

www.maurer.eu

BRÜCKENBAU

Construction & Engineering

Ausgabe 1/2 • 2015

15. Symposium Brückenbau in Leipzig



**Bundesautobahn A1 | Rheinquerung Leverkusen
AS Köln-Niehl – AK Leverkusen-West | 8-streifiger Ausbau inklusive zwei
neuer Rheinbrücken mit insgesamt 10 Fahrstreifen**

Planung von 4,55 km Autobahn, 13 Großbrücken und des Eingriffs in die Altablagerung Dhünnaue sowie Geotechnische Beratung



Zum fünfzehnten Symposium in Leipzig Ergebnisse des (partnerschaftlichen) Zusammenwirkens

■ ■ ■ von Michael Wiederspahn



Dipl.-Ing. Michael Wiederspahn

Trotz der eigentlich kaum zu ignorierenden Binsenwahrheit vom Bauen als einer Gemeinschaftsaufgabe, die ein zielorientiertes Miteinander bedingt, wenn überzeugende Lösungen entstehen sollen, erlebt man immer wieder Überraschungen. Eine besonders schöne, ja nachgerade verblüffende Wendung bzw. Neuinterpretation oder Umdeutung bieten zum Beispiel einige jener Magazine, die mit oft ebenso großformatigen wie hochglänzenden Fotos ihre Abonnenten zu begeistern versuchen. Wer sie durchblättert, gewinnt nämlich fast zwangsläufig die Vorstellung, dass manche Häuser quasi von ganz alleine dem Boden erwachsen, sie offenbar von nur einer Frau oder nur einem Mann komplett projektiert, finanziert, konzipiert und realisiert worden sind. Wie ist das überhaupt denkbar? Braucht ein Architekt inzwischen etwa keine Bauherren, keine Fachingenieure, keine Spezial- oder Generalunternehmen mehr, um seine Entwürfe ausführen, ein Gebäude letztlich erst planen und dann errichten zu können? Oder handelt es sich hier lediglich um eine Art Druckfehler, wurde demnach schlicht und einfach vergessen, irgendwelche Leistungen anderer Büros und Firmen zu erwähnen, gar gebührend zu würdigen oder deren Beteiligung wenigstens im Rahmen eines Anhangs, am Ende des Textes und insofern zumindest nominell zu berücksichtigen?

Ein unbefangener Leser vermag solche oder ähnliche Fragen natürlich nicht restlos zu enträtseln, deren Beantwortung dürfte ihm auch nicht übermäßig wichtig erscheinen, obwohl sie auf ein generelles Problem verweisen – auf die in der Regel viel zu geringe Wertschätzung von Ingenieuren und deren Arbeitsbereichen wie Einflussmöglichkeiten.

Den erforderlichen Gegenpol und zugleich eine längst überfällige Korrektur dieser Auffassung liefern nun vor allem Publikationen, die abseits rein technisch-wissenschaftlicher Betrachtungen über den Tellerrand der puren Gestaltung hinaus blicken, denn, wie Walter Benjamin in einem seiner Rundfunkvorträge meint, »was würde schon dabei herauskommen, so eine Maschine nach ihrem bloßen Aussehen schildern zu wollen«. Selbst ohne den »Besuch im Messingwerk« vor Jahrzehnten gehört oder ihn später in dem Buch »Aufklärung für Kinder« nachgeschlagen zu haben, wird also erkennbar, woran es im Endeffekt hapert: An ambitionierteren Periodika, die sämtliche Kriterien erörtern und zudem Brücken, Tunnel, Industrieanlagen, Türme oder Kraftwerke als unverzichtbare Elemente der sogenannten Baukultur adäquat thematisieren, und zwar im Sinne der zweifelsohne zutreffenden Einschätzung des bereits zuvor zitierten deutschen Philosophen, Literatur- und Kulturkritikers: »So ein Schriftsteller oder Dichter ist noch gar nicht geboren, der ein Triolwalzwerk oder eine Rollschere oder eine Strangpresse oder ein Hochleistungs-Kaltwalzwerk so beschreiben könnte, dass irgendwer sich darunter was vorstellen kann. (...) Denn was würde dabei schon herauskommen, so eine Maschine nach ihrem bloßen Aussehen schildern zu wollen. Sie ist nicht dafür gemacht, angesehen zu werden, es sei denn vielleicht von einem, der erst einmal ihren Bau, ihre Arbeitsleistung, ihre Bestimmung genau begriffen hat und erst darum auch weiß, worauf er bei ihrer Betrachtung am meisten zu achten hat. Richtig kann man von außen nur begreifen, was man von innen kennt, das gilt für Maschinen so gut wie für lebende Wesen.«

Und genau den Anspruch erfüllen Zeitschrift wie Symposium »Brückenbau«, indem sie prinzipiell und ausschließlich mit Aufsätzen oder Referaten aufwarten, die veranschaulichen, warum qualitätsvolle Bauwerke im Grunde stets aus einem partnerschaftlichen Zusammenwirken resultieren (müssen) – wie die nachfolgend zu lesenden Schriftfassungen der Vorträge zum mittlerweile 15. Symposium Brückenbau in Leipzig wiederum mit großem Nachdruck dokumentieren.



Editorial

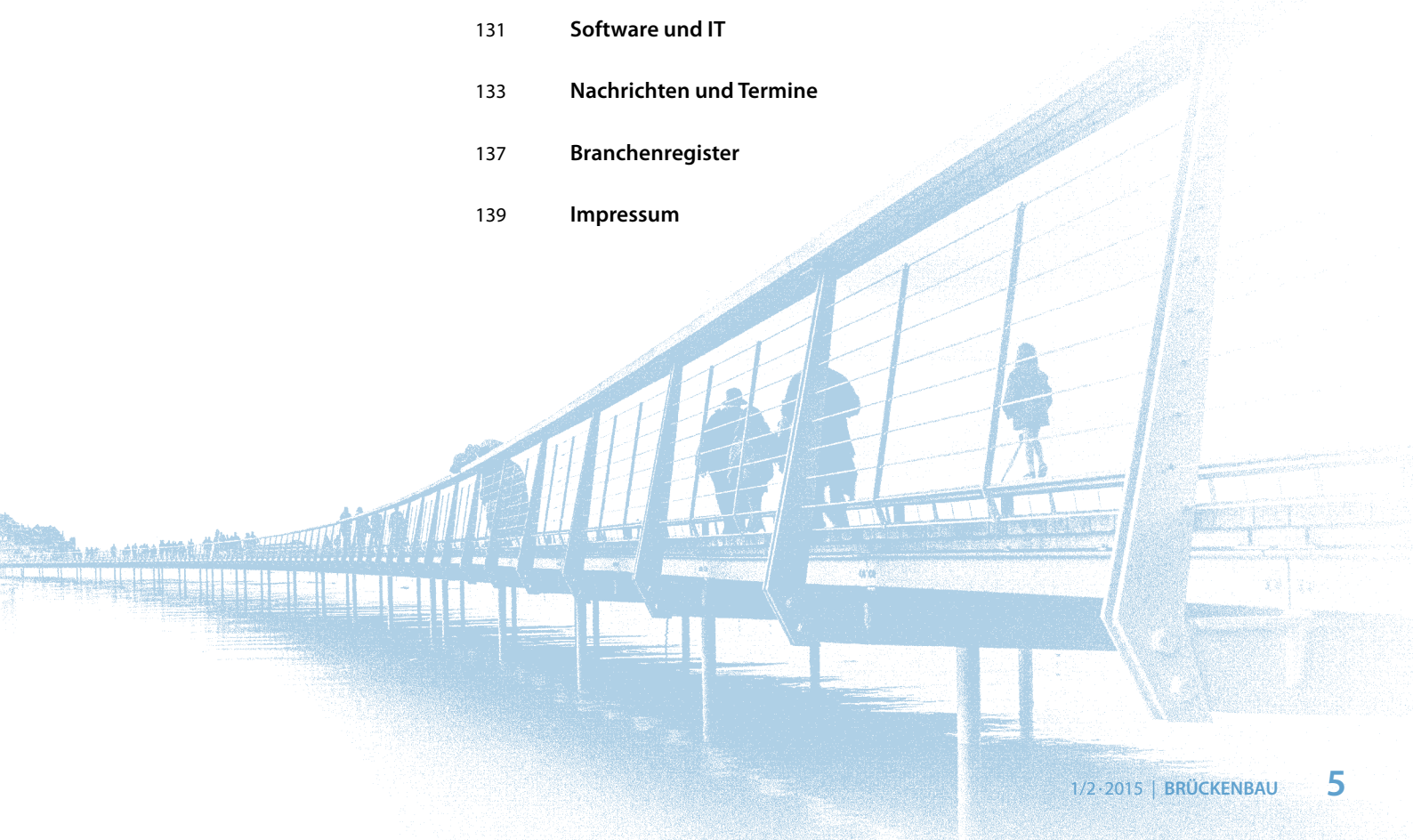
- 3 Ergebnisse des (partnerschaftlichen) Zusammenwirkens
Michael Wiederspahn

15. Symposium Brückenbau in Leipzig

- 6 Bau der Hochmoselbrücke
Bernd Winkler
- 12 Wettbewerb »Echelsbacher Brücke«
Karl Goj
- 18 Verhandlungsverfahren »Rheinbrücke Hard–Fußach«
Jürgen Feix, Volkhard Angelmaier
- 29 Die Brücke zum Mont-Saint-Michel
Andreas Keil, Michael Zimmermann
- 34 Entwurf der Haikou-Ruyi-Crossing in China
Martin Romberg, Karl Humpf, Markus Pfisterer, Monika Kwiatkowski
- 41 Golden Horn Swing Bridge in Istanbul
Stefan Reitgruber
- 48 Errichtung der Tresfjordbrücke
Raphael Methner
- 58 Errichtung der Sundsvall-Brücke in Schweden
Stephan Lüttger, Rüdiger Schidzig
- 64 Neue Hubbrücke über den Göta Älv in Göteborg
Rico Stockmann, Steen Savery Trojaborg
- 70 Die Baakenhafenbrücke in der HafenCity Hamburg
Paul Rogers, Henning Liebig, Jim Eyre



78	Kleine Brücken – große Wirkung Jens Müller
80	Strategische Brückenertüchtigung in Nordbayern Bernd Endres
94	Ertüchtigung von Straßenbrücken in Österreich Erwin Pilch, Christoph Antony
102	Bauwerkserneuerung: SLEP-Brücke und Leichtbeton Jens Heimbürger, Markus Hennecke, Christian Stettner
108	Korrosionsschutz durch Feuerverzinken Dennis Rademacher, Mark Huckshold
114	Kalottensegmentlagereinsatz bei Eisenbahnbrücken Rolf Kiy
122	Produkte und Projekte
131	Software und IT
133	Nachrichten und Termine
137	Branchenregister
139	Impressum



Anlass, Konzept und Ausführung Bau der Hochmoselbrücke

■ ■ ■ von Bernd Winkler

In der schnellen, vierstreifigen Fernstraßenverbindung zwischen den belgischen Häfen und dem Rhein-Main-Gebiet klafft heute eine Lücke: Das Moseltal muss zeitraubend und anwohnerbelastend durchfahren werden. Oder es werden Strecken mit großen Umwegen gefahren. Mit dem 25 km langen Hochmoselübergang wird diese Lücke geschlossen. Der Lückenschluss verbessert die direkte Fernverbindung, aber auch die regionale Verknüpfung von Eifel und Hunsrück. Die gute Anbindung an das Fernstraßennetz fördert den lokalen Tourismus; die zentrale Moselbrücke ermöglicht direktere Wege und kürzere Fahrzeiten. Gleichzeitig sinkt die Verkehrsbelastung in den Moselorten. Der Durchgangsverkehr geht zurück, und der Schwerverkehr wird aus den Orten herausgehalten. Das bedeutet für die Menschen an der Mosel eine Steigerung der Lebensqualität.



1 Darstellung der Verkehrsbeziehungen
© Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz

1 Maßnahme

Der 25 km lange Hochmoselübergang als Lückenschluss im überregionalen Verkehrsnetz verbindet die A 1 bei Wittlich in der Eifel mit der B 50 bei Longkamp im Hunsrück und wird als B 50 neu bezeichnet. Die Strecke besteht aus 41 Bauwerken, das wichtigste davon und Kernstück des Lückenschlusses ist die Hochmoselbrücke.

Sie überführt die neue vierstreifige B 50 bei Ürzig in Hochlage über das Moseltal. Mit einer maximalen Höhe von ca. 160 m erreicht sie die Höhe des Kölner Doms. Ihre Länge beträgt 1.702 m, damit ist die Hochmoselbrücke aktuell Europas größte Taktchiebebrücke.

Der Hochmoselübergang sollte ursprünglich als Public-Private-Partnership-(PPP-) Projekt mit mautbasiertem Herstellen und Betreiben realisiert werden. Er wurde

jedoch als klassisches Bauprojekt ausgeschrieben und im November 2010 vergeben.

Der Querschnitt mit vier Fahrstreifen und zwei Standstreifen entspricht einem RQ 26 und hat eine Breite von 29 m. Beide Richtungsfahrbahnen liegen auf einem Brückenquerschnitt.

2 Brückenkonstruktion

Die Talquerung ist eine stählerne Balkenbrücke mit elf Feldern und Stützweiten zwischen 105 m und 210 m. Die Balkenbrücke wirkt vergleichsweise schlicht, ihr Stahlüberbau ist relativ leicht. Das Verhältnis Stützweite zu Überbauhöhe beträgt bis zu 27:1. Ein Planungsziel war es, den optischen Eingriff in das Landschaftsbild so dezent wie möglich zu halten.



2 Ansicht der Hochmoselbrücke
© Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz

3 Gründung

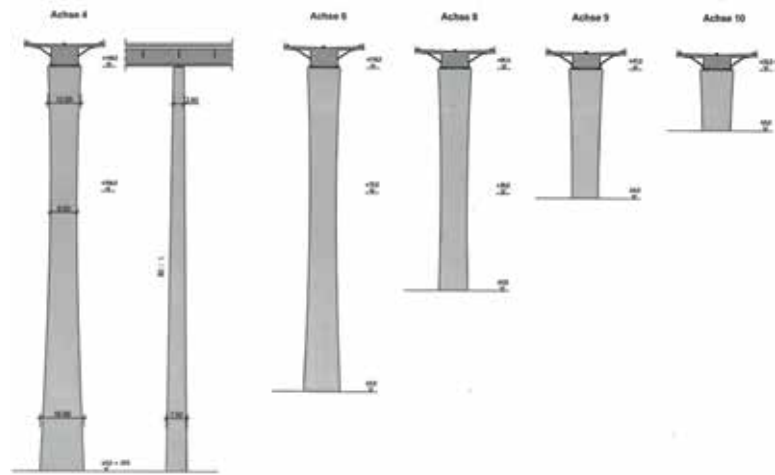
Der Baugrund besteht aus devonischem Tonschiefer, im Untergrund fest und darüber in einer Felsauflockerungszone. Die Deckschichten bilden quartärer Hangschutt, Hanglehm und Flussablagerungen. Der östliche Hang ist ca. 7° geneigt, er ist gründungstechnisch unproblematisch.

Der geologisch komplexe westliche Hang hat eine Neigung zwischen 20° und 30° und ist von fossilen Rutschungen geprägt. Das angewitterte devonische Grundgebirge wird von einzelnen Mylonitzonen durchzogen. Es ist ein bautechnisch anspruchsvoller Hang, der durch eine Vielzahl von Bohrungen und Messungen erkundet wurde. Da der westliche Moselhang, wie häufig anzutreffen, im Urzustand keine DIN-gerechte Standicherheit hat, werden im Zuge der Baugrubensicherung Daueranker zur Hangstabilisierung eingebaut. Mit diesen zusätzlichen Stützmaßnahmen gelingt es, für die relevanten Bruchflächen Geländebruchsicherheiten auf das DIN-gemäße Niveau zu heben. Zusätzlich wird die Beobachtungsmethode angewandt. Beide Hänge werden zudem durch eine Vielzahl von Extensometern, Inklinometern, Grundwassermessstellen und satellitengestützten geodätischen Messpunkten permanent überwacht.

Gegründet sind alle Pfeiler auf Bohrpfählen mit 1,80–2,00 m Durchmesser. Die Bohrpfahllängen reichen bis 47 m. Insgesamt werden 2,20 km Bohrpfähle in die Moselhänge gebohrt.

4 Unterbauten

Die Brückenpfeiler bestehen aus einzelnen Hohlquerschnitten aus Stahlbeton der Güte C 35/45. Ihre Höhen schwanken zwischen 21 m und 151 m. Bei der Formgebung wurde versucht, die notwendig großen Abmessungen nicht wuchtig erscheinen zu lassen. Deshalb haben die Pfeiler in Brückenlängsrichtung einen konstanten Anzug von 80:1 und sind in Querrichtung tailliert. Die Kopfbreite aller Pfeiler beträgt 13,40 m. Die gewählte Pfeilerkopfabmessung ergibt sich aus mehreren Randbedingungen: Neben der Aufnahme der Lagersockel und Pressenansatzpunkte müssen ein Wartungsgang sowie Zugänge zum Pfeiler- und zum Überbau gewährleistet werden. Auf Basis des maximal beanspruchten Pfeilers in Achse 4 wurden dann alle anderen Pfeilerköpfe geometrisch gleich ausgebildet. Nach unten hin verjüngen sich die Pfeiler in einer Parabel vierten Grades, bis sie 47,50 m unter dem Pfeilerkopf eine Taillebenbreite von 9,50 m erreicht haben.



3 Ausbildung der Pfeiler
© Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz

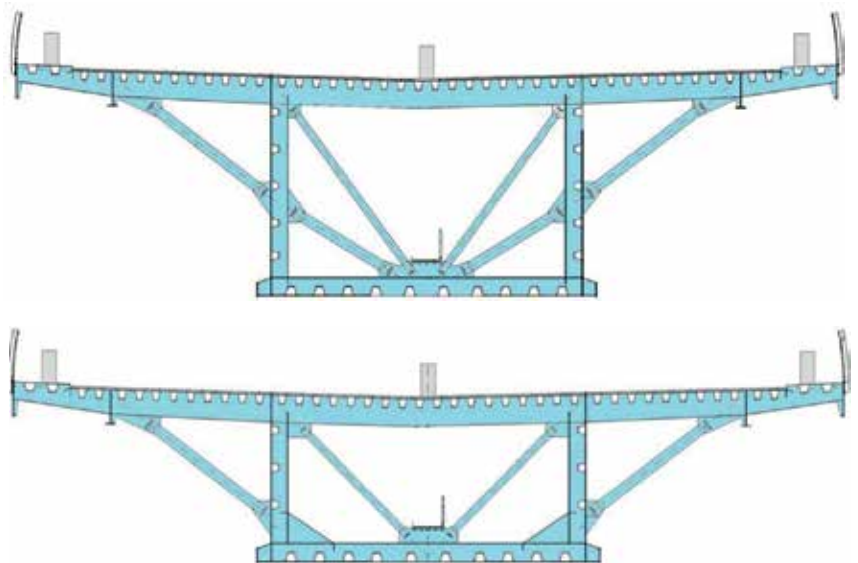
Darunter verbreitern sie sich wieder. Die Wanddicken variieren zwischen 30 cm und 60 cm.

Die Pfeiler in den Achsen 1 und 10 werden aufgrund ihrer geringeren Höhe herkömmlich mit Zwischenpodesten und Steigleitern analog RiZ Zug 6 ausgestattet. In die hohen Pfeiler der Achsen 2–9 werden keine Zwischenpodeste eingebaut, dort erfolgt die Besichtigung durch ein mobiles Besichtigungsgerät.

5 Überbau

Der Überbau ist ein 11 m breiter stählerner Hohlkasten mit orthotroper Fahrbahnplatte. Die 9 m langen Kragarme werden über äußere Diagonalstreben abgestützt. Die Überbauhöhe ist variabel, sie wird abhängig von der Stützweite und der Gradiente ausgebildet und trägt

zwischen 5,27 m und 7,81 m. Aus gestalterischen Gründen sollen die äußeren Diagonalstreben die gleiche Neigung besitzen. Der Eintrittspunkt in den Hohlkasten befindet sich immer 4,336 m unter Gradiente. Deshalb ist die Höhe der Lasteinleitung in den Hohlkasten variabel. Bei niedriger Überbauhöhe bindet sie in die untere Ecke des Hohlkastens ein, bei größerer Höhe wird die Diagonalstrebe ins Kasteninnere fortgeführt und stützt sich auf den inneren Diagonalverband. Die Aussteifung des Hohlkastens erfolgt über im Regelabstand von 4,365 m angeordnete Querrahmen. Zur Gewährleistung der Formtreue befinden sich an jedem dritten Querrahmen ein innerer Diagonalverband und die äußeren Kragarmabstützungen.



4 5 Überbauquerschnitte
© Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz

In den Stützenachsen sind stählerne Doppelquerrahmen angeordnet, um die Lagerlasten in den Überbau einleiten zu können. Die einzelnen Stützenquerrahmen haben einen Versatz von jeweils 75 cm zur Lagerachse. In Stützennähe sind die inneren Diagonalverbände nicht an jedem dritten Querrahmen, sondern in jedem von ihnen angebracht. Für den Nachweis der Lagesicherung sind in den Auflagerachsen besondere Maßnahmen vorgesehen: Die Endquerträger bestehen aus Beton der Güte C 30/37. Sie sind 2,50 m breit und mit Kopfbolzendübel mit dem Stahltragwerk verbunden. Zusätzlich ist hier die Lagerspreizung auf 19 m vergrößert. In den Achsen 1, 2 und 9 wird über den Stützen Ballastbeton eingebaut, er soll sich nicht als Druckbeton am Lastabtrag beteiligen. Dementsprechend wird keine Verdübelung mit dem Stahltragwerk vorgesehen. Um ein Mitwirken auszuschließen, wird zwischen Ballastbeton und den Stegen des Querrahmens eine elastische Trennlage eingelegt.

Für den Überbau werden verschiedene Stahlgüten und Blechdicken, abhängig von der jeweiligen Belastung, eingesetzt. Die Blechdicken des Überbaues variieren zwischen 12 mm und 130 mm, die Deckblechdicken liegen zwischen 14 mm und 60 mm.

Unterscheidet man die Bemessungsmomente in bauwerks- und bauverfahrensbedingte, so ergibt sich, dass in den ersten Stützen und Feldern die Momente aus dem Verschiebung deutlich größer sind, als für die endgültige Bemessung. Dies ist eine Folge der großen Auskrümmung bis zu 210 m und der zusätzlichen Einzellast durch den Pylon. Deshalb wurde in den Feldern 2 und 3 die Stahlgüte S460 eingebaut, im restlichen Überbau die Stahlgüte S355.

6 Lager, Fahrbahnübergänge, Korrosionsschutz

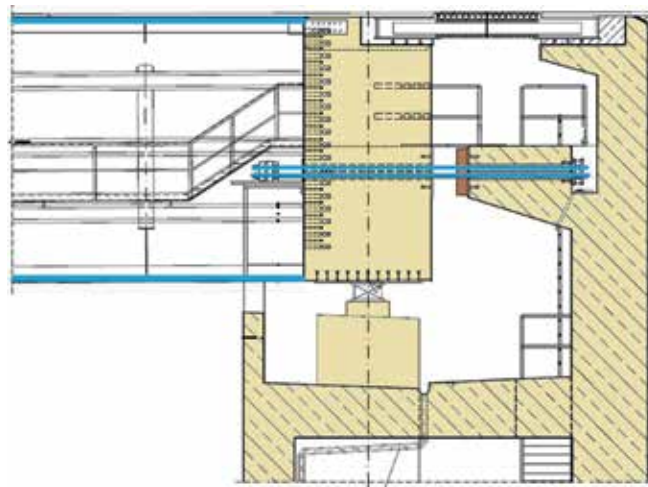
Für die Lagerung werden stählerne Kalottenlager verwendet. Um die Überbaudilatation an den Widerlagern zu reduzieren, erhalten die mittleren vier Pfeiler jeweils einseitig ein Festlager. Die übrigen Pfeiler werden allseits beweglich bzw. querfest ausgebildet. Aufgrund der Rutschgefährdung des westlichen Hanges werden die Lager der Achsen 1–3 einschließlich der Lageraussteifung im Überbau für die entsprechend vergrößerten Bewegungen ausgelegt. Das Festlager in Achse 3 wird nachstellbar realisiert. Die Lagerspreizung beträgt 9,70 m auf den Pfeilern und 19,00 m auf den Widerlagern.

Wegen der großen Höhe und der daraus resultierenden Weichheit der Festlager-Pfeiler werden die Überbaubewegungen infolge Festpunktverschiebungen durch Bewegungsbegrenzer an den Widerlagern limitiert. Diese sind so justiert, dass der Überbau Längenänderungen infolge Temperatur und Endtangentialverdrehung zwangungsfrei aufnehmen kann, darüber hinausgehende Bewegungen aber durch die beidseitig angeordneten zug- und druckfesten Bewegungsbegrenzer verhindert werden. Die Lastübertragung bei Druck erfolgt durch ein bewehrtes Elastomerlager, das in Brückenachse an der Wartungsgangkonsole mittels Ankerplatte befestigt und mit ihr verschraubt ist. Die Zugkräfte werden durch zwei Lasteinleitungsapakete, bestehend aus ca. 2 x 6 Gewindestangen, aufgenommen, die in der Wartungsgangkonsole endverankert sind. Überbauseitig werden sie durch den Endquerträger geführt und dort über Lastverteilungsplatten miteinander verbunden. Die Lastverteilungsplatten sind mit einem bewehrten Elastomerkissen gepuffert, so dass beim Anschlag am Endquerträger eine zwangungsfreie Aufnahme von Verdrehungen ermöglicht wird. Vor dem Endquerträger ist im Überbau ein Gleitisch vorgesehen, auf dem das Lasteinleitungsapakete zur zwangungsfreien Aufnahme der Verschiebungen aufliegt. Hüllrohre im Endquerträger und der Wartungsgangkonsole gewährleisten eine ausreichende Verdrehbarkeit der Gewindestangen, ohne dass diese auf Biegung beansprucht werden.

Wegen der Bewegungsbegrenzer kann die Dilatation an beiden Widerlagern auf 1.100 mm limitiert werden. Es werden dort wasserdichte Übergangskonstruktionen mit 17 Dehnprofilen angeordnet. Der Überbau erhält einen Korrosionsschutz gemäß ZTV-ING Teil 4, Abschnitt 3, Blatt 87. Zur Vorbereitung werden die Stahlflächen im Werk auf den Oberflächenreinheitsgrad SA 3 und auf der Baustelle auf SA 2 ½ gestrahlt. Die Außenflächen erhalten im Werk eine Grundbeschichtung (EP) und zwei Zwischenbeschichtungen (EP). Im Zuge der Montage wird vor Ort die Deckbeschichtung (PUR) aufgebracht. Die Innenflächen erhalten nur drei Beschichtungen (EP).

Im Fahrbahnbereich wird eine Reaktionsharzabdichtung nach ZTV-ING Teil 7, Abschnitt 4 aufgebracht. Die Notgehwege werden durch einen RHD-Belag geschützt.

Den seitlichen Abschluss des Überbaus bilden 1,80 m hohe Spritz- und Windschutzwände, die seitlich am Gesimsblech des Überbaus angeschraubt werden. Als Ausfachung sind 25 mm dicke, leicht gebogene Acrylglasseiben vorgesehen.



6 Bewegungsbegrenzer am Widerlager
© Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz



7 Windbemessung

Neben den üblichen Bemessungsansätzen war wesentlich die Windbelastung zu berücksichtigen. Im Vorfeld und im Zuge der Ausführungsplanung wurden Windkanalversuche veranlasst. Daraus ergaben sich die Erkenntnisse, dass der Überbau gegen Abheben und Torsion zu sichern ist und dass bei auskragendem Überbau und den hohen Stützen wirbelerregte Querschwingungen zu beachten sind. Aus diesem Grund wurden an dem vorderen Überbauabschnitt (90 m) dreiecksförmige Windabweiser befestigt, um Galloping-Instabilitäten des Kragarms zu verhindern. An den hohen Pfeilern wurden Gerüstkuben zur Wirbelverringerng angeordnet. Durch jene Anbauten wird die Wirbelerregung gestört und die Kraft der Windböen vermindert.



7 8 Gerüstkuben an Pfeilern und Windabweiser am Überbau
© Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz

8 Ausführung

Hinter dem Hunsrückler Widerlager wurde ein 300 m langer Montageplatz eingerichtet. Dort werden die Stahlteile, die in den Werken in Hannover und Lauterbourg vorgefertigt wurden, zusammenschweißt und deckbeschichtet. Es werden insgesamt 82 Schüsse mit einer Länge zwischen 10,53 m und 26,19 m benötigt, wobei jeder Schuss im Querschnitt aus 10 bzw. 12 Einzelteilen zusammgebaut wird. Insgesamt werden so 954 vorgefertigte Stahlteile antransportiert und zusammenschweißt. Der Überbau wird als Ganzes im Takt-schiebverfahren von dieser Seite eingeschoben. Um jedoch das Kragmoment zu reduzieren, wird auf den vorderen 90 m der Hohlkasten ohne die Kragarme geschoben. Die Kragarme werden nach dem Vershub nachmontiert.



9 Zusammenschweißen eines Hohlkastens
© Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz



10 Überbau im Kragarmbereich
© Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz



11 Verschublager mit Verschubwippe
© Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz



12 Verschublager aus der Nähe
© Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz

Wegen der weichen hohen Pfeiler kommt eine besondere Vershubtechnologie zur Ausführung: Üblicherweise wird der Überbau durch eine zentrale Vershubanlage an einem Widerlager über die Pfeiler vorgeschoben. Dabei entstehen durch Reibung Horizontalkräfte auf den Pfeilerkopf. Diese Horizontalkräfte wären bei den hohen Pfeilern nicht aufzunehmen. Deshalb werden, wie bei der Brücke von Millau, dezentrale Vershubanlagen auf dem Widerlager und zusätzlich auf den überfahrenen Pfeilern installiert. Dadurch wirken keine äußeren Horizontalkräfte aus dem Vershub auf die Pfeiler. Bei den dezentralen Vershubanlagen werden flache Verschublager, auf denen der Überbau liegt, durch hydraulische Pressen vorgeschoben. Zwischen Verschublager und Überbau sorgt eine Einlage aus Elastomer für genügende Reibung, so dass der Überbau bewegt

wird. Das heißt, das Verschublager und der Überbau gleiten auf einer PTFE-Gleitschicht (Widerlager) bzw. auf MSM-Schichten (Pfeiler) über die mit einem Edelstahlblech versehenen Vershubwippen. Das System der dezentralen Vershubanlagen hat der Auftragnehmer neu entwickelt und dafür ein Patent angemeldet.

Beim Einschleichen des Überbaus treten freie Kragarmlängen bis 210 m auf. Um die Kragmomente und Verformungen zu begrenzen, wird der Überbau mit einer Pylonüberspannung versehen. Der 80 m hohe Pylon ist auf dem Überbau in der späteren Achse 2 befestigt, die Seile sind am Überbau in den Achsen 1 und 3 verankert. Pylon und Seile werden mit dem Überbau über das Tal geschoben. Durch die Pylonüberspannung kann das Kragmoment verringert werden. Steht der Pylon jedoch beim Vershub in einem

Feld, werden andererseits die Feldmomente aus Eigengewicht nahezu verdoppelt. Um die Wirkung der Überspannung zu optimieren, wird die Vorspannung in den Seilen abhängig von der Vershubstellung variiert. Diese Änderung des Vorspanngrades in der Überspannung geschieht nicht durch Anspannen und Ablassen der Litzen, sondern durch Anheben und Absenken des Pylons. Die hohen Pfeiler 2–9 werden mit Selbstkletterschalung gefertigt. Die Selbstklettereinheiten bestehen jeweils aus 20 Kletterkonsolen und vier Arbeitsebenen mit insgesamt 13 m Höhe. Eine Ebene dient zum Betonieren und Bewehren, auf der zweiten Ebene wird die Schalung versetzt, und auf zwei Nachlaufbühnen erfolgen die Nachbearbeitung und Nachbehandlung.



13 Herstellung der Pfeiler im Hang
© Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz

9 Öffentlichkeit

Die Errichtung der Hochmoselbrücke wird in der Öffentlichkeit von einer lautstarken Minderheit kritisiert, die die Zerstörung des Landschaftsbildes und die Beeinträchtigung guter Weinlagen befürchtet. Es hat sich eine Bürgerinitiative gebildet, die den Bau noch stoppen will. Auch die Partei der Grünen ist gegen die Brücke, hat jedoch deren Realisierung in dem Koalitionspapier der Landesregierung aus SPD und Grünen zugestimmt. Dadurch wird erreicht, dass die Brücke in Presse und Fernsehen oft mit negativen Schlagzeilen präsent ist. Dagegen wird das Projekt durch den zuständigen Minister voll unterstützt. Der Minister besucht beinahe halbjährlich öffentlichkeitswirksam die Baustelle. Zur Information der Öffentlichkeit wurde zudem ein Bürger-Informations-Zentrum errichtet, wird eine Info-Zeitung herausgegeben und das Projekt im Internet unter www.hochmoseluebergang.rlp.de präsentiert.

10 Ausblick

Die Hochmoselbrücke stellt vor allem aufgrund ihrer großen Höhe und Länge außerordentliche Ansprüche an die Konstruktion und Bauausführung. Besonders innovativ sind die Maßnahmen zur Reduzierung der Windeinwirkungen während der Herstellung, das dezentrale Verschiebesystem und die Maßnahmen zur Variation der Seilkräfte der Pylonüber-spannung.

Die Kosten betragen ca. 168 Mio. €, das sind 3.500 €/m² Brückenfläche. Die Hochmoselbrücke wird voraussichtlich im Jahr 2018 fertiggestellt werden.

Autor:

Ltd. Baudirektor Dipl.-Ing. Bernd Winkler
Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz,
Koblenz

Baulastträger

Bundesrepublik Deutschland

Auftraggeber

Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz, Koblenz

Projektleitung

Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz, Trier

Bauwerksentwurf

Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Berlin

Ausführungsplanung

EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH, Lohfelden
Klähne Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH, Berlin

Prüfingenieure

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Hanswille, Bochum
Dipl.-Ing. Christian Kley, Bochum

Bauausführung

Eiffel Deutschland Stahltechnologie GmbH, Hannover
Eiffage Construction Métallique, Colombes, Frankreich
Porr Deutschland GmbH, Berlin

ATIS Cableskin®

UV- und Langzeitkorrosionsschutz
mit Luftentfeuchtungsoption
für Seile

Veterans Memorial Bridge, Texas USA 2014/2015

Zu schützende Gesamtoberfläche: 2.330 m²

Effektive Applikationszeit: 44 Tage

Allg.
bauaufsichtliche
Zulassung
&
Europäische
Zulassung
(ETA)

Ingenieurgesellschaft
für Höhenarbeiten

Alpin
TECHNIK LEISTUNG



Beratung



Inspektion



Schutz



Montage

ISO 9001 & SCC

www.alpintechnik.de

Anlass und Ergebnis

Wettbewerb »Echelsbacher Brücke«

■ ■ ■ von Karl Goj



1 Bestehende Brücke nach dem System Melan-Spangenberg © Staatliches Bauamt Weilheim

Die Echelsbacher Brücke wurde nach einer Bauzeit von nur 12 Monaten 1930, rechtzeitig zu den Passionsfestspielen in Oberammergau, dem Verkehr übergeben. Sie überquert im Zuge der Bundesstraße B 23 die Ammerschlucht bei Rottenbuch. Die in einem FFH-Gebiet liegende aufgeständerte Bogenbrücke ist ein in der Landesdenkmalliste eingetragenes Brückenbauwerk und gleichzeitig auch ein europäisch geschütztes Fledermaushabitat. Das landschaftsprägende Bauwerk muss dringend grundhaft instand gesetzt oder gegebenenfalls erneuert werden. Die schwierigen Randbedingungen haben die Bayerische Straßenbauverwaltung dazu veranlasst, zunächst in einem Planungsdialog mit allen maßgeblich Beteiligten die Vorgaben für einen Realisierungswettbewerb zu erarbeiten. Der anschließend durchgeführte Wettbewerb brachte eine breite Palette von interessanten Lösungsansätzen und einen eindeutigen Siegerentwurf.

1 Bestehendes Bauwerk

Die aufgeständerte Bogenbrücke überquert den Talgrund der Ammer im Zuge der Bundesstraße 23 mit einer Gesamtlänge von 182 m in einer Höhe bis zu 78 m. Die beiden Bögen haben eine Stützweite von jeweils 130 m und eine Höhe im Stich von 32 m. Die Bundesstraße B 23 verbindet zusammen mit der Bundesstraße B 17

den Großraum Augsburg mit dem Werdenfeller Land und seinem Zentrum Garmisch-Partenkirchen. Bis zur Errichtung der Echelsbacher Brücke musste der Verkehr hier die »Ammersteige« mit einer Steigung bzw. einem Gefälle bis zu 20 % überwinden.

