefinierten Lagerpunkte ist der Überbau als Balkenbrücke konzipiert worden.

Die wichtigste Sichtbeziehung auf das neue Bauwerk ergibt sich vom Neckar und vom Neckarradweg aus, deshalb werden die Brückenansichten für beide Perspektiven besonders sorgsam gestaltet werden. Optisch überzeugend ist der Bezug auf die abnehmenden Stützweiten von Brückenmitte zum Widerlager durch die veränderliche Konstruktionshöhe der Stahlhauptträger, die somit die Schlankheit des Mittelfeldes weiterführen. Ein weiteres Gestaltungsmittel sind die Schwerter der Kragarmkonsolen, die durch ihre gleichmäßige Anordnung eine harmonische Struktur erzeugen, gerade aus den zuvor genannten Sichtbeziehungen.

Ein entscheidender Punkt bei der Gestaltung ist die Anordnung der zu überführenden Leitungen, denn sie sollten in der Brückenansicht möglichst nicht sichtbar sein, das heißt, durch die Hauptträger verdeckt werden. Aufgrund der großen



10 11 Schiffsabweiser: Querschnitt und Horizontalschnitt
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

Anzahl von diversen Leitungen mit teilweise sehr großem Durchmesser ist deren Platzbedarf erheblich. Zusätzlich muss auch die Zugänglichkeit für Prüfungen und Instandhaltung gewährleistet werden. Bei der Gestaltung des Regelquerschnitts ist dieser Aspekt ein maßgebendes Kriterium.

3.2 Unterbauten

3.2.1 Allgemeines

Der Ersatzneubau wird an der gleichen Stelle wie das Bestandsbauwerk errichtet. Hierbei werden die vorhandenen Unterbauten zum Teil weitergenutzt.

3.2.2 Widerlager in Achse 10

Das Widerlager in Achse 10 mit seinen Flügelwänden sichert den Geländesprung zwischen der Auffahrtsrampe der B 10 und der Palmenwaldstraße. Zur Ertüchtigung des Bestandswiderlagers werden die Flügelwände und der Wandkopf abgebrochen und erneuert sowie zusätzlich die Widerlagerwand mit einer Vorsatzschale ertüchtigt. Das Widerlager wird mit dem Überbau des TBW A über der Palmenwaldstraße zu einem integralen Rahmenbauwerk verbunden. Die Gründung des Widerlagers wird weitergenutzt, die Gründungen der Verlängerung der Flügelwände werden mit Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser hergestellt.

3.2.3 Trennpfeiler in Achse 20/2

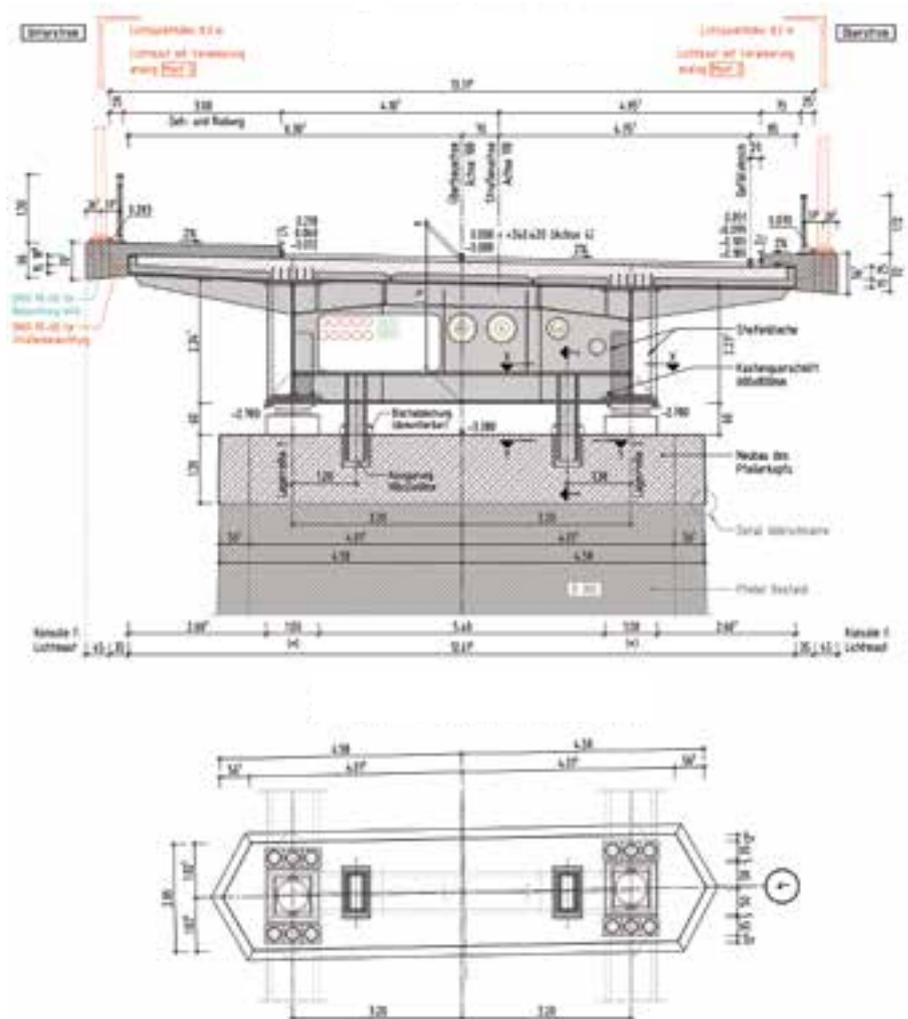
Der Trennpfeiler zwischen dem Teilbauwerk über der Palmenwaldstraße und der Hauptbrücke wird komplett neu errichtet, das heißt, als Hohl Pfeiler mit Außenabmessungen von ca. 11,60 m x 3,80 m ausgeführt und mit einem ca. 2 m dicken Fundament flach gegründet. Der Pfeiler greift in das Grundwasser ein, was für die Herstellung einen wasserdichten Spundwandverbau bedingt. Er wird zudem aus WU-Beton hergestellt, um ein Eindringen des Grundwassers zu verhindern.

3.2.4 Pfeiler in Achse 3

Der Bestandspfeiler konnte für die Lasten aus dem neuen Überbau nachgewiesen werden und wird deshalb erhalten. Der Pfeilerkopf wird abgebrochen und mit angepasster Geometrie neu aufbetoniert.

3.2.5 Pfeiler in Achse 4 und 5

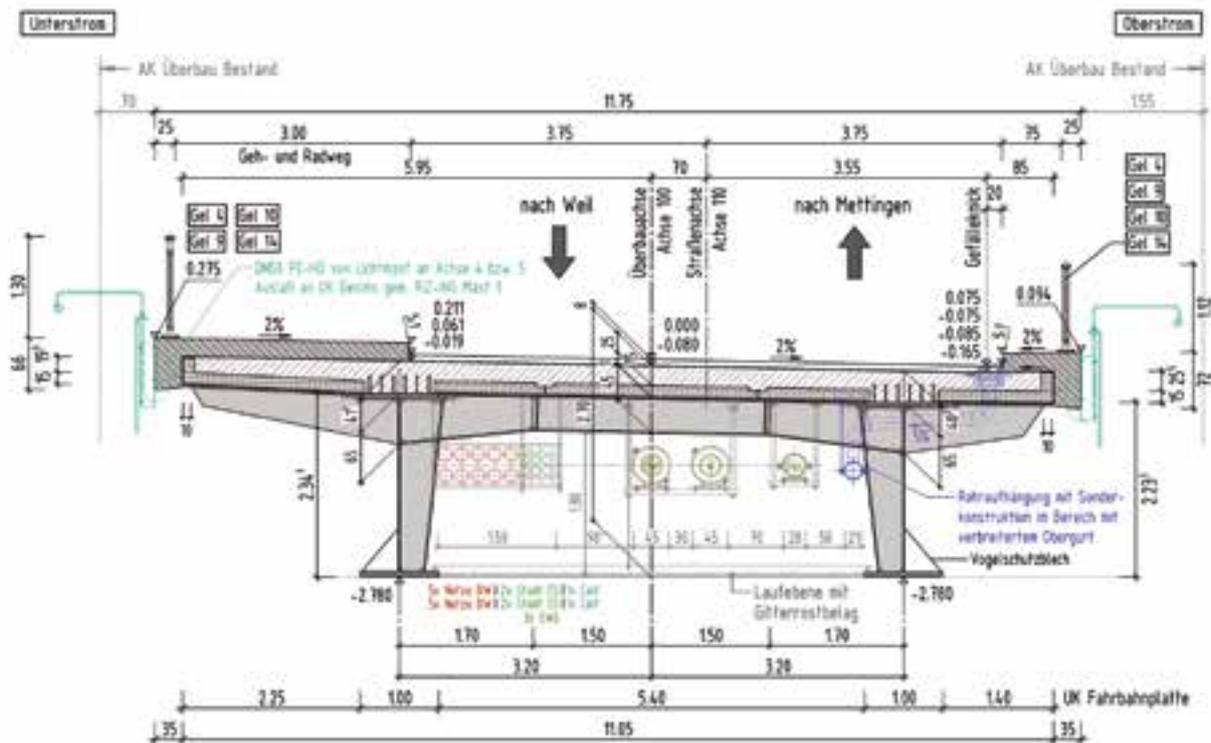
Diese Pfeiler stehen im Neckar und sollten aus den zuvor genannten Gründen erhalten werden. Aufgrund der umfangreichen Maßnahmen, die an dem Bauwerk ausgeführt werden, wurde seitens des Wasserschiffahrtsamtes (WSA) ein Nachweis auf Schiffsanprall nach DIN EN 1991-1-7 gefordert.



12 Knagge für Neckarpfeiler © Leonhardt, Andrä und Partner AG

Aus der Geometrie der Schifffahrtsrinne und der Strömungsrichtung lässt sich ein hohes Gefahrenpotential für den Pfeiler in Achse 4 oberwasserseitig herleiten. In Abstimmung mit dem WSA wurde daher für dieses Szenario ein entsprechendes Sicherungs- und Nachweiskonzept erarbeitet, das den Erhalt des Pfeilers ermöglichte. Die restlichen Anprallszenarien auf die beiden Pfeiler würden bei einer Havarie deutlich geringere Anpralllasten ergeben, für die die Bestandspfeiler nachgewiesen werden konnten. Für den Pfeiler in Achse 4 waren oberwasserseitig beim Frontalstoß 8 MN und beim Lateralstoß 3,50 MN aufzunehmen. Für den Frontalstoß konnte der Nachweis nicht erbracht werden, zur Aufnahme des Frontalstoßes wird daher ein vorgelagerter Schiffsabweiser angeordnet. Der Schiffsabweiser besteht aus vier in den Baugrund eingespannten Stahlrohren DN 1200 aus S460, die mit Beton verfüllt und mit einem 2,40 m hohen Betonabweiser gekoppelt werden. Der Betonabweiser wird mit einer Fertigteilschale

hergestellt, die auf die Rohre eingehoben und dann vor Ort ausbetoniert wird. Am Bestandspfeiler werden Gleitschienen bzw. Scheuerleisten befestigt, um ein Ableiten von anprallenden Schiffen zu gewährleisten. Für den Lateralstoß ließ er sich als freistehender Pfeiler nicht nachweisen. Daher wurde ein Konzept erarbeitet, bei dem er sich im Sonderlastfall Schiffsanprall am neuen Überbau abstützen kann. Hierfür werden am Querträger des neuen Überbaus zwei Stahlknaggen angeschweißt, die in Aussparungen in der Auflagerbank eingreifen. Zur Begrenzung der Zwangskräfte aus Temperatur etc. werden diese Aussparungen mit einem Bewegungsspielraum von ca. 5 cm versehen. Beim Schiffsanprall verformt sich der Pfeiler um den Bewegungsspielraum und leitet dann die Anprallkräfte über die Knaggen in den Überbau ein, womit sie auf das Festlager am Widerlager in Achse 6 übertragen werden. Die Nachweisführung für den Pfeiler wurde mit dem Prüfenieur und dem Baugrundgutachter abgestimmt.



13 Querschnitt des Überbaus
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

3.2.6 Widerlager in Achse 6

An dem Widerlager in Achse 6 wird der Festpunkt der neuen Brücke angeordnet, es wird daher komplett als neu begehbares Kastenwiderlager hergestellt. Die Gründung erfolgt mit Großbohrpfählen (d = 150 cm).

3.3 Überbau

Der Überbau ist ein zweistegiger Plattenbalkenquerschnitt, der in Stahlverbundbauweise hergestellt wird. Die beiden Hauptträger bestehen aus Vollwandquerschnitten aus Stahl mit variabler Höhe und einer schlaff bewehrten Fahrbahnplatte aus Halbfertigteilplatten mit Aufbeton. Die Bauhöhe des Überbaus variiert zwischen 1,90 m bis 2,70 m. In Brückenquerrichtung werden Querträger aus geschweißten I-Trägern in regelmäßigen Abständen von 4 m angeordnet. Unter den Kragarmen werden hier ebenfalls Konsolen vorgesehen, bei denen aus gestalterischen Gründen auf den Untergurt verzichtet wird. Zwischen den Hauptträgern wird auf Höhe des Untergurts eine Gitterrostebene eingebaut, um die Zugänglichkeit zu den Versorgungsleitungen zu ermöglichen und einen Vogelschutz zu gewährleisten.

4 Rückbau des Bestandsbauwerks

4.1 Konzeptentwicklung

Heutzutage werden Straßenbauverwaltungen und Planungsbüros immer wieder mit komplexen innerstädtischen Ersatzbaumaßnahmen konfrontiert, die einerseits aufgrund der Vielzahl an Randbedingungen, andererseits wegen Besonderheiten der Bauweise nicht mit konventionellen Bauverfahren wirtschaftlich realisiert werden können. Die Bauablauf- und Abbruchplanung beeinflusst oft maßgeblich die Konzeption eines Ersatzneubaus, wobei außer den technischen Aspekten häufig auch die öffentlichen Belange – dazu gehören Wirtschaftlichkeit, Bauzeit, Verkehrsbehinderungen, Akzeptanz der Öffentlichkeit – eine wichtige Rolle spielen. Aufgrund der Spanngliedführung im Bestandsüberbau auf der einen sowie der zahlreichen Randbedingungen, vor allem Bundeswasserstraße und beengte Platzverhältnisse, auf der anderen Seite stellt der Abbruch der Bestandsbrücke eine besondere Herausforderung dar und beeinflusst maßgeblich die Bauablaufplanung.

Der Bestandsüberbau wurde in Spannbetonbauweise auf einem Lehrgerüst im Zuge der Herstellung der Binnenwasserstraße nach Plochingen errichtet. Die erfolgte in drei Bauabschnitten, wodurch zahlreiche Kopplungen von Spanngliedern vorhanden sind. Ein konventionelles Durchtrennen vom Stromfeld trägt zum Verlust der Vorspannkraft bei und kann ohne weitere Maßnahmen zum Verlust der Gesamtstandsicherheit des Bauwerks führen. Aus diesem Grund mussten Bauverfahren erarbeitet werden, die sowohl einen sicheren Rückbau des Bestands als auch eine wirtschaftliche Ausführung der vorgesehenen Neubauarbeiten ermöglichen.

Nach Untersuchung diverser Varianten wurde abschließend »Alt hilft Neu – Neu hilft Alt« als Vorzugslösung definiert. Kernstück dieses Abbruchkonzeptes sind die Nutzung des Bestandsüberbaus als Herstellgerüst des Stahltragwerks des neuen Überbaus über dem Neckar (»Alt hilft Neu«) sowie der Einsatz des neuen Stahltragwerks als Hilfsträger für den Abbruch des Überbaus über dem Neckar (»Neu hilft Alt«). Hierdurch lässt sich der Neubau des Überbaus über dem Neckar ohne größere Baubehelfe oder aufwendige Bauverfahren kleinteilig auf dem Bestandsüberbau realisieren, was der beengten Situation hinsichtlich Zufahrtswege und Baustelleneinrichtungsflächen zugutekommt. Weiterhin fungiert der neue Stahlüberbau dann als Baubehelf für den Abbruch, wodurch entsprechende Synergieeffekte genutzt werden. Die für den Abbruch hergestellte Stahlkonstruktion wird anschließend in das Brückentragwerk mitintegriert. In den Vorlandbereichen werden Traggerüste für den Abbruch des Überbaus vorgesehen, die später dann für den Aufbau der neuen Stahlteile genutzt werden.

4.2 Bauphase 1/2

Zunächst wird der Bestandsüberbau durch Rückbau der Versorgungsleitungen, der Geländer, der Kappen und des Fahrbahnbelags geleichtert. Hierdurch wird das Gewicht der Abbruchteile reduziert und werden Lastreserven für den Aufbau der Stahlträger aktiviert. Der im Zuge der Entwurfs- und Ausführungsplanung durchgeführte Lastvergleich hat ergeben, dass das Eigengewicht der zurückzubauenden Ausstattungselemente annähernd jenem der aufzubauenden Stahlkonstruktion entspricht. Somit kann die Stahlkonstruktion des neuen Überbaus auf dem Bestand errichtet werden, ohne dessen Standsicherheit zu gefährden. Daran lassen sich weitere Vorteile der gewählten Bauweise in Stahlverbundbauweise erkennen.

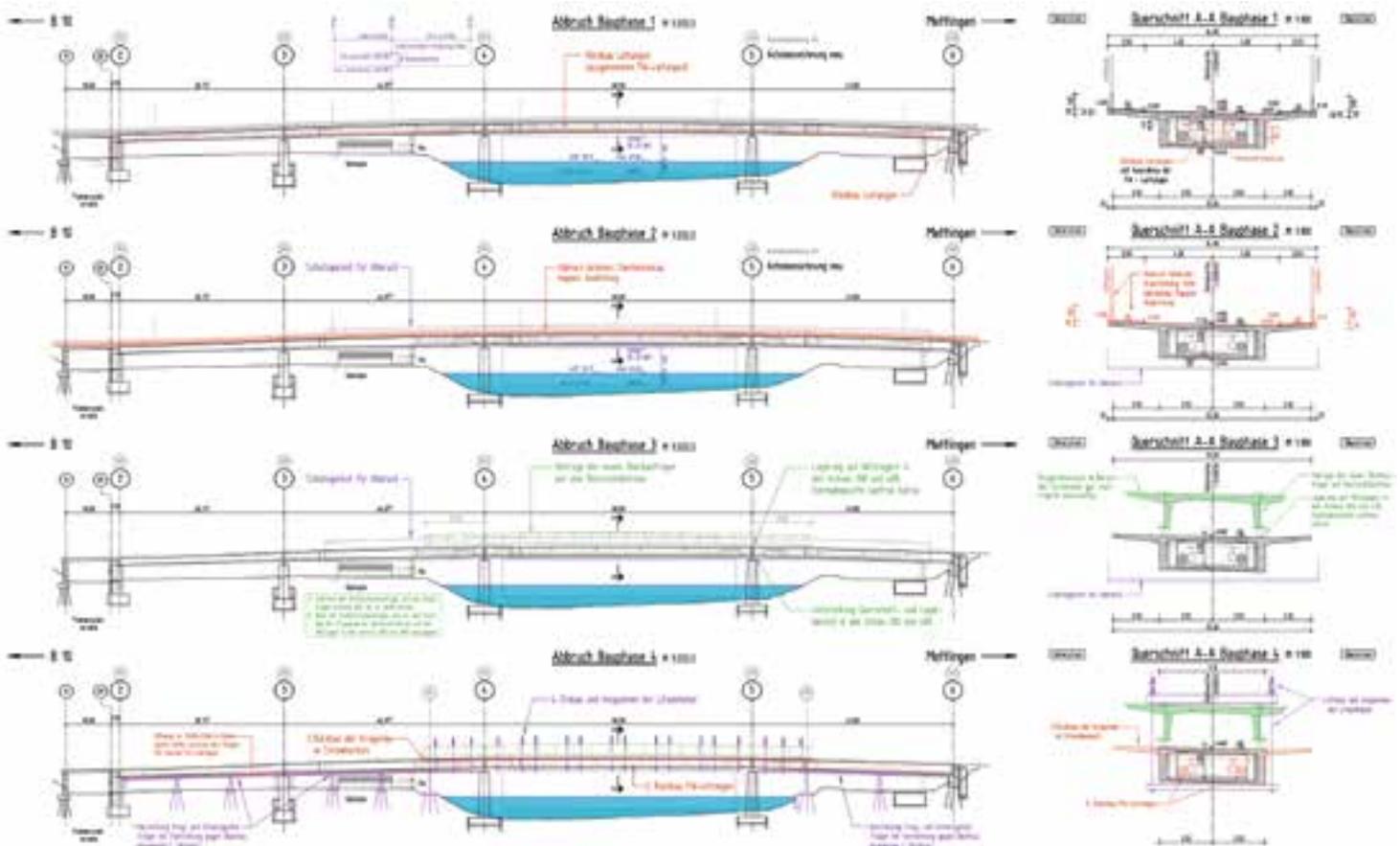
4.3 Bauphase 3

Auf dem geleichterten Überbau wird das Stahltragwerk des neuen Überbaus im Bereich des Hauptfelds über dem Neckar sowie mit jeweils ca. 13 m Überstand über den Pfeilern in den Achsen 4 und 5 montiert. Der Antransport der Stahlteile

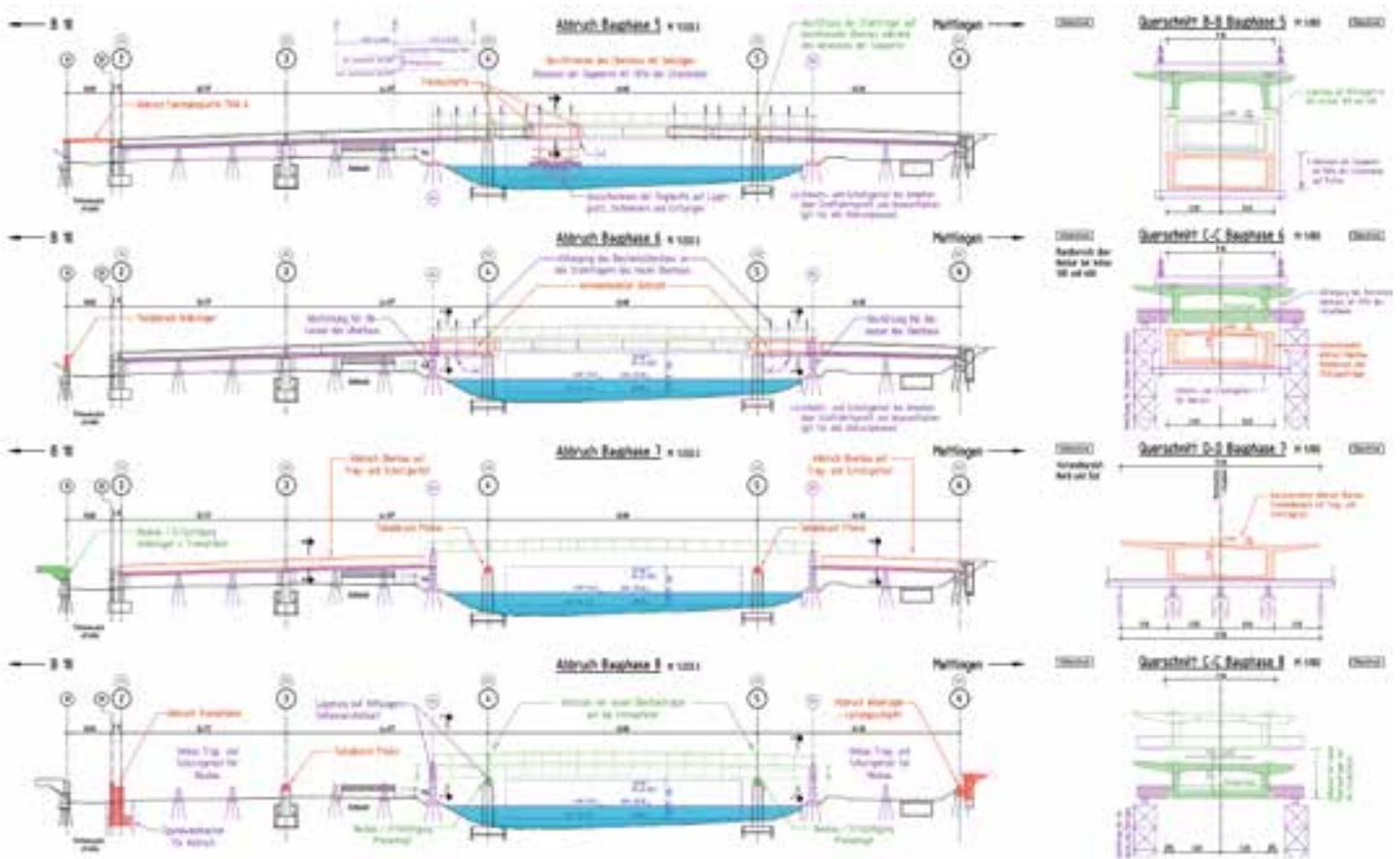
erfolgt kleinteilig durch Auffahren auf den Überbau, so dass hier kein größerer Hebezeugeinsatz erforderlich wird. Für die Montage muss das Stahltragwerk kontinuierlich, im Abstand von ca. 3 m, auf dem Bestandsüberbau unterstützt werden, um annähernd der Linien- und Flächenbelastung der zurückgebauten Ausstattungselemente Genüge zu tun. Im Bereich über den bestehenden Neckarpfeilern werden Hilfslager montiert, auf denen das Stahltragwerk nach vollständiger Fertigstellung dann aufgelagert wird.

4.4 Bauphase 4

Parallel zur Errichtung des Stahlüberbaus werden temporäre Querträger und Litzenheber werden zum Aufhängen des Bestandsüberbaus an der Stahlkonstruktion des neuen Überbaus montiert. Die Litzenheber werden angespannt, um die Durchbiegung der Stahlträger im Abbruchzustand sowie die Dehnung der Litzen vorwegzunehmen. Dadurch werden Rückkräfte wie dynamische Einflüsse vermieden und die Last aus dem Bestandsüberbau in den neuen Stahlüberbau umgelagert.



14 Bauphasen 1–4
© Leonhardt, Andrä und Partner AG



15 Bauphasen 5–8
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

4.5 Bauphase 5

Der Bestandsüberbau wird mittels Seilsägen in insgesamt sechs Segmente geteilt, die dann mittels der Litzenheber auf Pontons abgelassen und zu einem Umschlagsplatz ausgeschwommen werden. Dort werden die Teile mit Hilfe zweier Autokräne auf Land umgesetzt und mit Abbruchbaggern zerkleinert. Für den Abbruch wird eine zweiwöchige Vollsperrung der Wasserstraße Neckar, bedingt durch Instandsetzungs- und Instandhaltungsarbeiten an den Schleusentoren, genutzt. Die Abbrucharbeiten erfolgen also in einem strikt definierten Zeitfenster und bedürfen keiner darüber hinausgehenden Sperrungen der Binnenwasserstraße. Der Stahlüberbau wurde für die Aufnahme der Abbruchlasten bemessen. Die Ergebnisse der statischen Berechnung haben ergeben, dass für den Abbruchzustand nur eine geringfügige Verstärkung der Stahlkonstruktion erforderlich ist, wodurch auch auf aufwendige Baubehelfe verzichtet werden kann.

4.6 Bauphase 6

Um die Pfeilerköpfe in den Achsen 4 und 5 neu errichten zu können, wird die Stahlkonstruktion des neuen Überbaus jeweils ca. 12 m hinter den beiden Pfeilern aufgelagert. Hierfür werden Hilfspfeiler (H 4 und H 5) errichtet und die Stahlkonstruktion mittels Querträger umgelagert. Im Zuge der Entwurfsplanung wurde ebenfalls untersucht, ein Traggerüst für die Auflagerung der Stahlkonstruktion auf den Pfeilerfundamenten zu positionieren. Aufgrund der Schiffsanprallgefährdung und der Beeinträchtigung des Abflussquerschnitts vom Neckar (Hochwassergefahr) wurden jene Entwurfsansätze in Abstimmung mit dem WSA aber nicht weiterverfolgt.

4.7 Bauphase 7

Die Pfeilerköpfe der Bestandspfeiler in den Achsen 4 und 5 werden abgebrochen und neu hergestellt.

4.8 Bauphase 8

Nach Fertigstellung der neuen Pfeilerköpfe wird der Stahlüberbau über Stapelpressen auf den Hilfspfeilern in den Achsen H 4 und H 5 um ca. 2,50 m in die Endlage abgestapelt. Hierbei werden dann die endgültigen Lager auf den Pfeilern in den Achsen 4 und 5 eingebaut.

4.9 Weitere Bauphasen

Nach dem Abbruch des Bestandsüberbaus und der Herstellung bzw. Erneuerung der Unterbauten erfolgt die Errichtung des neuen Überbaus. Auf der südlichen Neckarseite werden die Bauteile kleinteilig auf einem Traggerüst aufgebaut und miteinander verschweißt.

Auf der nördlichen Uferseite werden die angelieferten Stahlträger ebenfalls von Mobilkränen eingehoben und miteinander verschweißt. Danach schließen sich das Auflegen der Betonfertigteile auf die Stahlkonstruktion, die Betonage der Ortbetonergänzung und die Komplettierung der Brücke an.

5 Zusammenfassung

Die Erneuerung der Hanns-Martin-Schleyer-Brücke in Esslingen wird als innerstädtische Maßnahme unter komplexen Randbedingungen umgesetzt. Angesichts der Vielzahl an Herausforderungen wurde mit dem gewählten Stahlverbundtragwerk eine adäquate Lösung für den Ersatzneubau gefunden. Das Konzept für die Sicherung der bestehenden Neckarpfeiler gegen Schiffsanprall mit der Abstützung am Überbau ermöglicht eine wirtschaftliche Realisierung des Ersatzneubaus als Balkenbrücke. Für die Ausführung über dem Neckar wurde ein Bauablauf nach dem Prinzip »Alt hilft Neu und Neu hilft Alt« entwickelt, der eine nur minimale Beeinträchtigung der Schifffahrtstraße Neckar gewährleistet. Die Bauausführung wurde im Januar 2021 begonnen und soll Ende 2022 abgeschlossen werden.

Autoren:

Dipl.-Ing. (FH) Ralf Bothner
M. Sc. Maciej Lukaszyc

Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG,
Stuttgart

Bauherr

Stadt Esslingen am Neckar, Tiefbauamt

Entwurfs- und Ausführungsplanung

Leonhardt, Andrä und Partner,
Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart

Prüfingenieur

Dipl.-Ing. Jochen Gugeler, Stuttgart

Baugrundgutachten

Smoltczyk & Partner GmbH, Stuttgart

Verkehrsplanung

Ingenieurbüro Thomas und Partner, Ludwigsburg

Bauausführung

Wolff & Müller Ingenieurbau GmbH, Stuttgart
MCE GmbH, Linz, Österreich



TEUPE Traggerüst



Teupe & Söhne Gerüstbau GmbH
Ihr Partner für Gerüstbau und Hebetchnik

Niederlassung Rheinland | Düsseldorf Straße 107 | 41541 Dormagen
Fon: +49 21 33 / 97 70 74 | Email: rheinland@geruestbau.com



LÖSUNGEN MIT QUALITÄT • www.geruestbau.com

Ersatzneubauten über die A 45 im Zuge der B 54 Zwei Brücken über die Autobahn bei Haiger

■ ■ ■ von Harald Mank, Miriam Jupe, Sonja Lecher, Claudia Ockel

In den Jahren 2018 und 2019 hat Hessen Mobil die beiden Brücken der Bundesstraße 54, die bei Haiger im nördlichen Lahn-Dill-Kreis kurz vor der Landesgrenze zu Nordrhein-Westfalen die Autobahn 45 überqueren, erneuert. Die erste der beiden Brücken führt nördlich der A-45-Anschlussstelle Haiger-Burbach die Bundesstraße über die Autobahn, die zweite überquert ca. 1 km weiter nördlich die A 45. Beide Ersatzneubauten sind von Hessen Mobil nach dem »Hessenmodell« geplant und errichtet. Dabei war die Notwendigkeit einer schnellen Umsetzung des Projektes der Auslöser für ein innovatives Konzept, das in 2016–2017 bei Hessen Mobil entwickelt worden ist. Dieses »Hessenmodell« setzt auf eine verkürzte Planungsphase und einen komprimierten Bauablauf, auf Verkehrs- und Arbeitssicherheit, Nachhaltigkeit und Wirtschaftlichkeit.

1 Ausgangssituation

Die Bundesstraße 54 verläuft in nordsüdlicher Richtung von Haiger bis Wiesbaden. Bei Haiger, nördlich der Talbrücke Kalteiche der Autobahn 45, quert sie die sogenannte Sauerlandlinie zweimal im schleifenden Schnitt.

Die B 54 dient in diesem Abschnitt als Bedarfsumleitung für die A 45, weshalb ihr eine wichtige Bedeutung im Verkehrsnetz zukommt. Die Überbauten der beiden Bestandsbauwerke der B 54 über die A 45 waren als einzellige Spannbetonhohlkästen, die über vier Felder durchlaufen, konzipiert worden. Die maximale Stützweite betrug dabei ca. 40 m, die Breite zwischen den Geländern 11,50 m. Beide Bauwerke wurden in den Jahren 1965 und 1966 errichtet und wiesen Längen von 98 m bzw. 117 m auf. Der Zustand der Bauwerke wurde im Jahr 2015 mit den Noten 3,0 und 3,2 bewertet. Der spannungsrissskorrosionsgefährdete Spannstahl und das in die Hohlkästen eindringende, tausalzbelastete Wasser führten dazu, dass sie aufgrund ihrer Standsicherheitsdefizite ab 2018 nicht mehr genutzt werden durften. Hauptgrund dafür war das fehlende Ankündungsverhalten der Tragkonstruktion bei Versagen.

Wegen der sehr starken Schädigung der Bauwerke kam eine Instandsetzung aus technischen und wirtschaftlichen Gründen nicht in Frage.

2 Randbedingungen

Aufgrund der großen verkehrlichen Bedeutung dieser Bundesstraße galt es nun die beiden Bauwerke schnellstmöglich zu ersetzen. Dabei durfte die Gradienten allerdings nicht angehoben werden, weil die damit einhergehenden größeren Böschungskegel im Bereich der Widerlager den Lebensraum der Haselmaus eingeschränkt hätten.

Rund 300 m von der südlichen der beiden B-54-Brücken entfernt wurde zeitgleich die Talbrücke Kalteiche im Zuge der A 45 erneuert: Die entsprechenden Arbeiten dauern noch an. Dafür wurde in diesem Autobahnabschnitt die Fahrbahn in Fahrtrichtung Hanau gesperrt und der Verkehr vollständig über die andere Fahrbahn geleitet. Bei der Planung der Bauwerke der B 54 war diese Verkehrsführung für die Bauzustände zu berücksichtigen (Bild 2): gemeinsame 4+0-Verkehrsführung auf der A 45 in Fahrtrichtung Dortmund durch räumliche Abhängigkeiten der drei Bauwerke. Zudem sollte den Kriterien der Arbeits- und Verkehrssicherheit ein hohes Maß an Bedeutung zukommen. Bauen im und über dem Verkehrsraum war daher nach Möglichkeit zu vermeiden. Weiterhin sollten die Bau- und die Lebenszykluskosten der beiden Brückenbauwerke nicht losgelöst voneinander betrachtet werden.

Aus diesen Randbedingungen ergaben sich folgende Kriterien für die Bewertung der Varianten:

- schnelle Baurechtschaffung,
- schnelle Erstellung des technischen Entwurfs,
- kurze Bauzeit,
- möglichst keine Anhebung der Gradienten aus Naturschutzgründen,
- Verkehrssicherheit, also keine unfallträchtigen Verkehrsführungen,
- Arbeitssicherheit, also Vermeidung von Bautätigkeiten im oder über dem Verkehrsraum,
- Bau- und Lebenszykluskosten.



1 Lageplan von A 45 und B 54 mit Angabe der Bauwerke © Hessen Mobil



2 4+0-Verkehrsführung im betroffenen Streckenabschnitt © Hessen Mobil

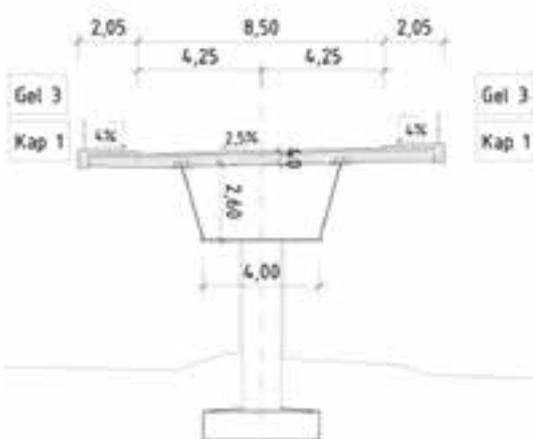
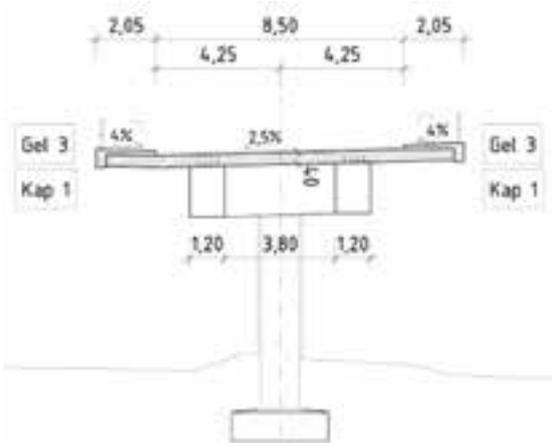
Zur Erfüllung der Randbedingungen
 – schnelle Baurechtschaffung sowie
 – schnelle Erstellung des technischen Entwurfs
 wurden die im konventionellen Verfahren erforderlichen Planungsschritte von der groben Vorplanung (»Vorskizze«) zur Baurechtschaffung über den technischen Entwurf bis zur Ausführungsplanung nach Vergabe des Bauvertrags komprimiert. Durch diese Vorgehensweise konnten mitunter zeitintensive Verkettungen von Prüfungs- und Abstimmungsvorgängen ausgeschaltet werden.

Bereits zum Projektstart saßen alle Beteiligten an einem Tisch: Bauingenieure, Landespfleger, Ersteller des technischen Entwurfs, Tragwerks- und Straßenplaner, Prüfingenieur und Träger öffentlicher Belange brachten ihre Ideen frühzeitig ein, wodurch die Auswahl der Vorzugsvariante auf breiter Basis erfolgen konnte. Ein wesentlicher Schritt zur Verkürzung der Bauzeit waren das Erstellen und Prüfen der Ausführungsstatik vor Veröffentlichung der Vertrags- und Vergabeunterlagen. Hierdurch konnten lange Prüfläufe durch Abstimmungen zwischen Aufstel-

ler und Prüfer entfallen. Baumaterial mit Lieferfristen, wie Baustahl, ließ sich unmittelbar nach der Auftragsvergabe bestellen, Wartezeiten mit Leerlauf wurden vermieden.

3 Variantenuntersuchung

Insgesamt wurden vier Varianten im Hinblick auf die optimale Erfüllung der Randbedingungen untersucht.



Variante 1: Vierfeldträger mit zweistegigem Verbundquerschnitt und Spannweiten von

- 25 m + 33 m + 33 m + 25 m = 116 m (»Brücke Nord«)
- 34 m + 43 m + 40 m + 32 m = 149 m (»Brücke Süd«)



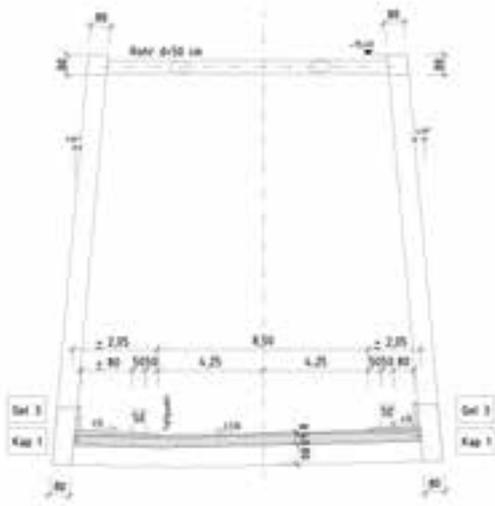
3 4 Längs- und Querschnitt von Variante 1
 © Hessen Mobil

Variante 2: Zweifeldträger mit einzelligem Hohlkasten als Verbundquerschnitt und Spannweiten von

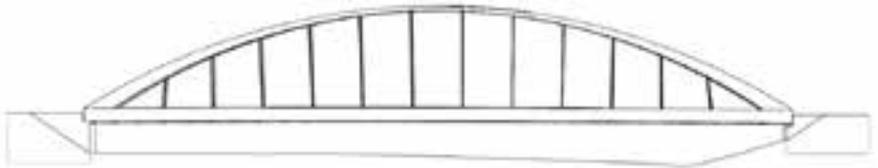
- 44 m + 48 m = 92 m (»Brücke Nord«)
- 61 m + 59 m = 120 m (»Brücke Süd«)



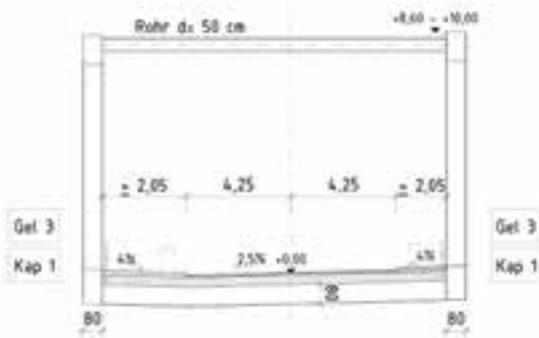
5 6 Längs- und Querschnitt von Variante 2
 © Hessen Mobil



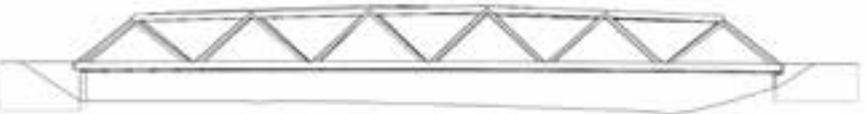
Variante 3: Stabbogen mit Spannweiten von
 – 96 m (»Brücke Nord«)
 – 120 m (»Brücke Süd«)



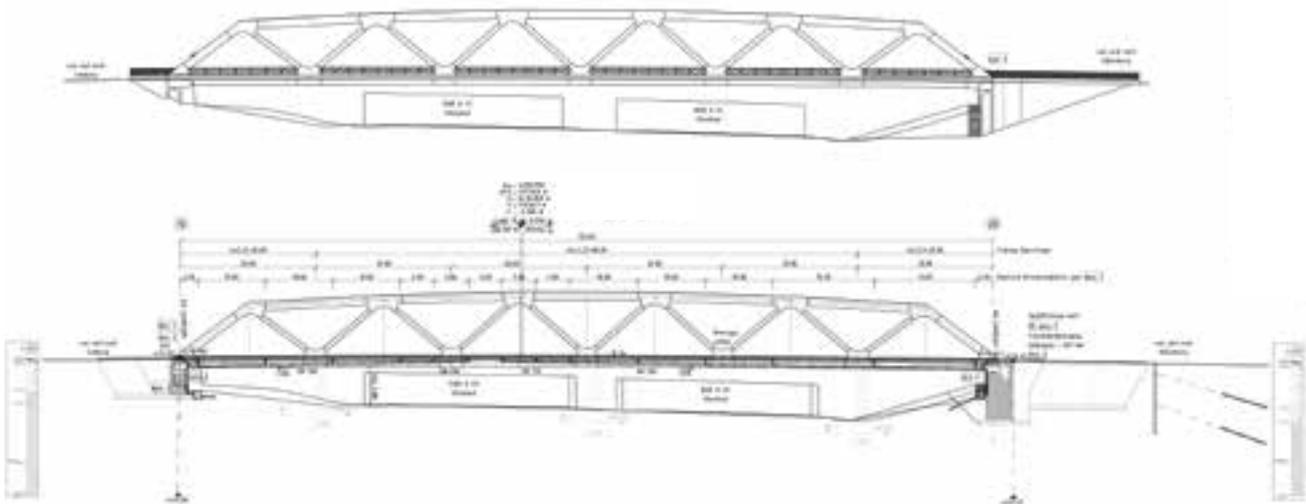
7 8 Längs- und Querschnitt von Variante 3
 © Hessen Mobil



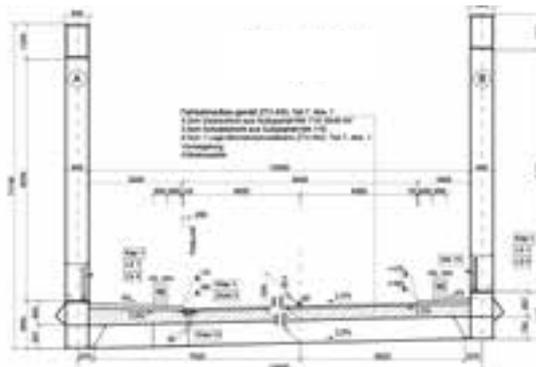
Variante 4: Fachwerkträger mit Spannweiten von
 – 96 m (»Brücke Nord«)
 – 120 m (»Brücke Süd«)



9 10 Längs- und Querschnitt von Variante 4
 © Hessen Mobil



11 12 Ansicht und Längsschnitt der »Südbrücke«
 © Hessen Mobil



13 Querschnitt der »Nordbrücke«
 © Hessen Mobil

4 Bewertung der Varianten

Der Vergleich der Varianten zeigt, dass die Fachwerklösung die Anforderungen an die neue Brückenkonstruktion am besten erfüllt. Die wesentlichen Gründe für die Auswahl-Variante waren:

- Die Anhebung der Gradiente, verbunden mit dem Eingriff in den Lebensraum der Haselmaus, konnte vermieden werden.
- Die Baustellenverkehrs-führung der Talbrücke Haiger konnte genutzt werden.
- Die Erneuerung der Brücken erforderte nur eine kurze Bauzeit.
- Es waren keine gefährlichen Arbeiten im bzw. über dem Verkehr der A 45 erforderlich.
- Eine zukünftige Sanierung kann problemlos außerhalb des Verkehrs der A 45 erfolgen.
- Bei Ersatzneubauten können die Varianten 3 und 4 zunächst als Behelfsbrücke in Seitenlage als Umfahrung genutzt werden.