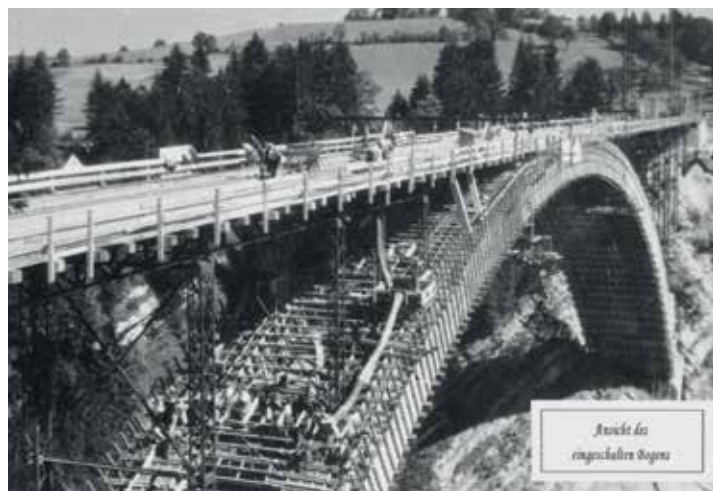


2 Lage des Bauwerks im Zuge der B 23 © Staatliches Bauamt Weilheim



3 Errichtung des Stahlgerüstbogens im Freivorbau
© Staatliches Bauamt Weilheim

1928 wurde ein Wettbewerb für den Bau einer Brücke ausgeschrieben, den die Firma Hoch-Tief mit dem Entwurf einer Bogenbrücke nach dem System Melan-Spangenberg gewann. Die damals noch patentierte Bauweise von Prof. Josef Melan (1853–1941) beinhaltet einen im Freivorbau hergestellten Fachwerkbogen aus Stahl, der anschließend mit Beton ummantelt wird. Die Echelsbacher Brücke konnte mit diesem System in einer bemerkenswerten Bauzeit von nur 12 Monaten realisiert und bereits nach 14 Monaten rechtzeitig zu den Passionsfestspielen 1930 dem Verkehr übergeben werden. Die Brücke ist weitgehend im Originalzustand erhalten. Im Jahr 1963 wurde lediglich ihre Fahrbahnplatte von 8,30 m auf 10,70 m verbreitert. Die zu ihrer Zeit weitgespannteste Brücke in Melan-Spangenberg-Bauweise ist ein in der Landesdenkmalliste eingetragenes Baudenkmal. Sie liegt im FFH-Gebiet Ammertal im Bereich von natur- schutzfachlich prioritären Lebensraumtypen (Hangschluchtwälder, Kalktuffquellen) und beherbergt eine landesweit bedeutsame Fledermauskolonie des Großen Mausohrs. Bis zu 300 Muttertiere und ihre 150 Jungen belegen von etwa Mai bis September einen Teil des südlichen Bogens als Wochenstube.



4 Schalung zur Herstellung der Betonummantelung
© Staatliches Bauamt Weilheim

Die Echelsbacher Brücke weist starke Schäden in Form von Abplatzungen und korrodierten Bewehrungsseisen auf. Aufgrund ihres schlechten Zustands ist sie auf 16 t mit einer Abstandsangabe für den Schwerverkehr von 100 m gewichtsbeschränkt. Ein von der Bayeri-

schen Straßenbauverwaltung beim Ingenieurbüro Zilch + Müller beauftragtes Gutachten, das seit 2012 vorliegt, kommt zu dem Ergebnis, dass die Brücke innerhalb der nächsten 5–10 Jahre grundlegend saniert bzw. erneuert werden muss.



5 Fledermauskolonie im Innern des südlichen Bogens
© Eva Krinner



6 Situation: FFH-Gebiet im Bereich der vorhandenen Brücke
© Staatliches Bauamt Weilheim

2 Planungsdialog

Wegen der höchst komplexen Randbedingungen und der zum Teil sehr divergierenden Anforderungen der Beteiligten an ein mögliches Lösungskonzept entschloss sich die Bayerische Straßenbauverwaltung, einen Planungsdialog unter Leitung eines externen Moderators durchzuführen.

Ziel des Planungsdialoges war es, den anschließenden Realisierungswettbewerb vorzubereiten und klare Randbedingungen für die Auslobung zu erarbeiten und festzulegen. Am Planungsdialog nahmen Vertreter der fünf direkt und indirekt betroffenen Gemeinden, der beiden durch die B 23 verbundenen Landkreise, Vertreter des amtlichen Naturschutzes und des

Landesamtes für Denkmalschutz, das zuständige Staatliche Bauamt Weilheim sowie die Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr teil. Außerdem wurden auch kompetente Baufachleute sowie Vertreter des Büros, das den Wettbewerb vorbereitete, hinzugezogen.

Wurden zu Beginn des Planungsdialogs in einem Brainstorming noch neun mögliche Lösungen zusammengetragen, so ergaben sich am Ende klare Vorgaben, mit denen man in den Realisierungswettbewerb gehen konnte:

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

Als Behelfsbrücke kommt ein Brückengerät SS 80 südlich neben der bestehenden Brücke zum Einsatz.

3 Realisierungswettbewerb

3.1 Auslobung

Der Realisierungswettbewerb wurde als nichtoffener Wettbewerb nach § 3 (2) »Richtlinien für Planungswettbewerbe« (RPW 2013) mit vorgeschaltetem europaweitem Teilnehmerwettbewerb gemäß § 5 VOF durchgeführt. Mit dem ausgelobten Wettbewerb verfolgt die Bayerische Straßenbauverwaltung auch das Ziel, interdisziplinäre Wettbewerbe zu stärken.

Es waren deshalb nur Arbeitsgemeinschaften aus Bauingenieuren, Architekten und Landschaftsarchitekten zugelassen – unter Federführung der Bauingenieure; je Arbeitsgemeinschaft war nur ein Wettbewerbsbeitrag zugelassen.

3.2 Bieterauswahl

Insgesamt sind beim Staatlichen Bauamt Weilheim als Auslober 17 Bewerbungen eingegangen, kein Bewerber musste hier ausgeschieden werden (§ 11 VOF). Nach intensiver Wertung erhielten dann sieben Bietergemeinschaften die Auslobungsunterlagen. Diese sieben Bietergemeinschaften reichten termingerecht eine Wettbewerbsarbeit ein und erhielten aus der Wettbewerbsvergütung ein Bearbeitungshonorar in Höhe von 15.000 €.

3.3 Preisgerichtssitzung

Die Preisgerichtssitzung fand am 3. Dezember 2014 in Tutzing am Starnberger See statt. Die Jury setzte sich aus neun Preisrichtern mit je einem Vertreter aus dem Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, der Obersten Baubehörde, der Technischen Universität München sowie einer freien Landschaftsarchitektin, einem Architekten und einem Architekten und Bauingenieur zusammen. Außerdem gehörten dem Preisgericht der Leiter des Bauamtes Weilheim, die Bürgermeisterin der Gemeinde Rottenbuch und der Bürgermeister der Gemeinde Rottenbuch an.

In einem Informationsrundgang stellte die Vorprüfung alle sieben Arbeiten vor. Die für das Preisgericht maßgeblichen Wertungskriterien waren

- die statisch-konstruktive Konzeption,
- die architektonische Gestaltung,
- die technische Realisierbarkeit,
- das vorgeschlagene Bauverfahren,
- die Eingriffe in den Verkehr,
- die Eingriffe in Natur und Landschaft,
- die Berücksichtigung der denkmalpflegerischen Belange,
- die Inanspruchnahme von Flächen für die Baugistik und
- die Wirtschaftlichkeit hinsichtlich Herstellung, Erhaltung und Unterhalt.

Im ersten Wertungsrundgang blieben alle Arbeiten in der Wertung. Im anschließenden zweiten Wertungsdurchgang wurden drei Arbeiten und im dritten zwei weitere Arbeiten ausgeschieden, so dass nur zwei Wettbewerbsbeiträge in der Wertung verblieben.

Das Preisgericht entschied einstimmig, keinen dritten Platz zu vergeben und das Preisgeld in Höhe von 65.000 € wie folgt zu verteilen:

- erster Platz: 40.000 €
- zweiter Platz: 25.000 €



7 Zeitlicher Ablauf des Realisierungswettbewerbes
© Staatliches Bauamt Weilheim



8 Siegerentwurf; Visualisierung der vorgeschlagenen Bogenbrücke
© Staatliches Bauamt Weilheim

3.4 Siegerentwurf

Das Preisgericht erklärte die Wettbewerbsarbeit der Arbeitsgemeinschaft aus Dr. Schütz Ingenieure GmbH, Kolb Ripke Architekten und Narr Rist Türk Landschaftsarchitekten einstimmig zum Wettbewerbssieger. Nach Ansicht des Preisgerichts greift die sehr schlanke aufgeständerte Bogenstruktur aus Stahlbeton das Konzept der vorhandenen Brücke auf. Sie überspannt den bestehenden Bogen und bildet dabei optisch eine diskrete und elegante Ergänzung zum Bestandsbauwerk. Die Gesamtkonstruktion stellt eine Neuinterpretation des existierenden Bogentragwerks dar, wobei die historische Bogenkonstruktion aber weiterhin vollständig erkennbar bleibt. Das Ausführungskonzept sieht vor, den Bestandsbogen zuerst zu sanieren und zu ertüchtigen und ihn dann als Traggerüst für den Bau der neuen Brücke zu verwenden. Die Kämpfer und Widerlager der neuen Brücke werden flach gegründet. Das Gesamturteil des Preisgerichts lautet: »Die Arbeit stellt einen hervorragenden Beitrag zur Lösung der gestellten Aufgabe dar.«



9 Siegerentwurf; Blick von der Aussichtsplattform
© Staatliches Bauamt Weilheim



10 Zweiter Preis; Visualisierung der Sprengwerksstruktur
© Staatliches Bauamt Weilheim

3.5 Zweiter Preis

Einstimmig auf den zweiten Platz wählte das Preisgericht die Wettbewerbsarbeit der Arbeitsgemeinschaft aus Ingenieurbüro Grassl GmbH, Reinhart + Partner Architekten und Dr. H.M. Schober Gesellschaft für Landschaftsarchitektur mbH. Das Brückenbauwerk ist als Sprengwerk mit einem dreifeldrigen Überbau konzipiert, wobei die Stiele als Stahlhohlkastenquerschnitt ausgeführt werden sollen. Der Überbau ist als Stahlverbundkonstruktion mit einem einzelligen Stahlhohlkasten geplant, für Kämpfer und Widerlager sind Flachgründungen vorgesehen.

Das Preisgericht erachtet den verfolgten Ansatz, der vorhandenen Brücke eine neue Konstruktion kontrapunktisch entgegenzusetzen, als gelungen. Die vorhandenen Brückenbögen werden mit der Landschaft zusammen inszeniert, wobei es mit einfachen Mitteln gelingt, eine klare und prägnante Gesamtsituation zu schaffen. Das Gesamturteil des Preisgerichts lautet: »Der Entwurf stellt einen gelungenen Beitrag zur Lösung der gestellten Aufgabe dar.«



11 Zweiter Preis; Blick von der Aussichtsplattform
© Staatliches Bauamt Weilheim

4 Zusammenfassung

Sowohl der durchgeführte Planungsdialog als auch der nachfolgende Realisierungswettbewerb waren in Anbetracht der sehr schwierigen Planungsaufgabe mit den zum Teil sehr divergierenden Interessen der Betroffenen das richtige Vorgehen. So resultierten aus dem Planungsdialog klare Vorgaben für die anschließende Wettbewerbsaufgabe. Der Wettbewerb brachte gute Lösungen mit sehr unterschiedlichen Ansätzen.

Insbesondere der Siegerentwurf löst die gestellte Wettbewerbsaufgabe in hervorragender Weise. Er greift das Konzept der bestehenden Brücke auf und bildet mit den verbleibenden denkmalgeschützten Bögen optisch eine Einheit, ohne diese in ihrer Geltung zu beeinträchtigen. Neben den architektonisch und ingenieurmäßig ausgesprochen hochwertigen Entwürfen ergab der interdisziplinäre Wettbewerb durch die Beteiligung aller Fachrichtungen sowie der betroffenen Gemeinden auch im Preisgericht ein eindeutiges und vor allem im weiteren Planungsprozess sehr tragfähiges Votum.

Autor:

Ministerialrat Dipl.-Ing. Karl Goj
Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium
des Innern, für Bau und Verkehr,
München

Literatur

- [1] Goj, K.: Planungsdialog »Echelsbacher Brücke«. Entwicklung möglicher Lösungsansätze; in: Brückenbau, 6. Jg., Heft 1/2, 2014, S. 14–18.



gestaltung

Verkehrsinfrastruktur zukunftsorientiert,
innovativ und nachhaltig gestalten

www.ssf-ing.de

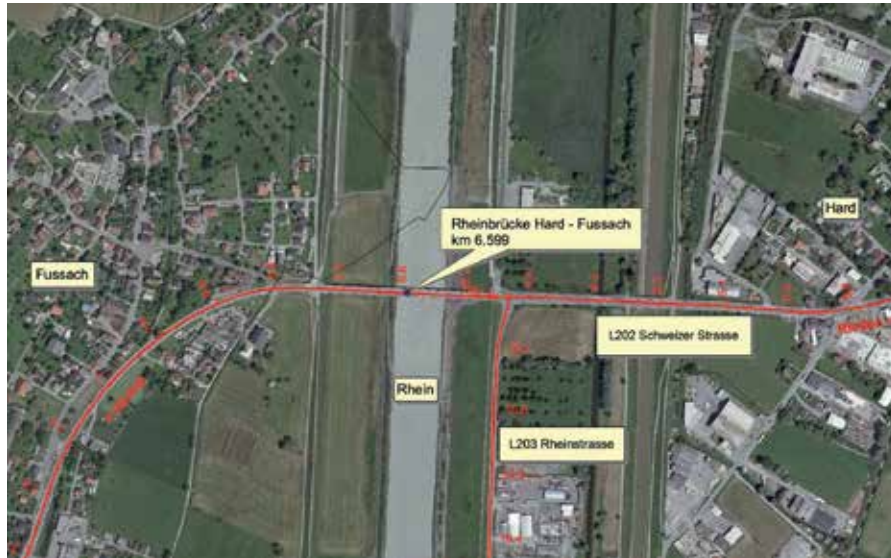


SSF Ingenieure

Ablauf und Ergebnis

Verhandlungsverfahren »Rheinbrücke Hard–Fußach«

■ ■ ■ von Jürgen Feix, Volkhard Angelmaier



1 Lageplan der Rheinbrücke Hard–Fußach
© Land Vorarlberg

Die bestehende Rheinbrücke zwischen den Gemeinden Hard und Fußach kurz vor der Mündung des Alpenrheins in den Bodensee hat das höchste Verkehrsaufkommen aller Rheinbrücken in Vorarlberg. Weder der vorhandene Regelquerschnitt noch der Erhaltungszustand des Bestandsbauwerkes genügen den heutigen Anforderungen. Darüber hinaus verletzt das Bestandsbauwerk die künftigen Anforderungen für den Hochwasserschutz hinsichtlich des geplanten Ausbaus des Rheins in diesem Bereich im Zuge der Internationalen Rheinregulierung (IRR). Aufgrund der schwierigen Rahmenbedingungen sowie der hohen gestalterischen Anforderungen entschied sich das Amt der Vorarlberger Landesregierung, die Planungsleistungen auf Basis eines zweistufigen Verhandlungsverfahrens zu vergeben.

1 Rahmenbedingungen

Die wesentlichen Kriterien für die Höhenlage des neuen Bauwerks und die erforderlichen Mindeststützweiten ergaben sich aus den Anforderungen für den Hochwasserschutz hinsichtlich des Ausbaus des Rheins in diesem Bereich gemäß den Vorgaben der Internationalen Rheinregulierung (IRR). So soll die derzeitige Durchflussmenge (3.100 m³/s) entsprechend HQ 100) um gut 40 % auf 4.300 m³/s (entsprechend HQ 300) gesteigert werden. Daraus resultieren konkrete Vorgaben für die zulässige Kote der Brückenunterkante (404,13 m ü. A.) sowie die Pfeileraufteilung: mindestens 100 m lichte Weite im Bereich Mittelgerinne und mindestens jeweils 25 m lichte Weite in den Vorlandfeldern. Darüber hinaus wird zur Vermeidung der Verklausungsgefahr ein strömungstechnisch günstiger Querschnitt gefordert. Außerdem sollten die Bauhilfsmaßnahmen im Bauzustand geometrisch und zeitlich minimiert werden.

Bei der Gestaltung des Regelquerschnitts waren die aktuellen verkehrstechnischen Anforderungen, die die Leistungsfähigkeit des Bestandsquerschnitts bei weitem übertrafen, zu berücksichtigen. Als

Bestandteil des Bodensee-Radwanderwegs wird die Rheinbrücke von bis zu 4.300 Radfahrern pro Tag genutzt. Hieraus resultierte die Forderung nach kombinierten Geh- und Radwegen mit Breiten von 5 m bzw. 3 m beidseits der Kfz.-Verkehrsführung. Um die heute üblichen Stauereignisse auf der zweispurigen Bestandsbrücke in Zukunft zu vermeiden, soll auf dem Neubau zusätzlich eine eigene Busspur angeordnet werden. Im Hinblick auf die Einhaltung der Rahmenbedingungen aus dem Hochwasserschutz und aus den verkehrlichen Anforderungen wurde im Vorfeld des Vergabeverfahrens durch die Abteilung Straßenbau des Amtes der Vorarlberger Landesregierung eine Variantenstudie erarbeitet. Dabei wurden diverse Instandsetzungs- und Neubauvarianten verglichen. Auf Basis dieser Studie entschied das Land Vorarlberg im Jahr 2010, die Planungen für den Ersatzneubau der Rheinbrücke in Angriff zu nehmen. Hierfür wurde ein zweistufiges Verhandlungsverfahren mit vorheriger europaweiter Bekanntmachung durchgeführt. Als Baukostenziel wurde für den Neubau der 255 m langen Rheinbrücke ein Betrag von rund 20 Mio. € benannt.

2 Zweistufiges Verhandlungsverfahren

2.1 Genereller Ablauf

Ziel des Verhandlungsverfahrens war die Findung eines Generalplanerteams, das neben den Leistungen der Tragwerks- und Objektplanung in diesem speziellen Fall auch hydrodynamische Nachweise erbringen sollte.

Aus Sicht des Auftraggebers bietet dieses Verfahren gerade bei sehr komplexen Randbedingungen Vorteile gegenüber normalen anonymen Wettbewerben, weil sich im Zuge der Verhandlungsrunden etwaige Schwachpunkte eines Projektes erkennen und dann im Rahmen der Überarbeitung durch den Bieter kompensieren lassen. Dadurch können für den Auftraggeber die Angebote in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht optimiert werden. Für den Bieter hat das Verhandlungsverfahren den Vorteil, dass er nicht den kompletten Entwurf ohne fachkundiges Feedback ausarbeitet, sondern frühzeitig auf Schwächen hingewiesen wird, die er in der weiteren Bearbeitung verbessern kann.

In der ersten Stufe des Verfahrens werden im Zuge einer Präqualifikation die geeignetsten Bieter für die vorgesehene Aufgabe gereiht. Die in den Ausschreibungsunterlagen definierte Anzahl an Bieter wird dann zur zweiten Stufe, der eigentlichen Projektbearbeitung, eingeladen. In dieser Phase wird neben technischen Unterlagen, die die Lösung des Bieters beschreiben, auch ein Honorarangebot erarbeitet. Da der Aufwand hierfür hoch ist, erhalten alle ausgewählten Bieter eine Aufwandsentschädigung. Die erstellten Unterlagen werden durch eine fachkundige Bewertungskommission des Auftraggebers vorgeprüft und dann in gesonderten Verhandlungsrunden mit den einzelnen Bietern erörtert. Die Bieter haben danach die Möglichkeit, ihre Unterlagen auf Basis der Ergänzungs- und Adaptierungshinweise zu überarbeiten und ein sogenanntes Letztangebot abzugeben. Auf Grundlage dieser Angebote erfolgt schließlich die Ermittlung des Bestbieters, der danach auf Basis seines Angebotes beauftragt wird.

Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass aus Sicht des Bauherrn für die Abwicklung von derartigen komplexen Verhandlungsverfahren eine juristische Verfahrensbegleitung zu empfehlen ist, um die geistigen Dienstleistungen vergaberechtlich korrekt zu beurteilen und Verfahrensfehler zu vermeiden.

2.2 Stufe 1: Präqualifikation

Im vorliegenden Fall forderte der Auftraggeber im Zuge der Präqualifikation nicht nur die üblichen Unternehmensreferenzen im Hinblick auf die zu erbringenden Planungsleistungen, sondern auch die Nominierung des entsprechenden Schlüsselpersonals. Konkret zu benennen waren der Projektleiter, der Projektleiterstellvertreter sowie der Fachbereichsleiter Architektur. Für diese Personen wurden Mindestpersonalreferenzen gefordert. Auf Basis der eingereichten Teilnahmeanträge wurden die fünf bestqualifizierten Bieter bzw. Bietergemeinschaften ermittelt. Diese Teams wurden dann in die Stufe 2 eingeladen.

2.3 Stufe 2: Angebotsbearbeitung und Bewertung

In der Stufe 2 hatten die eingeladenen Bieter, wie in [1] bereits ausführlicher erläutert, umfangreiche technische Dokumente bis hin zu Visualisierungen, aber auch Nachweise zur Nachhaltigkeit der gewählten Konstruktionen und zu den zu erwartenden Kosten zu erarbeiten. Darüber hinaus waren Angaben zur Bauausführung und ein Grobterminplan vorzulegen. Schließlich musste noch ein Planungshonorar benannt werden. Diese technisch-fachlichen und preislichen Angebotsbestandteile wurden nach den folgenden Zuschlagskriterien, die in den Ausschreibungsunterlagen weiter konkretisiert waren, im Rahmen der Bestbieterermittlung von einer fachkundigen Bewertungskommission, bestehend aus Vertretern des Landes, zugezogenen qualifizierten Brückenbauingenieuren und einem renommierten Architekten, bewertet.

Bewertet wurden:

- Qualität der Konzeptplanung mit folgenden Unterkriterien:
 - Qualität der Konstruktion
 - Anhebung der Straßennivellette
 - Qualität der Architektur und Raumplanung
 - Qualität der Dauerhaftigkeit
- Gesamt-Angebotshonorar

Die Bewertung der Zuschlagskriterien war in den Ausschreibungsunterlagen detailliert festgelegt. Die Bewertungskommission des Auftraggebers hat nach dieser Maßgabe die fünf Angebote geprüft und nach Vorstellung der einzelnen Planerteams bewertet und dadurch im Ergebnis das Letztangebot, das auch beauftragt werden soll, ermittelt.

3 Ergebnis des Verfahrens

3.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die fünf Beiträge in Kurzform, wie bereits in [1] dokumentiert, vorgestellt. Der für die weitere Bearbeitung vorgesehene Entwurf wird im nächsten Kapitel dann noch ausführlicher erläutert.

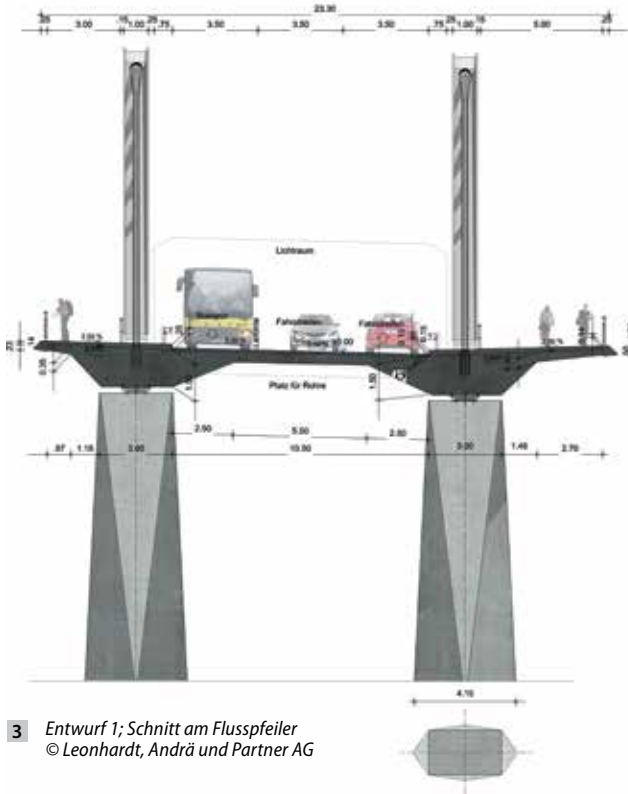


2 Entwurf 1; Gesamtansicht
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

3.2 Entwurf 1:

»Überspannter Durchlaufträger«

(Planungsteam: Leonhardt, Andrä und Partner AG, Stuttgart; Schimetta Consult Ziviltechniker GmbH, Linz; Dissing + Weitling architecture a/s, Kopenhagen)
Die Realisierung des zur Optimierung der Gradienten sehr schlanken Brückentragwerks erfolgt durch einen vierfeldrigen Durchlaufträger mit Stützweiten von 50 m, 125 m, 50 m und 30 m und veränderlicher Bauhöhe an den Brückenden. In Analogie zu einer Ausbildung mit Vouten ist die Versteifung des Tragwerks über den Stützen des Hauptfeldes in Form einer harfenförmigen Überspannung vorgesehen.



3 Entwurf 1; Schnitt am Flusspfeiler
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

3.3 Entwurf 2:

»Einhüftige Schrägkabelbrücke«

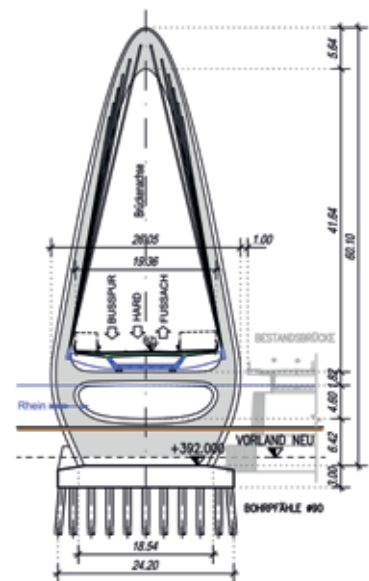
(Planungsteam: Werner Consult ZT GmbH, Wien; Architekt DI Martin Wakonig ZT GmbH, Wien)

Für das Tragwerk wird eine einhüftige Schrägkabelbrücke mit einem A-Pylon auf der linksrheinischen Seite und fächerförmiger Anordnung der Seile gewählt.

Dadurch ergeben sich Stützweiten von 39,45 m, 135,00 m, 43 m und 39,45 m. Für den Überbau ist im Hauptfeld ein Stahlverbundquerschnitt und in den Vorlandfeldern ein Spannbetonquerschnitt jeweils als Kastenquerschnitt vorgesehen.



4 Entwurf 2; Visualisierung
© Architekt DI Martin Wakonig ZT GmbH



5 Entwurf 2; Querschnitt
© Werner Consult ZT GmbH



6 Entwurf 3; Visualisierung
© Quist Wintermans Architekten BV



7 Entwurf 3; Querschnitt
© FCP Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH

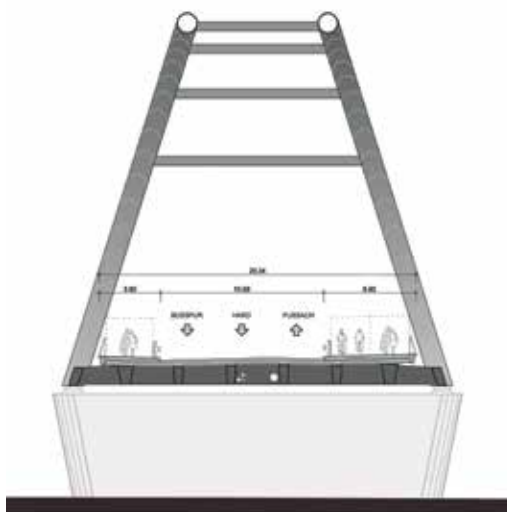
**3.4 Entwurf 3: »Zweihüftige
symmetrische Schrägkabelbrücke«**

(Planungsteam: FCP Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH, Wien; VCE Consult ZT GmbH, Wien; Quist Wintermans Architekten BV, Rotterdam)

Die Konzeptplanung sieht eine zweihüftige symmetrische Schrägseilbrücke mit Stützweiten von 49 m, 112 m, 49 m und zwei Vorlandfelder mit je 25 m vor. Als Brückenquerschnitt wird ein sehr schlanker zweistegiger Plattenbalken aus Spannbeton vorgeschlagen.



8 Entwurf 4; Visualisierung
© KMP ZT-GmbH

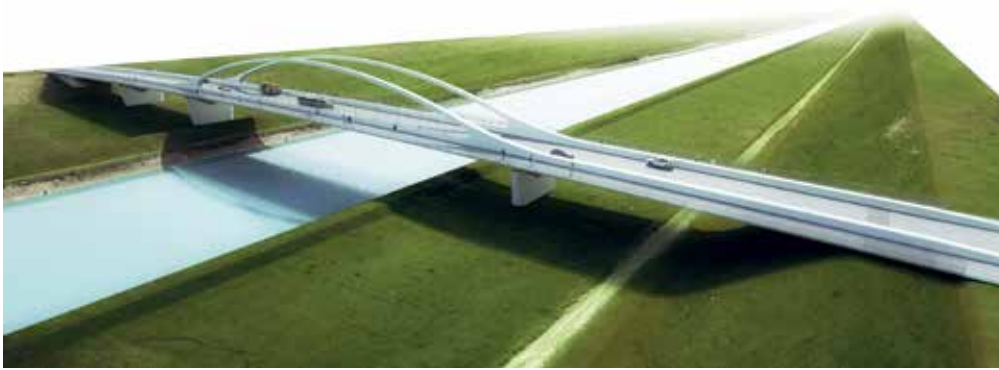


9 Entwurf 4; Querschnitt
© KMP ZT-GmbH

**3.5 Entwurf 4:
»Stählerne Bogenbrücke«**

(Planungsteam: KMP ZT-GmbH, Linz; Architektur KMP, Linz)

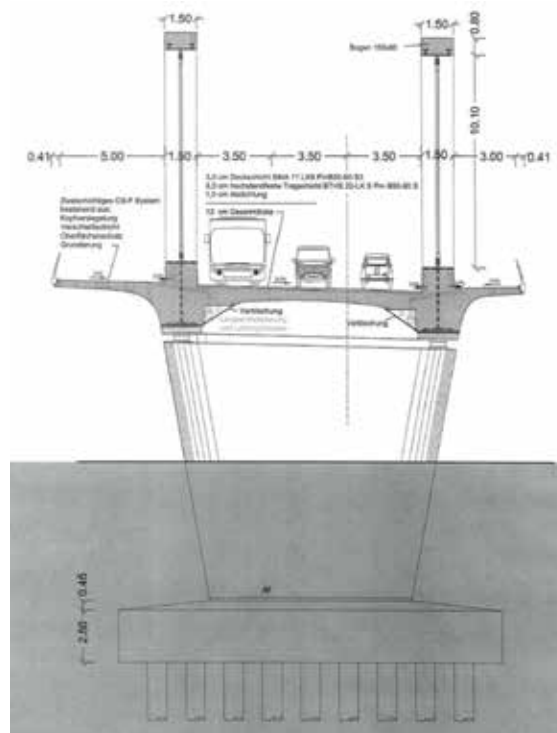
Der Entwurf sieht über die Hauptöffnung eine 142 m weit gespannte stählerne Bogenbrücke mit gekreuzten Hängern und einem Stich von 24 m vor. In den drei Vorlandfeldern mit Spannweiten von 36,70 m und 31,80 m bzw. 43,05 m wird ein querträgerloser sehr schlanker zweistegiger Spannbetonplattenbalken vorgeschlagen.



10 Entwurf 5; Visualisierung
© expressiv/Zechner & Zechner ZT GmbH

3.6 Entwurf 5: »Stahlverbundbrücke mit flachem Bogen über dem Hauptfeld« (Planungsteam: Bernard Ingenieure ZT GmbH, Hall in Tirol; Grontmij GmbH, Frankfurt am Main; Architekten Zechner & Zechner ZT GmbH, Wien)

Der Entwurf sieht für die neue Rheinquerung eine Vier-Feld-Stahlverbundbrücke mit Stützweiten von 45 m, 50 m, 118 m und 49 m vor. Während für das Hauptfeld eine flache Bogenbrücke mit nur 12 m Stich vorgeschlagen wird, soll in den Nebensegmenten ein zweistufiger Plattenbalkenquerschnitt zum Einsatz kommen.



11 Entwurf 5; Querschnitt
© Bernard Ingenieure ZT GmbH

4 Vorzugslösung

4.1 Konzeptioneller Ansatz

Eine sorgfältige Erarbeitung der Grundlagen und die differenzierte Darlegung der Rahmenbedingungen sind die Voraussetzung für jede erfolgreiche Entwurfsbearbeitung, was im vorliegenden Fall vom Auslober durch ein äußerst präzises und transparentes Wettbewerbsprogramm in vorbildlicher Art und Weise sichergestellt wurde.

Mit den wesentlichen Bewertungskriterien

- Architektur und Bauplanung,
 - Konstruktion,
 - niedrige Straßennivellette,
 - Dauerhaftigkeit
- war der Rahmen für das Gesamtkonzept klar vorgegeben.

Die Aufgabe des interdisziplinären Entwurfsprozesses bestand nunmehr darin, diesen Rahmen mit Leben zu füllen, das heißt mit

- Phantasie,
- Sinn für das Machbare,
- Verantwortungsbewusstsein gegenüber der Gesellschaft als Eigentümer und nicht zuletzt
- Disziplin und Respekt innerhalb des Planungsteams bestehend aus Architekten (Dissing + Weitling), Bauingenieuren (Schimetta Consult und Leonhardt, Andrä und Partner) sowie Spezialisten für Hydromechanik (Flussbau AG).



12 13 Uferimpressionen
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

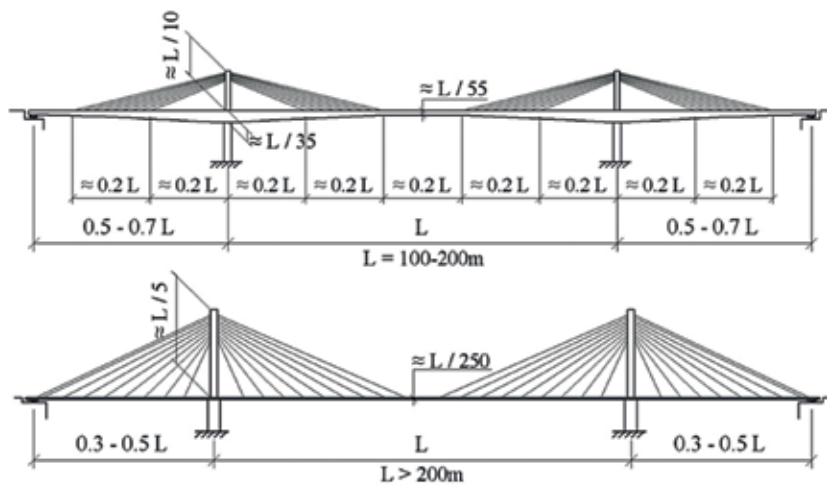
4.2 Qualität Architektur und Raumplanung

Das österreichische Ufer des Bodensees von Bregenz bis zur Schweizer Grenze ist sehr stark geprägt durch den Charakter eines Naherholungsgebietes, mit vielfältigsten Möglichkeiten und Stimmungen (Bild 12).

Im Bereich der Rheinmündung entsteht durch die Regulierung des Flusses eine Landschaft mit langen Sichtachsen und damit verbunden tiefen Perspektiven (Bild 14). Eine Einpassung, welcher Art auch immer, führt zwangsläufig zu einer Betonung der Horizontalen (Bild 15). Aufgrund der Lage des kanalartigen Flussbettes bietet sich eine zum Hauptfluss symmetrische Stützenanordnung an (Bild 16). Ein oben liegendes Tragwerk beantwortet sämtliche funktionalen Anforderungen (Straßennivellette, Hochwasserschutz, Freibord etc.) in kongenialer Form (Bild 17). Um den Zerschneidungseffekt der Landschaft zu minimieren, ist dafür eine transparente, filigrane Struktur erforderlich (Bild 18). Die Umsetzung dieser Struktur führt zum nächsten Kriterium.