	Bemerkungen	Bewertung
Bauzeit	lange Bauzeit durch Inselbaustelle und aufwendige Verkehrs-führung (3 Phasen)	--
Gradiente	B 54 wird nicht verändert	++
Verkehrssicherheit	gefährliche Inselbaustelle beim Bau der Mittelstütze, keine Übereinstimmung mit der Verkehrs-führung der Talbrücke Kalteiche	--
Arbeitssicherheit	gefährliche Inselbaustelle	--
Baukosten		o
Nebenkosten	teure Verkehrs-führung	-
Lebenszykluskosten	teure Unterhaltung, aufwendige Bauwerksprüfung und hohe Sanierungskosten wegen Mittelstütze	--
Gesamtkosten		-

14 Variante 1: Vierfeldträger
© Hessen Mobil

	Bemerkungen	Bewertung
Bauzeit	lange Bauzeit durch Inselbaustelle und aufwendige Verkehrs-führung (2 Phasen)	--
Gradiente	Gradientenanhebung der B 54 erforderlich	--
Verkehrssicherheit	gefährliche Inselbaustelle beim Bau der Mittelstütze, keine Übereinstimmung mit der Verkehrs-führung der Talbrücke Kalteiche	--
Arbeitssicherheit	gefährliche Inselbaustelle	--
Baukosten		+
Nebenkosten	teure Verkehrs-führung	-
Lebenszykluskosten	teure Unterhaltung, aufwendige Bauwerksprüfung und hohe Sanierungskosten wegen Mittelstütze	--
Gesamtkosten		-

15 Variante 2: Zweifeldträger
© Hessen Mobil

	Bemerkungen	Bewertung
Bauzeit	kurze Bauzeit, Stahlbau und Bau der Widerlager kann zeitgleich erfolgen, keine aufwendigen Verkehrs-führungen (1 Phase)	++
Gradiente	B 54 wird nicht verändert	++
Verkehrssicherheit	Übereinstimmung mit der Verkehrs-führung Talbrücke Kalteiche (4s + 0)	++
Arbeitssicherheit	Bauen außerhalb des Verkehrsraums, Hilfskonstruktion am Überbau für das Einfahren erforderlich, Demontage über der A 45	+
Baukosten		--
Nebenkosten	geringe Kosten für Verkehrs-führung, Übereinstimmung mit der Verkehrs-führung der Talbrücke Kalteiche	++
Lebenszykluskosten	Sanierung kann außerhalb des Verkehrsraums erfolgen	+
Gesamtkosten		+

16 Variante 3: Stabbogen
© Hessen Mobil

	Bemerkungen	Bewertung
Bauzeit	kurze Bauzeit, Stahlbau und Bau der Widerlager kann zeitgleich erfolgen, keine aufwendigen Verkehrs-führungen (1 Phase)	++
Gradiente	B 54 wird nicht verändert	++
Verkehrssicherheit	Übereinstimmung mit der Verkehrs-führung Talbrücke Kalteiche (4s + 0)	++
Arbeitssicherheit	Bauen außerhalb des Verkehrsraums, keine Hilfskonstruktion am Überbau für das Einfahren erforderlich	++
Baukosten		--
Nebenkosten	geringe Kosten für Verkehrs-führung, Übereinstimmung mit der Verkehrs-führung der Talbrücke Kalteiche	++
Lebenszykluskosten	Sanierung kann außerhalb des Verkehrsraums ohne großen Aufwand erfolgen	++
Gesamtkosten		+

17 Variante 4: Fachwerkträger
© Hessen Mobil

5 Baudurchführung

Nachdem die beiden Bestandsbauwerke an einem Wochenende abgebrochen waren, wurde mit der Errichtung der neuen Widerlager begonnen. Da die nahe gelegene Talbrücke Kalteiche ohnehin zeitgleich erneuert und alle Nutzer einseitig auf der nördlichen Richtungsfahrbahn der Autobahn in einer 4+0-Verkehrsführung geleitet wurden, bot es sich an, diese Verkehrsführung über den gesamten Baubereich zu verlängern. So konnten die beiden Fachwerkbrücken auf der vollständig gesperrten südlichen Richtungsfahrbahn der A 45 zeitgleich mit den Widerlagern und außerhalb des Verkehrsraums gebaut werden. Vor dem Einfahren der 2.900 t bzw. 3.200 t schweren Brückenteile musste der Untergrund der Autobahn so hergerichtet werden, dass die Fahrbahn die schweren Lasten aufnehmen und die Schwerlastplattformen mit ihrem hydraulisch verstellbaren Fahrwerk Unebenheiten im Gelände ausgleichen konnten. Die Nordbrücke wurde in der Nacht vom 19. auf den 20. Juli 2019 eingefahren. Die Südbrücke folgte eine Nacht später und wurde in der Nacht vom 20. auf den 21. Juli 2019 mit 16 Schwerlastplattformen auf insgesamt 384 Rädern in die endgültige Lage manövriert.



18 Montage der Bauwerke außerhalb des Verkehrsraums
© Hessen Mobil



19 Nördliche Brücke mit Betonfahrbahn vor dem Einfahren
© Hessen Mobil

Zunächst wurde das 120 m lange Fachwerk unmittelbar neben die Widerlager verbracht. Anschließend wurden alle 384 Räder um 90° gedreht und die komplette Brücke seitlich über die Auflagerbänke gefahren, danach wurde das Bauwerk abgestapelt.

Bis auf wenige Restarbeiten, wie unter anderem die Herstellung der Straßenanschlüsse, das Aufbringen der Fahrbahnabdichtungen und Rückhaltesysteme auf und vor den Brücken sowie die Montage der Übergangskonstruktionen, waren mit dem Einfahren der beiden Brücken alle Arbeiten ausgeführt.



20 Einfahren der Brücken unter Vollsperrung der Autobahn
© Hessen Mobil



21 Brücke auf den Schwerlastplattformen
© Hessen Mobil



22 Fertiggestellte und in Endlage befindliche Nordbrücke unter Verkehr
© Hessen Mobil

6 Fazit

Bei diesem Bauprojekt wichen Planungsprozess, technische Lösung und Bau-durchführung deutlich von der etablierten Projektentwicklung ab – und die Montage wurde erstmalig in der Bundesrepublik Deutschland durchgeführt. Daher erforderte es neben Sachverstand, Engagement und viel Mut auch einen großen Kraftaufwand aller Beteiligten, um die gewählte Vorgehensweise durchzusetzen. Denn es galt, ebenso die Verfechter der eingefahrenen Bauweisen von dem innovativen Prozess zu überzeugen. Alles in allem hat sich der Aufwand gelohnt, dies zeigt beispielsweise ein Vergleich mit anderen Projekten.

Durch Anwendung der innovativen Bauweise kann man verzichten auf

- unterhaltungsaufwendige Mittelstützen,
- unzählige Sperrungen und Verkehrsführungen sowie
- Behelfsbrücken: Endgültige Bauwerke können zunächst als Behelfsbrücken genutzt werden.

Dies ist auch mit einem erheblich geringeren finanziellen und zeitlichen Aufwand für die Baudurchführung verbunden.

Autoren:

Dipl.-Ing. Harald Mank
Miriam Jupe
Hessen Mobil
Dezernat Bau Westhessen,
Dillenburg
Sonja Lecher
Hessen Mobil
Regionalbüro Marburg
Claudia Ockel
Hessen Mobil
Projektbüro Marburg

Bauherr

Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch:
Hessen Mobil, Straßen- und Verkehrsmanagement,
Standort Dillenburg

Technischer Entwurf

Sweco GmbH, Frankfurt am Main

Ausführungsplanung

Meyer + Schubart Partnerschaft
beratender Ingenieure VBI, Wunstorf

Prüfingenieur

Dipl.-Ing. Winfried Neumann, Hagen

Bauausführung

Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG,
Aschaffenburg (Konstruktiver Ingenieurbau)
Donges Steeltex GmbH, Darmstadt (Stahlbau)
Heinrich Lauber GmbH, Dillenburg (Erd- und Straßenbau)
Christof Brand GmbH, Heimbuchenthal
(Abbrucharbeiten)

SICHER VOR LÄRM GESCHÜTZT

WIRKSAME ABSCHOTTUNG & EINHAUSUNG VON LÄRMQUELLEN

Die patentierte biegeeweiche Lärmschutzwand Cisilent® Typ E sorgt für eine verbesserte Luftschalldämmung und ist mobil einsetzbar.

www.calenberg-ingenieure.de



- Schalldämm-Maß $R_w = 21$ dB
- Hoch schallabsorbierend
- Geeignet für Baugerüste, Bauzäune und ähnliche Tragkonstruktionen
- Temperatur-, ozon- und witterungsbeständig
- Schneller Auf- und Abbau und durch besondere Bauweise flexibel einsetzbar
- Geringes Gewicht, ca. $5,5 \text{ kg/m}^2$



© AVG Nord GmbH



© Schubarth + Co AG



© Schubarth + Co AG

Ausführungsplanung für Neu- und Rückbau Neue Isarbrücke als Herzstück der Ortsumgehung Plattling

■ ■ ■ von Markus Karpa

Die etwas mehr als 600 m lange Brücke über die Isar ist das zentrale Element der Ortsumgehung im niederbayerischen Plattling. Der Kreuzungswinkel, die hochwassergefährdete Flussaue sowie die Montage des Stromfeldes bedeuten besondere Herausforderungen für die Projektbeteiligten. Da die Brücke in einem Umweltschutzgebiet errichtet wird, stand zudem ihre Einbindung ins Landschaftsbild im Vordergrund. Gelöst wurde die Aufgabe durch eine insgesamt 145 m lange stützenfreie Flussquerung, deren schlanker Überbau von zwei bodengestützten Stabbögen getragen wird. Das Stromfeld wird im Freivorbau mit Hilfspylon und die Überbauten im Vorland durch Hubmontage hergestellt. Das Team des Ingenieurbüros Grassl übernahm im Auftrag des Staatlichen Bauamtes Passau, Servicestelle Deggendorf, die Vor- und Entwurfs- sowie die Ausführungsplanung des Brückenbauwerkes sowie die Überwachung der Bau- und Stahlbauleistung.

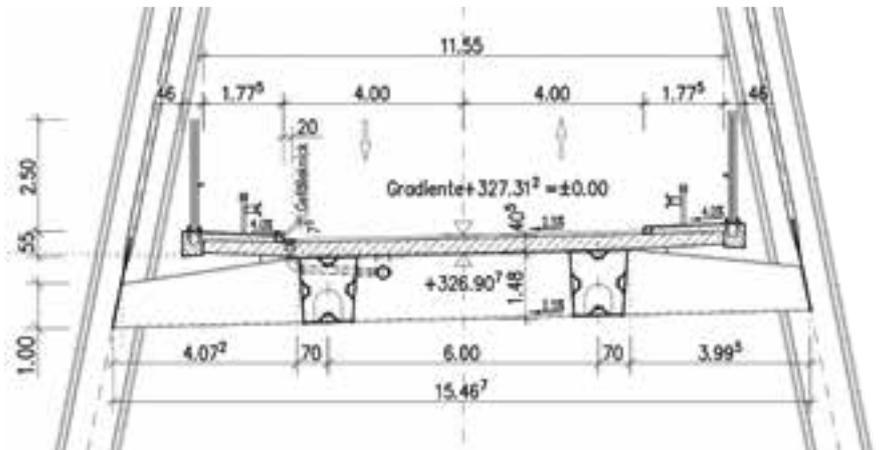
1 Brückenentwurf

Der geplante Neubau der Ortsumgehung Plattling Ost, St 2124, Eichendorf–Plattling–Deggendorf erfordert die Querung der Isar und des Isarnebenarmes sowie der Isarauen nordöstlich von Plattling. Hierfür wurde ein Brückenbauwerk mit ca. 606,50 m Gesamtstützweite konzipiert.

Die Isarauen sind im Bereich des Bauwerkes als FFH-Schutzgebiete eingestuft. Die Eingriffe in den natürlichen Bestand wurden bei der Konzeption seiner Herstellung wie im endgültigen Zustand minimiert. Im Hinblick auf die optimale Gestaltung des Brückenbauwerkes wurden die Stützenstellung und die Konstruktionshöhe des Überbaues sowie die besondere Situation der stützenfreien Querung der Isar mit den Randbedingungen zum möglichen Eingriff in den Naturhaushalt in Einklang gebracht.

Für den Straßenquerschnitt gilt der Regelquerschnitt RQ 10,5, der im Brückenbereich eine Fahrbahnbreite von 8,00 m aufweist. Auf den Kappen wurden passive Schutzeinrichtungen »Super-Rail BW« für die Aufhaltstufe H2 und zur Aufnahme der Vogelflugschutzmaßnahmen mit Höhen von 1,50 m bzw. 2,50 m sowie Pfosten analog den Richtzeichnungen LS 4 und 5 mit integriertem Handlauf vorgesehen. Die Nutzbreite zwischen den Innenkanten der Handläufe beträgt 11,50 m. Die Gradiente der Straße ist im Brückenbereich den Bedingungen zu den geforderten lichten Höhen zwischen Hochwasserdämmen und Unterkante Überbau angepasst.

Auf der Grundlage der Vorgaben wurden Varianten zur möglichen Bauwerksart untersucht, die das technisch Mögliche mit ansprechender Gestaltung verbinden. Die Gründungen wurden als Tiefgründungen auf Großbohrpfählen ausgeführt.



1 Brückenquerschnitt im Bogenbereich
© Ingenieurbüro Grassl GmbH

2 Allgemeines

Das Ingenieurbüro Grassl hat für das Staatliche Bauamt Passau die Ausführungsplanung für den Überbau erstellt. Des Weiteren wurde unser Ingenieurbüro mit der Bauüberwachung und der Fertigungsüberwachung für den Stahlbau beauftragt.

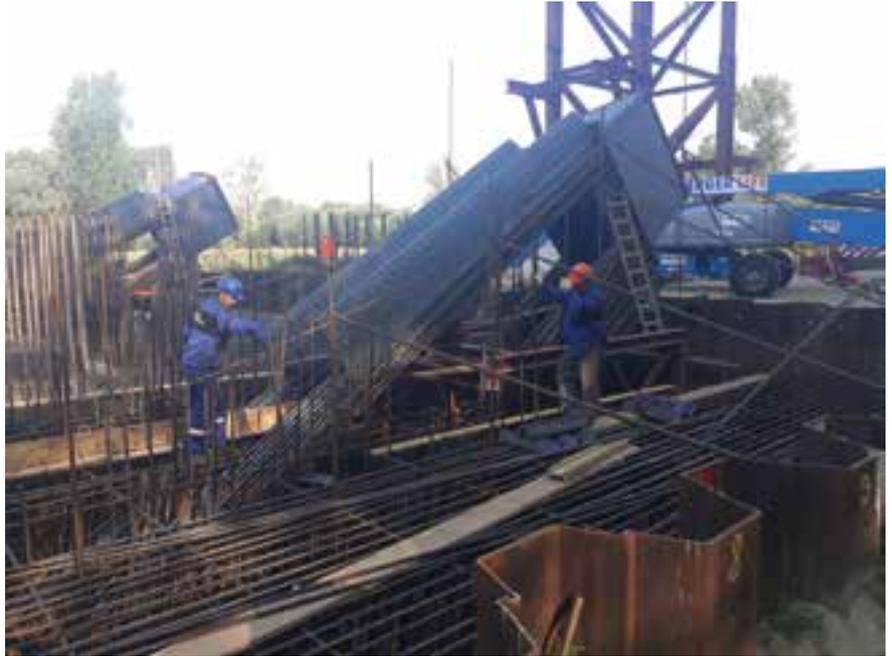
Mit einem leistungsstarken Planungsteam konnte gerade die in der Anfangsphase erforderliche Detailabstimmung mit der ausführenden Baufirma zur Berücksichtigung der exakten Montagevorgänge sichergestellt und so ein schneller Beginn der Bearbeitung und deren Prüfung durch den Prüfengeieur ermöglicht werden.

3 Tragkonstruktion Überbau

Ein Stahlverbundmehrfeldtragwerk mit durchgehend konstanter Bauhöhe und den Stützweiten $36,99 \text{ m} + 3 \times 41,43 \text{ m} + 2 \times 44,02 \text{ m} + 5,18 \text{ m} + 145,00 \text{ m} + 5,18 \text{ m} + 2 \times 44,02 \text{ m} + 2 \times 41,43 \text{ m} + 30,42 \text{ m} = 606,00 \text{ m}$ sowie einer lichten Weite zwischen den Widerlagern von $604,50 \text{ m}$ liegt dem Entwurf zugrunde. Die Bauhöhe des Plattenbalkenquerschnittes beträgt $1,80 \text{ m}$ und ergibt eine Überbauschlankeit von ca. $1/24$. Dabei beträgt die alleinige Bauhöhe der Stahlhohlkastenquerschnitte $1,48 \text{ m}$. An allen Auflagerachsen werden zwischen den Hauptträgerhohlkästen Querträger, ebenfalls als Stahlhohlkästen, angeordnet.

Die Ober- und Untergurtblechdicken sind zu den Pfeilerstützpunkten hin verstärkt. Die Stege der Hohlkastenquerschnitte sind für eine Aufweitung nach oben hin geneigt. Es ergeben sich variable Hohlkastenbreiten von $1,10 \text{ m}$ an der Stegunterkante und $1,30 \text{ m}$ an der Stegoberkante.

An den Obergurten der Hohlkastenträger wurden Kopfbolzendübel aufgeschweißt, die den Verbund zwischen Stahlkonstruktion und Ortbetonfahrbahnplatte herstellen.

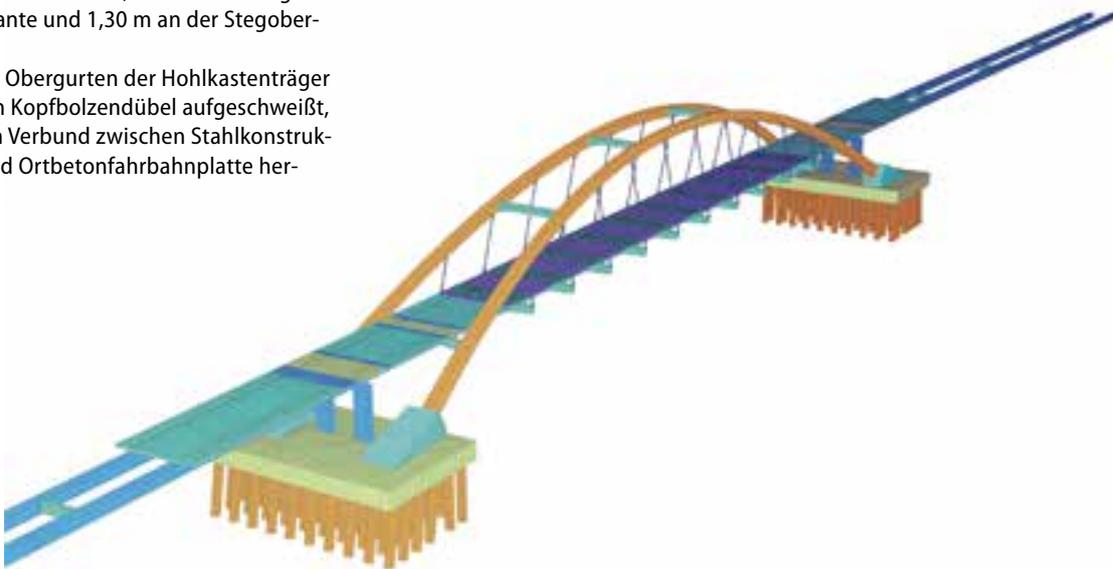


2 Baugrube eines Kämpferfundamentes mit Stahleinbauteilen für die Bogenlasteinleitung
© Ingenieurbüro Grassl GmbH

An der Unterkante der Fahrbahnplatte wurden innerhalb des Querschnittes zwischen den Hohlkastenträgern für den Einbau der Längsentwässerungsleitungen entsprechende Festhaltungen vorgesehen.

Der Überbau im Flussbereich wird von bodengestützten Stabbögen (Querneigung: $5:1$; Korbbogenausführung) aus weitgehend konstanten, trapezförmigen und luftdicht verschweißten Stahlkastenquerschnitten überspannt.

Die Hohlkastenquerschnitte sind analog den Plattenbalkenstegen mit $b = 1,10\text{--}1,30 \text{ m}$ variabel ausgeführt und besitzen größtenteils eine Höhe von $h = 1,58 \text{ m}$. Nur im Kämpferbereich vergrößert sich die Querschnittshöhe auf einer Länge von ca. 18 m auf $h = 2,18 \text{ m}$. Der Bogenstich misst $22,00 \text{ m}$ und ergibt ein Stichverhältnis von $f/l = 1/6,59$.



3 Tragkonstruktion der Bogenstruktur
© Ingenieurbüro Grassl GmbH

Die Bogenelemente sind am geometrischen Schnittpunkt mit den Hohlkastenteilen des Plattenbalkens biege- und torsionssteif miteinander gekoppelt. Diese Achsen bilden die Festpunkte des Brückenbauwerkes während der Montage und bleiben auch im Endzustand erhalten, so dass sich der fiktive Festpunkt in Brückenlängsrichtung im Endzustand in die Bogenmitte verschiebt.

Die Lastenleitung im Bereich des Bogens oberhalb der Fahrbahn erfolgt über zehn Rundstahlhänger mit $d = 150$ mm, die im Abstand von 10,36 m mit biegesteifen Anschlüssen am Bogen und an den Überbauquerträgern fixiert sind.

Für die gesamte Stahlkonstruktion wurde Stahl der Gütegruppe S355 gewählt. Die Ausführung der Stahlbetonfahrbahnplatte erfolgt in C35/45 und ist schlaff bewehrt.

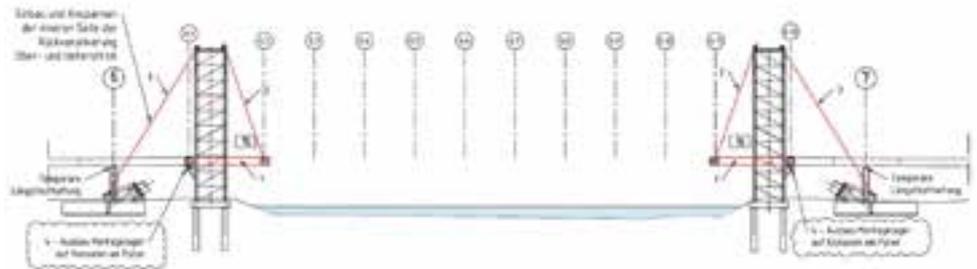
4 Montage und Freivorbau

Zur Montage der Stahlkonstruktionen im Flussfeld sind an den Ufern Hilfsstützen für den Freivorbau des Bogens vorgesehen. Die Standorte wurden so gewählt, dass für deren Herstellung und Rückbau keine bzw. nur geringfügige temporäre Vorschüttungen aus scharfkantigem Schotter erforderlich sind und somit keine nennenswerten Einengungen im Flussprofil entstehen.

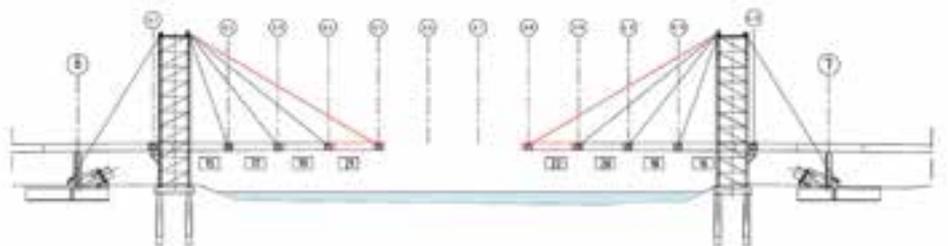
Bei der Bogenbrücke werden zuerst die Fahrbahnschüsse realisiert und danach die Bogenschüsse. Die Schüsse 15 und 16 des Freivorbaus werden mit den Schüssen der Vorlandbrücke verschweißt. Danach werden die vorderen Anspannseile eingebaut und vorgespannt, schließlich werden auch die hinteren Rückhängeseile eingebaut und vorgespannt.

Nachfolgend werden die Schüsse 17–22 sukzessive ausgeführt, wobei der Schuss zuerst eingehoben, verschweißt und danach mit Seilen vorgespannt und rückverankert wird.

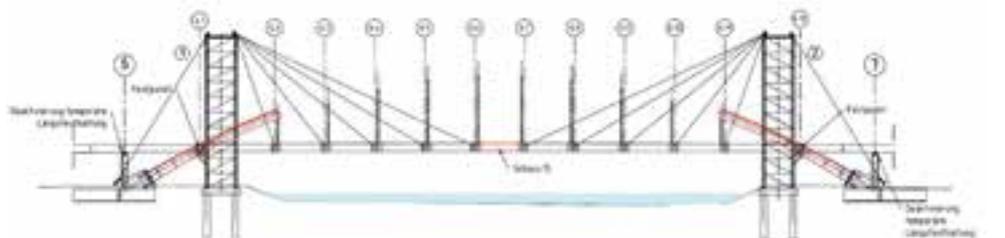
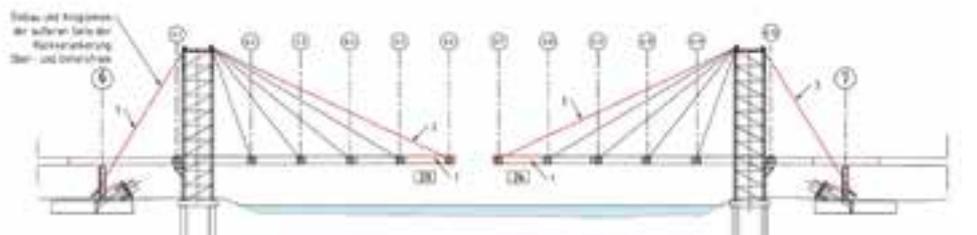
Die Schüsse 23 und 24 werden analog den Schüssen 17–22 eingebaut. Anschließend erfolgen Einbau und Vorspannung der äußeren Rückhängeseile. Der Schuss 25 wird als Letztes eingehoben und gelenkig sowie längsverschieblich verschlossen.



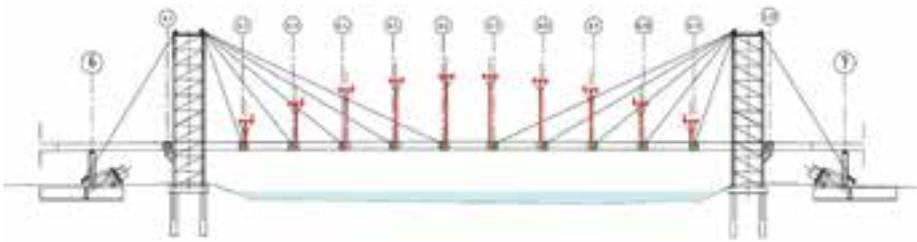
4 Tragkonstruktion bei Beginn des Freivorbaus © Ingenieurbüro Grassl GmbH



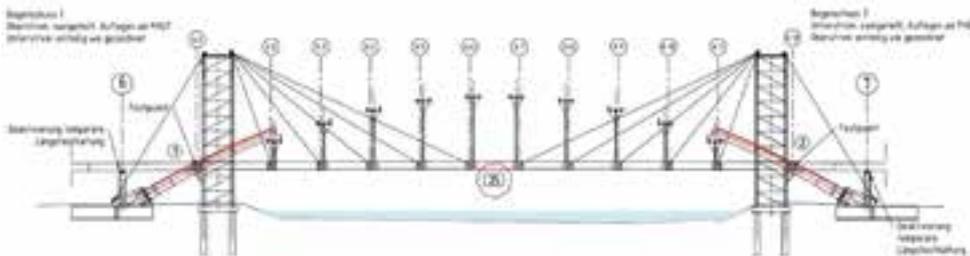
5 Tragkonstruktion während des Freivorbaus © Ingenieurbüro Grassl GmbH



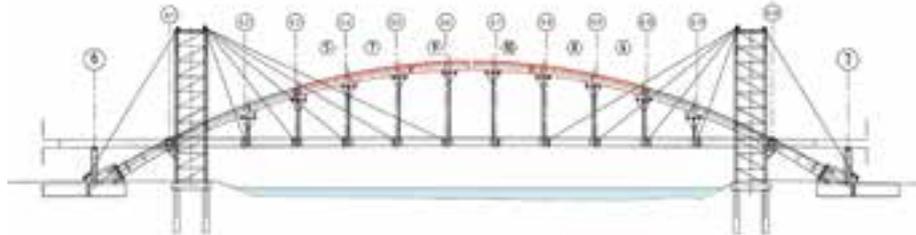
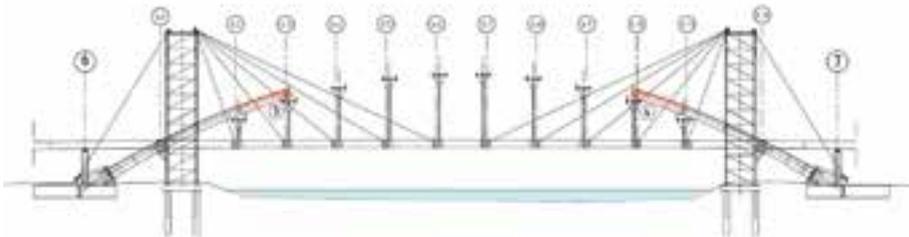
6 Tragkonstruktion: Lückenschluss der Fahrbahn © Ingenieurbüro Grassl GmbH



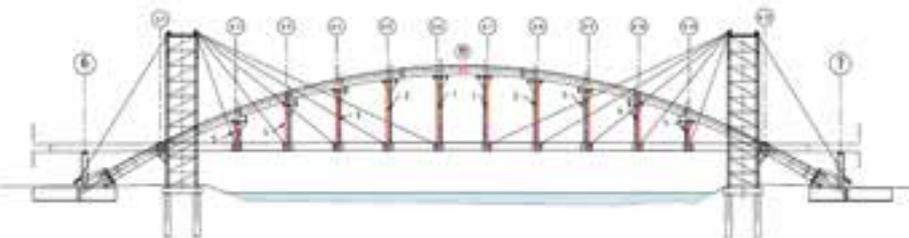
7 Tragkonstruktion vor dem Auflegen des Bogens
© Ingenieurbüro Grassl GmbH



8 Tragkonstruktion: Auflegen des Bogens
© Ingenieurbüro Grassl GmbH



9 Abschluss der Bogenmontage
© Ingenieurbüro Grassl GmbH



10 Einbau der Hänger
© Ingenieurbüro Grassl GmbH

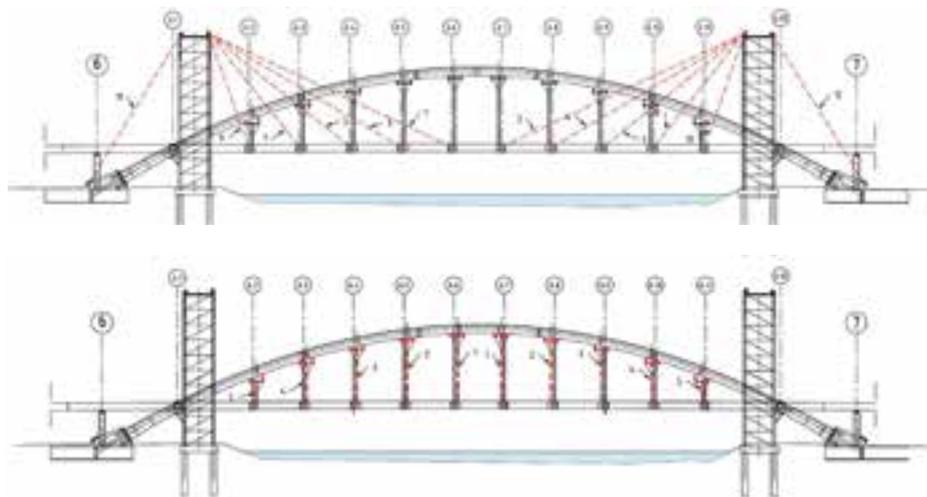
Nachdem die Fahrbahnschüsse hergestellt sind, werden die Hilfsjoche für das Auflegen der Bogensegmente auf der Deckkonstruktion aufgebracht. Die Bogenschüsse 1 und 2 werden eingehoben und mit dem Bogenkämpfereinteil gelenkig verschlossert. Im nächsten Schritt werden die Schüsse 1 und 2 mit Festhaltequerträger verschweißt, und danach erfolgt die Verschweißung der Schüsse 1 und 2 mit Bogeneinbauteilen. Der Fahrbahnschuss 25 wird als Nächster mit Fahrbahnschüssen 23 und 24 verschweißt. Letztlich wird die temporäre Festhalterung in der Achsen 6 und 7 deaktiviert. Die Längsfesthalterung erfolgt über die Festhaltequerträger und dient auch im Endzustand als Festpunkt, so dass sich im Endzustand der fiktive Festpunkt in Brückenlängsrichtung in Bogenmitte befindet.

Die restlichen Bogenschüsse (außer Schlussbogenschuss 11) werden auf einer Seite mit dem vorherigen Bogenschuss gelenkig für M_y und biegesteif für M_z verschlossert und auf der anderen Seite auf das nächste Hilfsjoch aufgelegt. Anschließend werden die Bogenschüsse miteinander verschweißt.

Bevor die Hänger eingebaut werden, wird das Bogenschlussstück, der Bogenschuss 11, integriert und verschweißt. Die Hänger werden zuerst gelenkig eingebaut, um Biegemomente aus Eigengewicht an den Einspannstellen zu verhindern, danach werden sie oben und unten verschweißt.



11 Statisches System im Bogenbereich
© Ingenieurbüro Grassl GmbH



12 Ausbau der Rückhängeseile
© Ingenieurbüro Grassl GmbH



13 Ansicht des Bauwerks im Bereich des Auenwaldes
© Ingenieurbüro Grassl GmbH

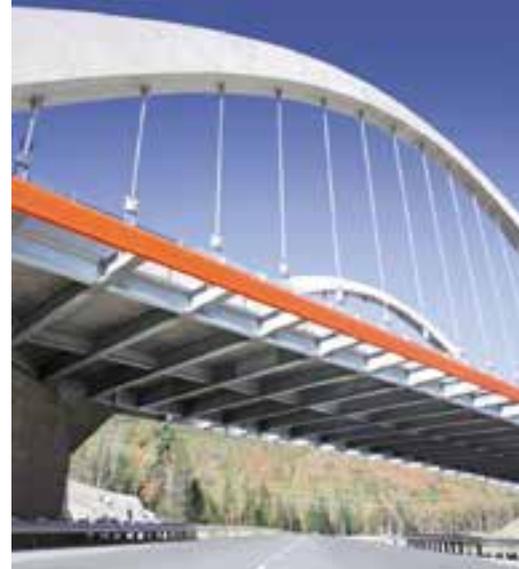


14 15 Montage der Hilfspylone und Seilverankerung am Pylonkopf
© Ingenieurbüro Grassl GmbH

Wirtschaftlich
und nachhaltig.

Korrosion impossible

Feuerverzinkte
Straßenbrücken
sparen Kosten und
sind nachhaltiger.



16 17 Freivorbau aus unterschiedlichen Perspektiven
© Ingenieurbüro Grassl GmbH

Vor dem Ausbau der Abspannseile werden die Rückhängeseile nachgelassen, danach folgt der Ausbau der vorderen Spannseile alternierend zwischen südlichem und nördlichem Hilfspylon. Die Ausbaureihenfolge ist von außen nach innen in Richtung Brückenmitte. Nach dem Ausbau der Abspannseile werden die Hilfsjoche entfernt, von der Bogenmitte beginnend nach außen.

5 Genehmigung und Fertigstellung

Grundlage für die Durchführung der Gesamtbaumaßnahme ist der Planfeststellungsbeschluss der Regierung Niederbayern vom 10. Oktober 2010, welcher mit dem Urteil des Bayerischen Verwaltungsgerichtes vom 19. April 2012 wirksam geworden ist.

Die Fertigstellung des Brückenbauwerks wird im Jahr 2021 erfolgen.

Autor:
Dipl.-Ing. Markus Karpa
Ingenieurbüro Grassl GmbH,
München

Bauherr
Freistaat Bayern, vertreten durch
das Staatliche Bauamt Passau

Entwurf und Ausführungsplanung
Ingenieurbüro Grassl GmbH, München

Prüfingenieur
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger, München

Bauausführung
Berger Bau GmbH, Passau
ZSB Zwickauer Sonderstahlbau GmbH, Zwickau

Stahl- und Verbundbrücken dürfen seit kurzem auch in Deutschland feuerverzinkt werden und erreichen eine Korrosionsschutzdauer von 100 Jahren ohne Wartungszwang.

Wissenschaftliche Untersuchungen wie beispielsweise eine Studie der BASt zeigen die Überlegenheit feuerverzinkter Brücken unter Kosten- und Nachhaltigkeitsaspekten.

 Mehr unter
[www.feuerzinken.com/
bruecken](http://www.feuerzinken.com/bruecken)

Ausbildung schlanker und wirtschaftlicher Konstruktionen

Weitgespannte Rahmenbrücken mit Walzträgern in Verbundbauweise

■ ■ ■ von Günter Seidl, Dennis Rademacher, Riccardo Zanon, Chao Yu

Rahmenbrücken in Verbundbauweise werden mit Spannweiten von über 60 m ausgeführt. Bisher wurde der Spannweitenbereich über 40 m aus VFT-Trägern mit geschweißten Trägern realisiert. Walzträger der Güte S460M sind in diesem Spannweitenbereich eine gestalterisch gute Alternative, bergen ein großes Einsparpotenzial im Konstruktionsstahl und bieten eine hohe Flexibilität in Hinblick auf die Schlankheit. Durch die großen Steg- und Flanschdicken sind die VFT-Träger sehr robust. Der Aufsatz beschreibt die Konstruktion und beleuchtet wirtschaftliche und gestalterische Aspekte von VFT-Trägern aus Walzträgern.

1 Einführung

1.1 Allgemeines

In Deutschland haben sich Rahmenbauwerke als Überführung über Verkehrswege etabliert. Im Vergleich zu Mehrfeldbrücken, deren Überbau auf Lagern liegt, spannen Rahmenbrücken weit bei vergleichsweise geringer Konstruktionshöhe des Überbaus. Grund dafür ist die monolithische Einspannung des Überbaus in die Widerlager. Durch das Stützmoment, das sich an den Widerlagern einstellt, wird das Feldmoment stark reduziert. Die kleinen Feldmomente erfordern deutlich geringere Konstruktionshöhen in Feldmitte, als dies bei Einfeldträgern der Fall ist. Hochfrequentierte oder schwer zugängliche Bereiche wie Autobahnen, Bahnstrecken oder Flüsse werden bevorzugt mit Fertigteilträgern überbrückt, da der Einbau der Lehrgerüste den Verkehrsraum zu stark einschränkt. Spannbetonträger decken einen großen Bereich der Überführungen über die Autobahn ab. Der Einsatzbereich ist in Deutschland über Regelungen auf 35 m Trägerlänge und einen Kreuzungswinkel von 60 gon begrenzt, begründet durch die hohen Transportgewichte und die Passgenauigkeit bei sehr schiefwinkligen Brücken. Die Transportgewichte der Spannbetonträger überschreiten in der Regel ab einer Länge von 35 m das Trägergewicht von 100 t, wie in Bild 1 aufgetragen. Damit wird ein Transport sehr aufwendig, da die Zufahrtswege meist Brückenbauwerke enthalten, die dieser Belastung nicht standhalten, so dass große Umwege in Kauf genommen werden müssen.

1.2 Einsatzbereich und Wettbewerbsfähigkeit der VFT®-Bauweise

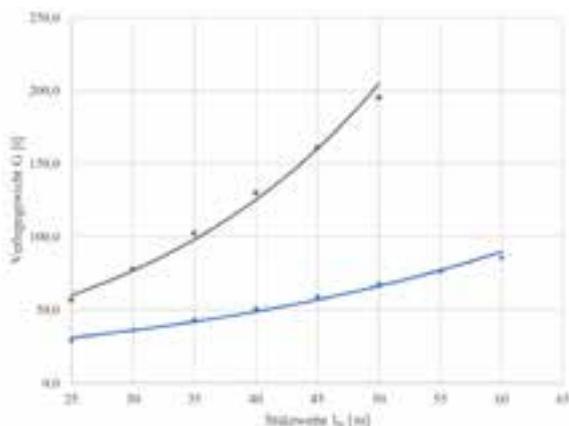
Seit rund 20 Jahren kommen Verbundfertigteilträger, kurz VFT®-Träger, im Brückenbau zur Anwendung [1][2]. Sie erweitern den Einsatzbereich der Fertigteilträger über 35 m hinaus, da sie bis ca. 60 m Transportlänge unterhalb von 80 t Transport bleiben. 80 t sind vergleichsweise einfach zu transportieren und mit einem Autokran zu verlegen.

Vorteile der VFT-Bauweise:

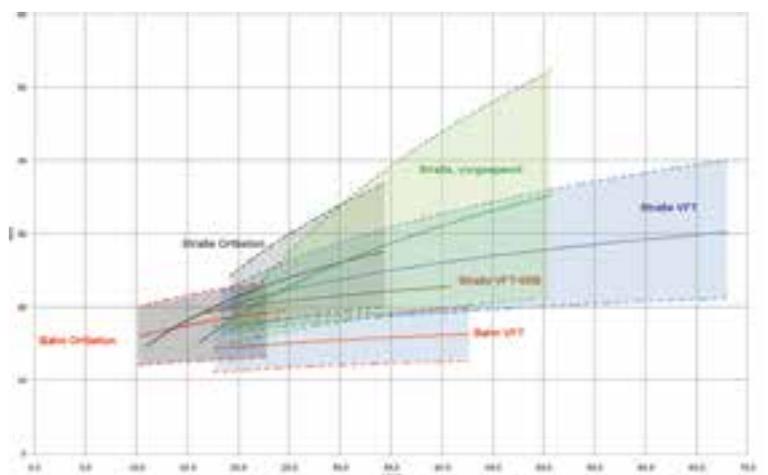
- material- und beanspruchungsgerechter Einsatz der Werkstoffe Stahl und Beton,
- hoher Vorfertigungsgrad mit Eigengewichtsverbund,
- Überbrückung großer Spannweiten mit gut handhabbaren Verlegegewichten der VFT-Träger,
- kein Lehrgerüst und keine Schalung auf der Baustelle,
- keine Kippverbände notwendig,
- geringer Stahlverbrauch durch Eigengewichtsverbund.

Einsatzbereiche der VFT-Bauweise:

- Brückenneubau oder Ersatzneubauten über bestehenden Verkehrswegen und Flüssen,
 - Spannweiten zwischen 30 m und 60 m.
- Die Wahl des Baustoffs von Rahmenbrücken hängt stark von den Randbedingungen ab [3]. Stahlbeton- und Spannbetonrahmen werden auf Lehrgerüst erstellt und sind damit für Brücken, die über laufendem Verkehr errichtet werden, ungeeignet. Brücken mit Spannbetonfertigteilträger sind wegen ihres Gewichts auf 30–35 m begrenzt.



1 Verlegegewicht von 3,00 m breiten Spannbeton-FT-Trägern (grau) und VFT-Trägern (blau) über die Spannweite © SSF Ingenieure AG



2 Einsatzbereich der Bauweisen bei Rahmenbrücken für schlaff bewehrte und vorgespannte Ort betonbauweisen, VFT- und VFT-WIB-Rahmen für die Verkehrsträger Straße und Bahn © SSF Ingenieure AG

Die VFT-Bauweise eignet sich für den Bau über bestehenden Verkehrsflächen. Der wirtschaftliche Bereich beginnt bei 25–30 m (Bild 2). Die längste Rahmenbrücke in VFT-Bauweise wurde in Danzig mit einer Spannweite von 65 m errichtet. Die VFT-Bauweise hat sich bei Rahmenbauwerken als wirtschaftlichstes Tragsystem im größeren Stützweitenbereich am Markt durchgesetzt. Grund ist die gute Anpassbarkeit des Rahmensystems an die örtlichen Randbedingungen. Durch die Einspannung der VFT-Träger in die Widerlager ist eine veränderliche Trägerhöhe statisch sinnvoll. Die Träger werden am Widerlager mit einer Voutung sehr hoch ausgeführt. Die Rahmeneckmomente erhöhen sich durch die hohe Steifigkeit und entlasten das Feldmoment. Dadurch sind große Schlankheiten bis zu $k_h / l_{St} = 1/45$ im Feldbereich möglich. Diese großen Schlankheiten im Feld korrespondieren mit großen Trägerhöhen am Widerlager. Mit größeren Stützweiten ist es sinnvoll, Schlankheiten zu spreizen, das heißt, die Feldschlankheit wird bei größeren Stützweiten größer und die Schlankheit am Widerlager geringer. Dadurch lassen sich große Lichtraumprofile im Feldbereich erzielen. Durch die geringe Konstruktionshöhe in Feldmitte kann die Gradienten sehr nah am überführten Verkehrsweg verlaufen. Die Stahlträger werden in den meisten Fällen als geschweißte Stahlkonstruktion hergestellt. Die Bleche werden entsprechend der Ausnutzung des Trägers abgestuft und damit sehr wirtschaftliche Stahltonnagen erreicht. Speziell der Stahlträgerobergurt wird durch die Betonfertigteileplatte nahezu vollständig entlastet. Seine Funktion ist die Aufnahme der Kopfbolzendübel, um den Schubverbund zwischen Stahlträger und Betongurt zu sichern. Daher wird der Obergurt konstruktiv dimensioniert in Abmessungen von 400 mm x 16 mm.

Wegen des Eigengewichtsverbunds des VFT-Trägers liegt die elastische Nulllinie in der Nähe des Stahlflansches. Der Trägersteg befindet sich somit zum größten Teil im Zugbereich und ist damit weniger gefährdet auszubeulen. Auf Beulsteifen kann daher bei VFT-Trägern üblicher Abmessungen meist verzichtet werden. Der Fertigteilfeisch ist gemäß den Vorschriften in Deutschland 12 cm über dem Stahlträger und 10 cm an seiner Außenkante dick. Die Fahrbahnplatte variiert bei Straßenbrücken zwischen 25 cm und 35 cm, bei Bahnbrücken zwischen 30 cm und 50 cm. Gängige Materialgüten der VFT-Träger sind für den Stahlträger S355J2+N und C40/50 oder höher für den Betonflansch. Höherfeste Stähle sind bei geschweißten Stahlträgern nicht üblich.

1.3 Einfluss der Konstruktionshöhe der Träger

Die Einspannung der Träger in die Widerlager und das daraus resultierende, im Vergleich zum Feldmoment große Stützmoment erfordert eine entsprechende Konstruktionshöhe am Widerlager. Bei Spannweiten von 30 m sind Schlankheiten am Widerlager von $\sim 1/18$ üblich. Dies entspricht einer VFT-Trägerhöhe von ca. 1,40 m. Im Feld liegt die Schlankheit bei $1/33$, korrespondierend mit einer VFT-Trägerhöhe von 0,65 m. Bei diesen kurzen Spannweiten ist die Schlankheit im Feld konstruktiv begrenzt, da die Stahlträgerhöhe nur noch 0,54 m in Trägermitte beträgt. Im Bauzustand sind diese VFT-Träger enorm schlank und damit anfällig für Verformungen und Schwingungen. Bei zunehmender Stützweiten vergrößert sich die Spreizung der Voutung. Bei einer Spannweite von 50 m ist die VFT-Trägerhöhe am Widerlager ca. 3,00 m mit einer Schlankheit von $1/15$ und im Feld bei 1,05 m mit einer Schlankheit von $1/38$. Eine Transporthöhe von 3,00 m zuzüglich der Schubdübel mit ca. 0,25 m Höhe stellt die Grenze für die üblichen Durchfahrthöhen von 4,50 m unter Brücken und in Tunneln dar. Maßgeblich für die Wirtschaftlichkeit und damit die Durchsetzung am Markt ist der Stahlverbrauch der VFT-Bauweise. Liegt der konventionelle Verbund mit Stahlträgern und auf der Baustelle ergänzter Ort betonplatte meist über 200 kg/m^2 , ist der Verbrauch, abhängig von der Stützweite und der Schlankheit bei VFT-Trägern, durchschnittlich zwischen 120 kg/m^2 bei 30 m Stützweite und ca. 190 kg/m^2 bei 55 m Stützweite [4].

1.4 Bezeichnungen und Definitionen

VFT:
 – Verbundfertigteilträger
 RS:
 – Walzträger (rolled section)
 WS:
 – Schweißträger (welded section)
 VFT-RS:
 – VFT-Träger mit Walzträgern
 VFT-WS:
 – geschweißter VFT-Träger (konventionell)
 Brückenfläche:
 – Breite zwischen den Geländern multipliziert mit der Stützweite $[\text{m}^2]$
 Schlankheit:
 – Konstruktionshöhe dividiert durch die Stützweite

2 Überlegungen zu VFT-Trägern aus Walzprofilen

2.1 Einsatzbereiche und Anwendungsgrenzen

2.1.1 Einsatzbereiche

Walzträger sind in der Herstellung deutlich günstiger als geschweißte Träger. Grund dafür ist der geringe Aufwand in ihrer Anarbeitung. So müssen die Bleche der geschweißten Träger zugeschnitten, gerichtet und verschweißt werden. Der fertige Schweißträger ist meist nochmals zu richten, die Schweißnähte sind zu prüfen. Der Walzträger ist ein doppelt symmetrischer Träger. Eine Abstufung seiner Blechdicken oder unterschiedliche, asymmetrische Flanschdicken sind wegen des Herstellungsprozesses nicht möglich. Die Konstruktionshöhe der VFT-Träger mit Walzprofilen ist in der Regel über die Trägerlänge konstant. Walzträger können nachträglich gevoutet werden. Dabei wird der Steg des Walzträgers oberhalb des Untergurts längs aufgetrennt und der Untergurt abgknickt oder radial bombiert. Anschließend wird ein zusätzliches Stegblech in den Walzträger eingesetzt. Eine Voutung ist daher aufwendig und wird selten eingesetzt. VFT-Träger mit Walzprofilen bei Einfeldrahmenbrücken sind daher in der Regel auf Stützweiten unter 40 m begrenzt [5]. Obwohl hin und wieder ausgeführt, haben sich Träger mit Vouten, die durch das Einschweißen von dreiecksförmigen Stegblechen erzeugt werden, als aufwendig und kostenintensiv erwiesen. Bei Walzprofilen ist eine höhere Stahlgüte wie S460M kaum mit höheren Materialkosten verbunden. Dies lässt eine höhere Ausnutzung der Profile von fast 30 % zu, und der spezifische Stahlverbrauch verringert sich entsprechend.