14 15 16 17 18 Sichtachsen und tiefe Perspektiven
© Leonhardt, Andrä und Partner AG/Schimetta Consult Ziviltechniker GmbH/
Dissing + Weitling architecture a/s



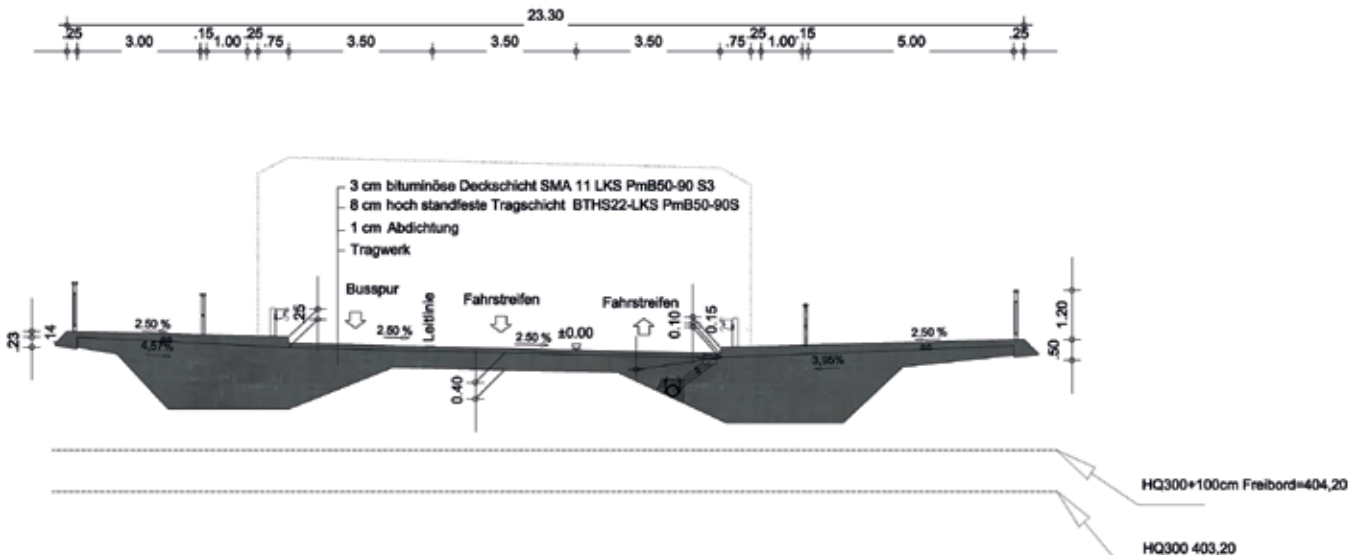
19 Mast oder Pylon?
© Andreas Demuth/[2]

4.3 Qualität der Konstruktion

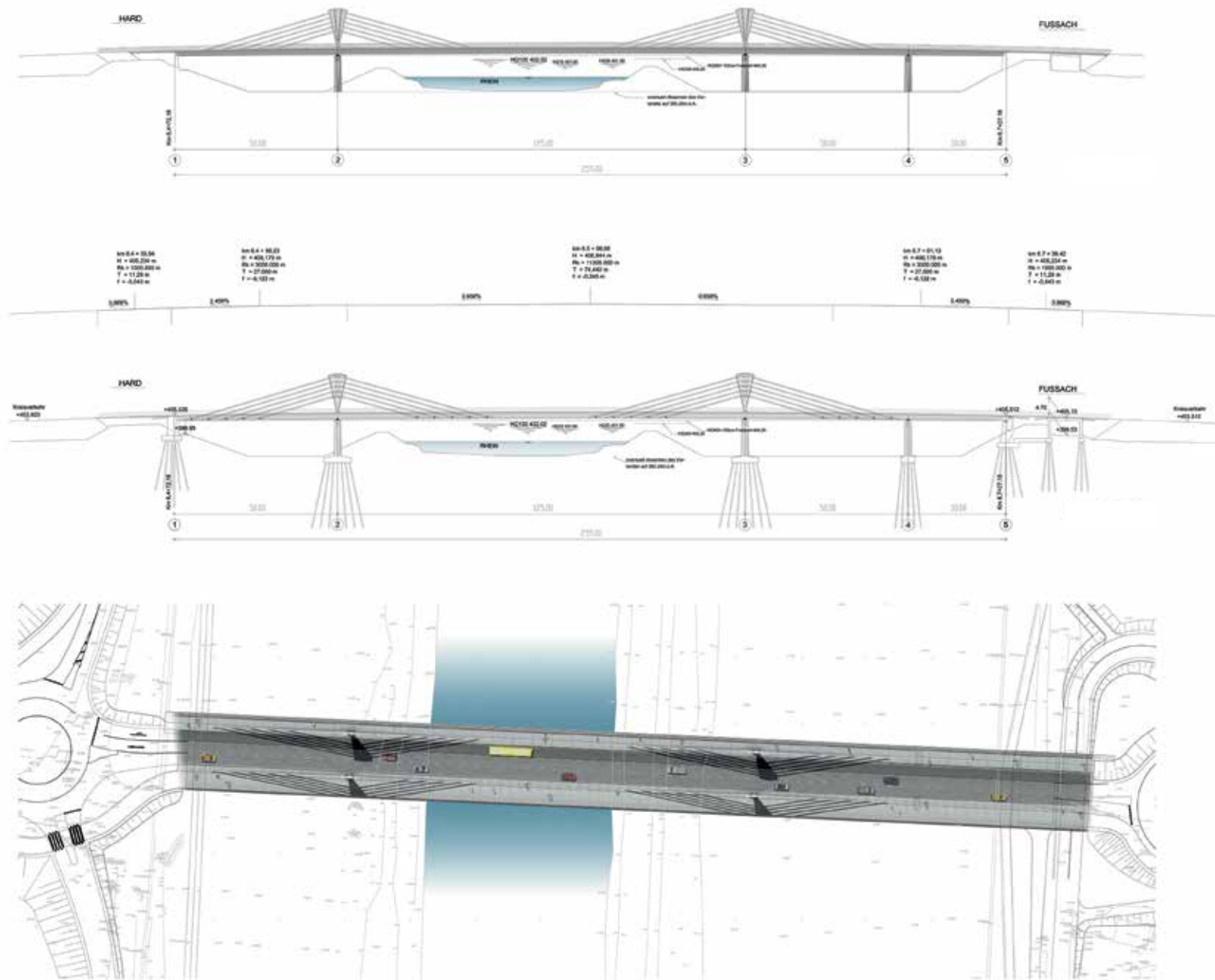
Moderne Formen oben liegender Tragwerke sind seilverspannte Tragwerke wie die klassische Schrägseilbrücke oder die sogenannte Extra-dosed-Brücke (Bild 19).

Die Entscheidung fiel zugunsten des überspannten Durchlaufträgers, weil die Einpassung in die Umgebung durch den gegenüber der Schrägseilbrücke deutlich niedrigeren Mast (Faktor 2–3) besser gelingt.

Ein gegenüber einer Schrägseilbrücke höherer und steiferer Überbau wurde bewusst positiv ins Kalkül gezogen, als somit eine unproblematische Herstellung des Überbaus (ohne Überspannung) im Taktchiebeverfahren möglich wurde (Bild 20).



20 Regelquerschnitt
© Leonhardt, Andrä und Partner AG/Schimetta Consult Ziviltechniker GmbH/Dissing + Weitling architecture a/s



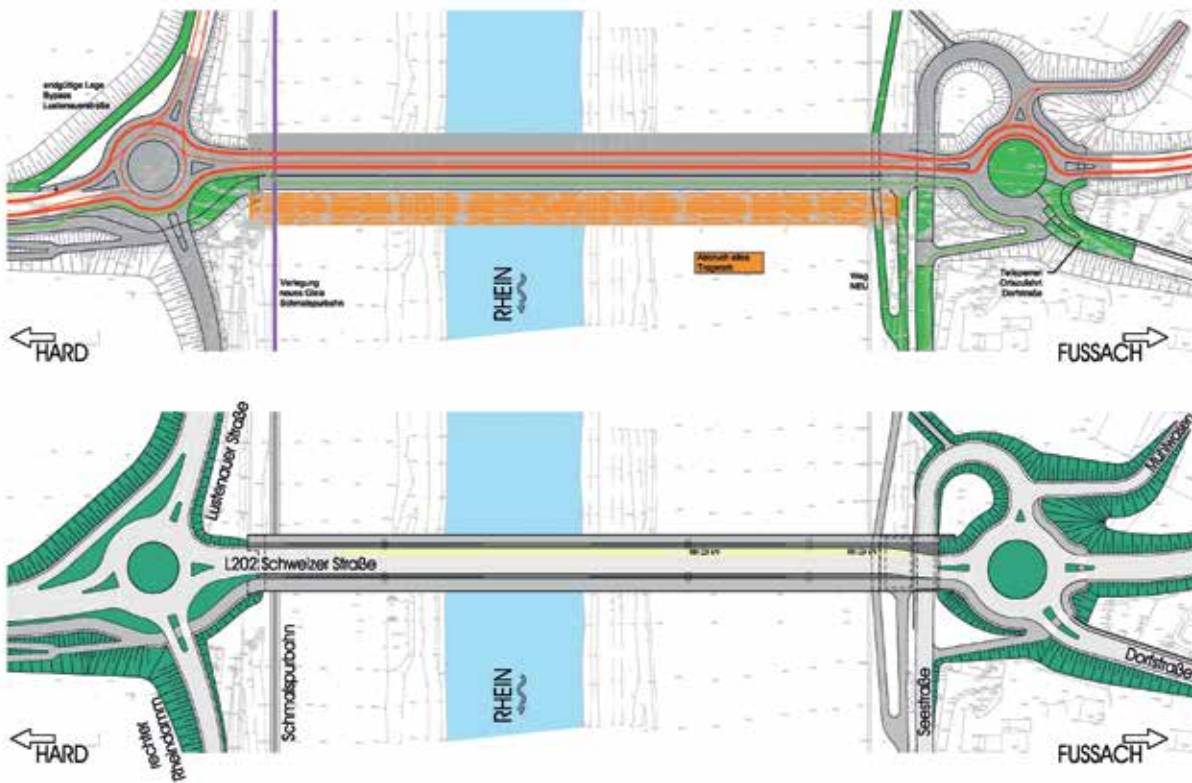
21 22 23 Ansicht und Schnitt
© Leonhardt, Andrä und Partner AG/Schimetta Consult Ziviltechniker GmbH/Dissing + Weitling architecture a/s

Damit lässt sich das mit 1,60 m Überbauhöhe schlanke Brückentragwerk als vierfeldriger Durchlaufträger (50 m, 125 m, 50 m, 30 m) in Spannbetonbauweise wirtschaftlich und ästhetisch anspruchsvoll realisieren (Bild 21).

4.4 Qualität der Dauerhaftigkeit

Extra-dosed-Konstruktionen mit einem Spannbetonplattenbalken als Überbauquerschnitt und einer harfenförmigen Überspannung mittels Litzenspanngliedern zeichnen sich systembedingt durch ein hohes Maß an Robustheit und Redundanz aus:

- kompakter strömungstechnisch optimierter Plattenbalken aus Beton,
- Reduktion der Stützpunkte, bei äußerst schwierigen Gründungsverhältnissen, auf ein Minimum,
- geringe Schwingungsanfälligkeit,
- Grenz Zustand der Gebrauchstauglichkeit (Risse etc.) durch interne und externe Vorspannung doppelt sichergestellt.



BAUABSCHNITT 6

- 1) Umlegung Verkehr auf Kreisverkehr 1.+2. Teil
- 2) Herstellung Kreisverkehr 3. Teil
- 3) Abbruch altes Tragwerk
- 4) Herstellung Rampe Radweg + Fahrbahn + Weg vor Werklager Achse 5
- 5) Fertigstellung Kreisverkehr (Radweg) am rechten Ufer
- 6) Herstellung endgültiger Bypass Lustenauer Straße
- 7) Umlegung Schmalzputzbahn

ENDZUSTAND

24 Bauphasen
© Leonhardt, Andrä und Partner AG/Schimetta Consult Ziviltechniker GmbH/Dissing + Weitling architecture a/s

4.5 Optimierung der Gradiente

Brücken dienen in den seltensten Fällen einem Selbstzweck, sondern ermöglichen die Überwindung von Hindernissen mit den Ergebnissen, an ihren (Brücken-) Enden in den normalen Straßenbetrieb einzubinden und dies möglichst sorgsam und störungsfrei.

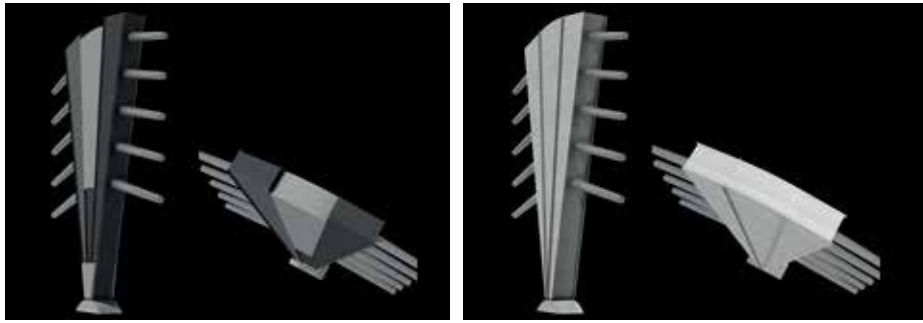
Beim Bauen im Bestand unter Aufrechterhaltung des Verkehrs gestaltet sich dies besonders anspruchsvoll und dadurch interessant. Auch hier konnte der vorliegende Entwurf sowohl konzeptionell (oben liegendes Tragwerk) als auch bauablauftechnisch (Bild 24) überzeugen.

4.6 Sonstiges

Wie dargelegt war der konzeptionelle rote Faden durch die Ausschreibung vorgegeben und in der vorgestellten Form umgesetzt worden, mit dem Ergebnis einer, ganzheitlich betrachtet, überzeugenden Lösung. Insbesondere dürfen auf dem Weg zur endgültigen Lösung die »sogenannten« Details nicht zu kurz kommen, legen doch gerade sie Rechenschaft über die Umsetzung des Konzeptes in der letzten Konsequenz ab. So hängt zum Beispiel die Ausbildung des Mastes in erster Linie von der Umlenkung der Litzenspannglieder ab (Bild 25).



25 Umlenkung der Litzenspannglieder
© Leonhardt, Andrä und Partner AG/Schimetta Consult Ziviltechniker GmbH/Dissing + Weitling architecture a/s



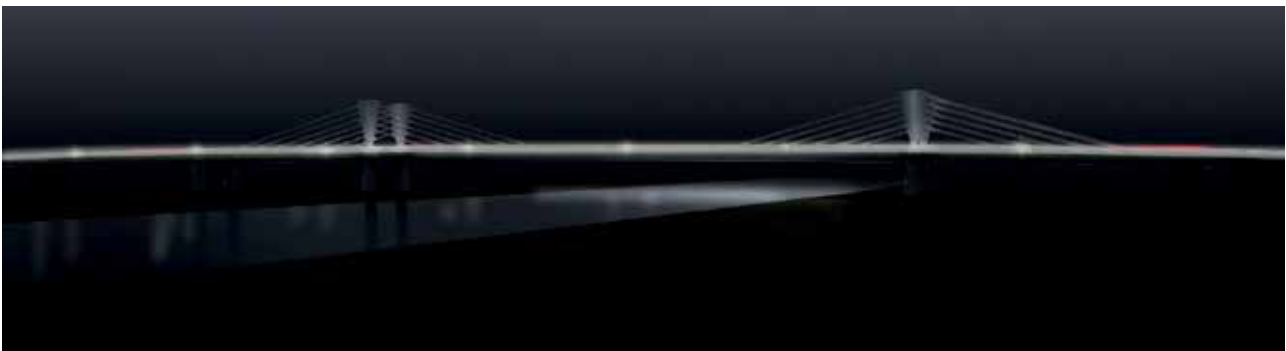
26 27 Mastausbildung als Varianten
© Leonhardt, Andrä und Partner AG/Schimetta Consult Ziviltechniker GmbH/Dissing + Weitling architecture a/s

Die Umsetzungsmöglichkeiten sind vielfältig – der Prozess gestaltet sich aufwendig (Bild 26) –, und das Ergebnis ist wie immer auch ein Kompromiss (Bild 27).

Die Straßenbeleuchtung sollte den Überbau ausreichend ausleuchten (Bild 28) und auch in puncto Fernwirkung (Bild 29) wahrnehmbar bleiben. Eine Inszenierung oder gar ein In-Szene-Setzen war nicht gewünscht. Zentral bei der Umsetzung ist hierbei das Geländer (Bild 30).



28 Beleuchtung mit Geländer
© Leonhardt, Andrä und Partner AG/
Schimetta Consult Ziviltechniker GmbH/
Dissing + Weitling architecture a/s



29 Fernwirkung bei Dunkelheit
© Leonhardt, Andrä und Partner AG/Schimetta Consult Ziviltechniker GmbH/Dissing + Weitling architecture a/s



30 Detail: Handlauf
© Leonhardt, Andrä und Partner AG/
Schimetta Consult Ziviltechniker GmbH/
Dissing + Weitling architecture a/s



31 *Blick aus dem Vorlandbereich*
© Leonhardt, Andrä und Partner AG/Schimetta Consult Ziviltechniker GmbH/Dissing + Weitling architecture a/s

4.7 Fazit

Durch die Überbrückung des Rheins zwischen Fußach und Hard mit einer großzügigen seilverspannten Durchlaufträgerkonstruktion wird eine Lösung vorgestellt, die infolge der Reduzierung der Stützpunkte auf ein wirtschaftlich sinnvolles Maß (nur drei Pfeilerachsen zwischen den Widerlagern) größtmögliche Rücksicht auf die Geländesituation inklusive Flussbett und Uferbereich nimmt (Bild 31).

Visuell stehen Überbau mit Tragwerk (12 m hohe Masten mit Zuggliedern) in solchen Proportionen zueinander, dass das Gesamtbauwerk nachhaltig für den menschlichen Maßstab erfahrbar wird (Bild 32). Das wird insbesondere aufgrund der hohen Frequentierung durch Radverkehr als hervorzuhebende Qualität angesehen. Diese Erfahrbarkeit ermöglicht und unterstützt die dem Bauwerk innewohnende Qualität, zu einem Wahrzeichen für die Region zu aspirieren. Die Konstruktion entwickelt durch die flache Ausbildung der Zugglieder und den damit verbundenen relativ niedrigen Masten eine eigene, unverwechselbare Formsprache.



32 *Perspektive des Nutzers*
© Leonhardt, Andrä und Partner AG/Schimetta Consult Ziviltechniker GmbH/Dissing + Weitling architecture a/s

Derart entsteht insgesamt ein filigranes und modernes Bauwerk, das sich durch eine sehr sachliche und schlicht elegante Zurückhaltung auszeichnet, gleichzeitig aber auch ein hohes Maß an eigenständiger Integrität aufweist. Seine Ausführung soll Ende 2016 beginnen und Anfang 2019 abgeschlossen sein.

Autoren
Prof. Dr.-Ing. Jürgen Feix
Universität Innsbruck
Arbeitsbereich: Massivbau und Brückenbau
Prof. Feix Ingenieure GmbH,
München
Dipl.-Ing. Volkhard Angelmaier
Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG,
Stuttgart

Literatur

- [1] Feix, J.; Wachter, A.; Pock, D.: Vergabeverfahren der Planungsleistungen für die Rheinbrücke Hard–Fußach; in: Bauingenieur, April 2014, S. 155–161.
- [2] Demuth, A.: Diplomarbeit, Universität Stuttgart 2001.

Auslober und Bauherr

Land Vorarlberg, vertreten durch das Amt der Vorarlberger Landesregierung, Abteilung Straßenbau, Bregenz, Österreich

Gesamtprojekt, Bauwerksentwurf und Realisierung Die Brücke zum Mont-Saint-Michel

■ ■ ■ von Andreas Keil, Michael Zimmermann

Die flache Bucht des Mont-Saint-Michel im Nordosten Frankreichs ist mit ihrer 500 km² großen Fläche und enormen Gezeitenunterschieden eine Besonderheit in Europa. Zusammen mit dem Mont-Saint-Michel und seinem berühmten Kloster zählt die Bucht zum Weltkulturerbe der Unesco. Im Jahre 1995 wurde ein Großprojekt gestartet, um den maritimen Charakter des Klosterberges zu wahren und die drohende Versandung der Bucht zu stoppen. Teil dieses Großprojekts war die Realisierung eines Brückenbauwerkes, dessen Entwurf, Tragwerk und Errichtung nachfolgend beschrieben werden.

1 Verlandung der Bucht

Geographisch gesehen, liegt der Mont-Saint-Michel am Ende und flachsten Teil der Bucht. Nach jedem Zyklus von Ebbe und Flut lagern sich Sedimente am Fuße des Klosterberges ab. Die natürliche Strömung der Ebbe reicht nicht aus, um diese Sande wieder ins offene Meer auszuschwemmen. Was folgt, ist eine ganz allmählich stattfindende Verlandung der Bucht. Der Inselcharakter des Mont-Saint-Michel würde damit früher oder später verlorengehen.

Zusätzlich zu diesem natürlichen Effekt hat auch der Mensch nachgeholfen: Eine Dammstraße als Zugang zum Mont-Saint-Michel hat den freien Fluss des Wassers weiter eingeschränkt und die Ablagerung von Sedimenten nochmals verstärkt. Umfangreiche hydraulische Untersuchungen wurden zu Beginn des Projektes durchgeführt, darunter ein beeindruckendes Großmodell der gesamten Bucht des Mont-Saint-Michel. Der Modellversuch ließ keine Zweifel daran, dass die berühmte Klosterinsel in den nächsten 50 Jahren verlanden wird, wenn nichts dagegen unternommen wird.

Das Brückenprojekt als Verbindung des Festlandes mit dem Mont-Saint-Michel ist ein Teil des Großprojektes mit dem Ziel, den maritimen Charakter wiederherzustellen. Die Brücke trägt nun maßgeblich dazu bei, die so wichtige Meeresströmung rund um den Mont-Saint-Michel wieder zu ermöglichen. Und sie sollte einen Zugang zum Berg bilden – in sehr zurückhaltendem, schlichtem Design.



1 *Alter und neuer Zugang zum Mont-Saint-Michel*
© schlaich bergemann und partner/Michael Zimmermann

2 Wiederherstellung des maritimen Charakters

Im Jahr 1995 wurde ein großer Wettbewerb mit Hilfe der Europäischen Union, des Staates Frankreich und der Wasserbehörden Loire-Bretagne und Seine-Normandie vorbereitet. Das gigantische Projekt umfasste zahlreiche Aufgabenstellungen rund um den Mont-Saint-Michel, mit folgenden Hauptmaßnahmen:

- Errichtung einer Schleusenanlage am Fluss Couesnon mit dem Ziel, Fluss- und Meerwasser bei Flut zu sammeln, aufzustauen und bei Ebbe als zusätzliche Strömung zum Herausspülen der Sedimente aus der Bucht einzusetzen.
- Erstellung eines großen Parkplatzes auf dem Festland mit dem Ziel, die asphaltierten Flächen am Fuße des Mont-Saint-Michel zu renaturieren.
- Realisierung eines neuen, diskreten Verbindungsweges zwischen Festland und Mont-Saint-Michel mit der Bedingung, die Meeresströmungen um den Klosterberg nicht einzuschränken.
- Einrichtung eines neuen Transportsystems für den öffentlichen Personen- und Touristenverkehr.



2 Fluss- und Meeresströmung (blau) nach Umsetzung des Großprojektes
© schlaich bergemann und partner

Die Renaturierung der Bucht des Mont-Saint-Michel wird mit geschätzten Baukosten von 200 Mio. € als eines der wichtigsten Bauprojekte in Frankreich gesehen. Zahlreiche großangelegte Studien und Analysen waren schon Jahre vor Ausschreibung des Wettbewerbs durchgeführt worden. Die Fertigstellung der gesamten Operation wird 2015 erfolgen.

3 Brücke zum Mont-Saint-Michel

3.1 Wettbewerbsverfahren

Die Brücke ist ein wichtiger Teil des ehrgeizigen Großprojektes, um den Inselcharakter des Mont-Saint-Michel wieder aufleben zu lassen. Im Jahre 2001 wurde daher ein internationaler Wettbewerb des Staates

Frankreich ausgelobt, aus dem die Büros Dietmar Feichtinger Architectes, Paris, und schlaich bergemann und partner, Stuttgart, als Preisträger hervorgingen. Die Fertigstellung der Brücke erfolgte schließlich im Dezember 2014.

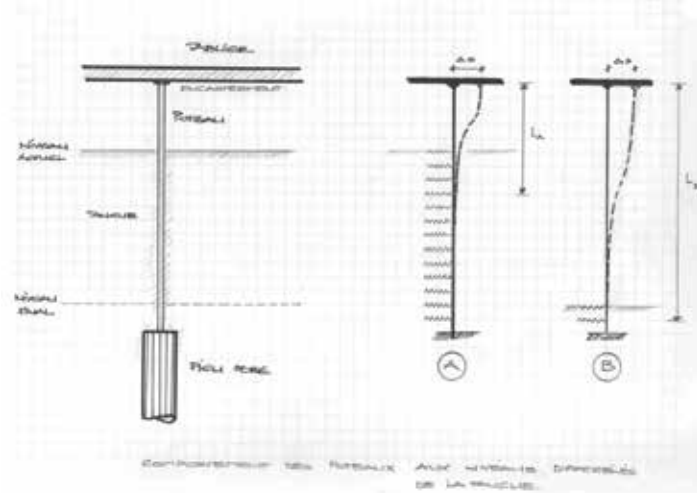
3.2 Entwurfsentscheidende Randbedingungen

Der Entwurf der Brückenkonstruktion war an entscheidende Bedingungen geknüpft und nicht nur durch die Lasten einer Straßenbrücke bestimmt. So stellten beispielsweise die maritime Umgebung mit dem höchsten Tidenhub Europas sowie ein steter Touristenstrom neben der Baustelle große Anforderungen an die Robustheit des Tragwerks und die Terminierung der Bauarbeiten.



3 Leichtes, stegartiges Erscheinungsbild der Brücke bei Flut
© schlaich bergemann und partner/Michael Zimmermann

Dünne Stahlstützen wurden verwendet, um den Wasserfluss der Gezeiten nur minimalst zu versperren und ein Hinausspülen der Sedimente bei Ebbe nicht zu behindern. Zusätzlich mussten bei der Bemessung der dünnen Stützen aber auch unterschiedliche Sandhöhen in der Bucht berücksichtigt werden. Zum jetzigen Zeitpunkt ist das Höhenniveau des Bodens ca. 6 m höher als in der Zukunft. Die Stützen sind daher von Sand und Sedimenten umhüllt, was die ganze Konstruktion im Hinblick auf Temperaturverformungen steifer macht. Nachdem die Sedimente über Jahre aus der Bucht gespült worden sind, werden die Stützen wie schlanke Stelzen mit einer freien Länge von 8 m zu sehen sein. Auch unter diesen Bedingungen muss die Brücke stabil bleiben.



4 Unterschiedliches Sandniveau und Bettung der Stahlstütze
© schlaich bergemann und partner

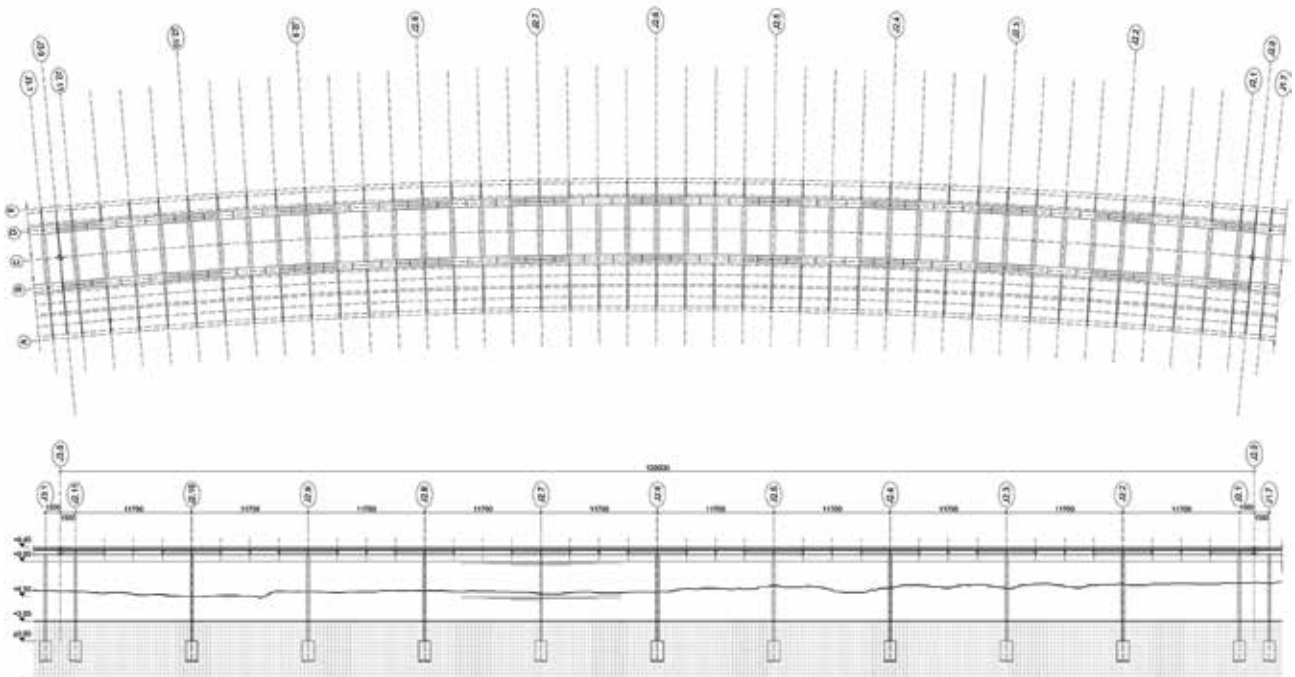
4 Konstruktion

4.1 Allgemeines

Die Brückenkonstruktion wurde so robust und wartungsarm wie möglich geplant. Es gibt keine sonst üblichen Brückenlager. Alle Elemente der Stahl-Beton-Verbundkonstruktion sind fest miteinander verschweißt. Verformungen durch Temperatureinwirkungen werden durch die zahlreichen biegeweichen Stahlstützen zugelassen, ohne dass es zu Stabilitätsproblemen kommt. Dieses kostengünstige Prinzip der sogenannten semiintegralen Brücke wurde maßgeschneidert auf die Anforderungen des Projektes angewendet.

4.2 Tragwerk

Die Brücke hat eine Gesamtlänge von 756 m und ist in sieben Segmente unterteilt: 2 x 78 m am Anfang und am Ende sowie 5 x 120 m im mittleren Abschnitt. Alle Segmente sind in Längsrichtung durch Dehnfugen voneinander getrennt. Die Breite des Überbaues variiert zwischen 4 m und 8,50 m, wobei auf jeder Seite Fußgängerwege mit Holzbelag auf einer auskragenden Konstruktion angeordnet sind. Diese Wege haben variierende Breiten zwischen 1,50 m und 2,50 m im Osten und 4,50 m und 5,50 m im Westen.



5 6 Grundriss und Längsschnitt eines Brückensegments
© schlaich bergemann und partner

Der gekrümmte Verlauf des Überbaues wird durch ein Stützenpaar im Abstand von 12 m getragen. An den Übergängen der Brückensegmente befinden sich Doppelstützen, um die Länge der auskragenden Längsträger zu reduzieren. Die Brücke besteht aus einer Stahl-Beton-Verbundkonstruktion mit zwei in Längsrichtung geschweißten Stahlträgern mit Hohlkastenprofilen. Die Träger haben eine konstante Höhe von 450 mm (Ost) und 550 mm (West) sowie eine konstante Breite von 750 mm. Alle Stahlelemente verfügen über die Stahlgüte S 355.

In Querrichtung spannen im Abstand von 3 m geschweißte T-Träger und bilden zusammen mit den Längsträgern eine Art Stahlgitterrost aus. Alle Träger des Stahlgitterrostes sind mit aufgeschweißten Kopfbolzendübeln auf dem oberen Flansch versehen. In Verlängerung dieser Brückenquerträger dienen beidseitig auskragende T-Profile mit abnehmender Bauhöhe als Auflager der seitlichen Fußgängerwege. Die vertikale Tragstruktur besteht aus sehr schlanken Stahlrohren mit einem Durchmesser von 244 mm. Die Wanddicken sind den Beanspruchungen angepasst und liegen zwischen 40 mm und 60 mm. Die Stützen sind an der Ober- und Unterseite biegesteif verbunden: An den Fußpunkten erfolgt die Einspannung durch Einbetonieren in den Betonpfählen. Am Überbau sind die Stützen an den Längsträgern angeschweißt.

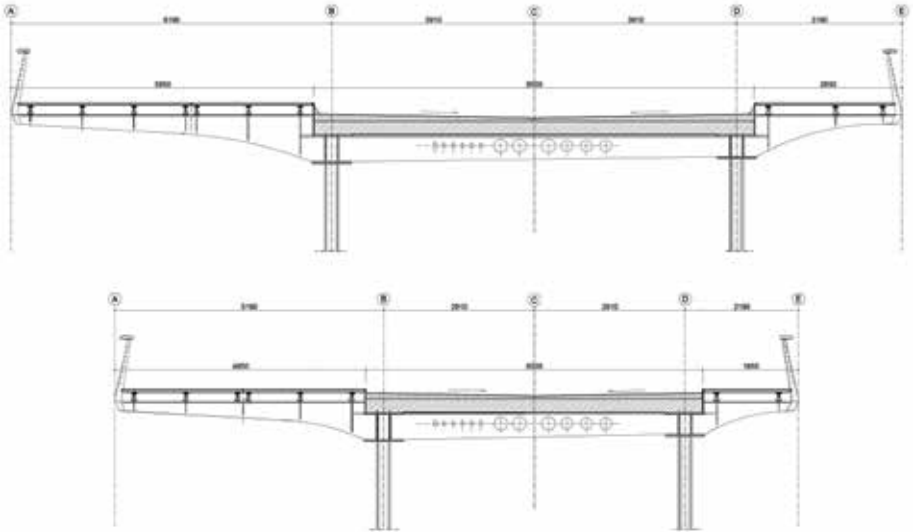
Betonfertigteile mit einer Dicke von 25 cm wurden in einem nächsten Schritt auf den Gitterrost aufgelegt, wobei die Betonplatten mit umlaufend auskragender Bewehrung ausgeführt wurden. Der kraftschlüssige Verbund von Stahltragwerk und Betonplatte ist durch ein Ausbetonieren der Fugen über den Längs- und Querträgern gewährleistet worden. Um die Effekte des Schwindens zu limitieren, wurden die Platten im Voraus hergestellt, und zwar als Fertigteilplatten, die aufgrund der variierenden Breite der Brücke alle unterschiedliche Geometrien aufweisen. Damit es innerhalb der Vergussfugen zwischen den Fertigteilen nicht zu Überschneidungen der auskragenden Bügel kommt, wurden sowohl ein System zur Nummerierung angewandt als auch anpassbare Schalungsformen gewählt.

Nachdem die Fertigteile im Werk hergestellt waren, wurden sie dort 100 Tage gelagert sowie anschließend gemäß Ablaufplan auf die Baustelle transportiert und eingebaut.

Die Sekundärstruktur des seitlichen Holzbelags setzt sich aus T-120-Profilen zusammen, die auf den Kragarmen im Raster von 3 m aufliegen.



7 Stahltragwerk der Verbundstruktur mit Versorgungsrohren
© schlaich bergemann und partner/Michael Zimmermann



8 Querschnitt des Brückenüberbaus
© schlaich bergemann und partner/Michael Zimmermann

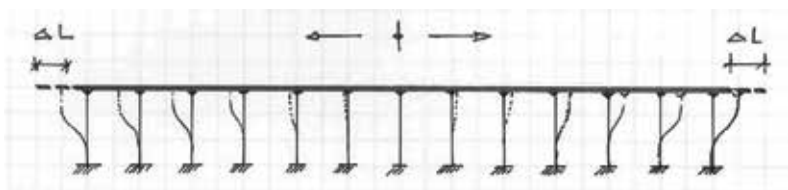


9 Einzelne Arbeitsschritte der Überbauerstellung
© schlaich bergemann und partner/Michael Zimmermann

4.3 Statisches System

Die Tragstruktur entspricht einem semi-integralen System, das heißt, alle Teile eines Brückensegments sind biegesteif miteinander verbunden. Die Enden des

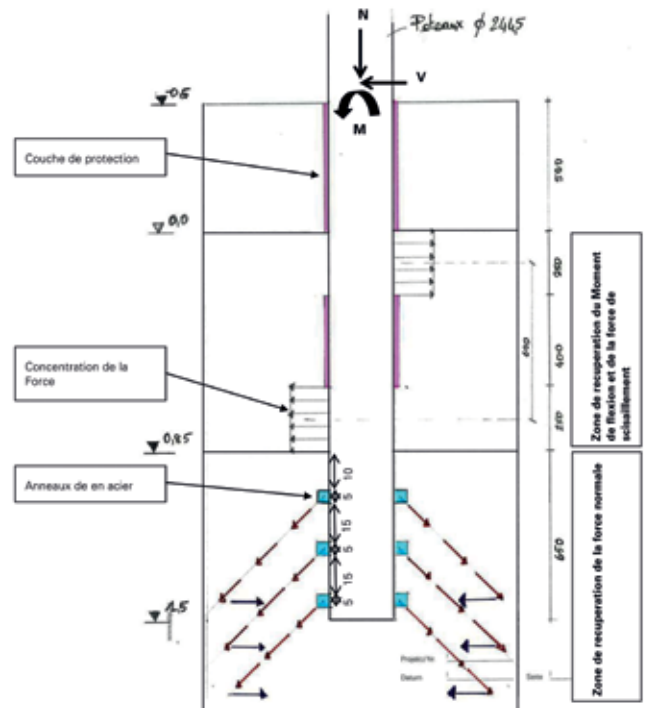
Überbaues sind frei beweglich, so dass sich Längsverformungen aus Temperaturdehnungen einstellen können.



10 Semiintegrale Struktur mit Festpunkt in der Mitte
© schlaich bergemann und partner



11 Bohrarbeiten der Pfähle und Justierung der Stützen
© schlaich bergemann und partner/Michael Zimmermann



12 Verankerungsdetail der Stütze im Pfahl
© schlaich bergemann und partner

Das Tragverhalten passt perfekt zu den schlanken, biegesteif verbundenen Stahlstützen. Es erlaubt dem gesamten Brückensegment, speziell bei den äußeren Stützen, dass eine Längsverformung, zum Beispiel durch Temperatureinwirkung, gegen die relativ kleine Biegesteifigkeit der Stützen erfolgen kann. Der große Vorteil dieser Bauweise besteht in der Reduzierung der Wartungsarbeiten, da keinerlei Lager notwendig sind.

4.4 Verankerung der Stützen

Es musste eine Methode zur Verankerung der Stützen in Geländehöhe gefunden werden, um große Erdarbeiten in der Bucht zu verhindern: ein Aspekt, der einen maßgeblichen Einfluss auf die Planung hatte. Die Höhe der Brücke ist derzeit etwa 2 m über der Geländeoberfläche. Die Gründung mit Bohrpfählen erschien dabei am effizientesten. Die ca. 25 cm schlanken Stahlstützen wurden deshalb in einzelnen 1,20 m dicken und 20–30 m langen Bohrpfählen fest verankert.