2.1.2 Anwendungsgrenzen

Bei Straßenbrücken liegt die maximale Konstruktionshöhe bei Verwendung eines Profils der Reihe HL1100 bei ca. 1,50 m. Bei einer Schlankheit von 1/25 für konstant hohe Träger ergeben sich damit maximale Spannweiten von $1,52 \times 25 \text{ m} = 38,00 \text{ m}$.

Geht man von einer Dicke der Fahrbahnplatte von 25 cm und von 12 cm für den Betongurt aus, dann werden Stahlträgerhöhen für Stützweiten zwischen 40 m und 55 m von

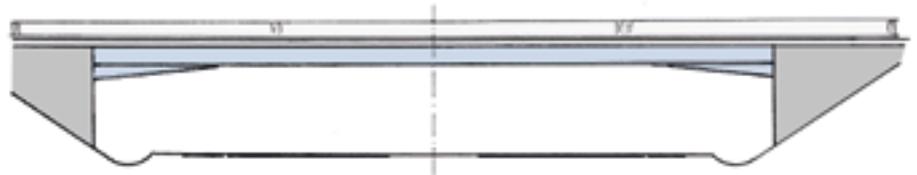
- 2,00–2,90 m am Widerlager und
- 0,80–1,10 m im Feld

notwendig, um solche Stützweiten zu realisieren. Es gibt mehrere Möglichkeiten, die jene Randbedingungen erfüllen.

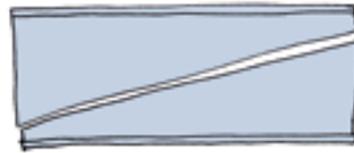
2.2 Voutung im Stahlträger mit Ergänzungsträger

Eine variable Stahlträgerhöhe wird durch einen aufgeschweißten Ergänzungsträger ermöglicht. Dabei wird ein Walzprofil der erforderlichen Höhe aus dem Feldquerschnitt durch einen zweiten Walzträger im Stützbereich ergänzt. Dieser Ergänzungsträger, hergestellt aus einem Walzprofil, wird im Stegbereich durch einen schrägen Trennschnitt geteilt und an den Untergurt des ersten Walzprofils dreiecksförmig mit Kehlnähten angeschweißt (Bild 4).

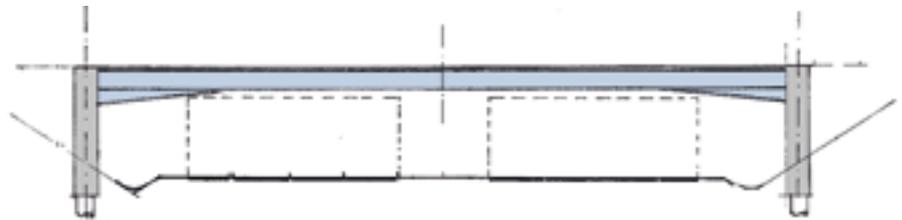
Der Feldquerschnitt ist mit den Walzprofilen gut zu dimensionieren. Als Ergänzung in Feldmitte wird zusätzlich eine Lamelle am Untergurt angeschweißt. Maßgebend wird aber die Konstruktionshöhe des Stützquerschnitts. Der größte Träger HL 1100 x 607 besitzt eine Höhe von 1.138 mm zuzüglich jener des schräg halbierten Profils gleicher Größe abzüglich der Flanschdicke und des Walzradius mit $h = 1.138 \text{ mm} - 55 \text{ mm} - 20 \text{ mm} \sim 1.060 \text{ mm}$ ergibt eine Gesamthöhe des Stahlträgers von ca. 2,17 m zuzüglich der Lammellendicke von 50 mm zu 2,22 m. Damit können noch 45 m Spannweite mit dicken Stützlamellen und einem entsprechend hohen Stahlverbrauch erzielt werden. Eine Spannweite über 50 m ist aber nicht mehr realisierbar.



3 Ansicht der Variante mit Ergänzungsträger © Günter Seidl



4 Zuschnittprinzip eines Ergänzungsträgers © Günter Seidl



5 Längsschnitt mit Ergänzungsträger © Günter Seidl

Die Variante ist mit der herkömmlichen VFT-Trägerbauweise vergleichbar. Ungünstig wirkt sich aus, dass der Untergurt des Grundträgers sich im Stützbereich durch seinen geringen Hebelarm nicht voll an der Tragwirkung beteiligt: siehe Bild 6 a.

Vorteile der Variante:

- einfache Trägerherstellung und einfacher Trägerzuschnitt,
- einfache Schalung für das Fertigteil bei konstant durchlaufendem Stahlträgerobergurt.

Nachteile:

- Über 45 m Stützweite ist ein Schweißträger für die Trägerergänzung notwendig, weil die Walzträgerhöhen für die erforderliche Konstruktionshöhe am Widerlager nicht mehr ausreichen.
- Mehrbedarf an Konstruktionsstahl, weil sich der Untergurt des Basisträgers im Stützmomentenbereich nahe der Schwerlinie befindet.



a)



b)

6 Variante mit Ergänzungsträger a) am Widerlager und b) in Feldmitte © Günter Seidl

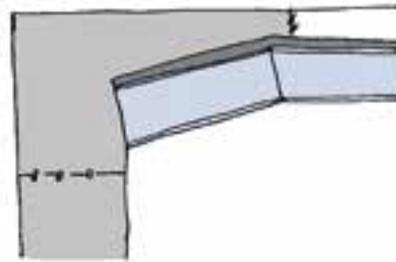
2.3 Voutung durch eine veränderliche Höhe der Ortbetonplatte

2.3.1 Verdickung der Ortbetonplatte

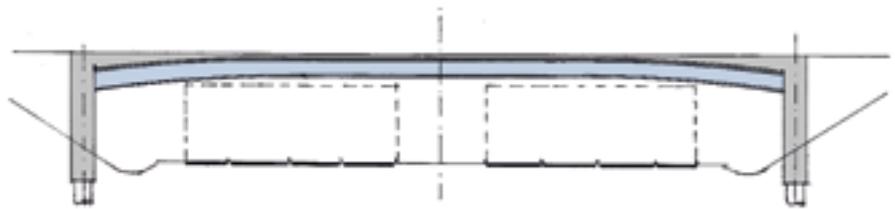
Eine Möglichkeit, Konstruktionshöhe im Stützbereich mit einer konstanten Stahlträgerhöhe zu gewinnen, ist, den Stahlträger der Voutenform anzupassen und die Ortbetonplatte im Bereich der Voutung zu verdicken. Die Dicke der Fahrbahnplatte ist 0,25 m im Feldbereich und vergrößert sich bis auf über 1,50 m bei 55,00 m Stützweite. Die Verdickung der Fahrbahnplatte erfordert eine höhere Kappe im Stützbereich, deren Kante parallel zur Unterkante des VFT-Betonflansches verläuft, um die seitliche Arbeitsfuge vor Witterung zu schützen. Auch hier müssen mehr Beton und Bewehrung eingebaut werden, allerdings hat die veränderliche Höhe des Gesimsbandes einen gewissen gestalterischen Reiz, weil sie optisch den Kraftfluss zum Rahmeneck verdeutlicht.

Bei der Herstellung der Brücke sind das Rahmeneck und ein Teil der Fahrbahnplatte mitzubetonieren, um die großen Stützmomente aus dem Betonieren der Fahrbahnplatte in Feldmitte zu realisie-

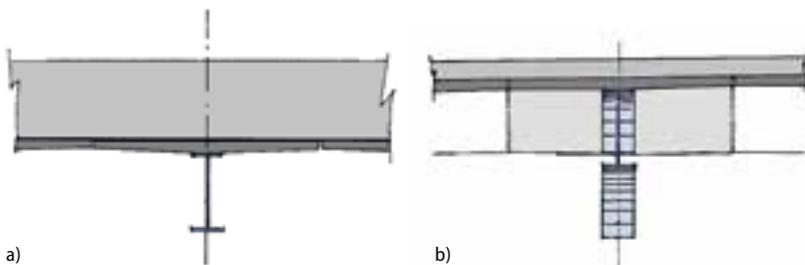
ren. Diese Vorgehensweise ist auch bei normalen VFT-Rahmenbrücken üblich, wenn der Riegel sehr schlank ausgeführt wird, und stellt kaum zusätzlichen Aufwand auf der Baustelle dar.



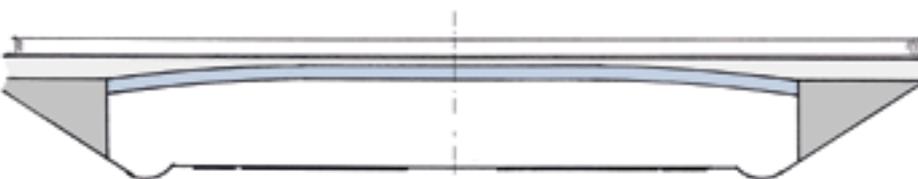
7 Schematische Skizze zum Vorbetonieren des Rahmenecks und eines Teils der Fahrbahnplatte © Günter Seidl



8 Längsschnitt mit bogenförmigen Vouten © Günter Seidl



9 Dicke der Betonplatte a) am Widerlager und b) in Feldmitte © Günter Seidl



10 Ansicht der bogenförmigen Voute mit horizontalem Gesimsband am Widerlager © Günter Seidl

2.3.2 Träger mit einer bogenförmigen Voute
Grundsätzlich ist es möglich, Walzträger durch Umformung nach dem Walzen bogenförmig zu überhöhen. Wird eine solche Überhöhung genutzt, um die Trägerhöhe am Widerlager zu vergrößern, muss die Konstruktionshöhe über die Dicke der Ortbetonplatte erzeugt werden. So kann einfach und kostengünstig die erforderlich Konstruktionshöhe am Widerlager erreicht werden.

Vorteile:

- nur ein Trägerstoß wegen durchlaufenden Profils (wenig Schweißaufwand),
- gute Gestaltung durch radialen Voutenverlauf.

Nachteile:

- hoher Anteil an Eigenspannungen wegen der Überhöhung des Trägers durch Kaltverformung,
- Schalungsbau schwierig wegen des radial gekrümmten Obergurts,
- Mehrbeton in der Ortbetonplatte im Voutenbereich,
- Mehraufwand in der Kappenschalung durch ein höheres Gesimsband mit radialer Unterkante zum Widerlager.

2.3.3 Gerade Voute mit zwei Schweißstößen

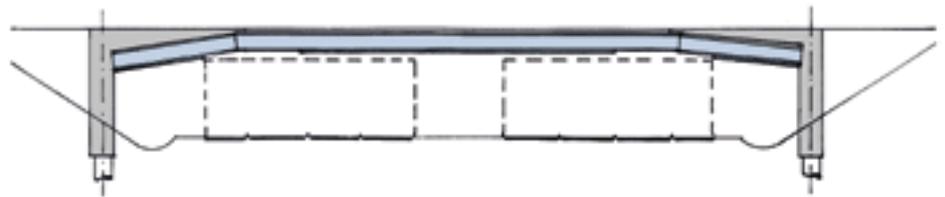
Diese Lösung ergibt sich aus der Notwendigkeit, dass das Trägergewicht am Stück begrenzt ist, da das Höchstgewicht eines »beam blank«, des Rohlings vor dem Walzen, längere und damit schwerere Träger ausschließt. Dadurch wird es kostengünstig, die Voutung durch zwei Schweißstöße im Träger zu erzeugen, weil mindestens ein Schweißstoß für Längen über 40 m ohnehin notwendig wird. Die Höhe wird dabei über die Dicke der Fahrbahnplatte ausgeglichen.

Vorteile:

- Einfache Trägerherstellung, da nur zwei Vollstöße notwendig werden. Da die Walzlänge der Träger auf ca. < 40 m begrenzt ist, wird nur ein zusätzlicher Schweißstoß erforderlich.
- Gute Gestaltung durch linear veränderliche Vouten.

Nachteile:

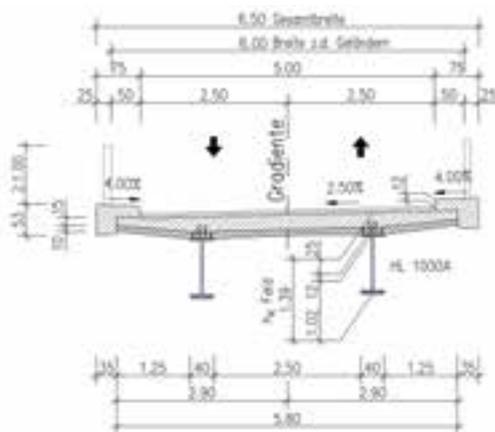
- Rahmeneck muss zusammen mit einem Anteil der Fahrbahnplatte betoniert werden.
- Mehraufwand in der Kappenschalung durch höheres Gesimsband am Widerlager.
- Mehrbeton in der Ortbetonplatte im Voutenbereich.



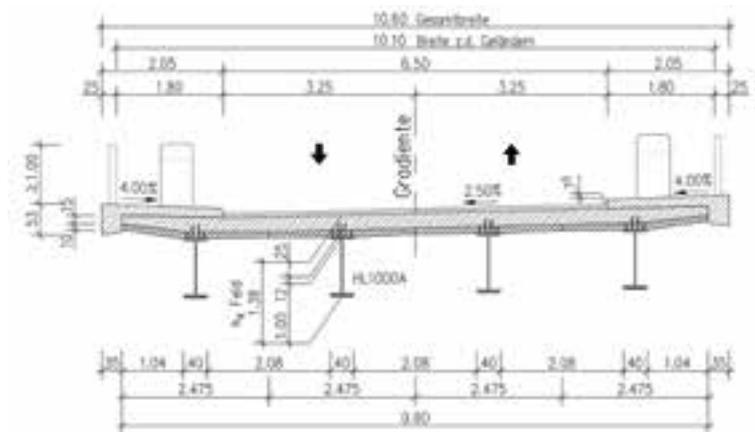
11 Längsschnitt mit geraden Vouten
© Günter Seidl



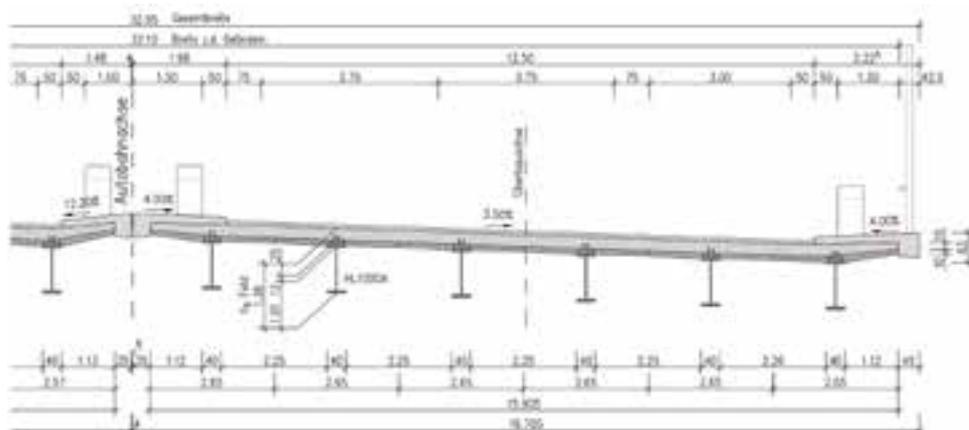
12 Ansicht des Rahmes mit geraden Vouten
© Günter Seidl



13 Querschnitt eines Wirtschaftswegs
© SHP Ingenieure



14 Querschnitt RQ 11B einer Bundesstraße
© SHP Ingenieure



15 Autobahnquerschnitt: Darstellung einer Fahrtrichtung
© SHP Ingenieure

Querschnitt	Brückenbreite zwischen den Geländern	Anzahl VFT-Träger	Breite der VFT-Träger
	b [m]	n [-]	b _{VFT} [m]
Wirtschaftsweg	6,00	2	2,90
Bundesstraße	10,10	4	2,47
Autobahn	32,10 (zwei Überbauten)	2 x 6	2,65 / 2,57

16 Abmessungen der untersuchten Querschnitte
© Günter Seidl

3 Entwurfskatalog für VFT-Träger aus Walzträgern mit geraden Vouten

Für den Entwurfskatalog wird die linear veränderliche Voutung berechnet und dargestellt: siehe Bild 11. Wesentlicher Grund für diese Lösung sind die einfache Herstellung des Stahlbaus und die gute Gestaltung.

Untersucht werden Rahmenbrücken mit folgenden Randbedingungen.

Überführte Querschnitte:

- Wirtschaftsweg
- Bundesstraße (RQ11B)
- Autobahnüberführung (A-Bauwerke)

Die FT-Anzahl wird dabei so aufgeteilt, dass sich Fertigteilbreiten zwischen 2,50 m und 3,00 m einstellen. Diese Breiten sind wirtschaftlich im Hinblick auf den Stahlverbrauch und die Verlegege- wichte von einem Autokran noch gut zu handhaben.

Stützweitenbereich:

- 40,00–55,00 m

Dicke der Fahrbahnplatte:

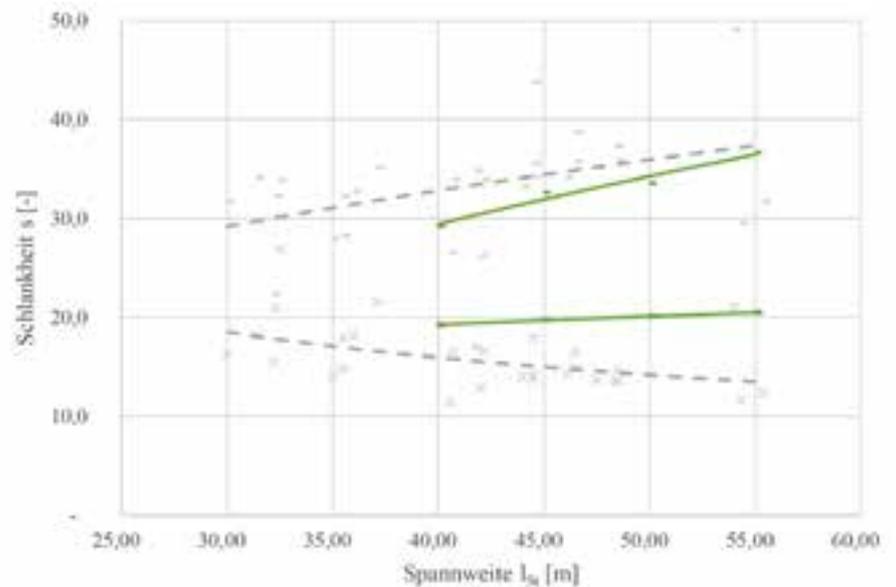
- 0,25 m

Kreuzungswinkel:

- 60–100 gon

Baustoffangaben:

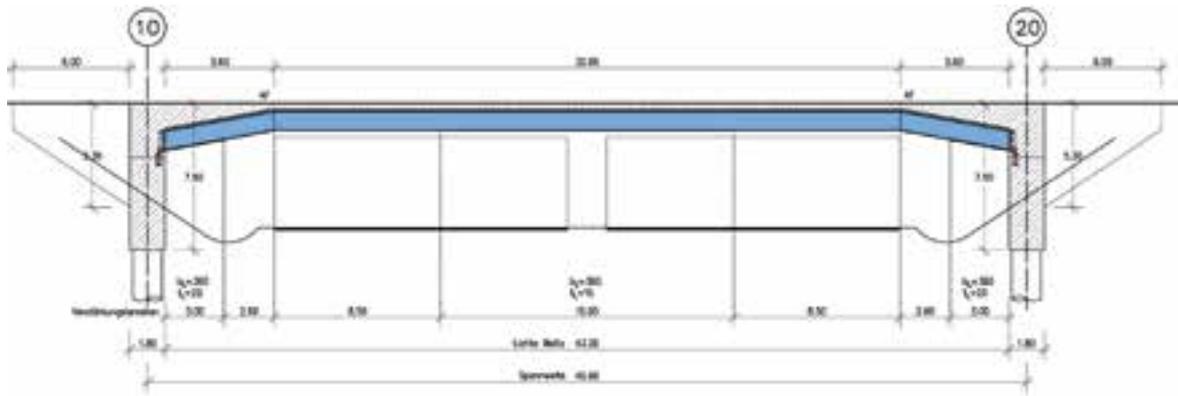
- Stahlträger, geschweißt S355J2+N
- Walzträger S460M
- Lamellen S460N
- Beton Fertigteil C50/60
- Beton Fahrbahnplatte C30/37
- Beton Widerlager Rahmeneck C50/60



17 Vergleich der Schlankheit der VFT-Träger mit Schweißprofilen (grau) und VFT-Trägern aus Walzprofilen (grün)
© SHP Ingenieure

Stützweite	Stahlprofil	Widerlager	Feld	Schlankheit Widerlager/Feld
[m]		k _h [m]	k _h [m]	s [-]
40,00	HL1000A	2,10 (2,30*)	1,40	19 (17*) / 29
45,00	HL1000A	2,35	1,40	19 / 32
50,00	HL1100A	2,50	1,50	20 / 34
55,00	HL1100A	2,70	1,50	20 / 37

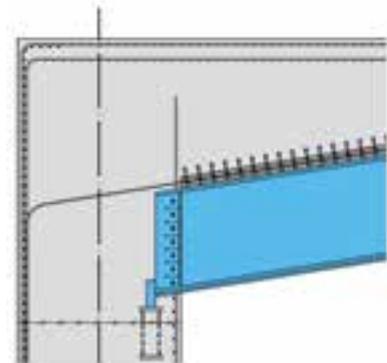
18 Stützweiten und Konstruktionshöhen am Widerlager und im Feld
© Günter Seidl



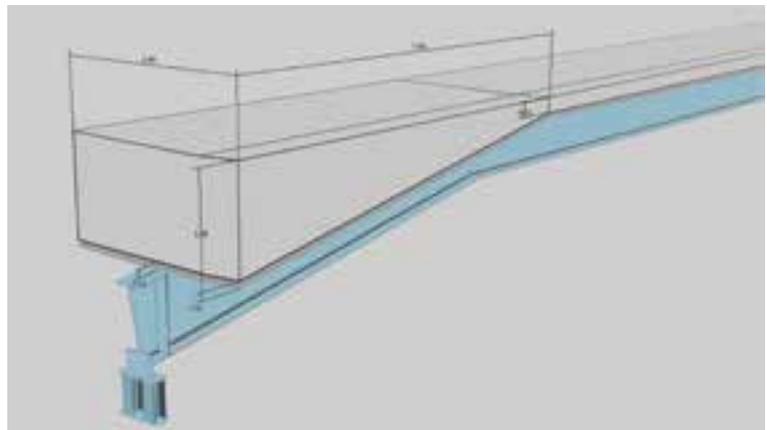
19 Längsschnitt eines Rahmens mit 45 m Stützweite
© SHP Ingenieure

Die Bemessung der Rahmenbrücken wurde auf der Grundlage der Eurocodes durchgeführt [6]–[10]. Die Nachweise für die Rahmenwirkung erfolgten auf Basis der in Deutschland gültigen Regelungen. Die Gründung besteht aus einreihigen Bohrpfehlen mit einem Durchmesser von 1,50 m für alle untersuchten Stützweiten. Der angenommene Bettungsmodul der Pfehle wird entsprechend der Richtlinie für Rahmentragwerke [11] zwischen 20 MN/m² und 80 MN/m² variiert. Die Gründung der Brücke wird als Tiefgründung mit Bohrpfehlen hergestellt, die aufgehenden Widerlager werden bis zur Arbeitsfuge betoniert. In der Arbeitsfuge sind kleine, vertikale Stahlträger mit Kopfplatte vorgesehen, die den VFT-Trägern als Auflager dienen. Die VFT-Träger werden aufgelegt. Für die Abschaltung der hohen Kappe am Widerlager wird ein Betonhalbfertigteil verwendet. Die Rahmenecke wird zusammen mit der Voutung der Ortbetonplatte betoniert sowie anschließend die restliche Fahrbahnplatte. Die Abdichtung, Kappen und der Asphalt sowie die Brückenausrüstung werden ergänzt.