Die Herstellung der Bohrpfähle wurde bei Ebbe durchgeführt. Die Stützenverankerung wurde so realisiert, dass direkt nach Einbringen des Ortbetons der Pfähle die Stahlstützen von oben mit Hilfe eines Krans eingehoben und ausgerichtet wurden. Die große Kunst war hier, eine Methode zu entwickeln, diese Verankerung in 7 m Tiefe zu realisieren, ohne dabei die oberen Sandschichten abtragen

zu müssen. Dafür wurde ein Gerät zur Zentrierung der Stahlelemente konzipiert, welches an den Stahlrohren oberhalb der Bohrpfähle befestigt und mit dem es möglich war, die Stützen in allen drei Dimensionen richtig zu positionieren. Pfahl und Stütze konnten mit diesem Montagesystem fast gleichzeitig hergestellt werden: mit Blick auf den hohen Wiederholungsgrad der 134 Pfähle ein echter Gewinn für das Projekt. Die Einspannung erfolgt über eine 2 m lange Verankerungslänge der Stütze innerhalb des Betonbohrpfahles. Vertikale Stützlasten werden über aufgeschweißte Stahlringe ähnlich einer Zahnleiste an den Pfahl übertragen und Biegemomente über ein horizontales Kräftepaar aufgenommen. Um das Verankerungsdetail der Stützen in den Betonpfählen zu überprüfen, wurde ein Testpfahl mit eingespannter Stütze erstellt und horizontal belastet. Die Zone der Kraftübertragung war zuvor mit einem Messsystem ausgestattet worden. Die Ergebnisse bestätigten die Berechnungen, so dass sich die 134 Stützen und Pfähle der Brücke in sehr wirtschaftlicher Art und Weise realisieren ließen.

Autoren:

Dipl.-Ing. Andreas Keil
Geschäftsführer
Dipl.-Ing. Michael Zimmermann
Direction Projects France
schlaich bergemann und partner,
Stuttgart

Bauherr

Syndicat mixte de la baie du Mont-Saint-Michel,
Ardevon, Frankreich

Entwurf

Dietmar Feichtinger Architectes, Montreuil, Frankreich
schlaich bergemann und partner, Stuttgart

Tragwerksplanung

schlaich bergemann und partner, Stuttgart

Bauleitung

AIA Managements de projets, Nantes, Frankreich

Bauwerksprüfung

SOCOTEC, St-Quentin-en-Yvelines, Frankreich

Ausführung

Eiffage Construction métallique, Lauterbourg,
Frankreich
Eiffage travaux maritimes et fluviaux, Le Petit Quevilly
Cedex, Frankreich
Spie Fondations, Cergy Pontoise Cedex, Frankreich
Rol Normandie, Granville, Frankreich
Ateliers Aubert Labansap, Coutances, Frankreich
BP Métal, Landivisiau, Frankreich
Cegelec Ouest, Granville Cedex, Frankreich

Besondere Schrägkabelbrücke unter hohen Erdbebenanforderungen Entwurf der Haikou-Ruyi-Crossing in China

■ ■ ■ von Martin Romberg, Karl Humpf, Markus Pfisterer, Monika Kwiatkowski

Das Projekt liegt in der Nähe von Haikou im Norden der südchinesischen Insel Hainan. Das 4,60 km lange Bauwerk wird eine künstliche Insel mit dem Namen Ruyi, welche im Nordosten von Haikou entsteht, mit der Hauptinsel verbinden. Das Ergebnis eines Entwurfswettbewerbs ist eine einzigartige Interpretation einer Schrägseilbrücke, inspiriert von der Kunst des Papierfaltens, für diesen außergewöhnlichen Ort. Das Segelschema der Pylone ergibt eine hervorragende gestalterische und technische Lösung, wobei die Gestaltung und die hohen technischen Standards zu einem homogenen und zur gleichen Zeit überzeugenden Resultat verschmelzen. Innovative Elemente des Entwurfs sind der Ortho-Verbund-Überbau und ein Monorail-System, das auf Querträgern zwischen den beiden getrennten Boxen der Straßenverbindung verläuft. Eine weitere Herausforderung waren die hohen zu berücksichtigenden Erdbebenbeschleunigungen, die eine Isolation des Überbaus von den Unterbauten notwendig machen.



1 Lage des Projekts
© gmp Architekten/Leonhardt, Andrä und Partner AG

1 Allgemeines

Im Süden Chinas soll im Norden der Insel Hainan eine ca. 6 km² große Ferieninsel entstehen. Das Inselprojekt wird von der Investmentgesellschaft Zong Hong Stocks Co. Ltd. (ZHS) privatwirtschaftlich entwickelt (Bild 1). Nachdem ein nationaler Entwurfswettbewerb zu keiner zufriedenstellenden Lösung für die Verbindung der beiden Inseln führte, wurde von ZHS ein internationaler Entwurfswettbewerb ins Leben gerufen, zu dem unter anderem Leonhardt, Andrä und Partner (LAP) eingeladen wurde. LAP hat zusammen mit gmp Architekten von Gerkan, Marg

und Partner (GMP) zwei Entwurfsalternativen ausgearbeitet. Von LAP und GMP wurden eine Schrägkabelbrücke (Bild 2) und eine Bogenbrücke (Bild 3) vorgeschlagen, von denen die Schrägkabelbrücke zum Gewinner des Wettbewerbs gekürt wurde.

Im Anschluss an den Wettbewerb wurde in einem Joint Venture mit China Railway Eryuan Engineering Group Co. Ltd (CREEC) eine Entwurfsplanung durchgeführt, bei welcher in technischer Hinsicht insbesondere die Erdbebenanforderungen hervorzuheben sind.



2 3 Vorgeschlagene Alternativen: Schrägseilbrücke und Bogenbrücke
© gmp Architekten/Leonhardt, Andrä und Partner AG/A promise

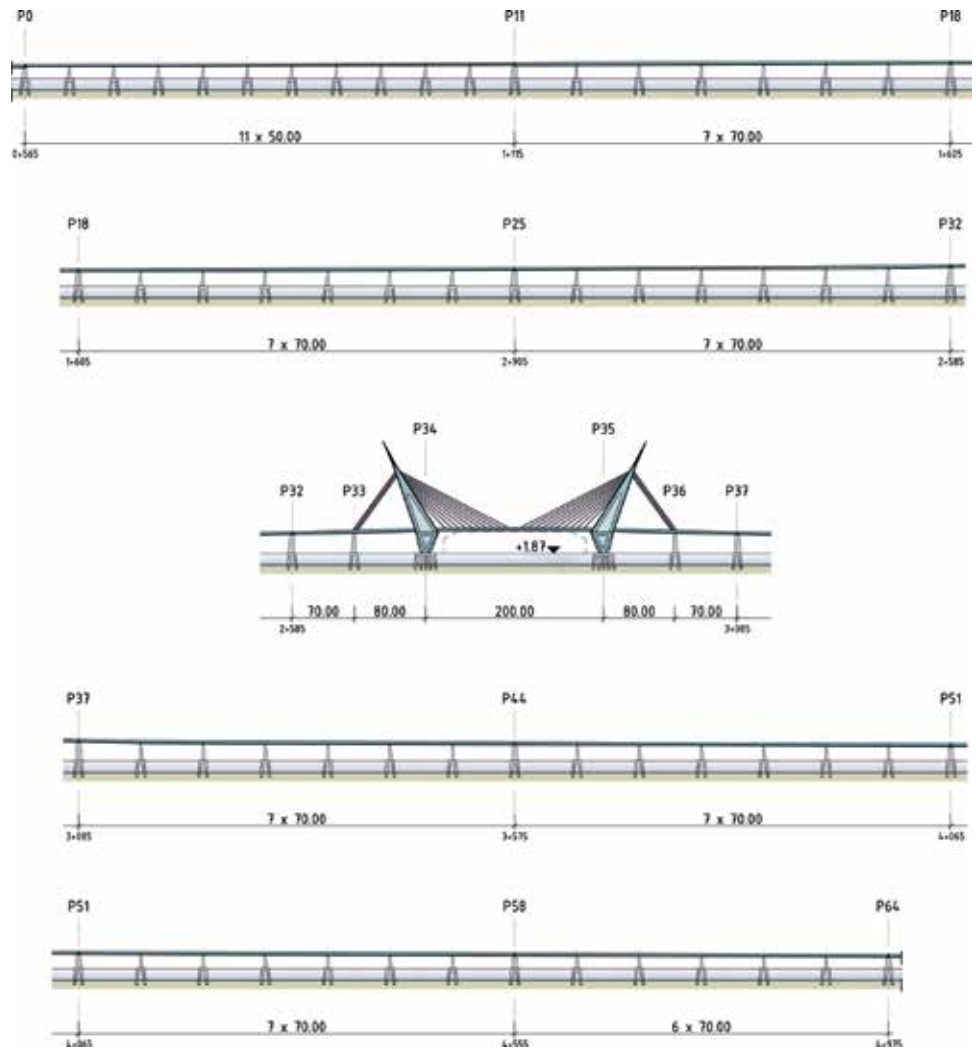
Der Entwurf der vierspurigen Straßenverbindung in Kombination mit zwei Gleisen für ein Monorail-System sieht Vorlandbrücken auf beiden Seiten der in der Mitte befindlichen Hauptbrücke mit Regelstützweiten von 70 m vor. In der Nähe der Küstenlinie wurden die Stützweiten auf 50 m reduziert, um bei der relativ niedrigen Höhe über dem Wasser die Brücke weiterhin schlank wirken zu lassen. In den Vorlandbrücken sind ca. alle 50 m Fahrbahnübergänge angeordnet. Die Hauptbrücke mit ihrer Gesamtlänge von 500 m hat Stützweiten von 70 m in den Randfeldern, 80 m in den Seitenfeldern und eine Hauptspannweite von 200 m (Bild 4).

2 Entwurfsgedanken der Wettbewerbsbeiträge

»Architekturentwürfe« – und hierzu zählen wir auch ein »Ingenieurbauwerk« wie diese Brücke – benötigen in China eine einfach zu begreifende Erklärung zum Entwurf. Dabei entsteht manchmal eine symbolbeladene Gestaltung, die nur einer aufgesetzten Bedeutung und Symbolik folgt und nicht das eigentliche Wesen der Aufgabe erfüllt.

Im Vorfeld des Wettbewerbes lagen dem Bauherrn bereits Entwurfsvorschläge vor, die offensichtlich noch nicht zur Ausführung empfohlen wurden. Dies war der Grund für einen Ingenieurwettbewerb mit Beteiligung eines Architekten, bei dem wir zwei Optionen darstellen sollten: »Segel (Faltung)«:

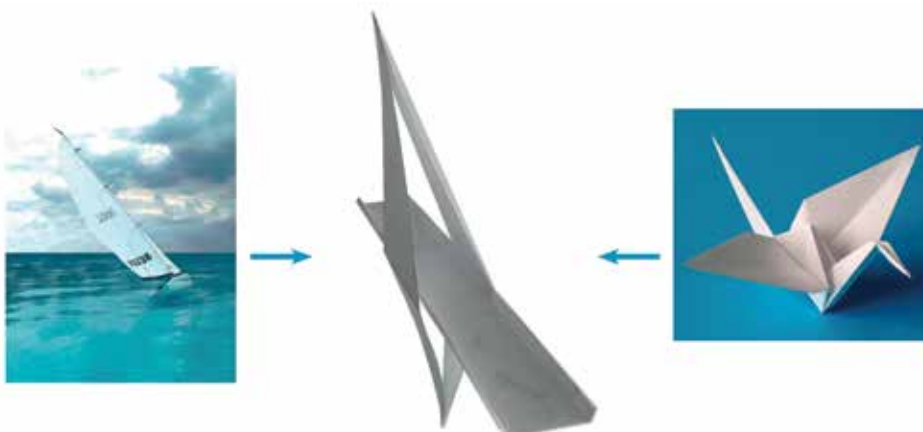
Mit dem Bild des »Segels« und der »Origamifaltung« haben wir versucht, zwei relativ breitgefächerte Leitbilder zu installieren, die dem Betrachter – sowohl dem Preisgericht, um den Wettbewerb zu gewinnen, als auch dem späteren Besucher der Ferieninsel – eine ebenso breitgefächerte Interpretation und Lesbarkeit ermöglichen. Erst wenn unter-



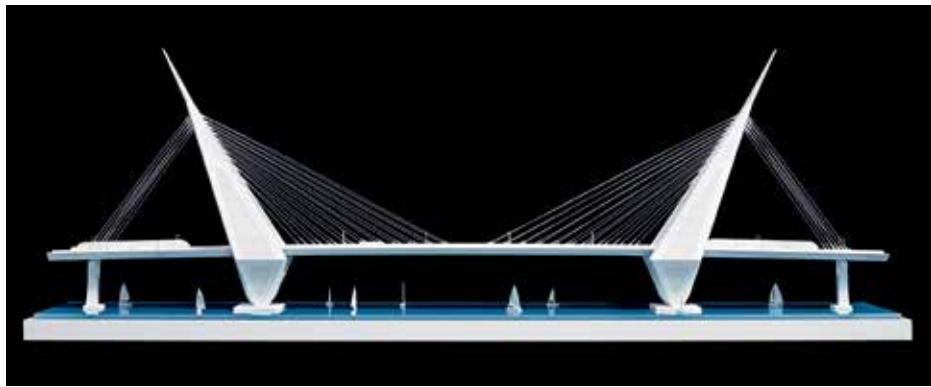
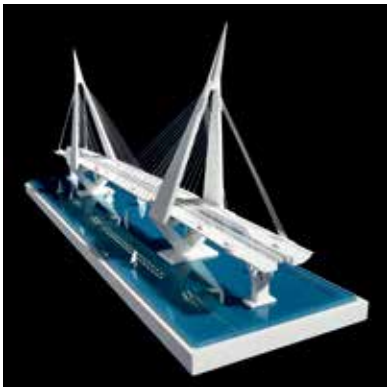
4 Längsansicht
© gmp Architekten/Leonhardt, Andrä und Partner AG

schiedliche Betrachter unterschiedliche »Symbole« in der architektonischen Gestalt sehen, ist das »Symbol« hinter die eigentlich wichtigere architektonische Gestalt getreten. Daher kann das »Segel« aus Stahl sein, muss auch nicht im Wind gebogen erscheinen, sondern gleicht mit den polygonalen scharfen Kanten

und der hellen Farbgebung dem Bild der Origamifaltung, die in ganz anderem Maßstab auch in der Gedankenwelt der Betrachter präsent ist (Bild 5). Das Tragssystem der Schrägseile wurde zusammen mit diesem Leitbild entwickelt, so dass eine Einheit von Konstruktion und Form entstehen konnte.



5 Leitbilder des Entwurfskonzepts
© gmp Architekten/Leonhardt, Andrä und Partner AG



6 7 8 Präsentationsmodell aus verschiedenen Perspektiven
© gmp Architekten/Leonhardt, Andrä und Partner AG/Taufik Kenan

»Bogen«:

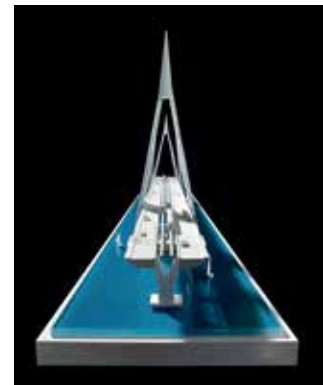
Das Bild des Bogens soll das »Überbrücken« auf die neugeschaffene Insel verdeutlichen. Und auch hier spielte die Sichtbarkeit aus der Entfernung eine große Rolle, um die Brücke als »Landmarke« in Mitte der Causeway-Verbindung überhaupt wahrzunehmen. Der Bogen wurde zudem als Tragwerk der gesamten Straßenführung bis zum Festland vorgeschlagen, was sich in etwas höheren Aufwendungen in diesem Bereich der Brücke, verglichen zur vertikalen Unterstützung bei der Option »Segel«, niederschlägt.

Die Option »Segel« wurde als Sieger des Wettbewerbes ausgewählt und zur Umsetzung empfohlen. Das Wortzeichen für »Segel« wird in China positiv gedeutet. »Mit dem Segelboot fahren« wird als ambitionierte Suche nach einem neuen Lebensziel interpretiert – was zu der Fahrt auf eine Ferieninsel wunderbar passt. Der Bogen scheint als abstrakte, singuläre Form weniger »Interpretationsmöglichkeiten« geboten zu haben.

Ein Präsentationsmodell, das nach dem Wettbewerb angefertigt wurde, ermöglicht dem Bauherrn und dem Planer, die tatsächliche räumliche Gestalt zu »begreifen« (Bilder 6, 7, 8).

Im Zuge der Entwurfsplanung wurde eine Beleuchtung der »Segelflächen«, der Pylonspitzen und der Seilbündel integriert, die auch bei Nacht eine Sichtbarkeit der Brücke auf der Wasserfläche gewährleisten wird (Bild 9).

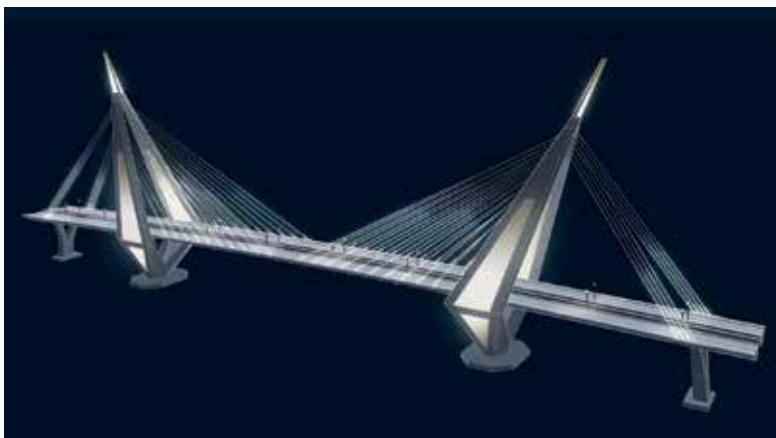
Hierzu werden die großen Blechflächen der Segel leicht zum tragenden System gekippt, so dass eine verdeckt montierte Leuchte als »Wallwasher« die gesamte Fläche beleuchtet. Gleichmaßen werden die einzelnen Seile an ihren Ansatzpunkten und die Pylonspitzen beleuchtet, um auch das Tragwerk bei Nacht sichtbar zu machen.



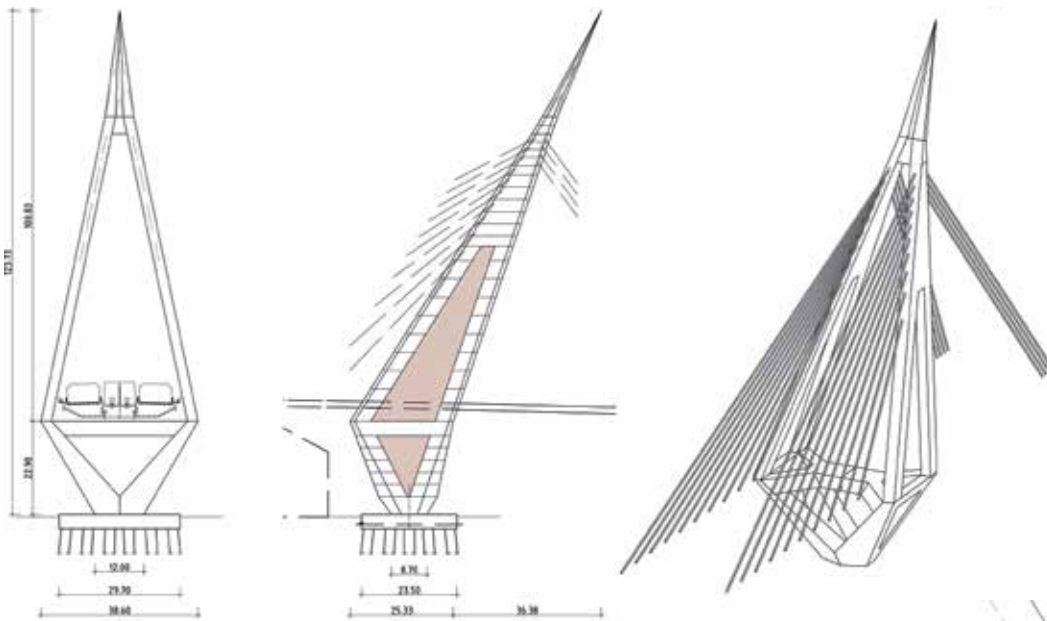
3 Technische Besonderheiten

3.1 Gestaltung der Pylone

Die architektonische Gestaltung der Pylone in Form eines Segels führt insbesondere auf Höhe des Überbaus zu sehr großen Abmessungen in Längsrichtung bis zu 25 m (Bild 10). Im Wettbewerb war zunächst vorgesehen, die Pylone als Stahlbetonhohlquerschnitte auszubilden. Im Zuge der Entwurfsplanung, also nach endgültiger Festlegung der Erdbebenanforderungen, wurde aber schnell klar, dass bei den anstehenden Baugrundverhältnissen ein derart massiver Pylon nicht zu verwirklichen wäre. Es wurde daher zunächst auf einen reinen Stahlhohlquerschnitt mit mehreren Zellen umgeplant, welcher schon eine erhebliche Reduzierung der Massen mit sich brachte. Als weiterer Schritt wurden die Pylonbeine zwischen der unteren Kabelverankerung und der Gründung aufgelöst und lediglich mit einer nichttragenden Struktur ausgefüllt. Im Rahmen der Ausführungsplanung muss jedoch noch untersucht werden, ob ein geschlossener Stahlquerschnitt unter Berücksichtigung der Unterhaltungskosten nicht doch wirtschaftlicher ist.



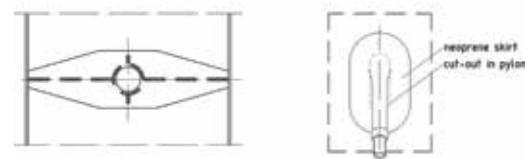
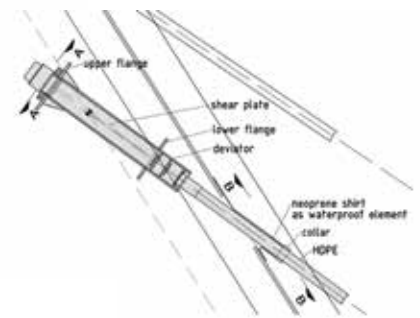
9 Lichtkonzept als Visualisierung
© gmp Architekten/Leonhardt, Andrä und Partner AG



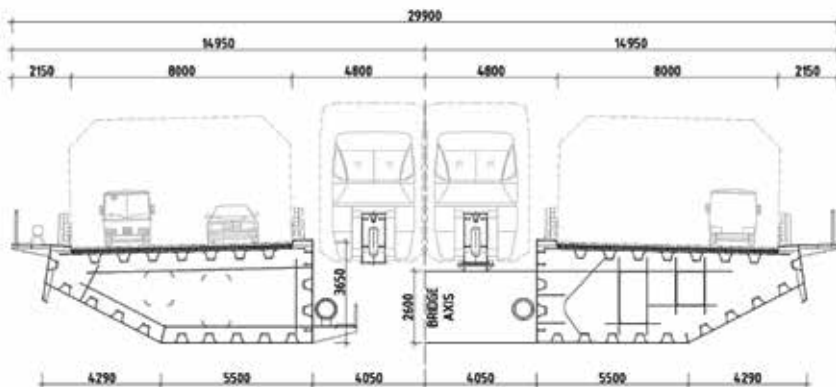
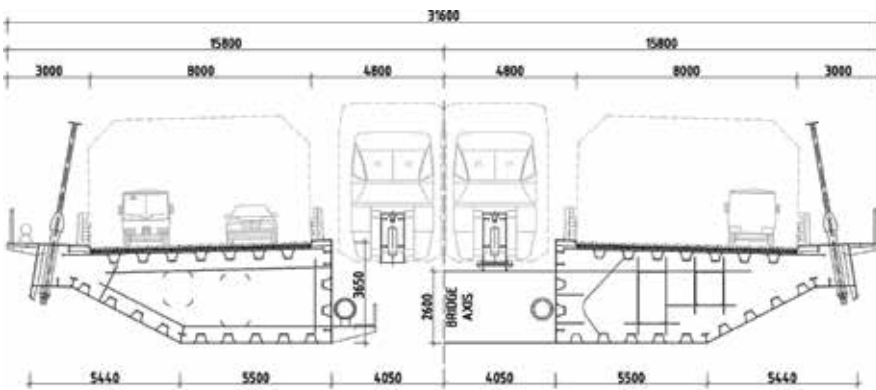
10 Ansichten des Pylons
© gmp Architekten/Leonhardt, Andrä und Partner AG

In Brückenquerrichtung haben die Pylone eine Diamantform und erlauben damit die Anordnung des Überbaus zwischen den Beinen. Um den unterhalb des Überbaus befindlichen Querträger auf der einen Seite möglichst elegant wirken zu lassen und auf der anderen Seite die

Umlenkkräfte der Pylonbeine weitestgehend effektiv kurzzuschließen, wurde dieser X-förmig gestaltet. Die Kabelverankerungen im oberen Pylonteil wurden mit einfachen Traversen in seinem Inneren untergebracht (Bild 11).



11 Seilverankerung am Pylon
© gmp Architekten/Leonhardt, Andrä und Partner AG



12 Regelquerschnitte
© gmp Architekten/Leonhardt, Andrä und Partner AG

3.2 Ausbildung des Überbaus

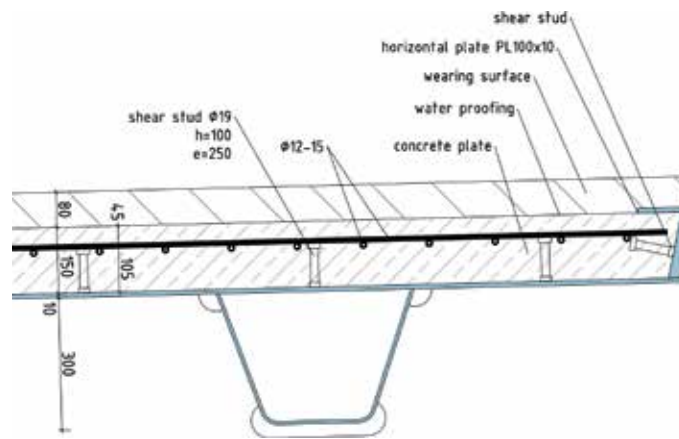
Der Überbau besteht aus zwei Boxquerschnitten mit 3,65 m Bauhöhe, welche durch Querträger miteinander verbunden werden (Bild 12). Neben der Funktion, die beiden Boxen zu koppeln und damit Einzellager unter ihnen zu ermöglichen, ruhen auf den Querträgern auch die Monorail-Träger, welche zwischen den beiden Richtungsfahrbahnen verlaufen. Jede Box wird längs durch Trapezsteifen mit ca. 1 m Abstand und quer durch einfache Rahmen oder Fachwerke mit einem Abstand von 4 m ausgesteift.

Für die Straßenfahrbahn wurde das Konzept einer orthotropen Verbundplatte berücksichtigt, bei der es sich um eine Sonderkonstruktion mit einer nur 15 cm dicken Stahlbetonplatte in Ortbetonbauweise handelt (Bild 13). Die Betonplatte wird ohne Schalung auf eine vereinfachte orthotrope Stahlplatte betoniert. Der Abstand der Trapezsteifen kann ca. 500 mm, die Dicke des Deckblechs 10 mm betragen. Die orthotrope Verbundplatte kombiniert die Vorteile der orthotropen Stahl-fahrbahnplatte mit jenen der Stahlbetonverbundplatte.

Folgende Vorteile ergeben sich:

- keine Vereisungsgefahr bzw. Blitzeisbildung,
- hoher Vorfertigungsgrad,
- keine Schalwagen erforderlich,
- große Genauigkeit bei der Herstellung,
- wenige Fugen in der Fahrbahnplatte,
- hohe Qualität durch kurze Bauzeit und schnelle einfache Betonage der Fahrbahnplatte,
- geringeres Eigengewicht und damit wirtschaftliches Primärtragwerk,
- einfacher Toleranzausgleich,
- Möglichkeit des einfachen Plattentausches.

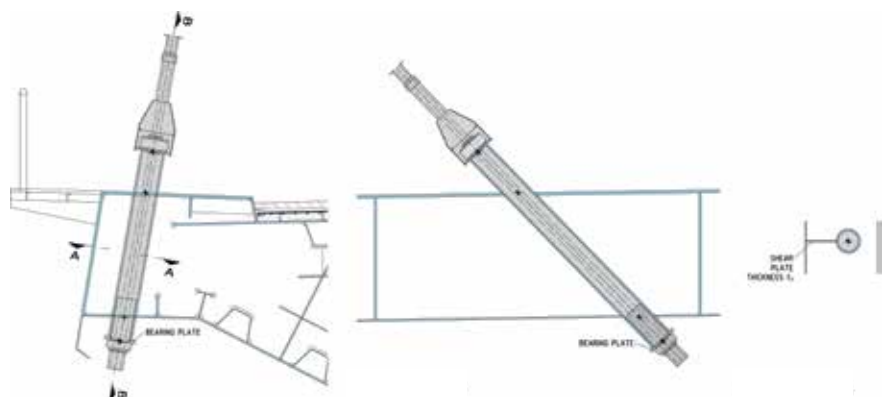
LAP verfolgt seit einiger Zeit den Ansatz, diese Konstruktion bei Neubauten zu etablieren. Bei einer abgespeckten orthotropen Platte stellt eine solche Lösung eine nachhaltige und wirtschaftliche Alternative zur orthotropen Platte und zur Stahlbetonplatte bei Verbundbrücken dar. Durch das optimierte Zusammenspiel von den bekannten Werkstoffen Stahl und Beton wird eine leichte und gleichzeitig robuste Fahrbahnplatte gebildet, die bei einem hohen Vorfertigungsgrad eine zukunftssträchtige Perspektive im Bereich mittlerer und großer Spannweiten verkörpert. Im Rahmen der Planung der Elbebrücke Wittenberge wurden Bauteilversuche an der Materialprüfungsanstalt (MPA) Stuttgart durchgeführt, die die vorherigen Annahmen bestätigen bzw. im Bereich der Robustheit die Erwartungen sogar übertrafen. Bei der von LAP geplanten Stadtbrücke in Nijmegen wurde dieser Fahrbahnaufbau schon erfolgreich eingesetzt. Die Querträger zwischen den Überbauten wurden als geschlossene Stahlboxen entworfen, welche in einem Abstand von ca. 25 m angeordnet sind, was einer üblichen Stützweite der Monorail-Träger entspricht.



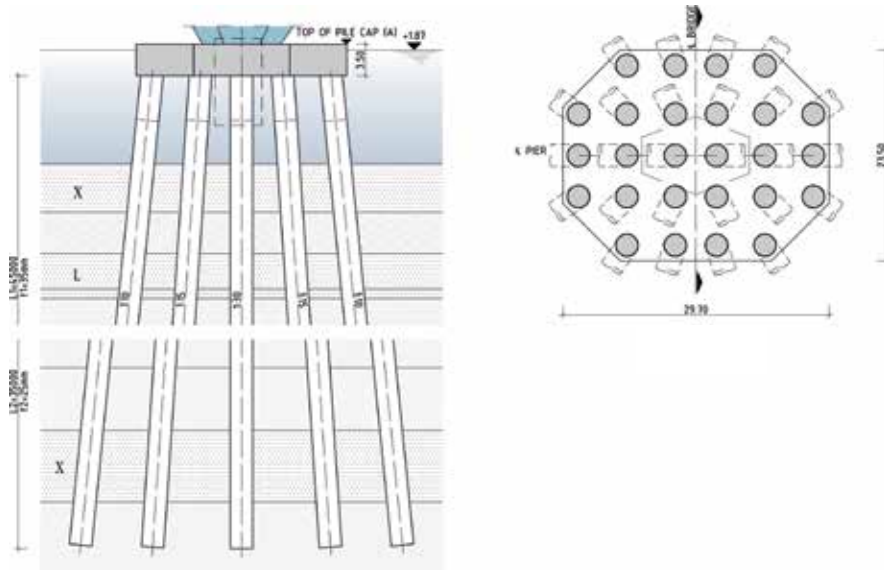
13 Detail: orthotrope Verbundplatte
© gmp Architekten/Leonhardt, Andrä und Partner AG

Das architektonische Konzept berücksichtigt eine volle Kontinuität über alle Brückenteile, beginnend mit den küstennahen 50-m-Spannweiten über die 70-m-Spannweiten bis hin zur Schrägkabelbrücke in der Mitte. Die Kontinuität wird durch zwei außenliegende Kabel-ebenen und einen diamantförmigen Pylon erreicht, welcher den Überbau umhüllt. Der Regelquerschnitt der Vorlandbrücken wird in der Hauptbrücke fortgeführt und lediglich im Bereich der Seilverankerungen beidseitig um 85 cm zur Anordnung der Seilverankerungen aufgeweitet. Die Seilverankerungen sind von der Unterseite des Überbaus zugänglich. Der Hauptunterschied zu den Vor-

landbrücken liegt in der Anordnung der Querträger zwischen den beiden Überbauten. Diese sind entsprechend den Kabelabständen alle 8 m situiert und nicht wie im Standardbereich alle 25 m, da durch die äußere Kabellauflängung die Lasten größer werden. Die Kabelverankerung erfolgt durch einen Rohrquerschnitt, welcher einseitig über ein Schublech an den äußeren Steg des Überbaus angeschlossen wird (Bild 14). Die Exzentrizität wird dabei als Kräftepaar am Ober- und Untergurt des Überbaus eingeleitet. Diese Anordnung erlaubt eine besonders einfache Herstellung des Details.



14 Seilverankerung am Überbau
© gmp Architekten/Leonhardt, Andrä und Partner AG



15 Gründungsschema des Pylons
© gmp Architekten/Leonhardt, Andrä und Partner AG

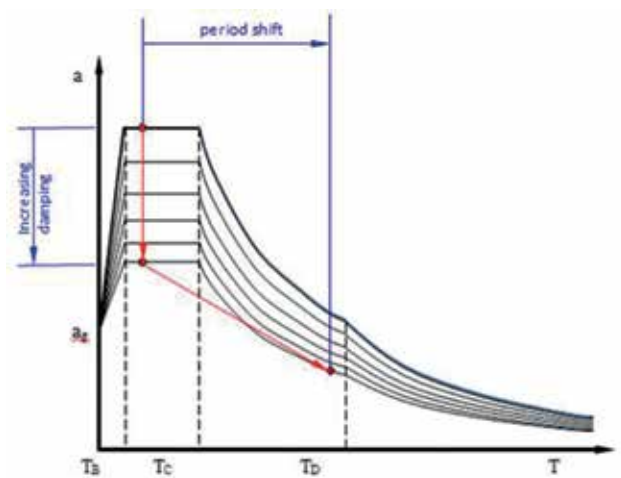
3.3 Bemessung für den Erdbebenlastfall

Eine große Herausforderung bei der Entwurfsplanung war, die Brücke möglichst wirtschaftlich für den Bemessungslastfall Erdbeben zu entwerfen. Da in der Wettbewerbsphase kaum Informationen zu den Bodenbeschleunigungen vorlagen, wurde dem »Erdbeben« vorerst keine besondere Beachtung geschenkt. Die Erdbebanforderungen wurden erst in der Entwurfsplanung mit einer Grundbeschleunigung von 0,53 g und einem Plateau des Response-Spektrums von 1,33 g bis zu einer Periode von 0,90 s definiert. Es wurde schnell klar, dass der ursprüngliche Wettbewerbsbeitrag wegen der schlechten Baugrundverhältnisse so nicht realisierbar war und daher einige Modifikationen vorgenommen werden mussten. Die Pylone wurden, wie bereits beschrieben, deutlich in ihren Massen reduziert, während anstelle der zunächst angedachten Stahlbetonbohrung Stahlrammpfähle mit einem Durchmesser von 2,50 m berücksichtigt wurden (Bild 15). Die Verbindung der Stahlpfähle mit der Pfahlkopfplatte erfolgt über einen 5 m langen Betonpropfen am oberen Ende der Stahlpfähle. Bei einer Wassertiefe von ca. 10 m und weiteren 10 m nicht tragfähigem Baugrund sind Pfähle mit einer Länge bis zu 80 m erforderlich, die ihre Lasten in erster Linie über Mantelreibung an den Baugrund abgeben.

Zusätzlich zu jenen Maßnahmen wurde eine Isolation des Überbaus von den Unterbauten durch ein spezielles Lager-system eingeführt. Diese Isolation hat folgende Funktionen zu erfüllen:

- vertikale Lagerung des Überbaus,
- feste horizontale Lagerung für Gebrauchslasten,
- horizontale Flexibilität im Erdbebenfall,
- Energiedissipation,
- Rückzentrierung des Überbaus nach dem Erdbeben.

Diese Funktionen wurden durch die Kombination aus relativ weichen Elastomerlagern in Verbindung mit sichelförmigen Hysterese-Elementen und hydraulischen Dämpfern erreicht. Durch die Isolation des Überbaus wird zum einen die Periode des Bauwerks erhöht, was zu geringeren Beschleunigungen führt, und zum anderen durch die Dämpfung die dynamische Vergrößerung der Bauwerksantworten reduziert (Bild 16).



Combined effects of damping and isolation (a = acceleration; T = period)

16 Wirkungsweise einer Erdbebenisolation
© gmp Architekten/Leonhardt, Andrä und Partner AG

Die Erdbebenberechnungen wurden aufgrund der nichtlinearen Zusammenhänge mit Hilfe von Zeitverlaufsberechnungen mit dem Programm Sofistik durchgeführt (Bild 17). Im globalen Berechnungsmodell wurden dafür die Hauptbrücke und die beiden anschließenden Abschnitte der Vorlandbrücken modelliert. Diese Vorgehensweise hatte den Vorteil, dass die zu erwartenden Bauwerksverformungen, insbesondere die Relativverschiebungen an den Fahrbahnübergängen und an den Lagern, ermittelt werden konnten. Ebenfalls ließ sich damit überprüfen, ob das Bauwerk nach einem Erdbebenereignis wieder in seine Ausgangslage zurückkehrt.



17 Globales Berechnungsmodell
© gmp Architekten/Leonhardt, Andrä und Partner AG

4 Aktueller Stand und Aussicht

Nachdem im Sommer des vergangenen Jahres unter enormem zeitlichem Druck die Entwurfsplanung vom Joint Venture ausgearbeitet wurde, da der ursprüngliche Baubeginn bereits im Dezember 2014 erfolgen sollte, ist das Gesamtprojekt aufgrund ungeklärter Fragen auf Seiten des Bauherrn etwas ins Stocken geraten. Zudem ergab sich im Rahmen der Prüfung der Entwurfsplanung des Brückenbauwerks durch eine unabhängige chinesische Expertenkommission die Frage nach den Genehmigungsverfahren. So vertrat der private Bauherr zunächst die Ansicht, jegliche behördlichen Genehmigungsverfahren umgehen zu können, da sich die Brücke auf privatem Grund befinde. Dies wurde von den Experten auch im Hinblick auf die mitzuüberführenden Versorgungsleitungen bezweifelt. Nach Klärung jener Fragen soll die Brücke in diesem Jahr ausgeschrieben und mit dem Bau begonnen werden. Das Planungsjointventure aus CREEC, LAP und GMP wird sich dabei zusammen mit einer Baufirma um die weitere Planung bemühen.

Autoren:

Dipl.-Ing. Martin Romberg
Dipl.-Ing. Karl Humpf
Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG,
Stuttgart
Dipl.-Ing. Architekt Markus Pfisterer
Dipl.-Ing. Architekt Monika Kwiatkowski
gmp Architekten von Gerkan, Marg und Partner,
Berlin

Bauherr

Zong Hong Stocks Co. Ltd., Peking, China

Wettbewerbssieger

Leonhardt, Andrä und Partner,
Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart
gmp Architekten von Gerkan, Marg und Partner, Berlin
Prof. Dr.-Ing. h.c. Architekt BDA Volkwin Marg
Dipl.-Ing. Architekt Hubert Nienhoff
Dipl.-Ing. Architekt Markus Pfisterer

Entwurfsplanung

Leonhardt, Andrä und Partner,
Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart
China Railway Eryuan Engineering Group Co. Ltd,
Chengdu, China
gmp Architekten von Gerkan, Marg und Partner, Berlin

Maschinenbau im Spannungsfeld der Anforderungen Golden Horn Swing Bridge in Istanbul

■ ■ ■ von Stefan Reitgruber

Die Überbrückung des Goldenen Horns, eines Seitenarms des Bosphorus, ist das zentrale Bauwerk einer neuen U-Bahn-Linie im Herzen Istanbuls. Neben dem höchsten gestalterischen Anspruch an das Bauwerk galt es auch, ein multifunktionales Ingenieurbauwerk zu schaffen, welches nicht nur der U-Bahn und dem Fußgängerverkehr dient, sondern auch die Schiffbarkeit dieses Meeresarms aufrechterhält. Gelöst wurde dies durch eine Kombination einer Schrägseil- und einer Drehbrücke. Die wechselseitigen Randbedingungen der Fachgebiete sowie die maschinenbaulichen Lösungen für das Antriebs- und Verriegelungssystem der Drehbrücke werden nachfolgend beschrieben.



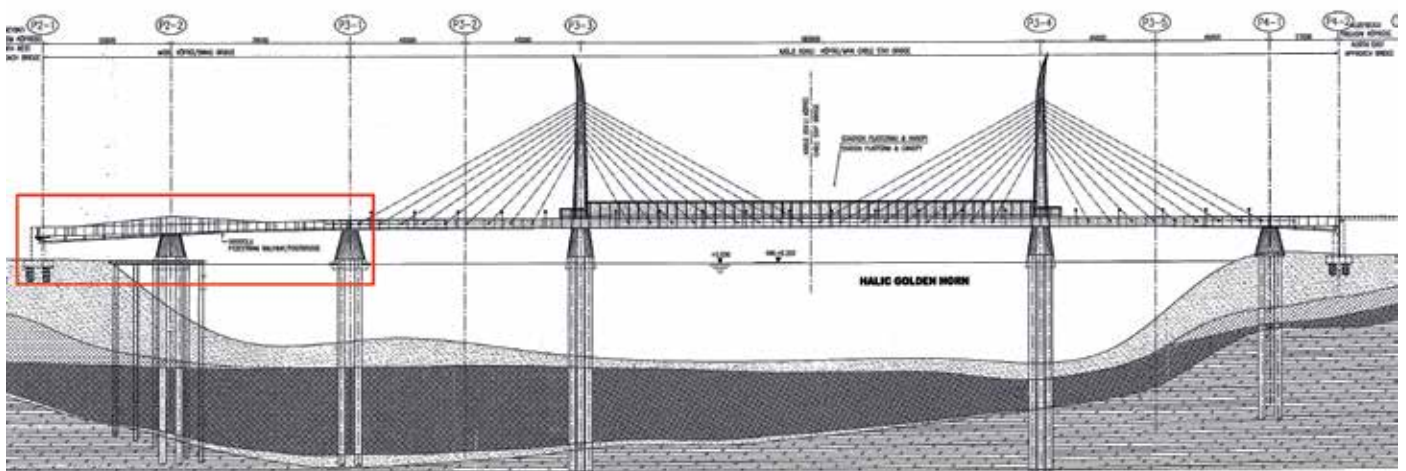
1 Golden Horn Bridge mit Drehbrücke im Vordergrund
© Erdem Kula

1 Das Bauwerk

1.1 Das Tragwerkskonzept

Grundgedanke der Golden-Horn-Brücke war, ein modernes Wahrzeichen in der historischen Umgebung zu schaffen und gleichzeitig einen maximalen Nutzen für die Infrastruktur der Stadt zu generieren. Die Lösung fiel daher auf eine Brücke, welche auch als Verbindung für die Fußgänger zwischen den beiden historischen Bezirken dient und, ideal in ihrer zentralen Lage, eine U-Bahn-Station beherbergt. Um den Schiffsverkehr im Goldenen Horn aufrechtzuerhalten, war die neue Brücke mit einem zu öffnenden Teil zu versehen (Bild 1).

Die gesamte Querung über das Goldene Horn umfasst mehrere Tragwerke. Neben Vorlandbrücken aus Beton besteht sie aus einer Schrägseilbrücke mit zwei Pylonen (Spannweiten: $90\text{ m} + 180\text{ m} + 90\text{ m} = 360\text{ m}$), zwischen denen die U-Bahn-Station positioniert ist, und der besagten Drehbrücke, welche sich am südlichen Ufer befindet (Bild 2). Die Drehbrücke hat eine Länge von 120 m , wobei sie mit Spannweiten von 50 m und 70 m asymmetrisch konzipiert wurde.



2 Grundentwurf des Bauwerks
© Hakan Kiran



3 Drehbrücke in halbgeöffnetem Zustand
© Ludwig Barger

Die längere Seite überspannt den Schifffahrtskanal und erlaubt nach Öffnung der Drehbücke eine lichte Durchfahrtsbreite für den Schiffsverkehr von ca. 45 m. Die Öffnung ist nur für besonders große Schiffe vorgesehen, weshalb sie maximal zweimal pro Woche in der Nacht erfolgt. Wenn die Brücke für den U-Bahn-Verkehr geöffnet ist, sind die beiden Tragwerke (Schrägseil- und Drehbrücke) miteinander gekoppelt, damit sie im Erdbebenfall als ein Tragwerk agieren. Aufgrund der großen Gesamtmasse, des bis in große Tiefen sehr weichen Untergrunds sowie der unterschiedlichen Pfeilerhöhen weist das System große Verformungen auf, dabei aber auch einen Lasttransfer von der Schrägseilbrücke über die Drehbrücke zu deren Fundament.

1.2 Randbedingungen für den Maschinenbau

Basierend auf der Konzeption, einer statischen Erstbemessung und den funktionalen Anforderungen des Endkunden, wurde eine funktionale Ausschreibung durchgeführt, welche im Wesentlichen die folgenden, einzuhaltenden Randbedingungen festschrieb:

- Es soll eine Drehbrücke mit $50\text{ m} + 70\text{ m} = 120\text{ m}$ realisiert werden.
- Das Drehen der Brücke um 90° hat in maximal 3 min zu erfolgen.
- Der gesamte Öffnungs- bzw. Schließvorgang (ohne Verkehrssignalanlagen) ist in maximal 6 min zu absolvieren.
- Der Drehpunkt soll als massive Achse ausgeführt werden, welche gleichzeitig als Lager dient.
- Der Antrieb erfolgt elektrohydraulisch. Die Brücke wird um 120 mm gehoben und mittels vier Zylindern gedreht.
- Die Brücke soll mittels vier Querkraftverriegelungen in den Ecken lagegesichert werden. Zusätzlich erfolgt eine Längsverriegelung zur Schrägseilbrücke.

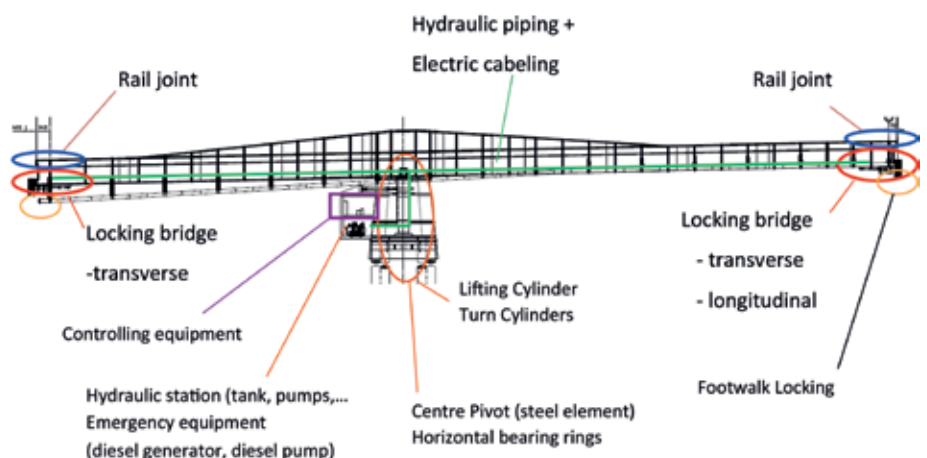
- Die Schienenverriegelung soll Temperaturschwankungen aufnehmen können und hydraulisch angetrieben werden.
 - Die Gehwegübergänge sollen elektrisch angetrieben werden.
- Des Weiteren waren diverse Anforderungen an elektrische Ausrüstung, die Steuerung inklusive verschiedener gewünschter Notversorgungsmöglichkeiten und resultierende Bedienebenen gegeben, welche im Rahmen dieses Artikels nicht weiter erläutert werden. Wie in Bild 4 zu sehen, resultiert alleine aus der Verteilung der Maschinenbauelemente eine regelrechte Durchdringung des gesamten Ingenieurbaus mit dem Maschinenbau. Die diversen flexiblen Übergänge sind hier noch zu erwähnen, wobei der architektonische Wunsch, die Brücke als Maschine präsent zu machen, die Lösungsfindung umgekehrt oftmals erleichterte.

2 Der Drehmechanismus

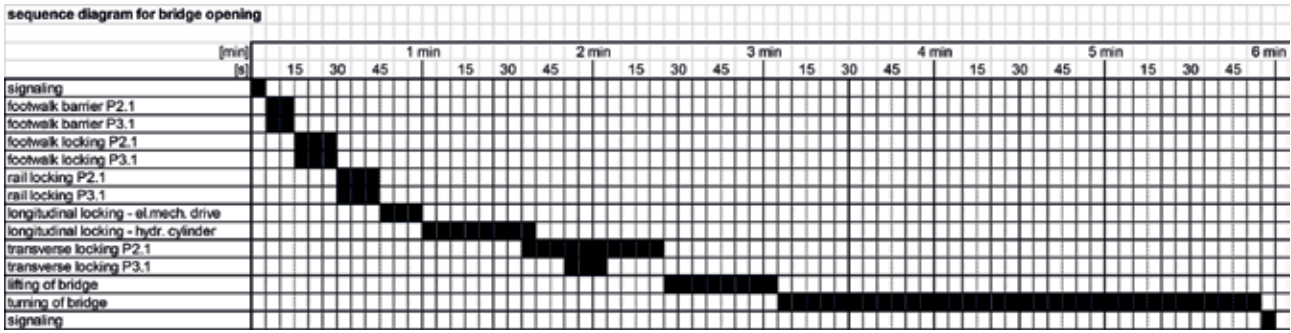
2.1 Antriebskonzept und Auslegung

Das Tragsystem der Brücke unterscheidet sich für die beiden Situationen: U-Bahn-Verkehr und Schiffsöffnung. Während des Bahnverkehrs liegt die Brücke auf der Stahlstruktur des zentralen Pfeilers auf und ist durch die Verriegelungen vertikal wie horizontal gelagert. Die Drehbrücke stellt also einen Zweifeldträger dar. In diesem Zustand ruht sie auch auf dem zentralen Pfeiler auf Elastomerlagern, die zentrale Drehachse ist in der Situation vertikal lastfrei gestellt und muss lediglich horizontale Lasten übertragen, vor allem Erdbebenkräfte, in untergeordnetem Maß Bremskräfte.

Zur Brückendrehung ändert sich das System komplett. Die Endverriegelungen werden geöffnet und das Brückentragwerk kragt in beide Richtungen aus. Die Brücke wird bei dem Centre Pivot gehoben, welcher somit die vertikalen Lasten übernimmt. Auch wenn die (asymmetrische) Brücke bezüglich ihres Eigen-

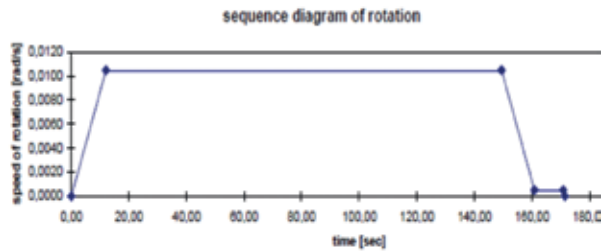


4 Leistungsumfang des Maschinenbaus
© Waagner Biro Bridge Systems AG



Summary of locking time - bridge opening

Time for signaling	5 sec
Opening of footwalk barrier P2-1 and P3-1	10 sec
Unlocking of footwalks P2-1 and P3-2	15 sec
Unlocking rail lockings at P2-1 and P3-1	15 sec
Unlocking of locking pin (mechanical drive) of longitudinal locking at P3-1	15 sec
Unlocking of longitudinal locking (hydraulic drive)	40 sec
Unlocking of transverse lockings at P2-1	50 sec
Unlocking of transverse lockings at P3-1	15 sec
Lifting the bridge	40 sec
Turning the bridge	170 sec
Time for signaling	5 sec



5 Verfahrenregime der Brücke und Drehgeschwindigkeit © Waagner Biro Bridge Systems AG

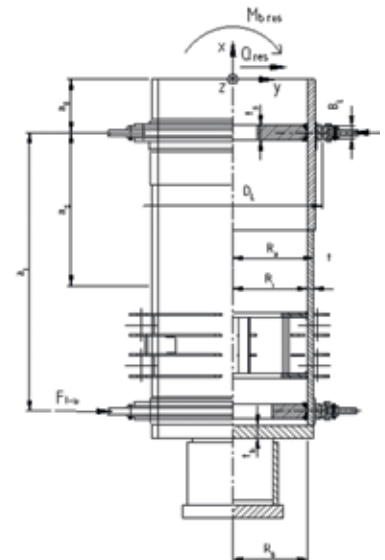
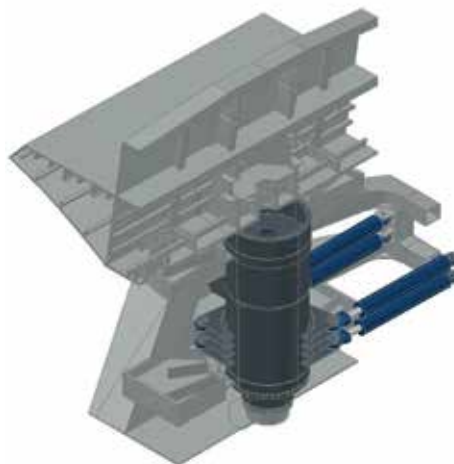
gewichts ausballastiert wurde, war der Centre Pivot doch als Einspannung zu konstruieren und für asymmetrische Lastfälle von Wind (vertikal) und Schnee sowie eine Toleranz für real exzentrische Gewichtsverteilung zu dimensionieren. Des Weiteren ist der Centre Pivot noch auf Lasten aus Wind (horizontal) sowie die Massenkräfte aus Bremsen auszuliegen, welche sowohl Horizontalkräfte als auch ein Torsionsmoment in den Centre Pivot einbringen.

Basierend auf den maximalen Torsionskräften wurden in einem ersten Schritt die Zylinderdimensionen für die Drehbewegung festgelegt und über diese und die vorgeschriebene Drehzeit die Leistungsfähigkeit der Hydraulikanlage definiert. Hier waren noch Start-, Beschleunigungs- und Verzögerungszeiten vorzusehen, um das System nicht zu überlasten und die Massenkräfte begrenzt zu halten. Unter der Bedingung der damit gefundenen Kapazität der Hydraulik wurde dann untersucht, ob der gesamte Bewegungsablauf in den ebenfalls vorgegebenen 6 min zu erreichen ist. Bild 5 zeigt den Ablauf einer Brückenöffnung sowie das Geschwindigkeitsprofil für die Drehbewegung.

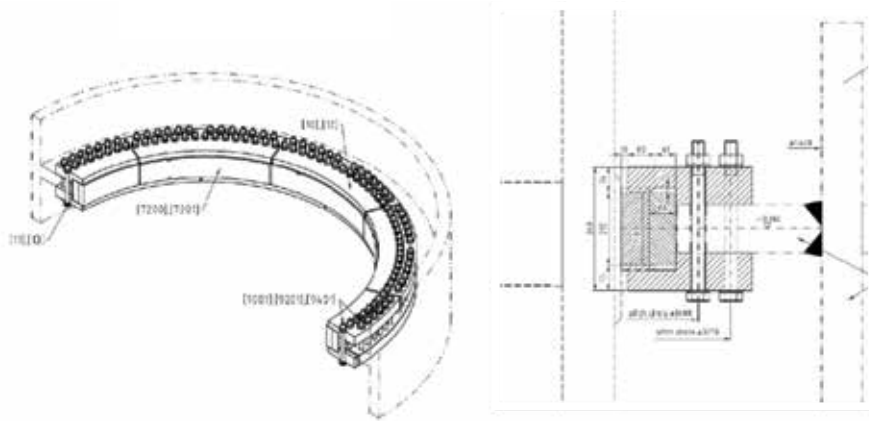
Es wurden drei Pumpen mit je 380 l/min und Motoren mit je 75 kW und infolgedessen einer Gesamtleistung von 1.140 l/min und 225 kW installiert.

2.2 Der Centre Pivot

Der Centre Pivot ist die Drehachse der Brücke und gleichzeitig das einzige Lager der Brücke im entriegelten Zustand. Er wird vertikal durch einen Hydraulikzylinder unterstützt, welcher die Brückenhebung ermöglicht. Für die horizontale Lagerung sowie die biegesteife Anbindung der Brücke an die Unterkonstruktion dienen zwei Ebenen von Lagersteinen, welche den Centre Pivot umschließen. Der Antrieb und gleichzeitig auch die Lagerung bezüglich einer Rotationsbewegung samt Torsionskräften um die vertikale Achse werden durch die Hydraulikzylinder gewährleistet.



6 7 Ansicht der Einbausituation und Querschnitt des Centre Pivot © Waagner Biro Bridge Systems AG



8 9 Details eines Lagerrings
© Wagner Biro Bridge Systems AG

Der Centre Pivot selbst ist ein Rohr mit 7,30 m Höhe und 3,20 m Durchmesser. Er besteht aus zwei verschweißten Schüssen mit Wanddicken $t = 100$ mm bzw. $t = 150$ mm aus S 460 und einer Bodenplatte mit $t = 200$ mm aus S 690. Bei den beiden Lagerungsebenen sind Innensteifen mit $t = 300$ mm angebracht, des Weiteren wurden im Bereich der Angriffspunkte der Zylinder Innensteifen eingebaut. Um die erforderliche Rundheit der Laufflächen für die horizontalen Lagerringe zu erreichen, wurde dort mittels Auftragsschweißung Volumen erzeugt und dann abgedreht. Aufgrund der Größe des Bauteils konnte dies nur vor dem Verschweißen der Schüsse stattfinden.

Neben den Anforderungen, welche die Stahlgüten und Dicken ohnehin mit sich brachten, wurde in der Fertigung auf eine Minimierung des Schweißvolumens geachtet, welches zum Beispiel bei den Innensteifen durch Steiflankennähte mit einem Öffnungswinkel von nur 10° erzielt wurde. Eine besondere Anforderung stellte die Koaxialität der beiden Schüsse dar, da eine Abweichung der Achsen eine ideale Neigung der Lagerachse bedeutet hätte. Die Fertigungsgenauigkeit wurde final mit einer unabhängigen 3-D-Vermessung kontrolliert, und es wurde ein Wert von 0,23 mm bei »perfekter« Vertikalität zur Bodenplatte erreicht. Aufgrund seiner Größe und seines Gewichts von 112 t wurde das Element als Sondertransport mittels Schiff direkt auf die Baustelle gebracht.

2.3 Das Lagerungskonzept

Die horizontale Lagerung wurde durch Ringe aus konvexen Bronzesteinen realisiert, welche rund um den Centre Pivot angeordnet sind. Für einen minimierten Wartungsbedarf wurden diese mit Graphittaschen ausgestattet, welche durch die Bewegung das Lager selbsttätig schmieren.

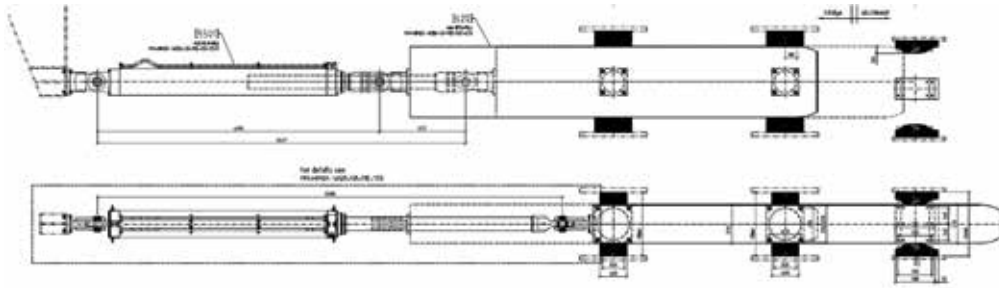
Wie zuvor beschrieben, werden das Heben und die vertikale Lagerung mittels eines Zylinders realisiert. Dies ermöglicht, durch entsprechend weiteres Absenken, für die Verkehrslage eine Entkoppelung des Lagers von der Brücke, und es gewährleistet eine äußerst reibungsarme Rotation, welche in dieser Konstellation im Zylinder (in den Dichtungen) stattfindet. Trotz der hohen Präzision der horizontalen Lagerung der Lagerringe sind die verbleibenden Toleranzen, welche konstruktiv zugelassen werden müssen, für den Zylinder zu hoch und würden die Dichtungen schädigen. Um diese Bewegungen zu erlauben, wurde unter dem Zylinder noch ein Topflager angeordnet, welches diesen Freiheitsgrad aufweist.

Die Lagerung der Drehzylinder hatte neben der Kraftübertragung einerseits auch eine Bewegung während des Hebens der Brücke andererseits zuzulassen, weswegen beiderseits sphärische Lager angeordnet wurden. Um ein daraus resultierendes mögliches Kippen des gesamten Zylinders um seine Längsachse zu verhindern, wurden mechanische Anschläge mit PTFE-Platten angeordnet. Sowohl bei der Anbindung an die Brücke als auch unter allen Lagern waren durch den Stahlbau entsprechend massive Unterkonstruktionen zur Lastaufnahme und -weiterleitung vorzusehen, was für den Ingenieurbau teilweise eine Herausforderung darstellte.

3 Die Brückenverriegelungen

3.1 Generelle Herausforderungen

Zu allen Verriegelungen ist zu berichten, dass, wie schon bei den andern Bauteilen, die Abstimmung mit dem Ingenieurbau durch die Problematik der sehr hohen lokalen Lasten geprägt war, welche in den Stahlbau einzubinden waren. Im Falle dieser Querverriegelungen mussten Stahlrahmen gefertigt und in den Stahlbau des Haupttragwerks eingearbeitet werden, die Längsverriegelung ist mittels massiver Stahlschwerter eingebunden. Durch die Lage an den Brückenden und damit im beweglichen Teil wurde hier das Thema der Durchdringungen des Stahlbaus für die Hydraulik wie auch die Elektrik ausschlaggebend, was einen iterativen Planungsprozess bedingte. Die über weite Bereiche des Projekts unterschiedlichen Zeitschienen und Vorlaufzeiten der Gewerke brachten dabei Probleme bzw. beiderseitige Umplanungen mit sich.



10 Darstellung des Systems
© Waagner Biro Bridge Systems AG

3.2 Querverriegelungen

Die Verriegelungen wurden auf beiden Seiten mittels massiver Stahlriegel ausgeführt, welche auf der Brücke biegesteif und auf dem Ufer nur gegen Querkraft gelagert ist. Die biegesteife Lagerung wurde durch zwei Lagerebenen erreicht. Die Lagerung in den beiden Ebenen auf der Brücke ist über sphärisch gelagerte Bronzesteine gelöst, auf der Uferseite wurden ballige Bronzesteine angeordnet, welche in ihrer Geometrie zu den entsprechend angearbeiteten Riegeln passen. Hierdurch kann die Möglichkeit der Lagekorrektur (Zentrieren) der Brückenenden bezüglich der angrenzenden Tragwerke maximiert werden. Die Bewegung erfolgt via Hydraulikzylinder, diese waren auf die Verfahrensgeschwindigkeit und die möglichen Lasten während des Zentrierens auszulegen.

Die beiden Ufer unterscheiden sich aufgrund der möglichen Bewegung von +/-0,92 m im Falle des bemessungsrelevanten Erdbebens, in dem die Verriegelung genauso funktionieren muss. Eine entsprechend längere Geometrie und größere Dimensionen des Riegels (1.050 mm x 570 mm) gegen die auftretenden Momente waren die Folge.

3.3 Die Längsverriegelung

Die Längsverriegelung soll die Tragwerke der Schrägseil- und der Drehbrücke koppeln. Auch diese Verbindung war offenbar auszuführen und wurde mittels eines Hydraulikzylinders realisiert. In Verkehrslage fährt der Kopf des Zylinders so weit aus, dass er in das angrenzende Tragwerk reicht und dort mittels eines Bolzens mit dem zweiten Tragwerk verriegelt wird. Die zu übertragende Last wurde mit $F = 22.088 \text{ kN}$ angegeben:



11 Einbausituation: Verriegelung
© Astaldi Gülermak



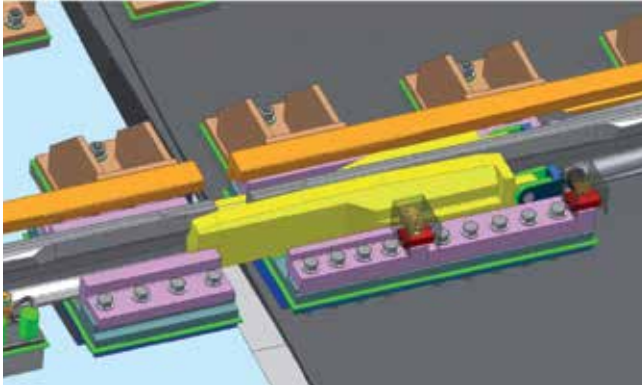
12 Riegelement in Fertigung
© Stefan Reitgruber

Die Bemessung resultierte nicht nur aus einem sehr massiven Stahlbau, sondern auch aus dem voluminösen Zylinder. Um die vorgesehenen 400 bar nicht zu überschreiten, hat der Zylinder einen Durchmesser von $d = 1.000 \text{ mm}$. Die entsprechenden Volumina waren nicht durch das zentrale Hydraulikaggregat im Rahmen

der verfügbaren Zeitschiene zu fördern. Das heißt, anstatt das Aggregat zu vergrößern, wurde die Lösung gewählt, einen Eilgangzylinder zu betreiben und die großen Ölvolumina über einen Ausgleichstank lokal zwischen Kolben- und Stangenseite kurzzuschließen.



13 Längsverriegelungszylinder im Werk
© Stefan Reitgruber



14 15 Schienenverriegelung in Planung und Bau
© Waagner Biro Bridge Systems AG

4 Die Schienenverriegelung

Die Verriegelung sollte komplett zu öffnen sein und durch ihre Bewegung einen Spalt zwischen der Drehbrücke und den angrenzenden Tragwerken freigeben und nicht, wie bei anderen Bauarten, erst durch das Heben entkoppeln. Dies ermöglicht eine sehr geringe Hubhöhe – theoretisch hätten ca. 30 mm zum Abheben der Verkehrslager ausgereicht – und reduziert die erforderliche Toleranz beim Bewegungsvorgang erheblich. Das war erforderlich, da sich die Endposition beider Brückenden aufgrund von beispielsweise thermischen Gradienten in der Brücke nicht so genau bestimmen ließ. Mit dem gewählten System kann die Brücke in der Toleranz der Querverriegelungen stoppen und durch diese dann zentriert werden. Mit der resultierenden Genauigkeit von +/-1mm wird danach »kraftfrei« verriegelt und auch sichergestellt, dass Bewegungen der Brücke den Schienenübergang nicht belasten. Die Verriegelung besteht aus einem Keil, der es dem überfahrenden Rad erlaubt, von der einen Schiene auf den Keil zu wechseln und nach dem Spalt retour auf die nächste Schiene. Der Übergang muss unter Berücksichtigung der möglichen Radprofile wie auch der möglichen Länge des Spalts in allen Variationen immer stoßarm ausgebildet sein, was hohe Anforderungen an die Geometrieentwicklung stellte. Dieses Grundelement wurde noch durch Radlenker sowie einen Gegenkeil, welcher durch seine Funktion das freie Ende der Schiene in Position halten soll, ergänzt.



5 Zusammenfassung

Die im Februar 2014 fertiggestellte Drehbrücke des Goldenen Horns ist ein multifunktionales Bauwerk, welches eine interdisziplinäre Planung und Ausführungen von Architektur, Beton- und Stahlbau, Maschinenbau inklusive Hydraulik, Elektrotechnik und Steuerungstechnik bedingte. Wie bei solchen Projekten üblich, handelt es sich um ein »Unikat«. Unterschiedliche Zugänge, Schwerpunkte und Zeitschienen stellen besondere Herausforderungen in der Planung solcher Projekte dar. Konstruktiv treffen sich hohe Massen und große Dimensionen mit den Anforderungen an Toleranzen und Präzision und moderne Steuerungstechnik. Nur eine Symbiose, wie zum Beispiel hier erreicht, garantiert Funktionalität und Langlebigkeit und damit maximalen Nutzen und Kundenzufriedenheit.

Autor:
Dipl.-Ing. Stefan Reitgruber MBA
Waagner Biro Bridge Systems AG,
Wien

Bauherr
Istanbul Metropolitan Municipality, Istanbul, Türkei

Entwurf
Hakan Kiran Arch and Build Serv. Co. Ltd., Istanbul, Türkei

Tragwerksplanung und Maschinenbaukonzept
WIECON Co. Ltd., Taipeh, Taiwan

Bauwerksprüfung
FCP Fritsch, Chiary & Partner ZT GmbH, Wien, Österreich

Ausführung
Astaldi Gülermark Joint Venture, Istanbul, Türkei (Hauptunternehmer)
Waagner Biro Stahlbau AG, Wien, Österreich (Maschinenbau und Steuerungstechnik)

50 Jahre Erfahrung und Kompetenz im Brückenbau und Ingenieurbau



B+S Beratende Ingenieure VBI



Neubau Rheinbrücke Schierstein, Tragwerksplanung Unterbau, Ausführungsplanung, Baubehelfe



Neubau Lahntalbrücke Limburg, Ausführungsplanung



Saale-Elster-Talbrücke, Bautechnische Prüfung Prüfmängergemeinschaft Albrecht - Baumann - Mang - Streit mit Dipl.-Ing. J. Lutzens

Brückenbau, Tunnelbau, Hochbau
Konstruktiver Ingenieurbau

BÜCHTING + STREIT AG

VORSTAND

Dr.-Ing. Reinhard Mang
Prüfingenieur für Standsicherheit

Dipl.-Ing. Stephan Sonnabend

Dr.-Ing. Andreas Jähring
Prüfingenieur für Standsicherheit

Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer
Prüfingenieur für Standsicherheit

Dipl.-Ing. Tobias Nevrlly

Dr.-Ing. Jan Lingemann

AUFSICHTSRAT

Dr.-Ing. Walter Streit (Vors.)
Prüfingenieur für Standsicherheit
ö.b.u.v. Sachverständiger

Prof. Dr.-Ing. Karl Schikora

Dipl.-Kfm. Harald Busch

Gunzenlehstrasse 22-24
80689 München
Tel. 089 / 54 61 50 - 0
Fax 089 / 54 61 50 - 10
info@buechting-streit.de
www.buechting-streit.de



NACHHALTIGKEIT IST ÜBERLEBENSWICHTIG
WIR STELLEN UNS DER VERANTWORTUNG
B+S SPENDET MINDESTENS 1% SEINES UMSATZES FÜR DIE ERHALTUNG DER UMWELT

Ausbau der E136 zwischen Åndalsnes und Ålesund Errichtung der Tresfjordbrücke

■ ■ ■ von Raphael Methner

Bereits seit den 1980er Jahren gab es in der norwegischen Gemeinde Tresfjord den Wunsch zum Bau der Tresfjordbrücke. Hauptargument für diese Neubaumaßnahme war und ist die kontinuierliche Zunahme des Schwerlastverkehrs auf der bestehenden Europastraße E 136, die in der Region eine Doppelfunktion aus Fernstraßenverbindung und lokaler Ortsstraße erfüllt. Seit Oktober 2012 wird die 1.290 m lange Tresfjordbrücke errichtet. Dabei kommen unterschiedlichste Gründungsverfahren wie Stahlkernpfähle, Unterwasserfundamente, ausbetonierte Stahlrampfpfähle und Caissongründungen (vorgefertigte Beton-Senkästen) zum Einsatz. Die Herstellung des Überbaus erfolgt mittels Vorschubrüstung und im Freivorbau.



1 Lage der Projekte Tresfjordbrua und Vågstrandstunneln © Google 2013

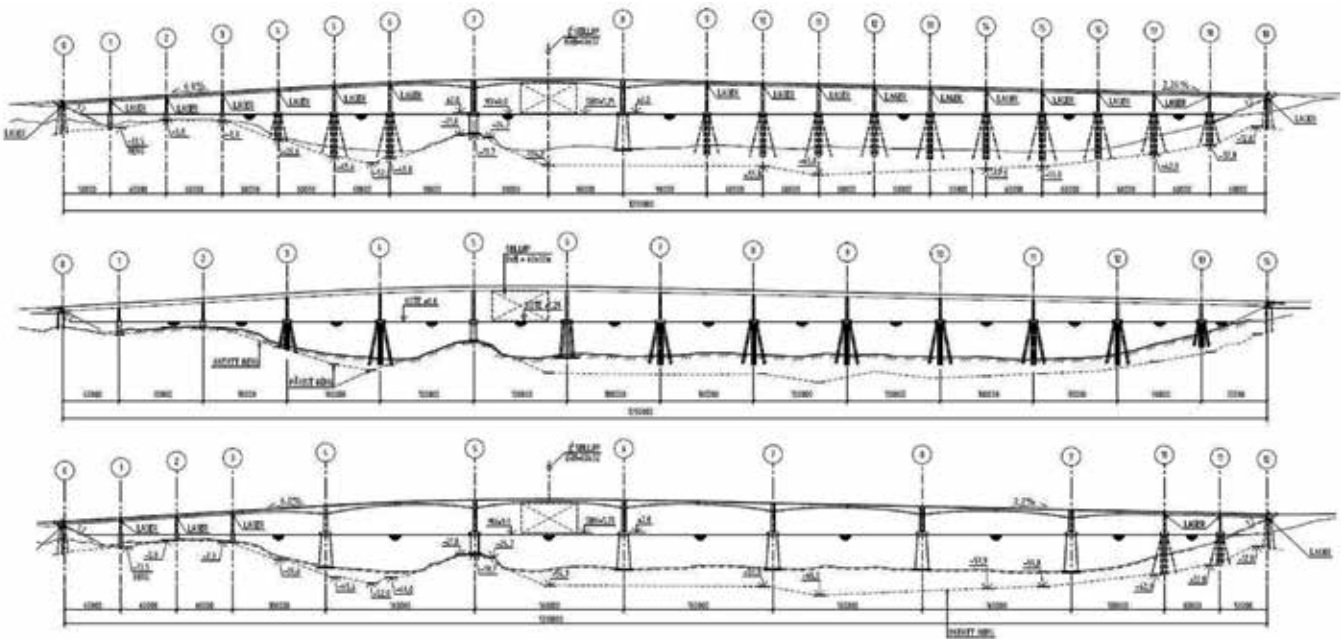
1 Einleitung

Die Stadt Ålesund stellt mit ihrem Jugendstilstadtzentrum eine zentrale Touristenattraktion an der Westküste Norwegens dar. Sie ist Ausgangspunkt für viele Sehenswürdigkeiten in der weiteren Umgebung, wie etwa den Geirangerfjord (Unesco-Weltnaturerbe) oder die bekannte Passstraße Trollstigen. Darüber hinaus bildet die 45.033 Einwohner zählende Hafenstadt (31.03.2013, [1]) einen wichtigen Wirtschaftsstandort für die Schiffs- und Offshoreindustrie. Zahlreiche Werften und Zulieferbetriebe haben in der Region ihren Sitz. Vor diesem Hintergrund stellt die ostwestlich verlaufende Europastraße E 136 die wichtigste Fernstraßenverbindung dar. Die etwa 225 km lange E 136 führt von Ålesund über Åndalsnes nach Dombås und sichert dort mit dem Anschluss an die Europastraße E 6 die Anbindung nach Trondheim und Oslo. Jedoch entspricht der allgemeine Ausbauzustand der vergleichsweise vielbefahrenen E 136 nicht mehr den aktuellen Sicherheitsanforderungen, so dass sich auf dieser Strecke in den vergangenen Jahren vermehrt schwere Unfälle ereigneten [2]. Um jenem Zustand entgegenzuwirken, wurden im April 2012 unter der Leitung der norwegischen Straßenbaubehörde Statens Vegvesen die beiden Verkehrsinfrastrukturprojekte Vågstrandstunneln (Vågstrand-Tunnel) und Tresfjordbrua (Tresfjordbrücke) ausgeschrie-

ben. Vorrangige Ziele der beiden mautfinanzierten Projekte sind eine Verringerung der Umweltbelastungen, die Erhöhung der Verkehrssicherheit sowie die Anhebung der Verkehrskapazität. Zudem entsteht durch die neue Streckenführung eine Verkürzung der E 136 von etwa 12 km, wodurch die Fahrzeit nach Fertigstellung Ende 2015 zusätzlich reduziert wird (Bild 1).