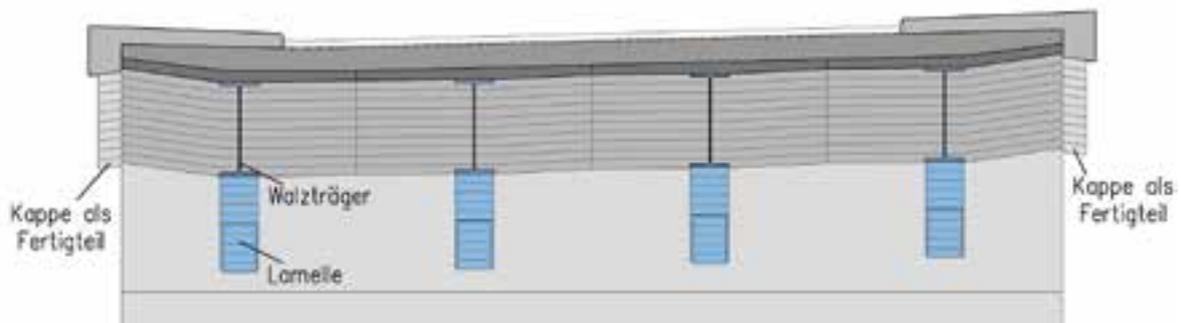
Der Walzträger wird, abhängig von der Stützweite im Feld- und im Stützbereich, durch eine Stahllamelle der Güte S460N verstärkt. Die Feld- und Stützlamelle sind schmaler als der Untergurt des Walzträgers und damit einfach mit einer umlaufenden Kehlnaht anzuschweißen.



20 Ausbildung des Rahmenecks
© SHP Ingenieure



21 VFT-Trägerausschnitt mit Ortbetonergänzung: Rahmen mit 55,00 m Spannweite
© ArcelorMittal



22 Widerlagerquerschnitt mit zurückgesetzten Kappen aus Halbfertigteilen
© SHP Ingenieure

Die Stirnplatte liegt im Bauzustand auf einem Auflagerstuhl am Widerlager auf. Das Rahmeneck wird zusammen mit der Fahrbahnplatte im Stützmomentenbereich vorbetoniert und bildet die Einspannung und die Kippsicherung im Bauzustand.

Wenn die Fahrbahnplatte im Feldbereich betoniert wird, wirkt bereits das Rahmeneck mit der vollen statischen Höhe, so dass die Stützmomente einfach abgetragen werden können.

Der Walzträger des VFT-Trägers wird parallel zur Widerlagerwand geschnitten und bindet in das Widerlager ein. Die Lamelle folgt dem Untergurt in die Widerlagerwand. Über eine Stirnplatte, die auch als Auflagerpunkt im Bauzustand dient, werden die Druckspannungen vom Stahlträgeruntergurt in den Widerlagerbeton übertragen.

Konstruktiv schwierig ist die hohe Kappe infolge der Voute aus Ortbeton, deutlich wird dies in Bild 12. Bei Stützweiten von 55,00 m ergibt sich eine Gesimshöhe über 1,70 m. Eine solche Ansichtsfläche ist schwierig zu schalen und zu bewehren. Darüber hinaus ist ein ausgeprägtes Rissbild nach dem Betonieren zu erwarten. Um die große Ansichtsfläche zu gliedern, wird die Kappe aus dem Feldbereich durchlaufend zum Widerlager hin angeordnet. Im Bereich der Ortbetonvoute zieht dann die Kappe nach unten, im unteren Bereich springt sie zudem 10 cm zurück. Somit entsteht optisch ein durchlaufendes Gesimsband, die Widerlageransicht wird klar gegliedert.

Um die Arbeiten auf der Baustelle zu vereinfachen und ein Rissbild in der großen Kappenfläche zu vermeiden, wird die zurückgesetzte Kappe als Halbfertigteil im Werk rissfrei hergestellt und vor Ort als verlorenes Schalungselement eingebaut (Bild 22).

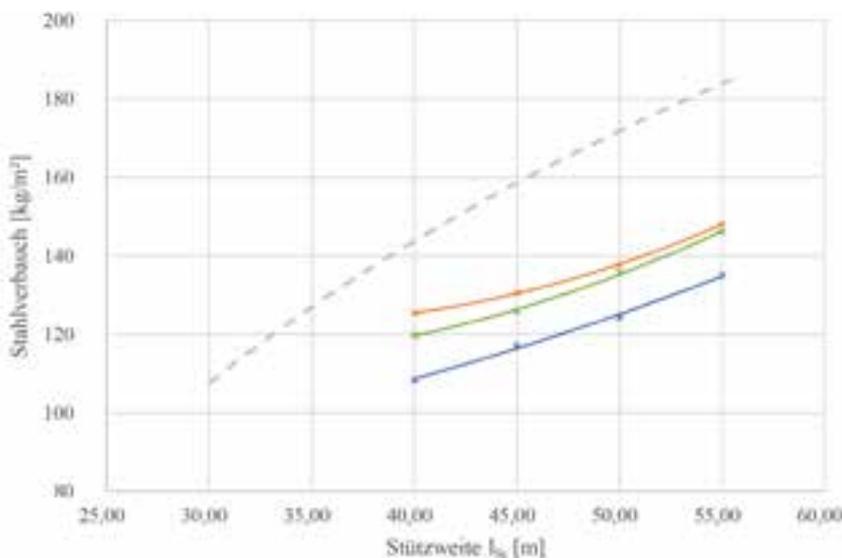
4 Wirtschaftliche Betrachtung

4.1 Massenermittlung

Die Vielfalt an Randbedingungen bei Brückenbauwerken ist groß. Die unterschiedlichen Randbedingungen, wie beispielsweise der Baugrund und, abhängig davon, die Gründungsart, haben einen großen Einfluss auf die Gesamtkosten des Bauwerks.

Um die konventionelle VFT-Bauweise mit der VFT-RS-Bauweise fundiert vergleichen zu können, werden Preisunterschiede für den VFT-Träger selbst ermittelt. Fallen darüber hinaus zusätzliche Leistungen wie der Aufwand für die dickere Ortbetonplatte und für die größere Kappenhöhe an, werden diese zum VFT-Träger hinzugezählt. Dies ist zwar unscharf, da Kosten in Positionen auftauchen, die dort nicht entstehen, aber über den VFT-Trägerpreis lassen sich die Bauweisen miteinander vergleichen.

Die Auswertung der Berechnungen zeigt einen geringeren Stahlverbrauch bei der Verwendung von Walzträgern (Bild 23). Dies liegt zum einen an der guten Anpassung der Walzträger an die Auslastung durch die Anordnung der Lamellen im Feld- und Stützmomentenbereich. Zum anderen können durch die Stahlgüte S460 gegenüber einer Güte S355 knapp 30 % höhere Spannungen aufgenommen werden.



VFT = Autobahn = RQ11B = Wirtschaftsweg

23 Spezifischer Stahlverbrauch: VFT-RS (farbig) zu konventionellen VFT-Trägern (grau) über die Stützweite © SHP Ingenieure



HEICO-LOCK® HLK-SCHEIBEN



Das Sicherungssystem für HV-Garnituren

- speziell zur Sicherung von HV-Schraubengarnituren nach DIN EN 14399-4 und 14399-8
- zertifiziertes und überwachtes Bauprodukt, geregelt über die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-14.4-702
- zugelassen für Schraubenverbindungen der Kat. A bis E nach DIN EN 1993-1-8, u.a. geeignet für gleitfeste Verbindungen
- EBA-Zulassung

HEICO-LOCK® KEILSICHERUNGSSYSTEME

Qualitativ hochwertige Sicherungen für anspruchsvolle Schraubenverbindungen



Mitglied Deutscher Stahlbau-Verband

WWW.HEICO-GROUP.COM

Position	Menge	Einheitspreis	Preis
Walzträger	18,50 t	1.450 €/t	26.850 €
Lamellen	3,50 t	2.700 €/t	9.450 €
Vollstoß Träger	2 St.	4.500 €/St.	9.000 €
Stahlträger gesamt			45.300 €
Kappen-Fertigteil			500 €
Zus. Ortbeton Fahrbahnplatte	2,50 m ³	200 €/m ³	500 €
VFT-RS inkl. Mehraufwand			46.300 €
VFT-Träger geschweißt	24,50 t	2.700 €/t	66.150 €
Differenz			19.850 €
entspricht			140 €/m ²

24 Exemplarischer Kostenvergleich: geschweißter Stahlträger gegenüber einem Walzträger inklusive Mehraufwand © Günter Seidl

4.2 Kostenvergleich

Ein Kostenvergleich über die Gesamtkosten des Bauwerks ist nur bei konkreten Projekten zielführend, für die alle Randbedingungen bekannt sind. Um eine Bewertung der Wirtschaftlichkeit einer VFT-Brücke mit geschweißten Trägern gegenüber einer VFT-Brücke aus Walzträgern durchzuführen, werden hier lediglich die Kostenunterschiede der Stahlträger und die Zusatzkosten bewertet. Bei der Voutenausführung in Ortbeton, wie dies bei den Walzträgern notwendig wird, werden die Mehrkosten auf einen VFT-Träger anteilig umgelegt.

Die Preisansätze wurden für die Studie wie folgt definiert:

- Stahlträger geschweißt: fertiger Träger einschließlich Korrosionsschutz
- Walzträger: gewalzter Träger, gerichtet und korrosionsgeschützt
- Lamelle: Zusatzlamelle inklusive Verschweißen und Korrosionsschutz
- Ortbetonplatte: Mehrbeton für die zusätzliche Dicke der Platte im Voutenbereich
- Kappenschalung: Fertigteilchalung für die zusätzliche Höhe im Voutenbereich

Der Kostenvergleich wird für einen Autobahnquerschnitt mit 55,00 m geführt, der eine VFT-Trägerbreite von 2,60 m ausweist. Die Kosten werden für einen VFT-Träger mit einer Länge von 52,80 m berechnet.

Die Ermittlung der Kosten zeigt, dass die VFT-Träger mit Walzträgern deutlich günstiger in der Herstellung sind als die geschweißten VFT-Träger. Zu den Herstellungskosten der Träger kommen jedoch beim VFT-RS noch die Mehrkosten auf der Baustelle hinzu. Bei einem Brückenpreis von 2.500–3.000 €/m² kann von einem Baukostenvorteil von ca. 5 % ausgegangen werden.



25 Räumliche Darstellung der Brücke mit Walzträgern mit 55,00 m Stützweite © ArcelorMittal

5 Resümee

Die Verwendung von Walzträgern bei VFT-Rahmenbrücken erfordert eine standardisierte, technisch dominierte Formgebung. Indem die großen Stütz-momente durch eine Voutung durch den Ort beton der Fahrbahnplatte abgetragen werden, wird der Kraftfluss sehr gut von außen sichtbar und die Konstruktions-art für den Betrachter verständlich. Das Zurücksetzen der Kappenerhöhung im Voutenbereich betont das horizontale, meist durch das Tageslicht beleuchtete helle Band (Bild 25). Das Bauwerk wirkt dadurch ruhig und hat auch für unterschiedliche Spannweiten eine einheitliche Formensprache.

Die hohe Stahlgüte der Walzträger, der optimierte Einsatz der Lamellen und ein modularer Bauprozess ergeben eine schlanke, ansprechende und wirtschaftliche Konstruktion, die am Markt wettbewerbsfähig ist.

Autoren:

Prof. Dr. Günter Seidl
Fachhochschule Potsdam
Dr.-Ing. Dennis Rademacher
Dipl.-Ing. Riccardo Zanon
ArcelorMittal,
Luxembourg
Dipl.-Ing. Chao Yu
SHP Ingenieure,
Berlin

Anmerkung

- VFT® ist ein eingetragenes Markenzeichen der SSF Ingenieure AG.

Literatur

- [1] Doss W.; Gebeshuber A.; Friedrich N.; Schmitt V.; Seidl G.; Weizenegger M.: VFT-Bauweise. Entwicklung von Verbundfertigteilen im Brückenbau; in: Beton- und Stahlbetonbau, 69 Jg., Heft 4, 2001, S. 171–180.
- [2] Schmitt V.; Seidl G.: Verbundfertigteile-Bauweise im Brückenbau; in: Stahlbau, 70 Jg., Heft 8, 2001, S. 546–553.
- [3] Braun A.; Seidl G.; Weizenegger M.: Rahmentragwerke im Brückenbau; in: Beton- und Stahlbetonbau, 101 Jg., Heft 3, 2006, S. 187–197.
- [4] Schmitt, V.: Verbundbrücken in der Praxis; in: Betonkalender 2002, Teil 2. Berlin, 2002.
- [5] Thiele, K.; Rademacher, D.; Hauke, B.; Huckshold, M.: Verbundbrücken kurzer und mittlerer Spannweite; in: Stahlbaukalender 2018. Berlin, 2018.
- [6] DIN EN 1990: Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung. Dezember 2012.
- [7] DIN EN 1991-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Dezember 2010.
- [8] DIN EN 1992-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 2: Betonbrücken, Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Dezember 2010
- [9] DIN EN 1993-2: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 2: Stahlbrücken. Dezember 2010.
- [10] DIN EN 1994-2: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken. Dezember 2010.
- [11] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten (RE-ING), Teil 2 Brücken, Abschnitt 5 Integrale Bauwerke, Entwurf. 2017/12.



ACO KerbDrain® Bridge

die lineare Brückenentwässerung

Die KerbDrain Bridge ist eine Kombination aus Entwässerungsrinne und Schrammbordstein der Kappe und steht damit für eine neue Form linearer Brückenentwässerung.

- Entwässerung im Bereich der Kappe
- Geeignet für Neubau und Sanierung
- Mit integrierter Dichtung
- Rückverankerung – Richtzeichnung Kap. 12
- Klasse D 400

Mehr erfahren:

www.aco-tiefbau.de/bridge

ACO. creating
the future of drainage



Rekordzeit dank Echterhoff Straßenbrücke in Dülmen

Das Bauunternehmen Echterhoff aus Westerkappeln hat gemeinsam mit Straßen.NRW und dem Bundesverkehrsministerium (BMVI) ein beeindruckendes Pilotprojekt realisiert und damit neue Maßstäbe für den Brückenbau gesetzt. Am 18. Dezember 2020 präsentierten Echterhoff Bau, Straßen.NRW und das Bundesverkehrsministerium das Ergebnis eines bisher einmaligen Pilotprojekts: Die neue Straßenbrücke der B 474 in Höhe Dülmen über die Hauptverbindungsstrecke der Deutschen Bahn vom Ruhrgebiet über Münster nach Hamburg wurde nach

nur 40 Tagen Bauzeit eingeweiht. Eine Rekordzeit, von der sich auch Nordrhein-Westfalens Verkehrsminister Hendrik Wüst beeindruckt zeigte: »Dieses Brückenprojekt zeigt, wie wir an Baustellen Tempo machen können. Gemeinsam ist es dem Landesbetrieb und der Baufirma gelungen, die Bauzeit kurz und die Belastung für Autofahrer so gering wie möglich zu halten«, so Hendrik Wüst. »Der intelligente Einsatz von Fertigteilen kostet vielleicht auf den ersten Blick etwas mehr Geld. Aber der volkswirtschaftliche Nutzen ist enorm.«

Einen großen Anteil am Erfolg hatten der volle Einsatz, die Flexibilität aller Beteiligten und ein unbürokratisches Handeln. So konnte das Pilotprojekt nach einer ungewöhnlich kurzen Planungszeit auf den Weg gebracht werden, denn statt der kalkulierten zwei Jahre waren es am Ende nur acht Monate, und zwar von der Präsentation der Idee bis zur Verkehrsfreigabe inklusive Brückenabbruch und -neubau.



■ Pilotprojekt: Bauwerkserrichtung in 40 Tagen
© Echterhoff GmbH & Co. KG

Die Hauptrolle spielte hier die Echterhoff Expressbrücke. Diese innovative, von Echterhoff Bau entwickelte spezielle Bauweise setzt auf Betonfertigbauteile und ermöglicht so die Einsparung von Zeit, Kosten und Nerven. Lange Sperrzeiten sind in der Regel nicht notwendig, so dass sich Beeinträchtigungen für Volkswirtschaft, Verkehr und Menschen klein halten lassen.

Der kaufmännische Direktor von Straßen NRW, Dr. Sascha Kaiser, ist sich sicher:

»Das Projekt Dülmen war ein voller Erfolg für alle, vor allem auch für die Verkehrsteilnehmer. Mit solch einer innovativen Bauweise können wir die Akzeptanz für Baustellen bei Verkehrsteilnehmern deutlich steigern.« Und Dipl.-Ing. Theo Reddemann, Geschäftsführender Gesellschafter von Echterhoff Bau: »Alle haben für dieses Rekordergebnis auf Hochtouren gearbeitet. Wir sind stolz, dass wir bei diesem Projekt ein weiteres Mal die Vorteile unserer Expressbrücke zeigen konnten. Eine Topleistung von allen Beteiligten!«

Die 40 Tage in Dülmen sind Echterhoff Bau aber noch nicht schnell genug: Schon in ein paar Monaten wird versucht, den eigenen »Weltrekord« einzustellen – mit einer Baustelle, die dank der Expressbrücke bereits nach 21 Tagen beendet werden soll.

Und so gestaltete sich bei der Brücke in Dülmen der Bauablauf im Detail:

Bauphase 1: Baubeginn war Ende September 2020 mit Vorarbeiten wie Kampfmittelräumung, Herstellung der beidseitigen Baustraßen und Einrichtung der Baustelle.

Die Bauphasen 2–4 erstreckten sich von November bis Mitte Dezember 2020 und umfassten Abbruch, Neubau, Straßenbau:

- Stabilisierung des Brückenmittelfeldes mit einer Stahlkonstruktion bis zur Vollsperrung der ICE-Strecke,
- Abbruch der beiden Endfelder,
- Herstellung der neuen Widerlager neben dem Mittelfeld des Bestandsbauwerkes.

Eine zweitägige Sperrpause der Bahnstrecke vom 25.–26. November 2020 diente dann dem Rückbau der provisorischen Stahlkonstruktion, dem Abbruch des mittleren Überbaus und dem Einbau der Überbaufertigteile.

Und am 18. Dezember 2020 erfolgten schließlich die Fertigstellung der neuen Brücke und die Freigabe der ICE-Strecke.

www.echterhoff.de

Damit der Verkehr schnell wieder fließt:

Die Echterhoff Expressbrücken!

Unsere Expressbrücken erzielen Bestzeiten! Dank speziellen, von uns entwickelten Betonfertigteilen werden Bauzeiten deutlich reduziert.

www.echterhoff.de



ECHTERHOFF

Partnerschaft ist unser Fundament. Innovation unser Handwerk.



**Straßenbrücke B474:
Freie Fahrt nach nur 40 Tagen.**

Schwenktraversen-Dehnfugen von Maurer Rekordbrücke in Shanghai



■ Hutong Yangtze River Bridge mit zentraler Schrägseilstruktur
© Imaginechina Ltd./Alamy Stock Photo

China hat erneut eine Rekordbrücke errichtet: Seit dem 1. Juli 2020 verbindet die 11 km lange Hutong-Brücke Shanghai am Südufer des Yangtzedeltas mit Nantong am Nordufer. Für die Hauptbrücke mit einer Spannweite von 1.092 m waren Schwenktraversen-Dehnfugen erforderlich, die 2-m-Bewegungen in Längsrichtung an beiden Brückenden erlauben. Die Hutong Yangtze River Bridge – »Hu« ist die Abkürzung für Shanghai, »Tong« für Nantong – ist eine kombinierte Eisenbahn-Straßen-Brücke und 11.076 m lang. Ihr Deck besteht aus einem Stahlfachwerkträger, in dem vier Eisenbahngleise, zwei davon für Geschwindigkeiten bis 250 km/h. Im Oberdeck fließt der Straßenverkehr mit je drei Spuren pro Richtung.

Zwei Teilbauwerke charakterisieren die Gesamtstruktur: im Norden eine 336 m lange Stahlbogenbrücke, im Süden die weltweit »größte« Schrägseilbrücke. Mit einer Hauptspannweite von 1.092 m ist sie nur 12 m kürzer als der bisherige Rekordhalter, die Russky-Brücke in Russland. Die beiden 325 m hohen Pylone sind nach dem Millau Viaduct, Frankreich, die zweit-höchsten Brückenpfeiler der Welt. Da die Russky-Brücke eine nur vierspurige Autostraße hat, wird die Hutong-Brücke in China nun als die größte Schrägseilbrücke weltweit bezeichnet. Alle soeben erwähnten Rekordbrücken verfügen über Dehnfugen von Maurer.



■ Oberdeck der doppelstöckigen Brücke
© Maurer SE

Dehnfugen werden an den Brückenden eingebaut, um Längsbewegungen des Brückendecks und dynamische Bauwerksbewegungen auszugleichen. In Shanghai galt es zudem, die Breite für sechs Auto-spuren zu berücksichtigen. Die beiden Maurer-Fugen haben deshalb jeweils 18 Profile und sind 36,20 m lang. Zur Größe des Bauwerks können am Yangtzedelta starke Wind- und Regenbelastungen hinzukommen, weswegen die Fugen neben einer Querbewegung von ± 50 mm vor allem auch eine Längsbewegung von 1.800 mm zulassen.

Da sich solche Fugen nicht in voller Länge transportieren ließen, wurden sie in München in je zwei Teilen hergestellt, im Herbst 2019 nach China verschifft und vor Ort eingebaut und verschweißt. Von der Bauart handelt es sich um sogenannte Schwenktraversen-Dehnfugen, deren Besonderheit es ist, dass sie in alle Dimensionen beweglich sind: quer und längs zur Fahrtrichtung sowie vertikal.

Die namensgebenden parallelen Schwenktraversen tragen die obliegenden Profile. Sie verlaufen leicht schräg zur Fahrbahnrichtung und sorgen so dafür, dass sich die Zug- und Schubbewegungen der Brücke gleichmäßig auf die Abstände zwischen den Lamellen verteilen.

Die neue Hutong-Brücke wird die Verkehrsströme in den Regionen um Shanghai und Nantong erheblich verändern. Die nächsten Straßenbrücken sind 40 km bzw. 45 km entfernt, die nächste Eisenbahnbrücke überquert den Yangtze erst über 200 km weiter flussaufwärts. Einige Regionen werden damit überhaupt erst ans Eisenbahnnetz angeschlossen. Die Fahrtzeit von Nantong nach Shanghai soll sich von 2 h auf 1 h verkürzen. Der Bau der Brücke begann im Juni 2016, die Fugen wurden Ende 2019 montiert und die Eröffnung der Brücke war am 1. Juli 2020.



Fugen und Lamellen zum Ausgleich der Dehnbewegungen © Maurer SE



www.maurer.eu

WEIL OHNE UNS

NICHTS MEHR LÄUFT

NACHWUCHSFÖRDERUNG AUF WWW.BETONINSTANDSETZER.DE



Eine Initiative der Bundesgütegemeinschaft Instandsetzung von Betonbauwerken e.V.
Mit Qualität planen, bauen und überwachen - www.bgib.de

Punktgenaue Realisierung dank Peri Infrastrukturprojekt in Doha



Al Bustan Street mit Ortbeton- und Fertigteilbrücken
© Peri GmbH

Der Zeitplan für die Fertigstellung des Infrastrukturprojekts Sabah Al Ahmad Corridor ist straff: Pünktlich zum Anpfiff der Spiele der Fußballweltmeisterschaft 2022 in Katar soll der Bau des einzigartigen Verkehrskorridors mit der größten Kreuzung, der längsten Brücke sowie dem tiefsten und bidirektionalen Tunnel abgeschlossen sein. Insgesamt vier Straßen mit einer Vielzahl an mehrspurigen Autobahnbrücken verbinden dann die fünf Fußballstadien Dohas mit den nördlichen und südlichen Stadtgebieten.

Der Bau der Al Bustan Street South stellt einen von vier Teilen des Infrastrukturprojekts dar und umfasst Brücken mit einer Gesamtlänge von mehr als 10 km. Der derzeitige Straßenverlauf mit jeweils drei Spuren in einer Richtung wird pro Seite um ein bis zwei Spuren erweitert, damit ca. 20.000 Kfz/h statt bisher 12.000 Kfz/h jenen Korridor nutzen können.

In partnerschaftlicher Zusammenarbeit entwickelten Hyundai und Peri eine zeitsparende Engineeringlösung mit perfekt aufeinander abgestimmten Schalungs- und Gerüstsystemen aus einer Hand.



Schalung und Rüstung als Systemlösung
© Peri GmbH

Das heißt, insgesamt kamen hier ca. 150.000 m³ Traggerüst, 13.000 m³ Arbeitsgerüst, 13.000 m² Schalung und zusätzlich VST-Schwerlasttürme zum Einsatz. Das Ergebnis ist eine Struktur, die sich aus einer Ortbetonbrücke mit 37 Pfeilern und einer Betonfertigteilbrücke mit 81 Pfeilern zusammensetzt. Das gewählte Konzept wurde speziell auf die Gegebenheiten vor Ort zugeschnitten, wobei die Durchführung der Arbeiten bei laufendem Verkehr eine große Herausforderung war.

Eine Kombination aus den modularen Variokit- und PD-8-Systemen erwies sich als optimal für die Schalung des Überbaus der Ortbetonbrücke, denn die Systeme ließen sich einfach an die unterschiedlichen, zwischen 3,20 m und 4,00 m variierenden Dicken des Bauwerks anpassen. Die vorgefertigten Elemente der Stegaußen- und Kragarmschalung wurden bereits auf dem Boden zusammengefügt, zeitsparend mit einem einzigen Kranhub angehoben und anschließend mit Hilfe von Gelenkkupplungen



■ BIM-Methode für Planung und Ausführung
© Peri GmbH

und einer Schwerlastspindel perfekt an den Neigungsgrad der Brücke angeglichen. Das PD-8-Traggerüst sorgte indes für eine nachgerade perfekte Lastübertragung.

Die Projektplanung der Al Bustan Street South erfolgte mit der richtungsweisen BIM-Methode, die komplexe Schalungs- und Gerüstlösung wurde dementsprechend komplett in ein 3-D-Bauwerkmodell integriert. Und so ließen sich sämtliche Planungs- und Ausführungsvarianten bereits in einem frühen Projektstadium simulieren und optimieren – und das ermöglichte wiederum, den vereinbarten straffen Bauzeitplan und die Projektmeilensteine punktgenau einzuhalten.



■ Hängegerüst im Einsatz
© Peri GmbH

www.peri.de

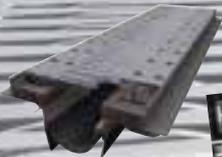
www.hewa-int.com



HJ15



HJ60



HEWA XTEND

HEWA

Fahrbahnübergänge

HEWA
Giessenstrasse 5
Postfach
CH-8953 Dietikon 1
info@hewa-int.com

ETA
ETAG n°032

Neuentwicklung von Sika Abdichtung von Schienenfugen

Die Sicherstellung eines dauerhaft zuverlässigen öffentlichen Schienenverkehrs ist eine Kernaufgabe von Kommunen und Verkehrsbetrieben. Bei der Neuverlegung und Instandsetzung von Schienen sind kürzestmögliche Sperrzeiten daher von entscheidender Bedeutung.

Sika hat nun einen neuen Dichtstoff für Schienenfugen entwickelt, der ebenjene Anforderung erfüllt: Das Produkt ist ohne aufwendige Materialerwärmung von Hand oder maschinell einfach zu verarbeiten, wobei die selbstverlaufende Fugenmasse durch Zugabe des Sika-Boosters außerordentlich schnell und gleichmäßig aushärtet. Diese Reaktion verläuft unabhängig von der Fugenabmessung und der witterungsbedingten Luftfeuchtigkeit. Eine Verkehrsfreigabe bei abgesandeten Fugen kann deshalb bereits nach drei Stunden erfolgen – selbst bei hohen Schienenabsenkungen $\geq 0,80$ mm.



■ *Schnelle Verkehrsfreigabe von neuverlegten oder instandgesetzten Trassen*
© Sika Deutschland GmbH

Der einkomponentige, elastische Fugendichtstoff von Sikaflex ist mit einer Bewegungsfähigkeit von ± 25 % gegenüber mechanischer Beanspruchung hoch beständig und zudem genauso gegenüber Chemikalien gemäß EN 14187-6.



■ *Rasche Aushärtung der selbstverlaufenden Fugenmasse*
© Sika Deutschland GmbH

www.sika.de

Erweiterung des Fuhrparks bei Wemo-tec Brückenuntersichtgeräte für alle Einsatzbereiche

Mit einem neuen Gerät samt Hubrahmen der Moog GmbH ergänzt die Wemo-tec GmbH, Eichenzell, ihre Vielfalt an Maschinen für den Einsatz im Bereich von Bundes-, Landes- und Kreisstraßen. Speziell mit diesem Hubrahmen ist es nun möglich, Lärmschutzwände bis 4,20 m zu übergreifen. Der 1,40 m breite Steg bietet ausreichend Platz, trägt bis 600 kg Nutzlast und kann auf eine Reichweite bis 15,70 m verlängert werden. Ausgestattet mit zwei Gerüsttürmen mit einer Arbeitshöhe bis 5 m ermöglicht die Maschine auch bei Brücken mit hohen Hohlkästen oder Längsträgern einen optimalen Zugang.



■ *Neuerwerbung mit Hubrahmen in Eichenzell*
© Wemo-tec GmbH

Nachdem Wemo-tec bereits im Jahr 2019 fünf Brückenuntersichtgeräte unterschiedlichster Größe gekauft hatte, wird mit der jetzigen Neuerwerbung der Fuhrpark abermals kontinuierlich weiterentwickelt.

Das Unternehmen Wemo-tec vermietet europaweit Brückenuntersichtgeräte und bedient seine Kunden in Deutschland vom Hauptsitz in Eichenzell und von den Standorten Weißenfels bei Halle/Saale und Derching bei Augsburg aus.

www.wemo-tec.com

Instandsetzung mit Leichtbeton von Liapor Dammbrücke auf der Sösetal-Vorsperre



■ Bauwerk vor der Instandsetzung
© EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH



■ Herstellung eines gewichtsgleichen neuen Trogs
© EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH

Zwischen 1928 und 1931 erbaut, zählt die Sösetalsperre am Westrand des Harzes bei Osterode zu den ältesten Talsperren der Region. Ihre Hauptfunktion liegt in der Trinkwassergewinnung, so versorgt sie neben dem südlichen und westlichen Harzvorland auch Städte wie Hildesheim, Hannover und Göttingen. Daneben staut die Sperre den Fluss Söse zum Zweck der Energiegewinnung, der Niedrigwasseraufhöhung sowie des Hochwasserschutzes. Im Detail gliedert sich die von den Harzwasserwerken GmbH betriebene Anlage in die Hauptsperre und die flussaufwärts gelegene Vorsperre, die besteht aus einem ca. 300 m langen, 10 m breiten und 18 m hohen Erdstamm mit Lehmkernichtung und Betonplattenbewehrung. Darauf verläuft auch die Bundesstraße B 498 als Verbindung zwischen Osterode und Riefensbeek-Kammschlacken. Der Betrieb der Vorsperre erfolgt im Dauerstau und sorgt für den Sedimentrückhalt und die Reduzierung des Stoffeintrags in die Hauptsperre. Besonderes Merkmal der Vorsperre ist das Überlaufbauwerk am nördlichen Dammente, das der Hochwasserentlastung dient und ein zweigeteiltes Wehrfeld mit Dammbalkenverschlüssen sowie einen freien Wehrüberfallrücken umfasst. Die B 498 führt über die Wehrfelder in Form einer zweifeldrigen Straßenbrücke, wobei die Widerlager der Brücke integraler Bestandteil des Überlaufbauwerks sind.

Nach mehr als 85 Jahren Nutzung hat die Sösetal-Vorsperre in puncto Betriebs-sicherung bautechnischen Instandsetzungsbedarf. So erzielt der Damm durch fortgeschrittene innere Erosion nicht mehr die vorgesehene Dichtwirkung, das Überlaufbauwerk ist unzureichend, und die Straßenentwässerung der B 498 erfüllt nicht die Anforderungen der höchst-

ten Schutzzone I (Fassungsbereich) des Wasserschutzgebiets. Noch dramatischer stellte sich Anfang 2017 die bauliche Situation der Straßenbrücke über das Überlaufbauwerk dar. Hier war jahrelang die Betonbewehrung korrodiert, und zusammen mit Frostsprengung lagen großflächige Betonaufplatzungen vor. So waren die beiden seitlichen, ca. 30 cm dicken Kragarme dermaßen löchrig und marode, dass sie nicht mehr begehbar waren.

Aufgrund des desolaten Zustands der Brücke über den Überlauf beschloss die Niedersächsische Landesbehörde für Straßenbau und Verkehr in Goslar noch vor Beginn der eigentlichen Maßnahmen zur Dammsanierung die Notinstandsetzung des Bauwerks: keine leichte Aufgabe, denn Pläne und Statiken zur Brücke waren nicht mehr vorhanden, die Instandsetzung sollte besonders schnell vorstatten gehen, und außerdem mussten die strengen Wasserschutzvorgaben berücksichtigt werden. Die Lösung: Man entfernte nur den Fahrbahnaufbau sowie die Brückenbrüstungen und ersetzte diese Bauteile durch einen neuen Brückentrog samt Brüstung aus Liapor-Leichtbeton.

»Das Gewicht des Leichtbetonkörpers entspricht genau jenem der abgetragenen Bauteile«, so Ralf Kober von EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH, die das Projekt planten. »Der Unterbau ließ sich dadurch weiterhin nutzen und musste nicht langwierig statisch nachgerechnet werden.« Konkret beläuft sich das Gesamtgewicht des neuen Leichtbetonkörpers auf ca. 60 t.

Insgesamt kamen 38 m³ eines LC35/38D1.6 mit Liapor F6.5 2/10mm zum Einsatz: Vor Ort wurde zunächst die ca. 30 cm dicke, herkömmlich bewehrte Bodenplatte betoniert, anschließend erfolgte der Bau der ca. 30 cm dicken Brüstungsplatten



■ Leichtbetonoberfläche als Fahrbahnbelag
© EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH

aus Leichtbeton. »Der Leichtbeton wurde in perfektem Zustand angeliefert, und Eintrag und Verarbeitung verliefen problemlos«, so Frank Herbach, Siemke & Co. Brücken- und Ingenieurbau GmbH. »Dank der detaillierten und umfangreichen Vorabplanungen ließen sich auch die Wasserschutzgebiet-I-Anforderungen vollumfänglich einhalten.« So war die Instandsetzung der Dammbrücke nach rund zweimonatiger Gesamtbauteilzeit im Dezember 2017 erfolgreich abgeschlossen. Seitdem ist speziell der neue Baukörper vielfältigen Belastungen ausgesetzt, dient der Leichtbeton doch auch als Fahrbahnbelag für die ca. 700 Kfz/d, die auf der B 498 fahren. Dazu kommt, dass auf der Brücke in den schneereichen Harzwintern auch Salz gestreut wird. Diesen außergewöhnlichen Anforderungen stellt sich jedoch der Liapor-Leichtbeton: »Das gesamte Brückenbauwerk ist auf eine Lebensdauer von circa zehn Jahren ausgelegt«, so Ralf Kober. Bis dahin dürfte die Generalsanierung der Vorsperre, in deren Zuge auch der bestehende Überlauf samt Brücke durch ein neues Kombibauwerk ersetzt wird, ebenfalls fertiggestellt sein.

www.liapor.com

BIM-Perspektiven durch Die Werkbank IT

Vernetzung durch IFC plus

Die Vernetzung in der digitalen Geschäftswelt sieht so aus: Das CRM-Tool signalisiert den Eingang einer für einen Vertragsabschluss relevanten Mail. Die Marketingsoftware scannt Informationen bei LinkedIn, um Absatzaussichten zu prüfen. Der Google-Kalender weiß aus einer Mail im Gmail-Account von einem bevorstehenden Termin und erinnert an den rechtzeitigen Aufbruch. Google Maps erfährt von der Google-Kontakte-App, wo der Termin stattfindet, und zeigt den schnellsten Weg. Während das digitale Management hier weitestgehend reibungslos funktioniert, steckt das verheißungsvolle BIM-Zusammenspiel noch in den Kinderschuhen: Es mangelt am problemlosen Datenaustausch zwischen Planungsprogrammen verschiedener Anbieter einerseits und am Datenfluss zwischen Planern und Gewerken andererseits. Das oberste BIM-Gebot der kommunizierenden Software greift noch nicht.

Ein Ansatz ist, das Format IFC mit Application Programming Interfaces (APIs) und Datenbanken in IFC Plus zu erweitern. Um von der CAD-Software Daten in eine beliebige Statik- oder Berechnungssoftware zu übertragen, sind die Hürden bisher groß. Weil dafür offene Dateiformate unerlässlich sind, die den Austausch zulassen und eine Zusammenarbeit ermöglichen, ist IFC aktuell das führende Datenaustauschformat beim digitalen Planen und Bauen. Solange das Datenaustauschformat IFC aber wie ein PDF verwendet wird, ändert sich an dieser »Einbahnstraßenkommunikation« nichts. BIM-Modelle verlassen als IFC-Dateien die CAD-Umgebung und werden an Tragwerks- und andere Planer weitergereicht. Jede nachträgliche Änderung am BIM-Modell, sei es auf der Baustelle oder in der Ausschreibungssoftware erzeugt ein neues IFC-File. Im Idealfall kommen die verschiedenen IFC-File-Versionen eines einzigen Bauvorhabens zurück zum zentralen BIM-Manager, der die einzelnen Versionen richtig und vollständig zu einem einzigen nativen CAD-File wieder zusammensetzt. Ein Beispiel: Ein Planer entscheidet sich beim Entwurf für eine Lösung des Herstellers A, sämtliche Simulationen und Berechnungen werden dementsprechend durchgeführt. Wird jedoch nach Ausschreibe- und Vergabeprozess stattdessen eine Lösung von Hersteller B

geordert, müssen unter Umständen Hunderte Änderungen in das ursprüngliche BIM-Modell nachträglich integriert werden sowie im CAD-System aufwendige und komplizierte Konsolidierungen stattfinden. Ein aktueller Data-Twin, an dem sich alle am Bau Beteiligten orientieren und arbeiten, ist das nicht und somit auch nicht im Sinne von BIM.

BIM verlangt eine Welt, wie sie Google mit seinen Apps vorlebt: Alle aufkommenden Softwarelösungen sind verbunden und kommunizieren miteinander. Unterschiedliche Datenformate, Anforderungspläne und Bearbeitungsstände spielen keine Rolle mehr, unterschiedliche Programme tauschen ständig unbemerkt Daten miteinander aus, im Endeffekt über den gesamten Lebenszyklus eines Bauwerks hinweg. Dies geschieht offener und freier, als das über die CAD-Systeme derzeit realisierbar ist. Technisch gesehen bietet das offene Datenaustauschformat IFC heute schon zahlreiche Möglichkeiten, einen Teil jener Vision umzusetzen, in der Praxis bleiben sie bisher freilich ungenutzt. Da IFC ein geskriptetes Format ist, erscheint es denkbar, ein Modell komplett aus dem Programmiercode zu erzeugen, zum Beispiel eine ganze Brücke aus einem IFC-Code zu schreiben. Weil es eine Skriptsprache ist, kann theoretisch jeder direkt in die Datei schreiben, um etwa Parameter und Attribute zu aktualisieren, zu ergänzen oder auszutauschen, und zwar ohne Umweg über ein CAD-Programm. Das schafft noch keinen Datenfluss à la Google, aber zumindest Augenhöhe zwischen allen Beteiligten.

Damit eine flüssige Datenautobahn im Hintergrund auf Hochtouren laufen kann, braucht es APIs, die als Werkzeugboxen Programmierern erlauben, mit ihren Lösungen an Systeme anzudocken, sowie den Austausch von Information auf sämtlichen Kanälen. Die nahtlose Vernetzung der Google-Apps funktioniert dank solcher APIs – und sollte so auch mit IFC im Bauprozess funktionieren: Mit APIs ist es theoretisch an jeder Stelle eines Prozesses realisierbar, Herstellerdaten einzubringen oder wieder zu entfernen. Weil IFC hervorragend an APIs angebunden und Daten direkt in IFC-Dateien integriert werden können, trägt ebenjene Vision den Namen IFC Plus.

Zu ihrer Verwirklichung ist noch ein langer Weg zu gehen. IFC lässt sich in Verbindung mit entsprechenden APIs so nutzen, dass es überall anzudocken und zu bearbeiten ist – und damit von einem Datenaustausch zu einem wirklich freien Informationsaustauschformat wird. Die hier neugedachte IFC-Datei kann dank der APIs mit allen vorstellbaren Datenquellen verknüpfen und ebenso einfach wie benutzerfreundlich um optimierte Informationen erweitert werden. In Verbindung mit einer eigens dem Bauprojekt gewidmeten führenden Datenbank stünde eine BIM-IT-Infrastruktur zur Verfügung. Informationen könnten fließen – es müssen nicht mehr Dateien ausgetauscht werden.

Bisher gibt es diese Möglichkeiten nicht. Trotz vieler Errungenschaften befindet sich der digitale Entwicklungsgrad des Bauwesens immer noch am Anfang der gewünschten Revolution. Dass BIM keine Software, sondern eine kollaborative Methode ist, bleibt ohne Überlegungen wie IFC Plus nur ein Lippenbekenntnis. Die Branche befindet sich aktuell an einem Punkt, an dem vielleicht 5 % der digitalen Optionen im Bauwesen erreicht worden sind. In den kommenden zehn Jahren arbeiten alle noch daran, die Grundfunktionalitäten, wie etwa einen unbemerkten Datenfluss von einer Software zur anderen, hervorzubringen, damit eine wirklich digital engvernetzte BIM-Welt tatsächlich Realität wird.

www.diewerkbank.eu

Baufauftragsneuvergabe durch die Autobahn GmbH des Bundes Errichtung der Rheinbrücke Leverkusen

Von der Autobahn GmbH des Bundes ist jetzt die Entscheidung für den Weiterbau der Rheinbrücke Leverkusen getroffen worden: In Kürze wird eine Bietergemeinschaft aus SEH Engineering, Hochtief und Max Bögl den Zuschlag erhalten. Der Auftrag hat einen Wert von 216 Mio. € brutto. Die Unternehmen werden umgehend mit den Vorbereitungen beginnen, um im Frühjahr 2021 den Neubau fortsetzen zu können.

Das Projekt wurde zum Jahresbeginn 2021 von der Autobahn GmbH des Bundes übernommen, die das Ausschreibungsverfahren gemeinsam mit der betreuenden Niederlassung Rheinland dann vorangetrieben hat. Der vorherige Bauauftrag musste im April 2020 gekündigt werden, nachdem gravierende Mängel in der Stahlbauausführung nicht vom Auftragnehmer beseitigt wurden.

Das Ziel ist weiterhin die Fertigstellung der ersten neuen Brücke Ende 2023. Dafür enthält der Bauvertrag unter anderem Bonusregelungen, die eine vorzeitige Fertigstellung ermöglichen. »Wir sind froh, dass die Vergabe nun erfolgen kann, und sehen dem Weiterbau dieser wichtigen Rheinbrücke optimistisch entgegen«, so Thomas Ganz, Direktor der Autobahn GmbH Niederlassung Rheinland.

www.autobahn.de

Forschungsergebnisse der Bundesanstalt für Wasserbau Reparaturmethoden zum Korrosionsschutz

Die rechtzeitige Reparatur kleiner Schädstellen am Korrosionsschutz von Wasserbauwerken soll größere Instandsetzungsmaßnahmen hinauszögern und das betroffene Bauwerk länger in Betrieb halten: ein Ansatz, den das Forschungsprojekt »Smart Repair« im Rahmen des BMVI-Expertennetzwerks verfolgt. Der Verbund mit anderen Ressortforschungseinrichtungen des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) stellt dabei sicher, dass sich die entsprechenden Ergebnisse auch für die Verkehrsträger Straße und Schiene anwenden lassen.

Durch die Nähe zum Wasser muss der Stahl an Wasserbauwerken dauerhaft vor Korrosion geschützt werden, wozu in erster Linie großflächige Korrosionsschutzbeschichtungen zum Einsatz kommen, die während der Bauwerkserrichtung im Werk oder auf der Baustelle appliziert werden und die Stahloberfläche vor Wasser oder Feuchtigkeit schützen sollen. Die Lebensdauer dieser Erstbeschichtung erreicht in den meisten Fällen jedoch nicht die Nutzungsdauer des Bauwerks, denn Beschädigungen durch Treibgut oder Schiffsanfahrungen können die Beschichtungen in ihrer Funktion beeinträchtigen. Darüber hinaus bauen sich die chemischen Verbindungen

in solchen Beschichtungen im Lauf der Jahre zum Teil ab, etwa durch UV-Strahlung. Früher oder später muss der Korrosionsschutz daher erneuert werden, was in der Regel viel Zeit und Geld kostet. Die Strategie besteht nun darin, kleine Schäden baldmöglichst zu erkennen und zu beseitigen. Im Rahmen von »Smart Repair« betrachtet die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) deshalb das gesamte Anforderungsspektrum des Korrosionsschutzes, sowohl die bisher üblichen Leistungsuntersuchungen als auch Aspekte zur möglichen Oberflächenvorbereitung und die Qualität beim Auftragen der Beschichtung einschließend. Denn erst wenn sämtliche Parameter berücksichtigt sind, kann der passende Korrosionsschutz ausgewählt werden, was wiederum Arbeiten ebenso unter Laborbedingungen wie vor Ort erfordert – was jetzt Resultate erbracht hat: Gemeinsame Vor-Ort-Versuche mit der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes am Neckar, Mittellandkanal sowie Rhein-Herne-Kanal zeigen, dass die Smart-Repair-Methoden geeignet sind, Reparaturen am Korrosionsschutz schnell und kostengünstig durchzuführen.

www.bmvi-expertennetzwerk.de
www.baw.de

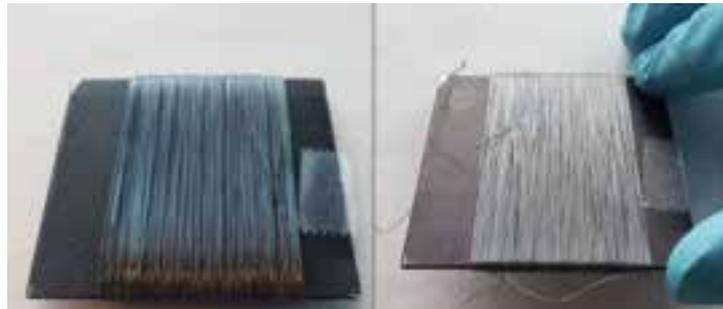


Inspektion an der Schleuse Gelsenkirchen
© Bundesanstalt für Wasserbau

Intelligente Fasern als Forschungsprojekt der Empa Farbwechsel bei beschädigten Seilen

Hochleistungsfasern, die hohen Temperaturen ausgesetzt waren, verlieren meist unerkannt ihre mechanischen Eigenschaften und können im schlimmsten Fall genau dann reißen, wenn Leben davon abhängen, zum Beispiel Sicherheitsseile der Feuerwehr oder Tragseile an Brücken oder auf Baustellen. Forscher der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (Empa) und der Eidgenössischen Technischen Hochschule (ETH) Zürich haben nun eine Beschichtung entwickelt, die die Farbe wechselt, wenn sie hohen Temperaturen durch Reibung oder Feuer ausgesetzt war.