Beim Vågstrand-Tunnel handelt es sich um einen 3,70 km langen Tunnel, der im konventionellen Sprengvortrieb aufgeföhren wurde. Die dabei anfallende Ausbruchmasse von ca. 750.000 m³ wurde größtenteils für eine Dammschüttung im Tresfjord verwendet. Zudem war die Errichtung von ca. 1,70 km Zubringerstraße Teil des Auftrags, welcher für ca. 372,50 Millionen Norwegische Kronen (NOK), ca. 50 Mio. €, im August 2012 an das Joint Venture Bilfinger M3 Vågstrandstunneln ging [3].

Ebenso wurde im Oktober 2012 der Vertrag für die etwa 10 km entfernte Tresfjordbrücke an das Joint Venture Bilfinger Tresfjordbrua vergeben. Der Vertrag mit einem Auftragswert von ca. 572 Mio. NOK (ca. 77 Mio. €) beinhaltet sämtliche Arbeiten zum Bau der neuen Brückenverbindung über den Tresfjord zwischen den Gemeinden Vestnes und Vikebukta [4].



2 **Angebotsvarianten: Betonalternative 1 (oben), Stahllalternative (Mitte), Betonalternative 2 FFB (unten)**
© Statens vegvesen

2 Die Tresfjordbrücke

Wie schon bei ähnlichen Brückenbauprojekten in Norwegen reicht die Vorgeschichte dieses Projekts viele Jahre zurück, siehe zum Beispiel [5]. Bereits Mitte der 1980er und Anfang der 1990er Jahre wurden erste Studien zum Bau einer Brückenverbindung im Freivorbau sowie als Stahlbauvariante durchgeführt [6]. Basierend auf diesen Studien wurde 1996 ein Ideenwettbewerb zwischen den beiden Ingenieurbüros Reinertsen und Aas-Jakobsen ausgerufen. Für beide Varianten wurden in den Folgejahren Kostenschätzungen aufgestellt und teilweise mehrfach überarbeitet. Mit Auftragsvergabe im Mai 2010 für die Ausarbeitung der Ausschreibungsunterlagen an das Ingenieurbüro Multiconsult AS erfolgte die Festlegung auf die endgültigen Brückenvarianten. Danach schloss sich die Ausschreibung der Tresfjordbrücke letztlich in drei Angebotsvarianten an. Das heißt, den Bietern war es freigestellt, Angebote für eine Stahlhohlkastenbrücke und zwei Spannbetonbrücken abzugeben. In allen drei Brückenvarianten waren die Trassierung sowie die Brückengesamtlänge mit 1.290 m identisch. Gleiches gilt für die Überbaubreite, die in allen drei Varianten 13,50 m betrug und einen 9 m breiten zweispurigen Fahrweg sowie einen abgetrennten Rad- und Fußgängerweg beinhaltete. Inhaltlich bestand die Betonalternative 1 aus dem Bau zweier Hauptpfeiler in Fjordmitte mit anschließendem Freivorbau und einer Hauptspannweite von 160 m.

Die Vorlandbereiche zum Hauptfeld hin werden als Spannbetonhohlkasten auf Vorschubrüstung erstellt. Dabei betragen die Regelspannweiten der sechs und zehn Nebenfelder jeweils 60 m. Bei der zweiten Variante handelte es sich um die Stahlalternative, bei der insgesamt 14 Felder mit Spannweiten zwischen 60 m und 100 m errichtet werden sollten. Als Überbauquerschnitt sollte ein Stahltrog mit 4 m Höhe und aufbetonierter Fahrbahnplatte zum Einsatz kommen. Das veranschlagte Stahlgewicht betrug gemäß Ausschreibungsunterlagen 4.850 t. Die Betonalternative 2 FFB umfasste den Bau von sechs Hauptpfeilern, an denen der Überbau im klassischen Freivorbau realisiert werden sollte. Die dabei entstehenden Spannweiten betragen wie bei Betonalternative 1 jeweils 160 m. Der Bau der wesentlich kürzeren Spannbetonrandfelder sollte dann auf Lehrgerüst erfolgen. Eine Übersicht der drei Angebotsvarianten ist in Bild 2 und eine Zusammenfassung der wesentlichen Massen in Bild 3 dargestellt.

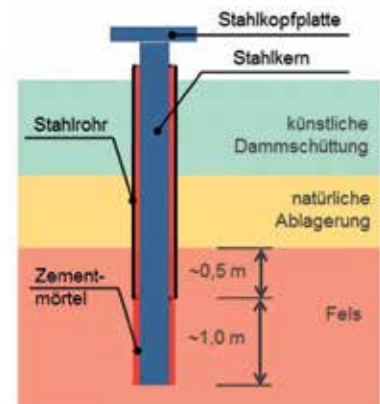
Die Wertung der eingereichten Angebote erfolgte auf Grundlage der Wirtschaftlichkeit. Wie aus der Übersicht zu erkennen ist, wurde bereits bei der Ausarbeitung der Ausschreibungsunterlagen ein verstärktes Augenmerk auf ausgewogene Gründungskonzepte gelegt. Das heißt, für jede Achse wurde in Abhängigkeit von den örtlichen Randbedingungen (Überbau und Baugrund) eine passende Gründung gewählt. Mit dieser Maßnahme wurde die Wirtschaftlichkeit der einzelnen Angebotsvarianten unterstützt. Wie nachstehend dargestellt, kommen für die beauftragte Betonalternative 1 insgesamt vier unterschiedliche Gründungsmethoden zum Einsatz. Neben der Gründung mit ausbetonierten Stahlrammpfählen und der Herstellung von Unterwasserfundamenten erfolgt die Gründung der Hauptpfeiler auf Caissons sowie die Gründung der Widerlager mittels Stahlkernpfählen [7]. Die Errichtung des Überbaus war im Freivorbau und mittels Vorschubrüstung geplant.

Massen	Betonalternative 1	Stahllalternative	Betonalternative 2 FFB
Stahlrammrohr [m]	6.900	7.200	1.000
Beton [m ³]	35.700	26.700	34.000
Betonstahl [t]	8.400	5.200	6.150
Spannstahl [mMN]	101.600	5.100	191.000
Konstruktionsstahl [t]	-	4.850	-

3 **Massenvergleich der Angebotsvarianten gemäß Ausschreibungsunterlagen**
© Bilfinger Tresfjordbridge

3 Gründung der Widerlager

Die Gründung der Widerlager erfolgte in Achse 0 auf einer Höhe von ca. 8 m und in Achse 19 auf einer Höhe von ca. 15 m über dem Meeresspiegel (m. ü. NN). In beiden Fällen liegen die Fundamentplatten auf künstlichen Dammschüttungen aus vergleichsweise grobem Sprenggestein mit einer Mächtigkeit von ca. 13 m. Unterhalb der Dammschüttung stehen natürliche Ablagerungen an sowie auf einer Tiefe von ca. -15 m Fels (Gneis). Da die künstliche Dammschüttung und die natürlichen Ablagerungen ohne zusätzliche Bodenverbesserungen keine ausreichende Tragfähigkeit besitzen, erfolgte die Gründung der Widerlager auf Stahlkernpfählen (Steel Core Piles) mit Pfahllängen bis 32 m. Dieses in Skandinavien sehr gängige Tiefgründungsverfahren zeichnet sich durch seine kompakte Bauweise, schnelle Installation und hohe Lebensdauer aus. Dabei sind grundsätzlich zwei Ausführungsvarianten zu unterscheiden: Im Normalfall wird der tragende Stahlkern wenige Zentimeter tief in den tragfähigen Fels gebohrt und ermöglicht so einen konzentrierten Lastabtrag über Spitzendruck, so dass Druckpfähle bis zu 4 MN möglich sind [8]. Alternativ kann der Stahlkern auch tiefer in den Felshorizont eingebohrt werden, in der Regel 1,50 m und mehr. Durch die zusätzlich entstehende Schaftreibung lassen sich auch Zugkräfte im Baugrund verankern. Die Herstellung ist in beiden Fällen gleich. Zunächst wird ein Mantelrohr (Casing) bis auf den Felshorizont gebohrt. Dabei kommen gewöhnlich Rohrdurchmesser von 140–320 mm zum Einsatz. Anschließend erfolgt das Einstellen des massiven unprofilierten Stahlkerns (Core). Übliche Stahlkerndurchmesser liegen zwischen 90 mm und 210 mm. Zusätzlich kann der Stahlkern eingebohrt oder eingerammt werden. Sowohl das Mantelrohr als auch der Stahlkern bestehen aus Baustahl S 355. Des Weiteren erfolgt das Verpressen des Ringraums mit Zementmörtel. Da bemessungstechnisch in der Regel nur der Stahlkern zum Lastabtrag herangezogen wird, stellt das Mantelrohr in Verbindung mit dem verpressten Ringraum einen sehr hochwertigen doppelten Korrosionsschutz dar. Zur konzentrierten Einleitung der Lasten in den Stahlkern wird am oberen Ende des Stahlkerns eine Stahlkopfplatte angebracht. Im vorliegenden Fall beinhaltet das Gründungskonzept jeweils 16 vertikale Stahlkernpfähle pro Widerlager. Dabei wurden Mantelrohre mit 219 mm Durchmesser und einer Wanddicke von 5 mm eingesetzt. Der Durchmesser der verwendeten Stahlkerne betrug 150 mm (Bild 4).

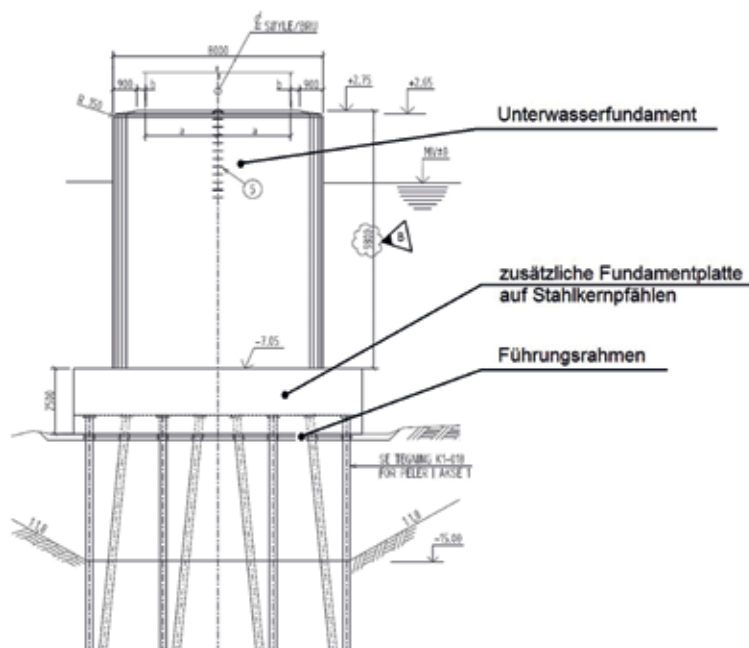


4 Herstellung der Stahlkernpfähle (links) und schematischer Aufbau von Stahlkernpfählen (rechts)
© Bilfinger Tresfjordbridge

4 Unterwasserfundamente

In den Pfeilerachsen 1, 2 und 3 betragen die Wassertiefen lediglich ca. 8–15 m. Der anstehende Meerboden besteht ebenfalls aus tragfähigem Fels mit zum Teil abgelagerter Moräne (Geschiebemergel) bis zu 4 m Mächtigkeit. Dementsprechend erwiesen sich klassische Tiefgründungen als unwirtschaftlich. Zur Ausführung kamen daher flachgegründete, massive Unterwasserfundamente. Nach einigen Voruntersuchungen und dem Abstecken der Achsen erfolgte das Freispülen des Felshorizonts mittels hydraulischer Pumpen. Während dies in

den Achsen 2 und 3 problemlos gelang, konnte der Felshorizont in Achse 1 nicht auf der erwarteten Tiefe von -13,50 m angetroffen werden. Bei der Auswertung von zusätzlichen Probebohrungen wurde der Felshorizont auf ca. -21 m bestimmt. Da wegen der benachbarten Dammschüttung ein Aushub bis auf den Fels nicht möglich war, entschied sich der Bauherr zur Herstellung einer auf Stahlkernpfählen gegründeten Fundamentplatte unterhalb des eigentlichen Fundamentkörpers (Bild 5). Die Realisierung der Stahlkernpfähle erfolgte grundsätzlich wie im



5 Fundamentplatte mit Steel Core Piles und Fundament
© Statens vegvesen



6 Bohrarbeiten zur Herstellung der Steel Core Piles
© Bilfinger Tresfjordbridge

vorigen Abschnitt beschrieben. Da die Bohrarbeiten jedoch von einem schwimmenden Ponton vorgenommen wurden (Bild 6), musste zur Sicherstellung der Einbaugenauigkeit ein zusätzlicher Führungsrahmen unter Wasser installiert werden. Nach Abschluss der Bohrarbeiten wurde der vorgefertigte Bewehrungskorb der Fundamentplatte eingehoben. Um im Weiteren die Tauchzeiten auf ein Minimum zu begrenzen, wurde als verlorene Schalung ein Betonfertigteil eingesetzt, das bauseits vorgefertigt und mit Hilfe eines Schwimmkrans platziert wurde. Die Herstellung der eigentlichen Fundamentkörper erfolgte in den Achsen 1, 2 und 3 anschließend nach identischem Konzept. Dabei wurden die gesamte Bewehrung und sämtliche Einbauteile auf einer benachbarten Kaianlage errichtet und mit Hilfe eines Stahlrahmens aussteift (Bild 7). Danach wurde die Schalung montiert. Der Stahlrahmen hatte neben seiner aussteifenden Wirkung für die Schalung und Bewehrung die Aufgabe, einen sicheren Transport von der Kaianlage zum Einsatzort zu ermöglichen (Bild 8). Durch das vergleichsweise hohe Gesamtgewicht von Schalung und Bewehrung von ca. 60 t konnte auf ein zusätzliches vertikales Abspannen verzichtet werden. Der vorhandene Strömungsdruck auf die Fundamentschalung stellte keine Gefahr dar. Für die Betonage wurde für die ersten 50 cm ein Unterwasserbeton B 35 AUV (entsprechend C35/45) und für den Rest ein Normalbeton B 45 (C45/55) verwendet. Das Betonvolumen umfasste bei einer Fundamentgrundfläche von

8 m x 4 m und einer Höhe von 10–12 m ca. 350 m³ je Fundament. Das Einbringen des Betons erfolgte mit einer Betonpumpe, die mit einem speziellen Mündungsventil ausgestattet war. Die Verwendung des Mündungsventils ermöglicht das Umsetzen des Betonierrohrs während der Betonage, ohne Luft oder Wasser in den Beton einzutragen. Die im Durchschnitt erreichte Betoniergeschwindigkeit betrug ca. 20 m³/h. Nach ausreichender Erhärtung des Betons und dem Entfernen der Schalung wurde abschließend eine Sichtprüfung der Betonoberflächen mittels Taucher durchgeführt.



7 Vorgefertigte Fundamentbewehrung mit aussteifendem Stahlrahmen
© Bilfinger Tresfjordbridge



8 Einheben der Fundamentschalung inklusive Bewehrung mittels Schwimmkran
© Bilfinger Tresfjordbridge



11 Bewehrungsarbeiten und Ausbetonieren der Stahlrammpfähle
© Bilfinger Tresfjordbrücke



12 Einheben der Betonfertigteilkästen mittels Schwimmkran
© Bilfinger Tresfjordbrücke

Nach Abschluss der Rammarbeiten erfolgte die Herstellung einer konstruktiven Bodenplatte, die statisch nicht angesetzt wurde. Sie diente im Wesentlichen als sichere Arbeitsebene für spätere Maßnahmen. Dabei wurden vorgefertigte Bewehrungskörbe mit einem Gesamtgewicht von 4–18 t eingehoben. Da die vorhandenen Stahlrohre trotz ihrer Wanddicke von 18 mm bei der Dauerhaftigkeitsbetrachtung nicht berücksichtigt wurden, betrug die erforderliche Betondeckung der Pfahlbewehrung 75 mm. In Verbindung mit der verwendeten Betonqualität B 55, äquivalent einem C55/67 gemäß Europäischer Normung, wird der hohe Stellenwert einer soliden und dauerhaften Gründung ersichtlich. Das benötigte Betonvolumen für das Ausbetonieren der Rohre lag je nach Rohrlänge zwischen 30 m³ und 65 m³ pro Pfahl (Bild 11).

Parallel zu den beschriebenen Arbeiten auf dem Wasser wurden auf einer nahegelegenen Kaianlage die sogenannten Betonfertigteilkästen oder Pile Caps hergestellt. Mit einem Grundriss von ca. 8 m x 13 m bzw. 11 m x 15 m sowie einer Höhe von 4 m und einer Wanddicke von 25 cm wiesen diese ein Gewicht bis zu 125 t auf. Die Platzierung der Betonfertigteilkästen auf den ausbetonierten Rammpfählen erfolgte mittels Schwimmkran (Bild 12). Um trotz Strömungen, Wind und Wellen das zentimetergenaue Ausrichten und Einfädeln der Betonfertigteilkästen zu ermöglichen, war der Einsatz von zusätzlichen Ankern und Winden erforderlich. Nach dem Absetzen der Betonfertigteilkästen wurden sie nicht abgedichtet, so dass die Bewehrungsarbeiten für die Pfahlkopflatten bzw. Fundamente auf die Tidestände abge-

stimmt werden mussten. Andererseits konnte auf eine Auftriebssicherung verzichtet werden. Für die anschließende Betonage der Fundamente waren 210 m³ bzw. 340 m³ Beton der Festigkeitsklasse B 45 (bzw. C45/55) erforderlich. Obwohl die Fundamente selbst innerhalb der Betonfertigteilkästen liegen, die eine Schutzbarriere von 25 cm Dicke darstellen, betrug die Betondeckung für die Fundamentbewehrung 120 mm.

6 Caissongründungen

Im Bereich der Brückenhauptöffnung mit einer Spannweite von 160 m wurden Caissons, also vorgefertigte Senkkästen, zur Gründung der Hauptpfeiler in den Achsen 7 und 8 verwendet. Eine Gründung mittels Stahlrammpfählen wurde im Rahmen eines Nebenangebots untersucht, stellte aufgrund der großen Belastungen aus dem Freivorbau jedoch keine wirtschaftlichere Alternative dar. Obwohl die Caissongründungen in beiden Achsen auf den ersten Blick sehr ähnlich aussehen, resultierten aus der gewählten Trassierung deutlich unterschiedliche Randbedingungen. In Achse 7 konnte eine natürliche Felshebung genutzt werden, um die erforderliche Höhe des Caissons auf ca. 22 m zu begrenzen. Zugleich ermöglichte der tragfähige Fels eine vergleichsweise einfache und konzentrierte Lasteinleitung in den Baugrund, wodurch die Caissongrundfläche lediglich 78 m² betrug. Anders dagegen waren die Randbedingungen in Achse 8, wo die Gründungstiefe bei ca. -40 m lag. Zum einen unterlagen sämtliche Arbeiten in dieser Tiefe schärfsten Arbeitsschutzbestimmungen. Beispielsweise betrug die zulässigen Tauchzeiten für Wassertiefen bis 22 m lediglich 4 h pro Tauchgang,

mit einer anschließenden Dekompressionszeit von 1,50 h und 12 h Ruhezeit. Die zulässigen Tauchzeiten für Wassertiefen bis 42 m waren dagegen auf 30 min begrenzt, ebenfalls mit anschließender Dekompressionszeit von 1,50 h und einer Ruhezeit von 12 h. Der enorme technische und wirtschaftliche Aufwand, Arbeiten in dieser Tiefe durchzuführen, erklärt, warum Caissongründungen in solchen Tiefen bisweilen Ausnahmen darstellen. Neben der hier beschriebenen Gründung wurde in Norwegen lediglich zwischen 2005 und 2007 die Austevollsbrua südlich von Bergen unter ähnlichen Randbedingungen errichtet.

Zum anderen reichte die Gründungssohle in Achse 8 lediglich bis auf die natürlich abgelagerte Moräne, also auf Lockergestein, und nicht wie in Achse 7 bis auf Fels. Die wesentlich geringere Tragfähigkeit führte zu einer erforderlichen Caissongrundfläche von 440 m². Zum Erreichen einer gleichmäßigen Lasteinleitung wurde die 1,20 m dicke Bodenplatte zudem mit 40 Litzenspanngliedern L 31 vorgespannt. Trotz der recht unterschiedlichen Randbedingungen im Endzustand erfolgte die Herstellung beider Caissons nach dem gleichen Produktionskonzept. Dabei wurden zunächst die Bodenplatte sowie die ersten drei Wandabschnitte mit einer Höhe von je 3,50 m auf einem absenkbaaren Ponton realisiert (Bild 13). In diesem Stadium wies der Caisson für Achse 7 mit einer Höhe von 12,20 m ein Gesamtgewicht von 580 t auf. Beim anschließenden Absenken des Pontons wurde der äquivalente Auftrieb bei einer Schwimmtiefe von ca. 8,60 m erreicht, wodurch ein Freibord von 3,60 m entstand. Weil die zulässige Belastbarkeit des absenkbaaren Pontons auf 1.800 t



13 *Frei schwimmender Caisson für Achse 7 zwischen zwei Pontons (links), Caissonbodenplatte für Achse 8 auf absenkbarem Ponton (rechts)*
© Bilfinger Tresfordbridge

begrenzt war, musste die Bodenplatte vom Caisson in Achse 8 aus Leichtbeton hergestellt werden. Durch Verwendung von nordamerikanischem Leichtzuschlag der Marke Stalite konnte eine Betonrohichte von $2,00 \text{ kg/dm}^3$ erzielt werden. Das Caissonsgesamtgewicht bei einer Höhe von $9,10 \text{ m}$ betrug daraufhin 1.780 t . Begleitet wurden die Absenkeroperationen jeweils von zwei Schleppern. Zum einen, um das Lösen der Caissons von der Bodenschalung zu unterstützen, zum anderen zur Sicherung der frei schwimmenden Caissons.

Für die weitere Herstellung wurden die halbfertigen Caissons zwischen zwei großen Pontons befestigt. Dies war primär aus Gründen der Schwimmstabilität bei schlechtem Wetter (Wind, Wellen, Strömungen) erforderlich. Gleichzeitig dienten die beiden Pontons als Lager- und Vorbereitungsflächen für die ausstehenden Arbeiten. Der Caisson für Achse 7 wurde daraufhin um weitere vier Wand- bzw. Betonierabschnitte ergänzt, der Caisson für Achse 8 um weitere zehn Abschnitte. Diese Arbeiten wurden mit einer gewöhnlichen Kletterschalung ausgeführt. Ebenfalls aus Gründen der Schwimmstabilität war es notwendig, nach jeder Betonage Kies in die schwimmenden Caissons zu füllen. Nach Erreichen der vollen Höhe wurden die Caissons mit Hilfe von Schleppern in die endgültige Lage gezogen. Um ihr bestmögliches Platzieren in Lage und Höhe zu erzielen, wurde der Untergrund umfangreich für das Absenken präpariert. Dies umfasste in Achse 7 zunächst das Sprengen der obersten Felsschicht, das Entfernen der Sprengmasse, Reinigen sowie die Herstellung einer Unterwasserbetonsohle ähnlich einer Sauberkeitsschicht. Eingebettet in die Unterwasserbetonsohle wurde eine Stahlkonstruktion, die

das Positionieren erleichterte und mittels Hydraulikpressen eine Höhenkorrektur des Caissons ermöglichte (Bild 14). Nach abschließender Lage- und Höhenkontrolle erfolgte das Verpressen des Zwischenraums zwischen Unterwasserbetonsohle und Caissonbodenplatte mit Zementsuspension. Demgegenüber wurden in Achse 8 die obersten $2\text{--}3 \text{ m}$ der anstehenden Moräne durch Hochdruckspülen und mechanisches Fräsen entfernt. Da auch hier der angetroffene Boden härter war als ursprünglich erwartet, wurde die geplante Höhenlage im Zuge der Bearbeitung um 1 m angehoben. Für das Platzieren des Caissons wurde ebenfalls eine Stahlkonstruktion mit 63 t in die 470 m^3 umfassende Unterwasserbetonsohle integriert. Nach Absenken des Caissons und dem Verpressen des Zwischenraums folgten die Befüllung mit Steinen sowie das Ausbetonieren der Fundamente für die Pfeiler. Dabei hatten die Fundamente ein Betonvolumen von jeweils 285 m^3 .



14 *Endgültige Platzierung des Caissons in Achse 8*
© Bilfinger Tresfordbridge

7 Pfeiler

In den Achsen 1–6 sowie 9–18 wurden massive Pfeiler mit einem Regelquerschnitt von $2,40 \text{ m} \times 5,20 \text{ m}$ erstellt, die sich mit 1° zur Pfeilerspitze verjüngen. Die Errichtung erfolgte in 4 m hohen Betonierabschnitten mit gewöhnlichen Kletterbühnen und ihre Betonage wiederum, wie bei fast sämtlichen Betonagen auf dem Wasser, von einer Fähre aus. Dazu wurden eine Betonpumpe sowie zwei bis drei Betonmischfahrzeuge auf die Fähre gestellt. Nachdem die Mischfahrzeuge entleert waren, wurden sie an der Kaianlage gegen neue getauscht. So konnte beispielsweise die Betonage eines Pfeilerabschnitts mit 50 m^3 in vier Fahrenzyklen betoniert werden. Die durchschnittliche Betonierleistung betrug zwischen $12 \text{ m}^3/\text{h}$ und $18 \text{ m}^3/\text{h}$. In den Achsen 7 und 8, wo der Überbau anschließend im Freivorbau errichtet wird, wurden Hohl Pfeiler mit einer Querschnittsfläche von $4 \text{ m} \times 6 \text{ m}$ und einer Wanddicke von 40 cm bzw. 50 cm realisiert. Die Höhe der Pfeiler bis zum Hammerkopf betrug 26 m und wurde ebenfalls mit gewöhnlichen Kletterbühnen in $4,40\text{-m}$ -Abschnitten erstellt. Während die zuvor erwähnten Pfeiler mit einem Mobilkran auf einem Ponton bedient wurden, wurden auf den Caissonfundamenten in Achse 7 und 8 von Beginn an Hochbaukräne installiert. Jedoch war aufgrund der engen Platzverhältnisse eine auskragende Stahlkonstruktion für die Kranmontage erforderlich. Maßgebend für die Dimensionierung und eine große Herausforderung bei der Platzierung der Stahlkonstruktion waren die zulässigen Verformungen, die nur wenige Millimeter betragen.

8 Vorschubrüstung

Zur Errichtung des Überbaus in den Nebensegmenten wurde eine unten liegende Vorschubrüstung der Firma LGB Lehrgerüstbau verwendet. Die Gesamtlänge der Vorschubrüstung, bestehend aus den 3,80 m hohen Hauptbindern sowie den Vor- und Nachläufen, betrug 136,50 m. Zusammen mit dem Schalungsaufbau ergab sich ein Gesamtgewicht von ca. 680 t für die Vorschubrüstung. Insgesamt erwies sich das gewählte Herstellungsverfahren als wirtschaftlich und zuverlässig, wobei folgende Besonderheiten zu berücksichtigen waren: Zum einen erforderte die vorliegende Trassierung das Erstellen des Überbaus in einem Kurvenradius von 400 m. Zum anderen betrug die Brückenlängsneigung der östlichen Nebensegmente 6 %. Beide Anforderungen lagen im Grenzbereich des Machbaren für die Vorschubrüstung, konnten jedoch durch eine gute und detaillierte Arbeitsvorbereitung beherrscht werden, so dass es zu keinen nennenswerten Verzögerungen kam. Der Überbau in den Nebensegmenten wurde als Spannbetonhohlkasten mit einer Höhe von 3 m, einer Trogbreite von 5,40 m und einer Wanddicke von 60 cm ausgeführt. Die insgesamt 16 Überbauabschnitte wurden wie üblich in jeweils zwei Arbeitsschritten betoniert. Nach Betonage des Trogs mit etwa 260 m³ wurden zwei Steg-Spannglieder L 19 gespannt. Im Anschluss wurde die Fahrbahnplatte mit etwa 340 m³ betoniert sowie die restlichen Spannglieder gespannt. In Bild 15 sind die durchschnittlichen Beton- und Spannstahlmengen je Überbauabschnitt zusammengestellt. Die planmäßige Betondeckung zur Innenseite betrug 50 mm und zur Außenseite 75 mm.

Zur Betonage der jeweils 60 m langen Überbauabschnitte war die Verwendung eines Betonverteilermasts erforderlich, der mittig auf der Vorschubrüstung montiert wurde und eine Reichweite von 36 m besaß. Des Weiteren war es für die allgemeine Andienung der Vorschubrüstung notwendig, den Turmdrehkran mit 75 m Ausleger auf Schienen aufzustellen (Bild 16). Auch dies erforderte aufgrund des Kurvenradius sowie der starken Brückenlängsneigung eine detaillierte Arbeitsvorbereitung und eine gewissenhafte Ausführung. So musste beispielsweise der Verschiebevorgang des Turmdrehkrans exakt in den Ablaufzyklus der Vorschubrüstung integriert werden, damit weder die Spannarbeiten noch das Vorfahren der Vorschubrüstung Einfluss auf die Höhenlage der Schienen nehmen konnten. Ohne diese Berücksichtigung

Beton- und Spannstahl	Überbau Nebensegmente (Achsen 0–6, 9–19)
Betonstahl je Feld absolut [t]	112,80
Betonstahlgehalt je m ³ Überbaubeton [kg/m ³]	188,00
Menge Spannstahl je Feld absolut [t]	23,00
Spannstahlgehalt je m ³ Überbaubeton [kg/m ³]	38,30

15 Durchschnittliche Beton- und Spannstahlmengen im Überbau
© Bilfinger Tresfordbridge



16 Vorschubrüstung mit Betonverteilermast und nachlaufendem Turmdrehkran
© Bilfinger Tresfordbridge

konnten die zulässigen Montagetoleranzen der Schienen nicht eingehalten werden. Infolge des immer größer werdenden Abstands der Vorschubrüstung zum Widerlager war es ebenso erforderlich, die Stromversorgung mittels eines mobilen Hochspannungstransformators zu gewährleisten. Dieser hatte eine Reichweite von 500 m und wurde parallel zum Turmdrehkran auf dem jeweils fertigen Brückendeck hinter der Vorschubrüstung hergezogen.

Eine weitere Herausforderung bei den Arbeiten mit der Vorschubrüstung waren der Auf- und Abbau sowie der Umsetzvorgang. Das heißt, nach Fertigstellung der westlichen Nebensegmente (Achsen 9–19) war es notwendig, die Vorschubrüstung auf die Ostseite umzusetzen (Achsen 0–6). Unter Berücksichtigung der gegebenen Randbedingungen wie Zugänglichkeiten, Wassertiefen und Hakenhöhen wurde für diese Arbeiten ein passender Schwimmkran genutzt (Bild 17).



17 Aufbau der Vorschubrüstung mit Schwimmkran
© Bilfinger Tresfordbridge

9 Freivorbau

In der Brückenhauptöffnung befindet sich der Schifffahrtsweg mit einer Durchfahrthöhe von 32 m und einer Breite von 60 m. Die Spannweite der Brückenhauptöffnung beträgt 160 m. Die Herstellung des Überbaus erfolgte in diesem Bereich (Achsen 7 und 8) im Freivorbau nach dem symmetrischen Waagebalkenprinzip. Dabei wurden jeweils 2 x 14 Abschnitte mit einer Taktlänge von jeweils 5 m erstellt. Im Bereich der Pfeiler betrug die Bauhöhe des Überbaus 9 m und verjüngte sich zur Feldmitte auf 3 m. Die vertikalen Stege besitzen im Bereich der Pfeiler eine Dicke von 40 cm und reduzieren sich im Feldbereich auf 35 cm. Die Dicke der Bodenplatte variiert zwischen 80 cm an den Pfeilern und 35 cm in Feldmitte.

Wie beim Freivorbau üblich, erfolgte in Brückenlängsrichtung ein abschnittsweises Vorspannen des Überbaus. Dabei kamen Litzenspannglieder L 18 zur Anwendung. Über den Pfeilern wurden jeweils 26 Spannglieder in der Fahrbahnplatte verlegt sowie in der Bodenplatte der Hauptöffnung 18 Spannglieder. In den Stegen und in Querrichtung war ein Vorspannen nicht erforderlich. Für die Herstellung kam ein Paar Freivorbauwagen der Firma NRS zum Einsatz, die zunächst auf dem Pfeilerkopf montiert und für die Erstellung des Überbaus in Achse 7 verwendet wurden. Anschließend erfolgte das Umsetzen der Vorbauwagen auf Achse 8. Die Betonierreihenfolge wurde vom Planer vorgegeben. Dabei wurden wechselseitig jeweils zwei Betonierabschnitte (Trog und Fahrbahnplatte) hergestellt. Durch die vorgege-

Tag	Frühschicht	Spätschicht
Montag	Vorbereitung Verschiebung Vorbauwagen Vorbereitung Vorspannen	Vorspannen
Dienstag	Verschiebung Vorbauwagen Vermessung	Bewehrung Trog
Mittwoch	Vermessung Bewehrung Trog	Schließen Innenschalung
Donnerstag	Betonage Trog (R+L)	Bewehrung Fahrbahnplatte
Freitag	Bewehrung Fahrbahnplatte Einbau Spannglieder	Vermessung
Samstag	Betonage Fahrbahnplatte (R+L)	-
Sonntag	Nachbehandlung Vermessung	-

18 Regelzyklus beim Freivorbau
© Bilfinger Tresfjordbridge

bene Betonierreihenfolge konnte das globale Gleichgewicht in allen Bauzuständen eingehalten werden, so dass sich auf zusätzliche Stabilisierungsmaßnahmen verzichten ließ (Bild 19). Im Mittel konnte für die Taktherstellung ein Wochenzyklus erreicht werden, wobei das vergleichsweise späte Vorspannen bei einer mittleren Mindestbetondruckfestigkeit von 40 N/mm² vereinzelt zu Verzögerungen führte (Bild 18). Ebenfalls zeitintensiv waren die geforderten baubegleitenden Vermessungsarbeiten, die bei diversen Arbeitsschritten (Betonage, Vorspannen, Vorfahren der Vorbauwagen) über die gesamte Brückenlänge zu erfolgen hatten.

10 Zusammenfassung

Der Bau der Tresfjordbrücke im Rahmen der Europastraße E 136 zwischen Ändalsnes und Ålesund blickt auf eine lange Vorgeschichte zurück. Die über mehrere Vorstudien, Angebots- und Ausschreibungsvarianten gefundene Brückenkonstruktion stellt die wirtschaftlichste Lösung dar. Dies ist unter anderem den sehr ausgewogenen Gründungskonzepten zu verdanken. Das heißt der individuellen Berücksichtigung der örtlichen Baugrundbedingungen sowie der Beanspruchungen des Bauwerks. So wurden insgesamt vier bzw. fünf sehr unterschiedliche Gründungsmethoden angewandt: gebohrte Stahlkernpfähle, ausbetonierte Stahlrammpfähle, Caissongründungen und Unterwasserfundamente, zum Teil mit zusätzlichen Stahlkernpfählen. Wie bei vergleichbaren Brückenbauprojekten in Skandinavien [5] [11] ist auch in diesem Projekt der hohe Stellenwert einer soliden, dauerhaften Konstruktion erkennbar. Stahlkernpfähle und ausbetonierte Stahlrammpfähle stellen mit ihrem doppelten Korrosionsschutz eine hohe Lebensdauer sicher. Ebenso lassen die Einhaltung einer Betondeckung von 120 mm für alle seewasserberührenden Bauteile und die Verwendung von vergleichsweise hohen Betonqualitäten einen geringen Unterhaltsaufwand erwarten. Und selbst im Überbau betrug die allgemeine Betondeckung 75 mm.

Dank einer guten internen Arbeitsvorbereitung und einer offenen und kooperativen Zusammenarbeit zwischen dem Joint Venture Bilfinger Tresfjordbrua, dem verantwortlichen Planungsbüro Multiconsult und dem Bauherrn Statens Vegvesen konnten selbst anspruchsvolle Arbeiten sicher und wirtschaftlich umgesetzt werden. Ebenso wurden unvorher-



19 Symmetrischer Freivorbau (Waagebalkenprinzip) auf Achse 7
© Bilfinger Tresfjordbridge

gesehene Probleme in der Regel zeitnah diskutiert und Alternativen gefunden. Als ein bautechnisches Highlight in diesem Projekt ist sicherlich die Herstellung des Caisson in Achse 8 für eine Wassertiefe von -42 m zu sehen, welches mit Hilfe eines absenkenden Ponton erstellt wurde; ebenso wie diverse Einsätze von großen Schwimmkränen zum Einheben der Betonfertigteilkästen, Unterwasserfundamente oder dem Auf-, Ab- und Umbau der Vorschubrüstung und diverser Hochbaukräne. Dies immer vor dem Hintergrund der zum Teil rauen Wetterbedingungen. Ebenfalls erwähnenswert erscheinen die Rammarbeiten mit der Hubinsel Annegret, von der die 198 Rammfähle in nur neun Monaten erstellt wurden. Insgesamt konnten nahezu alle angefallenen Verzögerungen durch Beschleunigungsarbeiten wieder eingeholt werden, so dass die endgültige Fertigstellung der Tresfjordbrücke für Spätsommer 2015 geplant ist.