Damit die Faser bei Hitze auch tatsächlich ihre Farbe verändert, sind drei Schichten nötig. Auf die Faser selbst, im Falle der Forschungsarbeit Polyester (PET) und Vectran™, eine Hightechfaser, bringen die Forschenden Silber auf, das als Reflektor und zugleich als metallische Basisschicht dient. Danach folgt eine Zwischenschicht aus Titanstickoxid, die dafür sorgt, dass das Silber stabil bleibt. Und erst dann folgt jene amorphe Schicht, die für die Farbveränderung sorgt: Gerade



■ Beschichtetes Polyesterfilament beim Hitzetest
© Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt

einmal 20 µm dünnes Germanium-Antimon-Tellurium (GST). Wird diese Schicht erhöhten Temperaturen ausgesetzt, kristallisiert sie – und dadurch verändert sich der Farbeindruck, etwa von Blau nach Weißlich. Der Farbumschlag basiert auf einem physikalischen Phänomen, der sogenannten Interferenz: Es treffen zwei unterschiedliche Wellen, beispielsweise Licht, aufeinander und verstärken bzw. schwächen sich gegenseitig ab. Abhängig von der chemischen Zusammensetzung

der temperatursensitiven Schicht lässt sich diese Farbveränderung auf einen Temperaturbereich zwischen 100° und 400° einstellen und derart an die mechanischen Eigenschaften des Fasertyps anpassen.

Noch sind die möglichen Anwendungsgebiete der farbverändernden Fasern offen, die Forscher sind derzeit auf der Suche nach möglichen Projektpartnern.

www.empa.ch

Forderung von Women in Architecture Frauen in Spitzenpositionen

Die Organisatorinnen des Festivals Women in Architecture (WIA) Berlin, das vom 1. Juni bis 1. Juli 2021 stattfinden wird, fordern anlässlich des Tags der Gleichstellung, dass in Architektur und Ingenieurbau erheblich mehr Frauen in Toppositionen müssen.

Obwohl an deutschen Universitäten und Hochschulen seit Jahren die Zahlen der Studienanfängerinnen steigen und Frauen mittlerweile die Mehrheit der Studierenden stellen, war unter den Top 20 der Architekturbüros in Deutschland in 2017 kein Büro, das allein von einer Frau oder einem Team aus Frauen geführt wird. Zudem liegt das Einkommen von in Vollzeit angestellten Architektinnen ca. 30 % unter dem ihrer männlichen Kollegen. Elke Duda, Mitglied im WIA-Team: »In der Architekturbranche besteht erheblicher Handlungsbedarf. Das Women-in-Architecture-Festival zeigt unter dem Motto ›Baustelle Gleichstellung | Equality Under Construction‹ in über 30 Veranstaltungen, wie Ausstellungen, Filmreihen, Führungen, Symposien, Vorträgen sowie Workshops, an verschiedenen Orten in Berlin

Werke von Frauen und bringt die Auseinandersetzung mit dem längst überfälligen Umbau des Berufsbildes voran.« Laut WIA Berlin herrschen alte Rollenaufteilungen immer noch vor, wie auch die Lockdownzeiten deutlich gezeigt haben. »Das Arbeitszimmer im Homeoffice wird oftmals automatisch vom Partner besetzt, während die Frau am Esstisch arbeitet, meist noch parallel die Kinder unterrichtend. Sprich: Sie ist häufig auch Nachhilfelehrerin oder Reinigungskraft, Nahrungslieferantin, Logistikunternehmerin für den Haushalt, Köchin, Pflegekraft, Steuerfachgehilfin und Familienmanagerin und leistet weitaus mehr als acht Arbeitsstunden in einer Person. Wenn hier mehr Arbeitsteilung und damit Entlastung erfolgt, gelingt die berufliche Karriere besser«, so Duda. Die Studie »Geschlechtergerechtigkeit in der Architektur« der Technischen Universität München aus dem Jahr 2018 kritisiert ebenfalls die bestehenden Muster: »Traditionelle Rollenbilder führen dazu, dass festgeschriebene Geschlechterstereotype reproduziert werden: Frauen

wird die Sphäre des ›Innens‹, der Haus- und Reproduktionsarbeit zugewiesen, während Männer für das ›Außen‹, die Erwerbsarbeit zuständig sind (...) Gerade unter den vorherrschenden Arbeitsbedingungen in der Architektur scheint die Vereinbarkeit von Familie und Beruf problematisch, denn die Entgrenzung von Arbeit und die zeitintensiven Tätigkeiten verhindern diese oftmals. Architektinnen stehen daher vor der Entscheidung, sich selbständig zu machen (was zwar mehr Freiheit, aber auch mehr Risiko birgt) oder in Baubehörden zu arbeiten, in denen sie von sicheren Arbeitsbedingungen profitieren. Schwangerschaft und Mutterschaft bedeutet aber für Architektinnen nach wie vor ein Karrierehemmnis.«

Das Ziel von WIA Berlin ist es, Frauen in Planungsberufen stärker sichtbar zu machen. Deswegen ruft WIA alle Architektinnen, Innenarchitektinnen, Ingenieurinnen, Landschaftsarchitektinnen und Stadtplanerinnen auf, mit ihrem Beitrag beim Festival im Juni 2021 dabei zu sein.

www.wia-berlin.de

Studie des Mercator Research Institute Klimaschäden für Weltwirtschaft

Die menschengemachte Erwärmung des Planeten wird Produktion und Wohlstand in aller Welt voraussichtlich deutlich stärker beeinträchtigen, als durch bisherige Modellstudien beziffert. Dieses Ergebnis resultiert aus einer neuen Studie auf Basis empirischer Daten aus 1.500 Regionen in 77 Ländern der Erde: Sie kommt auf 7–14 % Verlust von Wirtschaftsleistung im Jahr 2100. Das bedeutet, jede Tonne CO₂, die 2020 emittiert wird, verursacht umgerechnet 76–148 € Schäden. Erstellt vom Mercator Research Institute on Global Commons and Climate Change (MCC) und dem Potsdam-Institut für Klimafolgenforschung (PIK), wurde die Studie jetzt in der renommierten Fachzeitschrift *Journal of Environmental Economics and Management* veröffentlicht. Sie hat Auswirkungen auf die politische Diskussion, in welcher Höhe die Staaten den Ausstoß von CO₂ bepreisen und damit marktwirtschaftlich reduzieren sollten. Dabei geht es darum, was für Bürger und Unternehmen verkraftbar ist – aber eben auch darum, wie groß der durch den CO₂-Ausstoß entstehende Schaden ist.

»Unser neuartiger, eigens für diese Arbeit entwickelter Regionaldatensatz liefert ein besonders feinkörniges Bild davon, wie Wirtschaftsleistung mit Temperatur und Niederschlag zusammenhängt«, so Matthias Kalkuhl, Leiter der MCC-Arbeitsgruppe Wirtschaftswachstum und menschliche Entwicklung und Leitautor der Studie. »Dieses feinkörnige Bild projizieren wir dann auf ein Szenario des Weltklimarats IPCC, wonach die globale Klimapolitik keine weiteren ambitionierten Maßnahmen beschließt und die globale Mitteltemperatur im Verlauf des 21. Jahrhunderts um 3,70 °C steigt.« Demnach würde das globale Bruttosozialprodukt im Jahr 2100, je nach verwendeter Methodik der Datenregression, um 7–14 % geringer ausfallen als ohne weitere Erwärmung, wobei insbesondere die Schäden in tropischen Regionen zu Buche schlagen würden, und zwar mit über 20 % Verlust an Wirtschaftsleistung. In einem zusätzlichen Schritt hat das Forscherteam auch ermittelt, wie viel Schaden von einer einzelnen Tonne CO₂-Ausstoß ausgeht (»Social cost of carbon«). Dazu modifizierte es das von

dem US-Nobelpreisträger William Nordhaus entwickelte und weithin genutzte Klima-Ökonomie-Modell DICE. »Wenn man die in diesem Rechenwerk unterstellte Schadensfunktion durch die statistischen Zusammenhänge aus unseren Daten ersetzt, kommt man auf zwei- bis viermal so hohe Kosten«, so MCC-Forscher Kalkuhl. »Unserer Studie zufolge verursacht nämlich jede Tonne CO₂, die im Jahr 2020 emittiert wird, wirtschaftliche Schäden in Höhe von 73–142 \$ in Preisen von 2010 – statt 37 \$ im DICE-Modell. Das entspricht 76–148 € in heutigen Preisen. Im Jahr 2030 liegt die Social cost of carbon, wegen der bis dahin weiter steigenden Temperaturen, bereits fast 30 % höher.«

Zum Vergleich: Der CO₂-Preis im europäischen Emissionshandel schwankt derzeit zwischen 20 €/t und 30 €/t, der nationale CO₂-Preis in Deutschland beginnt im nächsten Jahr bei 25 € und steigt bis 55 € im Jahr 2025. Jene Preise spiegeln also nur einen geringen Teil der Klimaschäden wider – und müssten nach dem Verursacherprinzip deshalb deutlich nach oben angepasst werden.

www.mcc-berlin.net

Geschäftsführungswechsel bei Schaffitzel Nachfolgeregelung mit Tradition

Jürgen Schaffitzel, Geschäftsführer der Schaffitzel Holzindustrie, trat zum Jahresende 2020 in den Ruhestand, wobei die Zukunft des Familienbetriebs mit seinem Nachfolger und Sohn Jörg Schaffitzel bereits frühzeitig gesichert wurde. Seit der Gründung im Jahr 1910 ist das Unternehmen in Familienhand und wird von ihr nun in der vierten Generation geführt. Der Ausstand von Jürgen Schaffitzel war ein einschneidendes Ereignis nicht nur für ihn, sondern auch für alle Mitarbeiter und Geschäftspartner. Wer Jürgen Schaffitzel kennt, weiß, dass er ein Vollblutunternehmer mit Herz, Holz und Verstand ist. So erkannte er bereits frühzeitig das Potential des Holzbrückenbaus und etablierte dementsprechend 1987 ein eigenes technisches Büro, außerdem ging er zahlreiche Kooperationen mit Universitäten und Hochschulen ein, um den Inge-

nieurholzbau zu fördern. Eines der jüngsten Beispiele dafür ist auch das erfolgreichste: die Stuttgarter Holzbrücke, die gemeinsam mit KnippersHelbig, Cheret Bozic Architekten, MPA Stuttgart und dem Ingenieurbüro Frank Miebach entwickelt und im Rahmen der Remstalgartenschau gleich an drei Orten errichtet wurde. 2014 trat der älteste Sohn Jörg Schaffitzel in das Familienunternehmen ein, 2015 wurde er zum weiteren Geschäftsführer ernannt. Die jüngeren Geschwister Sabrina und Philipp haben hier ebenfalls ihren Platz gefunden und verantworten die Bereiche Marketing und Einkauf. Die Zukunft ist damit geregelt, die Weichen sind gestellt, ist doch die vierte Generation nicht minder der Faszination für den Rohstoff Holz erlegen.

www.schaffitzel.de



Jörg Schaffitzel und Jürgen Schaffitzel
© Schaffitzel Holzindustrie GmbH + Co. KG

Auszeichnung für Peri Deutschlands drittbeste Kantine

Im deutschlandweiten Kantinentest des Magazins Focus und der Food & Health e.V. wurden Deutschlands 50 besten Kantinen gesucht – und Peri konnte sich mit dem Gewinn des dritten Platzes in der Kategorie bis 750 Essen (täglich) gegen mehr als 200 weitere Bewerber durchsetzen. Eine Jury bewertete dazu unter anderem Qualität und Regionalität der Lebensmittel, Service und Erlebnis, Verantwortung, Gesundheit und Nachhaltigkeit.

Die Peri-Kantine ist ein Ort der Begegnung und Kommunikation: Über alle Hierarchieebenen hinweg treffen sich zur Mittagszeit Mitarbeiter aus Verwaltung und Produktion. Das offen anmutende, im Inneren helle Gebäude, für das die Tochter des Firmengründers, Nathalie Schwörer, als Architektin und Projektleiterin verantwortlich war, sowie das klare Counter-Konzept mit der frischen Zubereitung der Speisen direkt vor den Augen der Anwesenden und persönlicher Bedienung überzeugte das Preisgericht ebenso wie die »ganzheitliche Umsetzung in den Bereichen Genuss, Gesundheit und Verantwortung«. Einzigartig sind auch der direkte Einblick in den Küchenbereich und die kulinarische Vielfalt mit Produkten aus der Region, die die Spitzenköche vom Peri Caterer Consortium jeden Tag auf die Teller der Mitarbeiter zaubern.



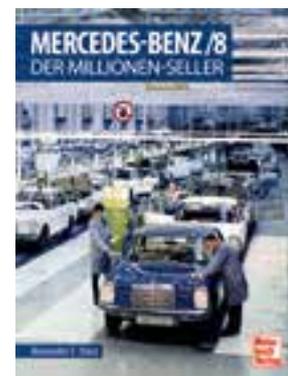
Preisgekrönter Ort der Begegnung und Kommunikation
© Peri GmbH

www.peri.de

Kompodium aus dem Motorbuch Verlag Chronik eines »Dauerbrenners«

Als der sogenannte Strich-Achter im Jahr 1968 erschien, ja erstmals außerhalb irgendwelcher Werksgelände und Verkaufshäuser anzutreffen war, kannte ihn schon bald jedes Kind: Die, im besten Sinne, ausgewachsene Mittelklasselimousine war der Mercedes für Markenein- und -aufsteiger, aber auch bei und unter Taxibetreibern sehr schnell höchst beliebt. Insgesamt zwei Millionen Exemplare der Vier- und Sechszylinderbauweisen verließen letztendlich die Montagebänder – und damit so viele Exemplare wie von allen vorangegangenen Mercedes-Nachkriegsbaureihen zusammen. Angetrieben von Benzin- oder Dieselmotoren, sind die als schier unverwundlich geltenden Limousinen und Coupés zudem bis heute im Straßenbild

zu entdecken, was im Übrigen nicht unbedingt schwerfallen sollte oder dürfte, denn sie gehören zu jenen Klassikern, für die am häufigsten ein H-Kennzeichen beantragt und vergeben wird. Bei dem soeben erschienenen Buch handelt es sich nun um eine bzw. die umfassende Chronik des Millionensellers mit sämtlichen historischen Fakten und technischen Daten. Beleuchtet wird hier in folgedessen die Entwicklungsgeschichte inklusive der entsprechenden Modellpflege, wobei die Sonderversionen für Exportmärkte gleichfalls ausführliche Erwähnung finden. Dass der Autor den Strich-Achter überdies chronologisch in die Mercedes-Historie einbettet, sorgt schließlich für eine erfreuliche Abrundung des Ganzen: einer Publikation, die



Erinnerung an (besondere) Limousinen und Coupés
© Motorbuch Verlag

mit 144 Seiten sowie 200 Abbildungen aufwartet und zum Preis von lediglich 19,95 € zu erwerben ist – und deren Lektüre zweifelsohne lohnt.

www.paul-pietsch-verlage.de
www.motorbuch-versand.de

**BAUWERKSÜBERWACHUNG
UND ERDBEBENSCHUTZ**


mageba gmbh
Im Rinschenrott 3a
37079 Göttingen
info.de@mageba-group.com

BOLZENSCHWEISSGERÄTE


Köster & Co. GmbH
Spreeler Weg 32
58256 Ennepetal
Tel.: +49/23 33/83 06-0
Fax: +49/23 33/83 06-38
Mail: info@koeco.net
www.koeco.net

BRÜCKENAUSRÜSTUNGEN

MAURER

Maurer SE
Frankfurter Ring 193
D-80807 München
Tel.: +498932394-0
Fax: +498932394-329
www.maurer.eu

BRÜCKENBAU

MAURER

Maurer SE
Frankfurter Ring 193
D-80807 München
Tel.: +498932394-0
Fax: +498932394-329
www.maurer.eu

**BRÜCKENBELEUCHTUNG
LED-HANDLAUF**

LUX GLENDER GmbH
Markomannenstraße 11
70771 Leinfelden-Echterdingen
www.lux-glender.com
info@lux-glender.com
+49 711 47 07 88 00

BRÜCKENLAGER


BT Bautechnik GmbH
Lemsahler Weg 23
D-22851 Norderstedt
Tel.: 040/52 98 33 90
Fax: 040/52 98 33 94
info@bt-bautechnik-gmbh.de
www.bt-bautechnik-gmbh.de

**BRÜCKENLAGER UND
FAHRBAHNÜBERGÄNGE**


mageba gmbh
Im Rinschenrott 3a
37079 Göttingen
info.de@mageba-group.com

BRÜCKENSANIERUNG


BT Bautechnik GmbH
Lemsahler Weg 23
D-22851 Norderstedt
Tel.: 040/52 98 33 90
Fax: 040/52 98 33 94
info@bt-bautechnik-gmbh.de
www.bt-bautechnik-gmbh.de



mageba gmbh
Im Rinschenrott 3a
37079 Göttingen
info.de@mageba-group.com

FAHRBAHNÜBERGÄNGE
Brückenausrüstungen


Jannasch GmbH + Co. KG
Albstraße 15
73765 Neuhausen
Tel: 07158/9060-0
Fax: 07158/9060-26
info@jannasch-gmbh.de
www.jannasch-gmbh.de


MAURER

Maurer SE
Frankfurter Ring 193
D-80807 München
Tel.: +498932394-0
Fax: +498932394-329
www.maurer.eu

KOPFBOLZEN


Köster & Co. GmbH
Spreeler Weg 32
58256 Ennepetal
Tel.: +49/23 33/83 06-0
Fax: +49/23 33/83 06-38
Mail: info@koeco.net
www.koeco.net

LÄRMSCHUTZWÄNDE



R. Kohlhauser GmbH
Draisstr. 2
76571 Gaggenau
Tel.: 0 72 25/97 57-0
Fax: 0 72 25/97 57-26
E-Mail: info@kohlhauser.com
www.kohlhauser.com

SCHWINGUNGSTILGER



Spezialist für Schwingungstilger
für Brücken / Decken / Bühnen
KTI Schwingungstechnik GmbH
Tel.: 02104-8025 75
Fax: 02104-8025 77
info@kti-trautmann.com
www.kti-trautmann.com

VERANSTALTUNGEN



**EXKURSIONEN UND TOUREN
PLANUNG UND MODERATION
VON FIRMENEVENTS**

Biebricher Allee 11B
D-65187 Wiesbaden
Tel.: 06 11/84 65 15
Fax: 06 11/80 12 52
kontakt@verlagsgruppewiederspahn.de
www.verlagsgruppewiederspahn.de

NICHTROSTENDE BEWEHRUNG

SWISS STEEL



Swiss Steel AG
Emmenweidstrasse 90
CH-6020 Emmenbrücke
Tel.: +41 4 12 09 51 51
E-Mail: bauprodukte@swiss-steel.com
www.swiss-steel.com

VERANSTALTUNGEN



**FLUGHAFENBAU
NATIONAL + INTERNATIONAL
BAU VON SPORTSTÄTTEN + STADIEN
BRÜCKENBAU
BAU VON PARK- + RASTANLAGEN**

Biebricher Allee 11B
D-65187 Wiesbaden
Tel.: 06 11/84 65 15
Fax: 06 11/80 12 52
kontakt@verlagsgruppewiederspahn.de
www.verlagsgruppewiederspahn.de

VOGELINFLUGSCHUTZ



TONI

Spezialist für Vogelabwehr

TONI Bird Control Solutions GmbH & Co. KG
Offenbacher Landstr. 74
D-60599 Frankfurt
Tel.: 0 69/48 00 97 79
Fax: 0 69/48 00 97 78
info@vogelabwehr.de
www.vogelabwehr.de

PROJEKTRAUM FÜR DMS, PLAN- UND NACHTRAGSMANAGEMENT



EPLASS project collaboration GmbH
Schweinfurter Str. 11
97080 Würzburg
Tel.: 09 31/3 55 03-0
Fax: 09 31/3 55 03-7 00
E-Mail: contact@eplass.de
www.eplass.de

IHR EINTRAG INS BRANCHENREGISTER

BRANCHENREGISTER

... der informative Serviceteil im BRÜCKENBAU

Auf diesen Seiten könnte auch Ihr Eintrag im Branchenregister stehen. Die Stichwortüberschrift ist von Ihnen frei wählbar, wir benötigen lediglich Ihr Logo und die von Ihnen gewünschten Angaben zu Ihrem Unternehmen.

Ein Bestellformular mit Informationen finden Sie auf unserer Homepage unter www.zeitschrift-brueckenbau.de.

Für Fragen und weitere Informationen steht Ihnen gerne Frau Leitner zur Verfügung.

Mail: brueckenbau@verlagsgruppewiederspahn.de oder Tel.: 06 11/84 65 15

BRÜCKENBAU

ISSN 1867-643X

13. Jahrgang

Ausgabe 1/2 · 2021

www.zeitschrift-brueckenbau.de**Herausgeber und Chefredakteur**

Dipl.-Ing. Michael Wiederspahn

mwiederspahn@verlagsgruppewiederspahn.de**Verlag**

**VERLAGSGRUPPE
WIEDERSPAHN**

mit MinedMedia Konzepts

Biebricher Allee 11 b

D-65187 Wiesbaden

Tel.: +49 (0)6 11/84 65 15

Fax: +49 (0)6 11/80 12 52

www.verlagsgruppewiederspahn.de**Anzeigen**

Ulla Leitner

Zur Zeit gilt die Anzeigenpreisliste vom Januar 2021.

Satz und Layout

Christina Neuner

Bilder Titel und Inhaltsverzeichnis

Galecopperbrug in Utrecht

© Maurer SE

Druck

Schmidt printmedien GmbH

Haagweg 44, 65462 Ginsheim-Gustavsburg

Erscheinungsweise und Bezugspreise

Einzelheft: 14 Euro

Doppelheft: 28 Euro

Sonderpreis Tagungsband: 64 Euro

Abonnement: Inland (4 Ausgaben) 56 Euro

Ausland (4 Ausgaben) 58 Euro

Der Bezugszeitraum eines Abonnement beträgt mindestens ein Jahr. Das Abonnement verlängert sich um ein weiteres Jahr, wenn nicht sechs Wochen vor Ablauf des berechneten Bezugszeitraums schriftlich gekündigt wird.

Copyright

Die Zeitschrift und alle in ihr enthaltenen Beiträge und

Abbildungen sind urheberrechtlich geschützt.

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten. Kein Teil dieser Zeitschrift darf ohne schriftliche Genehmigung des Verlags in irgendeiner Form reproduziert oder in eine von Maschinen verwendbare Sprache übertragen werden.

Mit Ausnahme der gesetzlich zugelassenen Fälle ist eine Verwertung ohne Einwilligung des Verlags strafbar.

Beilagen

Die Gesamtauflage von Ausgabe 1/2·2021 enthält eine Beilage der R. Kohlhauser GmbH, Gaggenau.

Bauwerkschutzsysteme

BAUWERKSLAGER | DEHNFUGEN | ERDBEBENVORRICHTUNGEN | **SCHWINGUNGSDÄMPFER** | MONITORING



BAKU TOWER, ASERBAIDSCHAN

Aufgabenstellung: Schwingungsbedämpfung des 277m hohen Baku Towers und Erdbebenschutz des Bauwerks zur Sicherstellung des Wohn- und Arbeitskomforts.

Projektumfang: Ein MAURER TMD (Tuned Mass Damper/Abgestimmter Massedämpfer) mit 400t Stahl-Beton-Masseblock und 10 MAURER Hydraulikdämpfern MHD.

MOSCHEE ALGIERS, ALGERIEN

Aufgabenstellung: Die drittgrößte Moschee der Welt braucht einen innovativen Erdbebenschutz, für eine Dauer von 500 Jahren.

Projektumfang: 246 Gleitpendellager mit Rotationsgelenk SIP (Vorgabe 3% dynamische Reibung und 2.400mm effektiver Radius), 80 MAURER Hydraulikdämpfer MHD für 2.500kN Dämpfungskraft.

DONAU CITY TOWER, ÖSTERREICH

Aufgabenstellung: Reduzierung der Bauwerksbeschleunigungen aus Wind und Erdbeben am 220m hohen Gebäude, um ausreichenden Komfort zu schaffen.

Projektumfang: 2 MAURER adaptive Hydraulikdämpfer für bis zu 80kN Dämpfungskraft und +/-700mm Bewegung, bedämpfen das 300-t-Masse-Pendel. Monitoringsystem für Bewegung, Kraft und Beschleunigung.

SOCAR TOWER, ASERBAIDSCHAN

Aufgabenstellung: Reduzierung von Bauwerksbeschleunigungen des flammenförmigen, 200m hohen Bauwerks bei Wind und Erdbeben.

Projektumfang: 1 MAURER Massenpendeldämpfer MTMD mit 450t Pendelmasse und Hydraulikdämpfer MHD bedämpft 0,32Hz und +/-400mm Bewegung; Monitoringsystem für Bewegung und Beschleunigung.