Autor:
Dr.-Ing. Raphael Methner
Bilfinger Construction GmbH,
Wiesbaden

Literatur

- [1] Statistics Norway: Population and quarterly changes, Q1 2013. <http://www.ssb.no/en/befolkning/statistikker/folkendrkv/kvartal/2013-05-14?fane=tabell&sort=nummer&tabell=112361> (20.07.2013)
- [2] Aftenposten: Mehrere Unfälle in Sunnmøre. E136 geschlossen. <http://www.aftenposten.no/nyheter/iriks/article3611495.ece> (20.07.2013)
- [3] Statens Vegvesen: Signerte byggekontrakt for Vågstrandstunnelen. <http://www.vegvesen.no/Europa/veg/e136tresfjordbrua/Nyhetsarkiv/Signerte+byggekontrakt+for+V%C3%A5gstrandstunnelen.370513.cms> (20.07.2013)
- [4] Statens Vegvesen: Bilfinger Berger er klar for Tresfjordbrua. <http://www.vegvesen.no/Europaveg/e136tresfjordbrua-a/Nyhetsarkiv/Bilfinger+Berger+er+klar+for+Tresfjordbrua.393684.cms> (20.07.2013)
- [5] Methner, R.: Dalsfjordbrua – 523 Meter Hängebrücke in Westnorwegen; in: Beton- und Stahlbetonbau 109, Heft 2, 2014.
- [6] Statens Vegvesen: Informerer Tresfjordbrua. Norwegian Public Roads Administration, Møre og Romsdal 1991.
- [7] Methner, R.: E 136 Tresfjordbrua – Massivbrückenbau mit anspruchsvollen Gründungen an der Westküste Norwegens, Beitrag zum Münchner Massivbau Seminar, Technische Universität München 2013.
- [8] Bredenberg, H.: Scandinavian Steel Core Piles. Bredenberg Geoteknik Ltd. Sweden.
- [9] Andenaes, A.; Simonsen, A. S.: Pelearbeider Tresfjordbrua - Tresfjord Bridge Pile Works, Beitrag zum Geoteknikdagen 2013, Norsk Geoteknisk Forening, Oslo 2013.
- [10] Statens Vegvesen: Handbook 026, General specifications 2. Norwegian Public Roads Administration, Oslo 2009.
- [11] Zehetmaier, G.; Methner, R.: Brückenbau in Skandinavien – Herausforderungen und Besonderheiten, Beitrag zum Münchner Massivbau Seminar, Technische Universität München 2014.

Bauherr

Statens vegvesen Region midt, Molde, Norwegen

Entwurfs- und Ausführungsplanung

Multiconsult AS, Oslo, Norwegen

Prüfingenieur

Norconsult AS, Sandvika, Norwegen

Bauausführung

Joint Venture Bilfinger Tresfjordbridge Vikebuk, Norwegen



Gleitlagertechnologie 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.



Driving the future through leading technology.
www.federalmogul.com



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

Werkfertigung und Montagekonzept

Errichtung der Sundsvall-Brücke in Schweden

■ ■ ■ von Stephan Lüttger, Rüdiger Schidzig

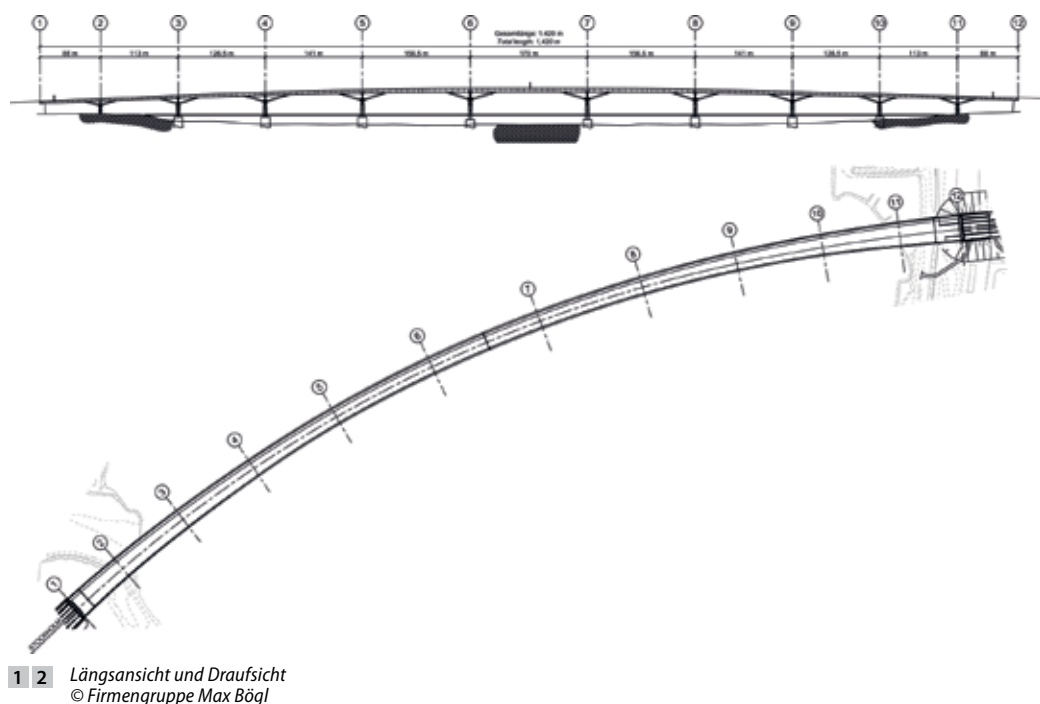
Im Februar 2011 konnte die Firmengruppe Max Bögl als Partner im Joint Venture Sundsvallsbron durch einen Sondervorschlag im Design-and-Build-Verfahren den Auftrag für den Neubau der Autobahn E 4 Seequerung in Sundsvall, Schweden, gewinnen. Ausschlaggebend für den Erfolg des Sondervorschlags war insbesondere das innovative Montagekonzept des Hauptüberbaus: Mit den sehr kalten und langen Wintern in Mittelschweden musste der 23.000-t-Stahlüberbau innerhalb eines Sommers montierbar sein. Dies war nur durch ein ausgeklügeltes Logistikkonzept und durch die Serienvorfertigung von Einzelbauteilen mit bis zu 38 m Breite, 160 m Länge und Einzelstückgewichten bis zu 2.500 t möglich. Aus den hohen technischen Anforderungen und dem sehr engen Terminplan entstand dabei ganz nebenbei eine der modernsten halbautomatisierten Fertigungsstraßen im europäischen Stahlbau.

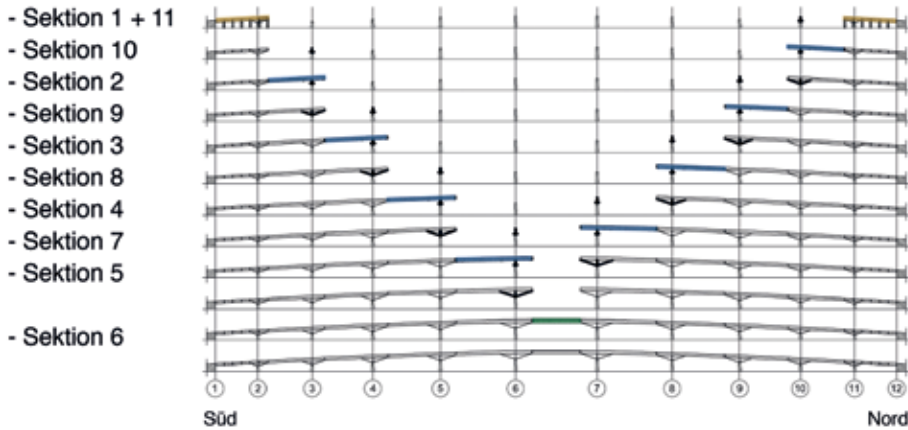
1 Einleitung

Im Zuge des Ausbaus der Europastraße E 4 von Myre nach Skönsberg entsteht in der schwedischen Hafenstadt Sundsvall ca. 400 km nördlich von Stockholm eine neue Großbrücke. Die 1.420 m lange und 23.000 t schwere Stahlbrücke mit Stützweiten zwischen 88 m und 170 m überspannt den Bottnischen Meerbusen bei Sundsvall in einer Höhe bis zu 33 m. Mit der im Grund- und Aufriss gekrümmten Brückengradients und dem sich über ihre gesamte Länge ändernden Brückenquerschnitt entspricht sie inmitten der Hafenstadt den hohen architektonischen Anforderungen. Die Konstruktionsbreite des durchlaufenden dreizelligen Stahlhohlkastens variiert dabei zwischen 27 m und 38 m und die Konstruktionshöhe zwischen 3,30 m und 6,50 m. Über den zehn Betonpfeilern ist der Stahlüberbau zusätzlich jeweils mit einer 7–12 m hohen Stahlpfeilerscheibe aufgeständert, deren Fußpunkt durch vier Stahlstreben voutenartig mit dem Brückenträger verbunden ist.

Zu den großen Herausforderungen des Projektes gehörte neben der anspruchsvollen Technik auch der von Beginn an sehr straffe Terminplan. Nach der Vergabe durch das schwedische Trafikverket im Februar 2011 musste die komplette Stahlbaumontage der 23.000 t bis spätestens zum Winter 2013–14 abgeschlossen werden. Nur so konnte der vertragliche Gesamtfertigstellungstermin für die Brückenbauarbeiten inklusive Asphaltarbeiten bis zum Oktober 2014 sichergestellt werden.

Erschwerend kam hinzu, dass in den sehr kalten und langen Wintern in Mittelschweden das Meer im Sund regelmäßig unpassierbar zufriert. Es war also erforderlich, eine Montagemethode zu finden, die die Herstellung des Stahlüberbaus über Wasser innerhalb der einen Sommerperiode in 2013 ermöglichte. Das Ziel war es daher, größtmögliche Bauteile komplett vorzufertigen, zu transportieren und einzuheben.



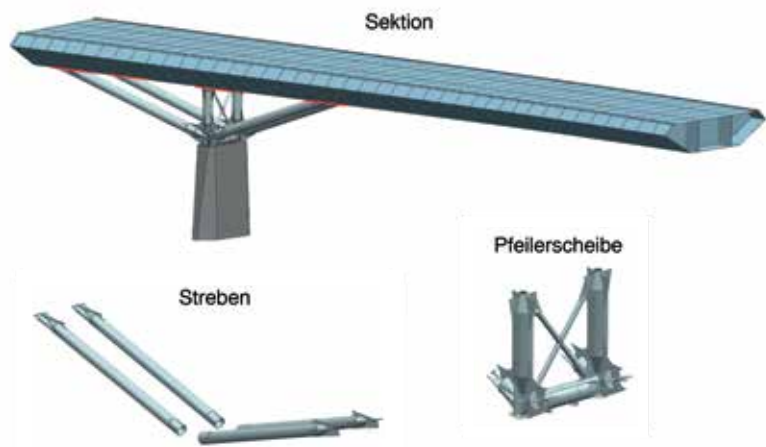


3 Montagephasen mit Sektionseinteilung
© Firmengruppe Max Bögl

Der durchlaufende 1,40 km lange Brückenträger wurde dazu in Längsrichtung in elf Sektionen mit maximal 160 m Länge unterteilt. Im Bereich der beiden Ufer waren dies die beiden Landsektionen 1 und 11 und über dem Meer die neun Wassersektionen 2–10. Als separate Bauteile kamen zusätzlich noch die zehn auf den Betonpfeilern zu platzierenden Pfeilerscheiben und die insgesamt 40 Streben hinzu.

2 Werksfertigung

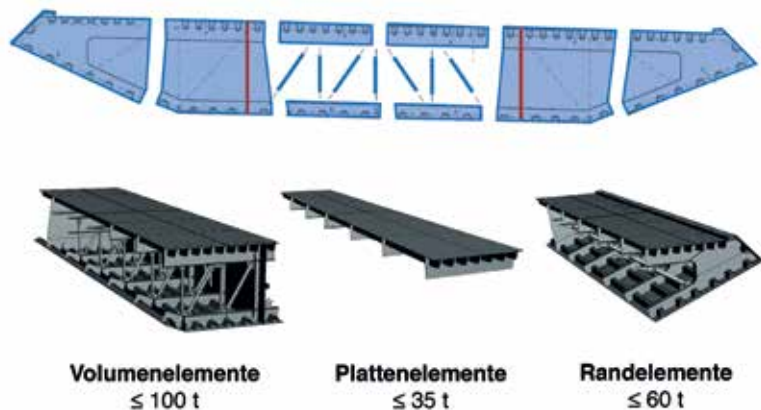
Die 23.000 t schwere Stahlkonstruktion besteht zu 70 % aus Blechdicken von 15 mm und dünner. Die Anzahl der zu bearbeitenden Einzelbleche pro Tonne und somit der logistische Fertigungsaufwand waren also deutlich höher als bei vergleichbaren Brückenkonstruktionen. Aus diesem Grund war es auch von Projektbeginn an klar, dass die erforderliche Fertigungsleistung nur durch eine neuartige, weitestgehend automatisierte Fertigungsstraße realisierbar ist. Am Hauptsitz der Firmengruppe Max Bögl in Sengenthal bei Neumarkt in der Oberpfalz wurde daher mit Projektstart parallel an einer neuen Fertigungshalle geplant und gearbeitet. Eine besondere Herausforderung an die neuzuentwickelnden Fertigungsmaschinen war dabei der im Brückenbau übliche hohe Qualitätsstandard.



4 Sektion, Pfeilerscheibe und Streben
© Firmengruppe Max Bögl

In Bild 5 ist die für die Werksfertigung vorgenommene Bauteileinteilung dargestellt. Zusätzlich zu den elf Sektionen wurde die Brücke in insgesamt 64 Segmente und 452 Elemente unterteilt. Ein Segment bestand dabei aus dem gesamten Brückenquerschnitt mit einer Länge

von 16–24 m und setzte sich jeweils aus zwei Randelementen, zwei Volumenelementen und zwei bis sechs Plattenelementen zusammen. Die erforderliche Fertigungsleistung war ein komplettes Segment pro Woche.



5 Einteilung in Elemente
© Firmengruppe Max Bögl



6 Halbautomatisierte Umlauffertigung im Werk
© Firmengruppe Max Bögl

Die Haupttragkonstruktion des Brückenträgers mit der Hülle und den beiden Längsträgern besteht komplett aus orthotropen Platten. Bei der erforderlichen Fertigungsleistung von einem Segment pro Woche mussten somit auch pro Woche im Schnitt 16 orthotrope Platten hergestellt werden. Dies war mit der herkömmlichen Fertigungsweise logistisch nicht zu leisten, und es musste eine spezielle Umlauffertigung entwickelt werden. Deren Herzstück ist die halbautomatisierte Linienfertigung der orthotropen Platten.

3 Binnentransport

Bei einem internationalen Großprojekt mit sehr engem Terminplan werden auch an die gesamte Logistikkette höchste Anforderungen gestellt. Da streckenweise die Werksfertigung in Neumarkt, die Vormontage in Stettin und die Montage in Sundsvall zeitgleich liefen, musste die Just-in-time-Logistik zwischen den drei Produktionsorten Hand in Hand funktionieren.

Die im Werk gefertigten Elemente mit Abmessungen bis zu 6,50 m Breite, 6,50 m Höhe und 24 m Länge bei maximalen Einzelgewichten bis zu 100 t wurden mit den firmeneigenen Schwertransportern zur ca. 8 km entfernten Schiffsanlegestelle am Main-Donau-Kanal transportiert und dort in insgesamt 45 Binnenschiffe umgeschlagen. Die Binnenschiffe fuhren dann über den Main-Donau-Kanal, den Main und Rhein nach Rotterdam, Niederlande. In Rotterdam angekommen, erfolgte der direkte Umschlag in ebenfalls 45 Küstenmotorschiffe. Die neun Küstenmotorschiffe mit den beiden Landsektionen und den Bauteilen für die Pfeilerseiben und Streben fuhren direkt nach Sundsvall. Alle sonstigen Küstenmotorschiffe mit den Elementen für die neun Wassersektionen fuhren zum Vormontageplatz nach Stettin.

4 Vormontage der Wassersektionen

Für die kompetente Vormontage der insgesamt neun Wassersektionen wurde Max Bögl's eigener Vormontageplatz in Stettin, Polen, vorab weitreichend aufgerüstet. Das direkt an der Oder gelegene Firmengelände wurde hierfür mit zwei jeweils 210 m langen Verschiebbahnen, einer Schiffsanlege- und einer Pontonanlegestelle ausgestattet.

Die aus Rotterdam ankommenden Küstenmotorschiffe konnten dadurch direkt am Vormontageplatz anlegen und wurden mittels Raupenkrane entladen. Auf einem Leererüst erfolgte dann die Vormontage der neun Sektionen in der spannungslosen Werkstattform im Acht-Wochen-Takt. Nach der stahlbautechnischen Fertigstellung einer Sektion wurde diese im Bereich der Verschiebbahnen hydraulisch angehoben und aus dem Leererüst freigesetzt. Abgesetzt wurden die Sektionen danach mit vier Verschiebschlitten auf den beiden Verschiebbahnen. Auf der Verschiebbahn konnte



7 Transportstrecke: Sengenthal, Rotterdam, Stettin, Sundsvall
© Firmengruppe Max Bögl



8 Küstenmotorschiff mit Stahlelementen
© Firmengruppe Max Bögl

schließlich Sektion für Sektion in Richtung der Pontonanlegestelle geschoben werden. Dabei wurde noch der Korrosionsschutz komplettiert sowie der innenliegende Wartungssteg, die Fernwärmeleitungen und die Brückengeländer montiert.



9 Vormontageplatz in Stettin
© Firmengruppe Max Bögl

5 Pontontransport

Im Juni 2013 war es dann so weit. Sieben der neun Wassersektionen standen in Stettin zum Abholen bereit, die beiden Landsektionen in Sundsvall waren auf bis zu 26 m hohen Traggerüsten fertiggestellt und alle Vorbereitungen für die große Wassermontage getroffen. Der große Endspurt konnte beginnen. Von Stettin sollten nun im 2,50-Wochen-Rhythmus alle neun Sektionen nach Sundsvall ausgeliefert werden. Die Sektion 10, die erste Sektion zur Auslieferung, lag hierzu schon in ihrer Abholposition über dem fließenden Wasser der Oder.

Nach der Ankunft des 100 m langen Pontons »Veka 3303« sammt Schlepper wurde der Ponton als Erstes geflutet, um ihn unter die wartende Sektion ziehen zu können. Mittels Lenzen des Pontons lagerte sich die Sektion dann langsam von den Verschubbahnen auf den Ponton um. Nun musste sie nur noch für den Seetransport auf dem Ponton fixiert werden, um die 1.150 km lange Reise über die Ostsee nach Sundsvall beginnen zu können. Die reine Fahrzeit nach Sundsvall sollte dabei unter guten Seebedingungen lediglich fünf Tage dauern.

6 Wassermontage

Für den Einhub der bis zu 2.500 t schweren Wassersektionen in deren Einbaulage in Höhen bis zu 40 m über dem Meer war projektbegleitend ein neues Einhubequipment zu planen und zu fertigen. Auf dem Kragarm der je Ufer bereits montierten Sektion war dies je eine Derrickkonstruktion, ausgerüstet mit jeweils zwei 650-t-Litzenhebern. Am freien Ende der einzuhebenden Sektion war es hingegen ein auf einem Ponton schwimmendes Einhubportal, ausgerüstet mit zwei 850-t-Litzenhebern. Das Schwimmportal war dabei zusätzlich mit einem seitlichen Ausleger ausgestattet, so dass es mit einer Seilwinde auch die bis zu 160 t schweren Pfeilerscheiben auf die wasserseitigen Betonpfeiler setzen konnte.

Bei der mit einem Ponton maximal möglichen Transportumlaufzeit von 2,50 Wochen und der wechselseitigen Montage vom Nord- und Südufer aus ergab sich für jede Sektion inklusive der dazugehörigen Pfeilerscheibe und Streben ein zur Verfügung stehendes Montagefenster von nur fünf Wochen. Alle Montageabläufe mussten entsprechend so optimiert werden, dass dieser Rhythmus realisiert werden konnte.



10 Ablegende Sektion in Stettin
© Firmengruppe Max Bögl

Mit der sich auf dem Weg befindlichen Sektion 10 war es im Juni 2013 auch an der Zeit, die erste der vorgefertigten Pfeilerscheiben auf den wasserseitigen Betonpfeiler zu setzen. Die Pfeilerscheibe war hierzu bereits auf einer kurzen Verschubbahn am baustellennahen Vormontageplatz bis an die Kaimauer geschoben worden. In dieser Position konnte sie mit dem seitlichen Ausleger des Schwimmportals aufgenommen werden. Mit ihr am Haken wurde das Schwimmportal dann mit Schleppern und Seilwinden so im Sund positioniert, dass sich die Pfeilerscheibe auf dem Betonpfeiler absetzen ließ. Die Pfeilerscheiben mit maximal 12 m Höhe, 11 m Breite und einem Gewicht bis zu 160 t wurden dabei jeweils erst einmal als Kragstütze auf dem Betonpfeiler gelagert.

Nach dem Setzen der Pfeilerscheibe konnte dann auch die Sektion 10 für den Einhub vorbereitet werden. Die Veka 3303 wurde dazu im Sund mit Schleppern und Seilwinden in die Nähe des Pfeilers manövriert. Das dem Ufer zugewandte Sektionsende wurde dabei so positioniert, dass die von dem auf der vorangehenden Sektion stehenden Derrick heruntergelassenen Litzen am Sektionsende sich anschlagen ließen. An dem vom Ufer abgewandten Sektionsende konnte sich währenddessen das Schwimmportal über dem Sektionsende positionieren.



11 Einhub der vorgefertigten Pfeilerscheibe
© Firmengruppe Max Bögl



12 Einhub einer Sektion
© Firmengruppe Max Bögl

Mit den an beiden Enden angeschlagenen Litzen war es nun möglich, die im Grundriss noch verschwenkte Sektion vom Ponton abzuheben. Der Ponton selbst kam dabei immer weiter aus dem Wasser, bis die Sektion schließlich komplett freigesetzt war. Unter ständiger Kontrolle der einzelnen Litzenheberkräfte und Messung der Litzenschieflstellungen wurde die Sektion Hub um Hub in die Höhe gezogen. Um bei ihrem daran anschließenden seitlichen Einschwenken eine Kollision mit dem vorangehenden Sektionsende und der Pfeilerscheibe zu vermeiden, wurde sie vorerst in Längsrichtung schräg hochgezogen. Das dem Ufer zugewandte Sektionsende wurde dabei nur bis kurz unter die vorangehende Sektion gezogen und das dem Ufer abgewandte über die Pfeilerscheibe hinaus. In dieser Position konnte der Eindrehvorgang durchgeführt werden. Nach dem Eindrehen der Sektion mit Drehpunkt am Derrick konnte sie in ihre endgültige Höhenlage abgelassen bzw. hochgezogen werden. Mit Erreichen der endgültigen Höhenlage erfolgten dann Schritt für Schritt auch die temporären



13 Abgeschlossener Sektionseinhub
© Firmengruppe Max Bögl

Montageverschlosserungen. Am Sektionsstoß wurde die eingehobene Sektion dabei in Längs- und Querrichtung fixiert, während am Stoß zwischen Sektion und Pfeilerscheibe neben der Längs- und Querfesthaltung zusätzlich auch eine Einspannung der Pfeilerscheibe an der Sektion vorgenommen wurde. Um bei der abkühlenden Brückenkonstruktion am Ende des sehr langen Einhubtages keine Zwängungen im System zu erzeugen, mussten zeitgleich zur Einspannung an der Sektion auch die Einspannung und Längsfesthaltung am Fuß der Pfeilerscheibe gelöst werden.

Innerhalb von einem Tag war die erste Sektion eingehoben, und die Veka 3303 konnte ihre Rückfahrt nach Stettin antreten. In Sundsvall begannen nun die Schlosser- und Schweißarbeiten am Sektionsstoß und am Stoß zur Pfeilerscheibe. Direkt im Anschluss daran mussten die vier Streben mit Längen bis zu 35 m, Rohrdurchmessern bis zu 2 m und Einzelgewichten bis zu 54 t eingehoben und vorgespannt werden. Nur so ließ sich fünf Wochen nach dem Einhub der Sektion 10 auch die Sektion 9 einheben. Während all dieser Arbeiten am nördlichen Ufer liefen zudem die Vorbereitungen am südlichen Ufer auf Hochtouren: Dort sollte 2,50 Wochen nach dem Einhub der Sektion 10 die Sektion 2 eingehoben werden.

In dieser Art und Weise wurde in 2013 wechselseitig im 2,50-Wochen-Takt Sektion für Sektion eingehoben und montiert, bis lediglich noch der Lückenschluss mit der Sektion 6 verblieb.

7 Lückenschluss

Während im Sommer und Herbst in 2013 in Sundsvall überraschend gute Wetterbedingungen vorherrschten, waren die Seebedingungen entlang der Pontonfahrtroute nicht immer so optimal.



14 Lückenschluss mit der Sektion 6
© Firmengruppe Max Bögl

Speziell im Spätsommer und Herbst traten teils heftige Stürme und, damit einhergehend, hohe Wellen auf der Ostsee auf. Aus diesem Grund hat sich die Montage der letzten Sektionen in den Herbst und Winter verschoben. Nach dem Einhub der vorletzten Sektion im Dezember 2013 konnte der Lückenschluss mit der Sektion 6 erst Anfang 2014 erfolgen. Zum Einhub der letzten Sektion war das Meer im Sund dann auch, wie zu jener Jahreszeit erwartet, zugefroren. Bevor der Ponton mit der Sektion daher in Einhubposition gebracht werden konnte, musste die Bucht im Bereich der Brückenmitte mit einem der lokalen Eisbrecher eisfrei gemacht werden. Der Einhub der letzten Sektion erfolgte schließlich, abweichend von den vorherigen Sektionen, nur mit Hilfe der beiden Derricks.



15 Brücke nach dem Abschluss der Stahlbaumontage
© Firmengruppe Max Bögl

Autoren:

Dipl.-Ing. (FH) Stephan Lüttger

Dipl.-Ing. Rüdiger Schidzig

Max Bögl Stahl- und Anlagenbau GmbH & Co. KG,
Sengenthal

Anmerkung

[1] Bei diesem Beitrag handelt es sich um die überarbeitete Fassung eines Aufsatzes, der zuvor in Heft 10, 2014, der Zeitschrift »Stahlbau« erschienen ist.

Bauherr

Trafikverket, Borlänge, Schweden

Entwurf

Rundquist Arkitekter AB, Stockholm, Schweden

Tragwerksplanung

ISC Consulting Engineers A/S, Kopenhagen, Dänemark

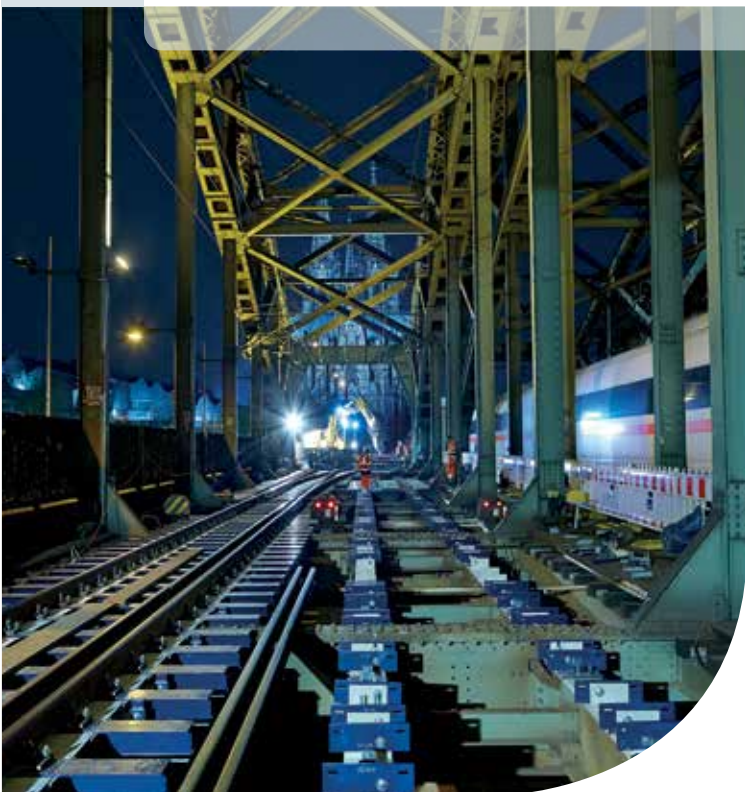
Statische und konstruktive Prüfung

Weyer Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH,
Dortmund

Stahlbau

Max Bögl Stahl- und Anlagenbau GmbH & Co. KG,
Sengenthal

Die Nord-Lock **SC-Keilsicherungscheiben**[®]



Die original Nord-Lock SC-Keilsicherungscheiben sichern zuverlässig Schraubenverbindungen im Stahlbau, im Brückenbau und im konstruktiven Ingenieurbau.

- **wirkungsvolle Losdrehicherung** bei Stoßbelastungen oder Schwingungsbeanspruchung
- **Europäische technische** und **allgemeine bauaufsichtliche Zulassung** durch das DIBt[®]
- **Zulassung** für den **allgemeinen Oberbau** und **konstruktiven Ingenieurbau** durch das Eisenbahn Bundesamt



NORD-LOCK[®]
Bolt securing systems

www.nord-lock.de



Anlass, Wettbewerbsverfahren und Siegerentwurf Neue Hubbrücke über den Göta Älv in Göteborg

■ ■ ■ von Rico Stockmann, Steen Savery Trojaborg

Die Stadt Göteborg, vertreten durch die Verkehrsbehörde in Zusammenarbeit mit der Stadtplanungsbehörde, lobte Anfang 2013 einen Wettbewerb für die Gestaltung einer neuen Brücke über den Göta Älv aus. Aus 25 Bewerbern wurden fünf Teams ausgewählt: WSP Schweden AB gemeinsam mit DOF und Snöhetta Architects; Zaha Hadid Architects; Tyrens AB; Team Hisingsbron Bridge Consultants; Ramböll Sweden AB gemeinsam mit Wilkinson Eyre Architects; Dissing + Weitling architecture gemeinsam mit Leonhardt, Andrä und Partner, ELU Konsult Schweden und Ljusarkitektur aus Schweden als Beleuchtungsspezialist. Jedes Teilnehmerteam erhielt ein Bearbeitungshonorar in Höhe von 400.000 SEK (Schwedische Kronen), zusätzlich wurden für den Gewinner 600.000 SEK als Preisgeld vorgesehen. Ende 2013 wurden Dissing + Weitling gemeinsam mit Leonhardt, Andrä und Partner, ELU und Ljusarkitektur als Gewinner des Wettbewerbs bekanntgegeben. Derzeit arbeitet das Team gemeinsam mit Cowi SE an dem Projekt. Cowi war bereits zuvor mit einem Rahmenvertrag für die gesamte Verbindung einschließlich Zufahrten beauftragt worden und leitet das Gesamtvorhaben.



1 Visualisierung des siegreichen Entwurfs
© Dissing + Weitling architecture a/s

1 Die bestehende Brücke

Göteborg ist die zweitgrößte Stadt Schwedens und wird 2021 sein 400-jähriges Stadtjubiläum begehen. In der Stadt liegt der größte Exporthafen Skandinaviens: Hier werden jährlich fast 1 Million Container und etwa 160.000 Neuwagen umgeschlagen.

Der Fluss Göta ist 93 km lang und fließt vom Vänernsee nach Südwesten zum Kattegat; er ist der größte und längste Fluss Schwedens. Der Göta Älv bildet gemeinsam mit dem Kanalsystem des Göta-Kanals und des Trollhätte-Kanals ein 390 km langes Wasserstraßensystem quer durch Schweden. Auf ihm verkehren Schiffe bis ca. 6.000 dwt (deadweight tonnage) mitten durch Göteborg.

Wie viele europäische Hafenstädte befindet sich auch Göteborg im Umbruch. Der Hafenbetrieb wandert flussabwärts in Richtung Kattegat, und innerstädtisch werden die alten Hafenflächen frei. Auf beiden Seiten des Göta Älv entsteht ein neues Stadtzentrum. Inmitten dieses Bereiches liegt die derzeit fast 80 Jahre alte Göta-Älv-Brücke.

Dieses bestehende Bauwerk ist eine 910 m lange Stahlbrücke mit einer zentralen Klappbrückenöffnung. Die Durchfahrthöhe liegt bei 19,50 m über dem mittleren Wasserstand, die Durchfahrtsbreite beträgt 20 m, und die Seitenfelder haben eine Durchfahrthöhe von 18,50 m und eine Breite von 27 m. Die vierspurige



2 Lage der 80 Jahre alten Klappbrücke
© Dissing + Weitling architecture a/s



3 Neue Brücke »Hirsingsbron« im Stadtbild
© Dissing + Weitling architecture a/s

Brücke wurde am 26. November 1939 eröffnet und in den 1950er Jahren um zwei weitere Fahrspuren sowie einen Geh- und Radweg auf jeder Seite ergänzt. Einschließlich Zufahrtsstraßen misst die Gesamtlänge des Brückenzuges 1.850 m. Das vorhandene Bauwerk hat seine Nutzungsdauer erreicht und soll bis zum Jahr 2020 außer Betrieb gehen.

2 Die Wettbewerbsauslobung

Ziel des Wettbewerbs war es, eine neue Verbindung für Stadtbahnen, Busse, Kraftfahrzeuge, Fußgänger und Fahrräder als Ersatzneubau für das bisherige Bauwerk zu entwerfen. Die neue Brücke sollte

- die Interessen der Stadt Göteborg, der Region und des Landes erfüllen.
- zugänglich, effizient, ästhetisch ansprechend und von hoher technischer Qualität sein.
- den Umweltschutz berücksichtigen und die Verkehrsanbindung, die Arbeitswelt, die Verkehrsqualität, die Verkehrssicherheit und die Barrierefreiheit verbessern.
- zu einem guten sozialen Umfeld und einer sicheren Umgebung für Kinder beitragen.
- bis zum Jahr 2020 in Betrieb genommen werden und eine wichtige Rolle bei der 400-Jahr-Feier der Stadt im Jahr 2021 spielen.
- im Rahmen des festgestellten Haushaltsplans für 1 Mrd. SEK ausgeführt werden, was ca. 105 Mio. € entspricht.

Randbedingungen für den Neubau waren eine Verbreiterung der Brücke durch die Anordnung von großzügigen beidseitigen Geh- und Radwegen und die Führung der Straßenbahn in Brückenmitte in einem separaten Bus- und Straßenbahnbereich. Das neue Bauwerk muss aus stadtplanerischer Sicht östlich, also stromaufwärts neben der Bestandsbrücke errichtet werden. Während der Bauzeit bleibt die vorhandene Brücke noch in Betrieb.

Die bewegliche Hauptspannweite sollte 30 m messen. Die lichte Höhe im geschlossenen Zustand sollte mindestens 12 m über dem mittleren Hochwasserpegel und in geöffnetem Zustand mindestens 27,50 m betragen.

Es muss hier angemerkt werden, dass durch die Verringerung der lichten Durchfahrts Höhe unter der geschlossenen Brücke um 6,50 m im Vergleich zur vorhandenen Brücke die Gesamtlänge des Neubaus deutlich reduziert werden kann und sich hiermit nicht nur die Flächeninanspruchnahme und die Eingriffe an den Landseiten verringern, sondern auch, dass die Brücke dadurch deutlich an Attraktivität für Fußgänger und Radfahrer gewinnt. Damit wird das neue Bauwerk breiter und flacher als das bestehende sein, gleichzeitig wird sich die Zahl der erforderlichen Brückenöffnungen pro Tag auf ca. 19 erhöhen.

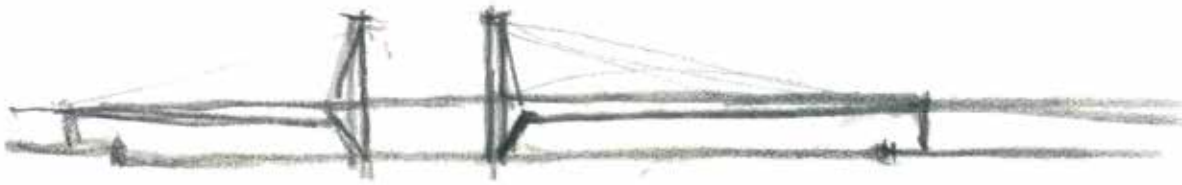
Der Name der neuen Brücke stand für den Auslober von Anfang an fest: »Hirsingsbron« nach der Insel Hisingen nördlich des Göta Älv.

3 Die RiverCity Göteborg

Die Stadtverwaltung Göteborgs hatte 2012 die Vision einer RiverCity Göteborg, die die zentralen alten Hafenbezirke rund um den Fluss Göta umfasst, herausgegeben. Diese RiverCity soll sich als zentrale Stadt am Fluss in Richtung Großraum Göteborg, Westschweden und der Welt öffnen. Die drei wichtigsten strategischen Punkte sind:

- die Verbindung des südlichen Stadtzentrums mit dem Norden,
- die Einbeziehung des Wassers,
- die Stärkung des Zentrums.

Die Überlegungen für die RiverCity Göteborg sind ein wichtiger Ausgangspunkt für den Entwurf der neuen Brücke: Die neue Brücke wird als Bindeglied zwischen dem nördlichen und südlichen Ufer des Flusses dienen und zur Umgestaltung der Nachbarbezirke Frihamnen und Gullbergsvass, wichtiger Teile der RiverCity Göteborg, beitragen. So ist sie nicht nur eine Verkehrsverbindung, sondern auch ein großes Stadtentwicklungsprojekt, ein attraktives Symbol des vorwärtsgerichteten Geistes der Stadt. Diese Vision wurde in den Vergabeunterlagen gefordert. Die Entwicklung der RiverCity Göteborg ist zudem nicht nur eine kommunale Aufgabe, sondern auch ein Entwicklungsmotor für die gesamte wachsende Region.



4 (Erste) Entwurfs- und Prinzipskizze
© Dissing + Weitling architecture a/s

Die neue Brücke soll, wie die Älvsborgsbron-Brücke von 1966, zu einem Symbol für Göteborg werden, einem Sinnbild, das die Menschen mit der Stadt verbindet, und zu einem international erkennbaren Wahrzeichen. Forderung war, dass die neue Brücke den Charakter Göteborgs adaptiert und auf der Persönlichkeit und Identität der Stadt basiert. So soll sie sich bewusst auf bestehende und zukünftige Sehenswürdigkeiten der Stadt und am Fluss beziehen. Sie soll ihren Platz im Stadtbild auf natürliche Weise finden, ohne Stadt, Landschaft und Sehenswürdigkeiten zu dominieren oder von ihnen dominiert zu werden.

4 Der Entwurf

Unser Team traf sich zu Beginn der Entwurfsentwicklung in Göteborg zu einem ersten gemeinsamen Arbeitsgespräch und diskutierte die Grundsätze und die Eignung möglicher Brückentypen. Wie immer begannen wir mit der Funktionalität: Die sehr breite Brücke überführt Straßenbahnen, Busse, Kraftfahrzeuge, Fußgänger und Fahrradfahrer und muss eine bewegliche Hauptöffnung haben. Die Achse der Hauptöffnung muss zudem in einer Flucht mit der Öffnung der Bestandsbrücke liegen, da während der Bauzeit beide Brücken in paralleler Lage vorhanden sind.

Gern wollten alle im Team eine Hubbrückenlösung, denn sie hat viele Vorteile: Sie bewegt sich schnell, ist einfach zu warten und energetisch günstig. Da keine sehr große lichte Höhe gefordert war, schien sie optimal. Klappbrückenlösungen mit ihren sperrigen Gegengewichten wurden ausgeschlossen. Drehbrücken arbeiten langsamer und hätten wertvollen Platz in der Nähe der Kais geopfert. Roll- und Tischbrücken schieden aus technischen Gründen aus.

So viel zu den Hausaufgaben. Wir gingen an den Fluss, machten eine Ortsbesichtigung. Wir waren beeindruckt von der Örtlichkeit, der Größenordnung, von den großen Räumen, dem Wasser und der Stadt. Das hatte Potential für eine neue Brücke, ein großes Bauwerk als Teil der Stadtentwicklung. Das war ein Standort für eine Brücke, die die Stadt verbindet,

die ihren Platz in diesem Umfeld behaupten kann. Das war eine Gelegenheit für ein feines Wahrzeichen. Das ist Göteborg!

Die Örtlichkeit ist gekennzeichnet durch weite Sichtachsen, vielfältige Gebäude unterschiedlicher Art und Größe – nicht zuletzt vom Skanskaskrapan, dem auch Lippenstift genannten, 83 m hohen postmodernen Hochhaus aus dem Jahre 1989 – sowie durch die Robustheit der Schiffe und das geschäftige Treiben in den Hafenanlagen.

Die einfachen Zweckbauten der Hafenanlagen mit ihren Schiffen und Gerätschaften sind oftmals von einzigartiger Schönheit. Wir waren von dieser maritimen Ästhetik fasziniert, suchten nach ihr und nach mehr, nach etwas Besonderem.

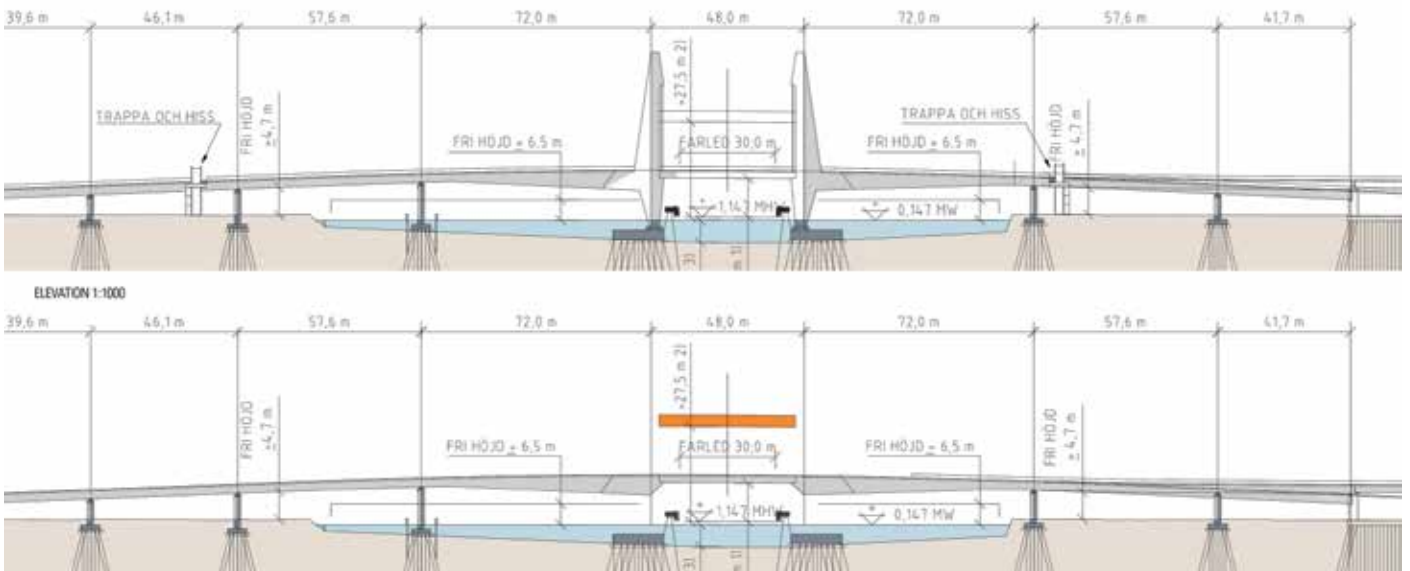
Wir wollten uns bewusst von der bestehenden Brücke mit ihren kurzen Spannweiten, ihrer Vielzahl von Dalben und Leitwerken und den großen, die Sicht versperrenden Gegengewichten verabschieden. Die Funktion des Bauwerkes sollte im Gegensatz zur Bestandsbrücke, wo das Klappfeld nicht ablesbar ist, gut zu verstehen sein. Wir wollten der Stadt die Blickbeziehungen über und entlang dem Göta Älv zurückgeben. Gründungsthemen wurden diskutiert. Könnten wir große Spannweiten wählen? Die Baugrundverhältnisse in Göteborg sind

kompliziert, zusätzliche Gründungen darum teuer. Längere Spannweiten der Seitenfelder boten sich so als eine Möglichkeit an.

Die erste Idee erwies sich schnell als die beste. Vier hohe Hubtürme tragen das zentrale Hubfeld. Die kantigen Pylonen werden biegesteif mit den weitgespannten, stark gevouteten Seitenfeldern verbunden und bilden eine zusammenhängende und klare Form, die aus der Ferne gut wahrgenommen werden kann. Die kräftigeren Seitenfelder, die vier Hubtürme und das schlanke Hubfeld zeigen dem Betrachter die Funktion der Brücke. Sie markieren gleichzeitig die Fahrrinne im Göta Älv. Das Bauwerk könnte ein Tor zu Göteborg werden. Durch das Hubfeld wird dieser Effekt noch dramatisiert. Es ergibt sich eine Brücke, die vereint und (manchmal) trennt – wie auch der Hafen Güter ein- und ausführt. Die Brücke wird von Land und Wasser zu sehen sein, von oben und unten, aus der Nähe und aus der Ferne. Sie soll sich auf ihre Umgebung beziehen, aber selbständig wirken. Hier soll ein verständliches und selbsterklärendes großes Bauwerk in der Mitte des Hafens entstehen, das zeigt, wie es funktioniert und was es kann. Es ist der Versuch, ein komplexes Bauwerk einfach zu interpretieren, mit einfacher, aber einzigartiger Funktionalität, Technik und Architektur.



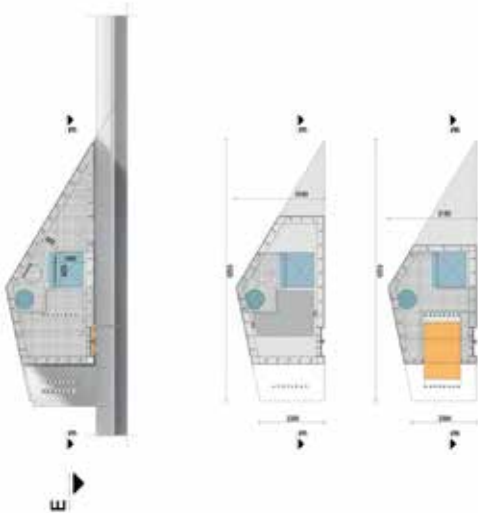
5 Vier Hubtürme mit zentralem Hubfeld
© Dissing + Weitling architecture a/s



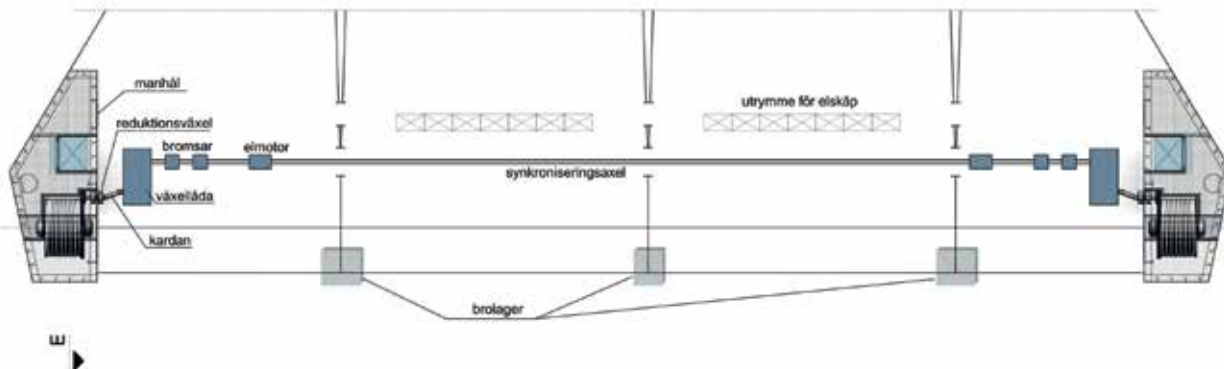
6 7 Ansicht und Längsschnitt
© Dissing + Weitling architecture a/s

Das Hubfeld in der Mitte des Bauwerkes ist ein mehrzelliger Stahlhohlkasten. Die Überbauten der Seitenfelder sind Verbundkonstruktionen, wobei die Betonfahrbahnplatte von drei Stahlhohlkästen gestützt wird. Dies gewährleistet eine verformungsarme Lastableitung unter den Straßenbahngleisen in der Mitte der Fahrbahn.

Von unten gesehen durchbrechen die langen ununterbrochenen Stahlboxen visuell die breite Fahrbahnplatte. Der glänzend lackierte Stahl und die glatten Betonoberflächen werden im Licht von dem Göta Älv reflektiert und tragen so zur visuellen Dramatik der Brücke bei. Fußgänger, Fahrrad- und Autofahrer sowie Straßenbahnfahrgäste können auf der Brücke den weiten, unverbauten Blick ohne störendes oben liegendes Tragwerk genießen. Die vier Hubtürme an den vier Ecken des ca. 630 t schweren Hubfeldes sind Stahltürme, an denen der Überbau des Hubfeldes geführt wird, während in ihrem Inneren die Gegengewichte angeordnet sind. Die Geometrie der Hubtürme wird durch die Antriebe, die Gegengewichtsanlagen und die erforderlichen Leitern und Aufzüge für Wartungsarbeiten bestimmt. Der Antrieb des Bauwerkes erfolgt über einen elektromechanischen Windantrieb in den Hubtürmen unterhalb des Brückendecks.



8 Hubturm im Schnitt
© Dissing + Weitling architecture a/s



9 Grundriss eines Hubturms
© Dissing + Weitling architecture a/s



10 *Blick von den Uferanlagen*
© Dissing + Weitling architecture a/s

Treppen und Aufzüge an den Kais auf jeder Flussseite ermöglichen den Zugang zur Brücke für Fußgänger und Radfahrer. Die Treppen- und Aufzugstürme sind mit großen Aussichtsplattformen in Richtung Fluss ausgestattet.

Im Laufe der Bearbeitung zeigte sich, wie treffend das Konzept von Anfang an war. Es galt noch Detailfragen zu klären, Berechnungen, Nachweise und eine Kostenkalkulation aufzustellen, den Platz für den Hubantrieb zu finden und das Zusammenwirken der einzelnen Elemente zu verfeinern. Ab einem bestimmten Moment im Entwurfsprozess entwickelt eine praktikable Lösung eine Eigendynamik und erzeugt so ihre eigenen architektonischen Regeln und ihre innere Logik. Von da an waren es bis zur Fertigstellung des Wettbewerbsentwurfes nur noch viel handwerkliche Arbeit und viel Zuhören, um Verständnis für die Belange der Beteiligten zu bekommen.

Gestalterisch ist die neue Brücke über den Göta Älv als gut erkennbares Wahrzeichen gedacht und wurde trotz des frühen Projektstatus auch stets als solches anerkannt. So ist Göteborg, eine Stadt, die zurück- und vorausblickt.



11 *Perspektive: auf der Brücke*
© Dissing + Weitling architecture a/s



12 *Unterseite von Hirsingsbron*
© Dissing + Weitling architecture a/s

5 Weiterer Wettbewerbsablauf

Nach der Abgabe der Wettbewerbsbeiträge durch die teilnehmenden Planungsteams erfolgte ihre Prüfung durch den Auslober. Gleichzeitig wurden die Beiträge aber auch im Internet präsentiert und über die Presse der Bevölkerung bekanntgegeben, wobei ihre Urheber anonym blieben. In Internetforen entwickelte sich eine rege Diskussion über die Vor- und Nachteile der einzelnen Lösungsvorschläge. Dabei war es interessant, zu beobachten, dass die Öffentlichkeit teilweise sehr fundierte Meinungen und Wünsche hatte und sich keineswegs von oberflächlichen ersten Eindrücken leiten ließ. So wurden Gestaltung, Kosten, Öffnungs- und Schließzeiten, mögliche Behinderungen der Schifffahrt und Weiteres diskutiert. Eine große Göteborger Zeitung rief die Leser zudem zu einer Abstimmung über die eingereichten Entwürfe im Internet auf. Unabhängig von dieser Abstimmung tagte eine Jury aus Fachleuten, die den Siegerentwurf schließlich auswählte und am 11. Dezember 2013 bekanntgab.

Autoren:

Dipl.-Ing. Rico Stockmann
Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG,
Hamburg
Steen Savery Trojaborg
Dissing + Weitling architecture a/s
Kopenhagen, Dänemark

Bauherr
Göteborgs Stad, vertreten durch Trafikkontoret

Planung Gesamtprojekt und Verkehrsanlagen
Cowi AB, Göteborg, Schweden

Architektur
Dissing + Weitling architecture a/s, Kopenhagen,
Dänemark

Tragwerksplanung
Leonhardt, Andrä und Partner,
Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart und Hamburg
ELU Konsult AB, Göteborg, Schweden

Beleuchtungsplanung
Ljusarkitektur, Stockholm, Schweden



Hirsingsbron Göteborg | Schweden

Die Kunst des Konstruierens

Kreative und innovative Entwürfe
wettbewerbsfähige
Sondervorschläge

Ausführungsplanungen auf dem
neuesten Stand der Technik

Jahrzehntelange Erfahrung
auf allen Gebieten des
Ingenieurbaus



Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG

www.lap-consult.com



Rheinbrücke Hard-Fußach | Österreich



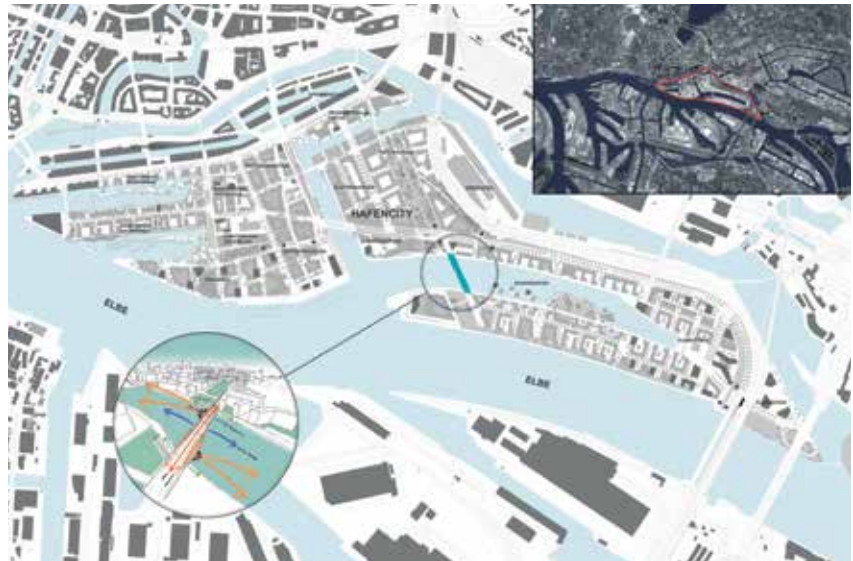
Haikou-Ruyi Crossing | China

Nachhaltigkeit, Innovation und Nutzungsvielfalt

Die Baakenhafenbrücke in der HafenCity Hamburg

■ ■ ■ von Paul Rogers, Henning Liebig, Jim Eyre

Die Baakenhafenbrücke in der HafenCity Hamburg wurde im August 2013 fertiggestellt und mit einem Bürgerfest eröffnet. Die ca. 170 m lange Brücke markiert den Auftakt für die Quartiersentwicklung um den Baakenhafen, wo in den nächsten Jahren ein großes grünes Familien- und Freizeitquartier entsteht. Die Stahlkonstruktion ist das Ergebnis eines innovativen Planungs- wie Realisierungsprozesses und trägt mit ihrer architektonischen Gestaltung wesentlich zur Identitätsbildung der HafenCity bei. Die Baakenhafenbrücke genügt den vielfältigen Nutzungsanforderungen einer modernen, nachhaltigen Stadtentwicklung, schafft die verkehrliche Anbindung des Baakenhafens an die Hamburger City ebenso wie qualitätsvolle Aufenthaltsräume mit Blick auf die Elbe und den Hafen. Der Entwurf bindet sich harmonisch ins Umfeld ein, ohne Barrieren zu bilden. Als Pilotprojekt zur Entwicklung eines brückenspezifischen Systems zur Nachhaltigkeitsbewertung weist das Bauwerk außerdem eine technische Besonderheit auf: ein 30 m langes Aushubelement, das mit Hilfe eines Pontons durch die Kraft der Tide bewegt werden kann. Diese kosten- und energiesparende Lösung ermöglicht es, auch in Zukunft mit einem großen Museumsschiff in das Hafenbecken einzulaufen.



1 Lageplan und Übersicht
© HafenCity Hamburg GmbH

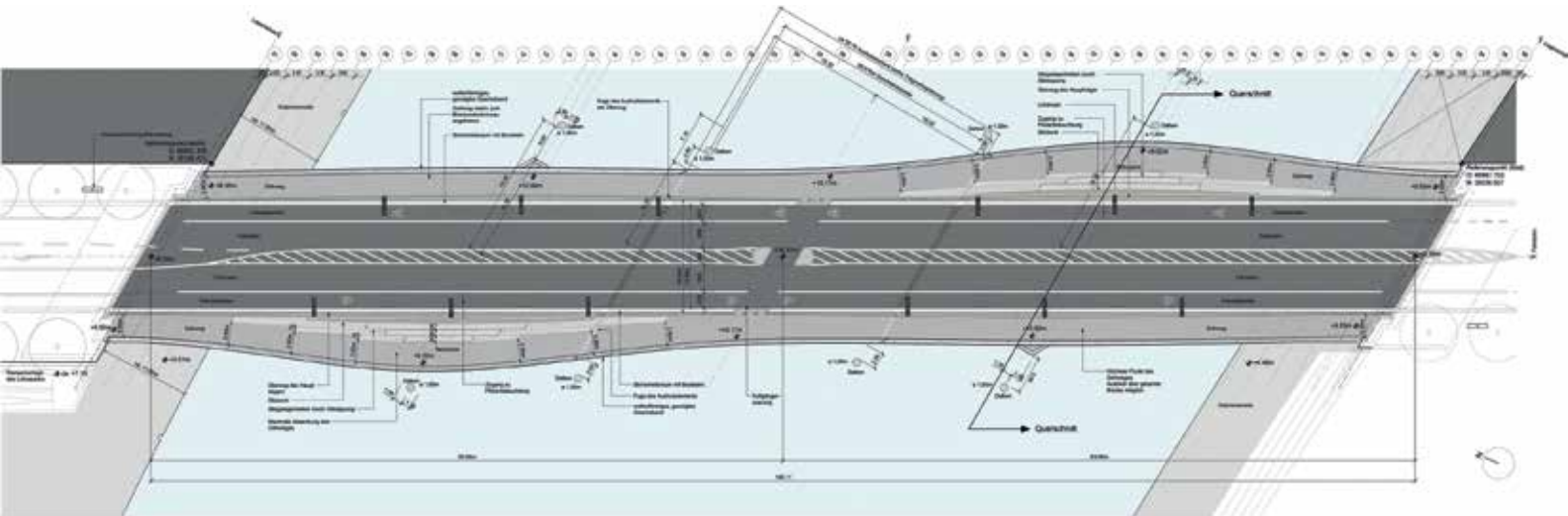
1 Anlass und Bedarf

Tausende Bürger erlebten am 16. August 2013, wie die Baakenhafenbrücke, das größte Brückenbauwerk in der HafenCity Hamburg, der Öffentlichkeit und dem Verkehr übergeben wurde. Die Baakenhafenbrücke stellt die wichtigste Verbindung zwischen dem gleichnamigen Quartier mit künftig mindestens 1.800 Wohnungen sowie großzügigen grünen Freiräumen und der übrigen HafenCity wie der Hamburger City dar. Das Bauwerk ist damit eine wesentliche Voraussetzung für die Entwicklung der HafenCity in

Richtung Osten: Über der Einfahrt zum Baakenhafen, einem langgestreckten ehemaligen Seehafenbecken, ist sie eine markante Landmarke. Die leicht geschwungene, den Kraftflüssen folgende Form macht sie zu einer eleganten Erscheinung, die sich harmonisch ins Umfeld einfügt, ohne Barrieren zu bilden. Zugleich schafft sie großzügige Aufenthaltsräume für Fußgänger und genügt den vielfältigen Nutzungsanforderungen einer modernen Stadtentwicklung sowie höchsten Ansprüchen der Nachhaltigkeit.



2 Baakenhafenbrücke in der HafenCity Hamburg
© HafenCity Hamburg GmbH/Elbe & Flut/Tobias Hampel



3 Draufsicht
© BuroHappold Engineering/Wilkinson Eyre Architects

So beschreitet ihre Konstruktion beispielsweise mit einem durch die Kraft der Tide aushebbaren Mittelteil neue Wege einer »minimalen Beweglichkeit«. Mit dem Aushubelement bleibt auch in Zukunft die Möglichkeit bestehen, dass zum Beispiel ein großes Museumsschiff die Brücke passiert. Die sehr viel teurere Variante einer Klappbrücke wurde vermieden. Hinsichtlich der Entwicklung technischer Standards und Nachhaltigkeit geht von dem Brückenbauprojekt eine starke Signalwirkung aus – weit über die Grenzen der HafenCity hinaus.

Südöstlich des Hamburger Zentrums erweitert die HafenCity bis etwa 2025 die Stadtfläche um 40 % und fügt maritimes Flair hinzu. Auf einer Fläche von 157 ha werden Arbeiten und Wohnen, Freizeit, Tourismus und Einzelhandel feinkörnig miteinander vermischt. Geplant sind über 45.000 Arbeitsplätze sowie mehr als 6.000 Wohnungen auf ca. 2,32 Mio. m² Bruttogeschoßfläche. Für die hohe Qualität der HafenCity stehen der Anspruch an Urbanität und ökologische Nachhaltigkeit sowie ein innovativer Entwicklungsprozess.

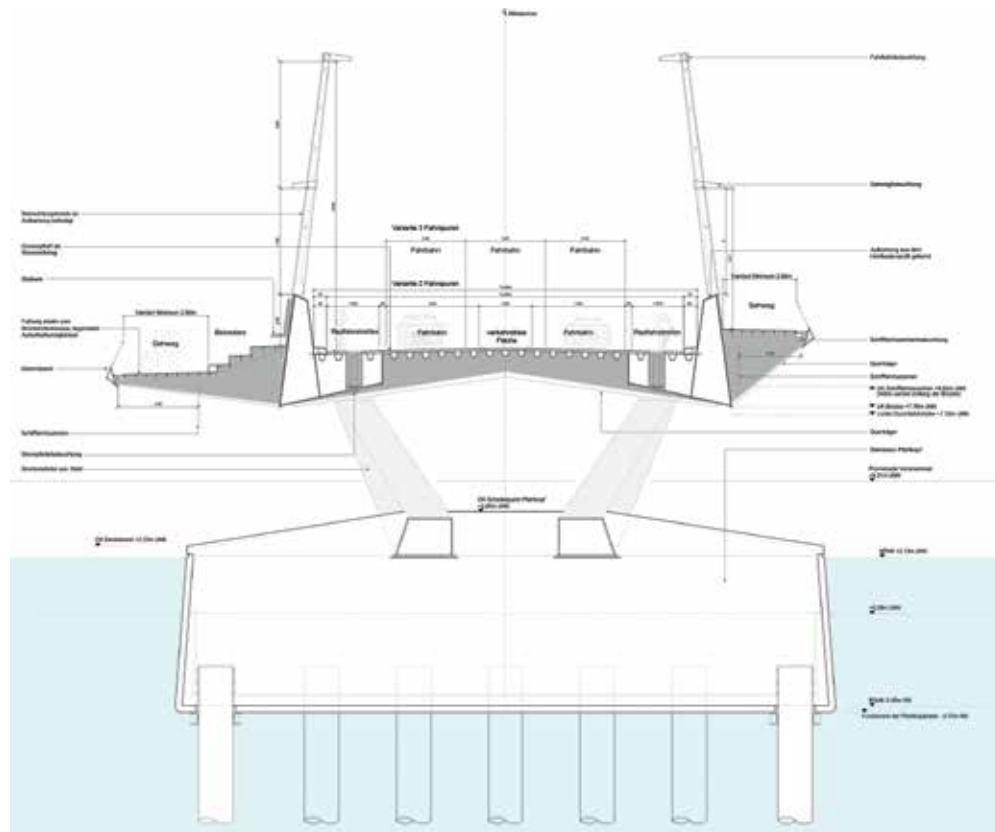
Geprägt wird diese »New Downtown« von der Lage an der Norderelbe und vier ehemaligen Hafenbecken. Sie liegt außerhalb der Hauptdeichlinie und erlebt das tägliche Wechselspiel der Tide. Der mehr als 1 km lange Baakenhafen ist das mit Abstand größte jener Becken. Die zwischen Elbe und Baakenhafen befindliche und bisher nur im Osten an das Wegenetz angeschlossene Halbinsel ist mit der neuen Brücke auch im Westen erstmals direkt erreichbar. Neben der U-Bahn-Station HafenCity Universität quert sie den Baakenhafen und überspannt dabei ebenso die Spazierwege auf den Kais: In der HafenCity werden Fußgänger nach ihrer Fertigstellung fast 11 km Uferpromenade nutzen können, ohne eine Straße passieren zu müssen.

2 Entwurf

Die Brücke orientiert sich aus städtebaulicher Perspektive an der Linienführung des Lohseparks und verbindet den nördlichen mit dem südlichen Teil des Quartiers Baakenhafen. Die vom Straßenverkehr geschützten, sanft geschwungenen Fußwege bringen Spaziergänger näher zum Wasser und ermöglichen dort einzigartige Ausblicke in alle Richtungen. Die Wege weiten sich, während sie sich zum Wasser neigen. So entstehen großzügige Terrassen mit Sitzgelegenheiten. Von einer langen Holzbank aus hat man den freien Blick über die tiefer liegende Brüstung hinweg. Fußgänger werden zum Verweilen eingeladen; die Brücke ist somit nicht nur Verbindung, sondern auch Ziel. In Reaktion auf den gestuften Platz entlang dem Nordufer am Baakenhafen bildet sie einen wichtigen Baustein zur Gestaltung des urbanen Raums mit zukünftig lebendiger Nutzung insbeson-

dere durch die HafenCity Universität. Herausragende Brücken zeichnen sich durch eine besondere Verbindung von Architektur und Technik aus, die, sich gegenseitig ergänzend, eine gemeinsame Komposition entstehen lassen. Die Form der Baakenhafenbrücke ist zugleich effizient, inspirierend und skulptural. Das aushebbare Mittelsegment führt zu einer visuell ausbalancierten Auskrantung, die sowohl in sich als auch während der Aushubsituation für Stabilität sorgt. Indem sie ihre maximale Höhe über den Stützen erreichen und sich zur Feldmitte und zu den Enden hin verjüngen, spiegeln die Hauptlängsträger die Effizienz des Tragwerks. Diese Wellenbewegung erzeugt eine markante Ansicht, die von der Sekundärstruktur unterstrichen wird. Um eine angemessene Durchfahrts Höhe für Barkassen und Hafenfähren zu gewährleisten sowie eine schlanke Ansicht zu erzielen, befindet sich der Hauptlängsträger sowohl unter als auch über dem Straßenniveau. Durch diese Anordnung werden zudem die räumliche und akustische Trennung des Fußgängerbereichs von der Fahrbahn erreicht. Das Haupttragwerk ermöglicht somit unterschiedliche Höhen des Fußwegs. Dessen nordwestlicher Teil senkt sich am weitesten zum Wasser hin und schafft derart eine optische Verbindung zum Lohsepark. Im Südwesten steigt der Weg über Straßenniveau und bietet so einen freien Blick nach Westen über die Elbe und nach Osten in den Baakenhafen. Die Brücke eröffnet darüber hinaus einen guten, wasserseitigen Blick auf das naheliegende Cruise Center der HafenCity. Die Rotationssymmetrie erscheint aus jedem Blickwinkel als ausgewogene und dynamische Komposition.

In der Untersicht spannen die Querträger über die gesamte Breite der Brücke. Durch die Verbindung der den Fußweg tragenden Kragarme mit dem Hauptträger entsteht eine fließende Form, die sich über die Länge der Brücke in ihren Proportionen leicht verändert. Diese angevouteten Kragarme erlauben eine Modulation in der Höhe und erzeugen einen sich stets verändernden Licht-Schatten-Rhythmus je nach Tageszeit. Bei einer Brücke, die hohen Verkehrslasten standhalten soll, muss jedes Element den Anforderungen an Robustheit, Funktionalität und Qualität entsprechen. Besonderes Augenmerk wurde auf die Elemente gelegt, die Fußgänger zum Verweilen einladen. Beispielhaft für die hohe Qualität des Designs ist die elegante Edelstahlbrüstung: Ihre Neigung nach innen, eine Erweiterung der äußeren Kante, hält Kletterer ab. Die vertikalen Edelstahlprofile des Geländers variieren in der Länge und akzentuieren die Wellenbewegung des Entwurfs. Neben der skulpturalen Brüstung sind auch die Holzbänke und Sitzstufen behutsam in die Gesamtform der Brücke integriert. Das Aushubelement bedingte Brückenpfeiler an zwei Punkten im Hafenbecken. Um die Spannweiten zu reduzieren, wurden nach außen lehrende V-Stützen paarweise am Viertelpunkt zwischen Widerlager und Mittelteil platziert. Durch facettierte Oberflächen wird die Massivität der V-förmigen Stahlstützen und der robusten Betonpfeilerkappen optisch gebrochen. Wie alle Elemente der Brücke sind auch die Strompfeiler eine Kombination technischer Effizienz und reizvoller Optik.



4 Querschnitt
© BuroHappold Engineering/Wilkinson Eyre Architects

Die maßgeschneiderten, geneigten Laternenmasten bieten eine funktionale Beleuchtung für alle Nutzer. Die Beleuchtung verleiht dem öffentlichen Raum Sicherheit und akzentuiert in besonderer Weise die architektonische Form. Außer der funktionalen Beleuchtung wurden mehrere atmosphärische Beleuchtungsakzente gesetzt. So erhellen verdeckte lineare Lichtelemente die Querträger

unter der Fahrbahn. Dieser Rhythmus von schwachbeleuchteten Oberflächen legt den Schwerpunkt auf die Änderung in der Geometrie über die Länge der Brücke. Von oben gesehen, betont ein Lichtband am Fuß der äußeren Brüstung den sanften Schwung der Brücke. Die zusätzliche Beleuchtung an den V-Stützen unterstreicht die Leichtigkeit des Designs.



5 Beleuchtung des Bauwerks bei Dunkelheit
© Hafencity Hamburg GmbH/Wilfried Dechau

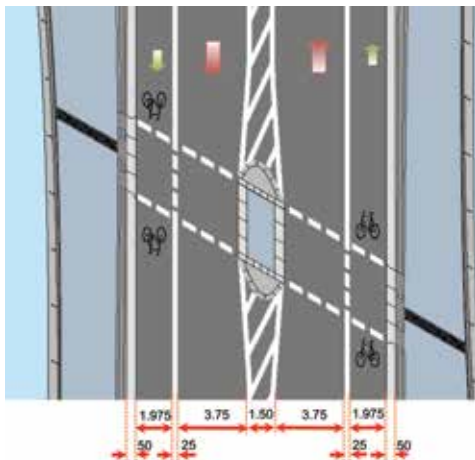
3 Tragwerk

Der Baakenhafenbrücke liegt als Idee ein semiintegrales, aus drei Abschnitten bestehendes Stahlbrückenbauwerk zugrunde. Die Auflagerbänke der schiefwinkligen Widerlager verlaufen parallel zum Versmannkai im Norden und zum Petersenkai auf der Südseite, so dass sich die Bauwerksachsen mit den Auflagerachsen und Querträgern in einem Winkel $\leq 60^\circ$ zur Brückenlängsachse schneiden. Die Endfelder kragen über die in zwei Doppel-V-Stützen aufgelösten Mittelpfeiler hinaus und tragen das Aushubteil des Mittelfeldes. Das heißt, die lagerlosen Verbindungen mit den Hauptträgern bilden durch die Doppel-V-Stützen zwei Rahmentragwerke. Auf den Widerlagern erfolgt die Lagerung auf zwei Elastomerglern. Das Aushubteil ist auf den Kragarmen aufgelagert und ruht auf Kalottenlagern. Das geradlinige Bauwerk hat eine Gesamtlänge von 166,11 m, unterteilt sich in drei Abschnitte:

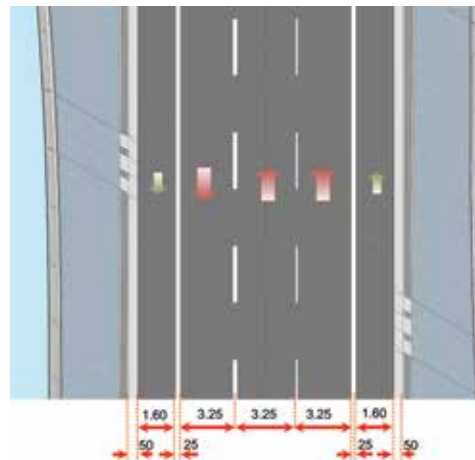
- nördlicher fester Überbau mit einer Spannweite zwischen Widerlager Nord und V-Stützen-Pfeiler von 44,06 m plus Auskragung von 19,80 m;
- mittleres Aushubelement mit einer Spannweite von 38,39 m auf beiden Auskragungen des festen Überbaus aufgelegt, wobei der südliche Überbau den Festpunkt bildet;
- südlicher fester Überbau mit einer Spannweite zwischen Widerlager Süd und V-Stützen-Pfeiler von 44,05 m plus Auskragung von 19,80 m.

Eine Besonderheit der Verkehrsraumplanung stellt die Möglichkeit dar, den Fahrzeugverkehr flexibel von zwei auf drei Spuren zu erweitern. Für die Erschließung des Quartiers Baakenhafen ist eine zweispurige Verkehrsführung mit Fahrspuren von jeweils 3,50 m, einem Mittelstreifen von 2 m und außenliegenden Radspuren von jeweils 1,975 m über das Brückenbauwerk vorgesehen. Ohne bauliche Maßnahmen kann diese Verkehrsführung bei Bedarf, zum Beispiel bei Veranstaltungen oder Stoßverkehr, auf drei Fahrspuren von jeweils 3,25 m und außenliegenden Radspuren von 1,60 m angepasst werden, wobei für jene Erweiterung lediglich Markierungsarbeiten erforderlich sind. In der Breite veränderliche Gehwege (minimal: 2,80 m Breite) sind außerhalb der beiden Hauptträger mit partiellen Sitzbänken als Belvedere-Terrassen in unterschiedlicher Höhenlage angeordnet.

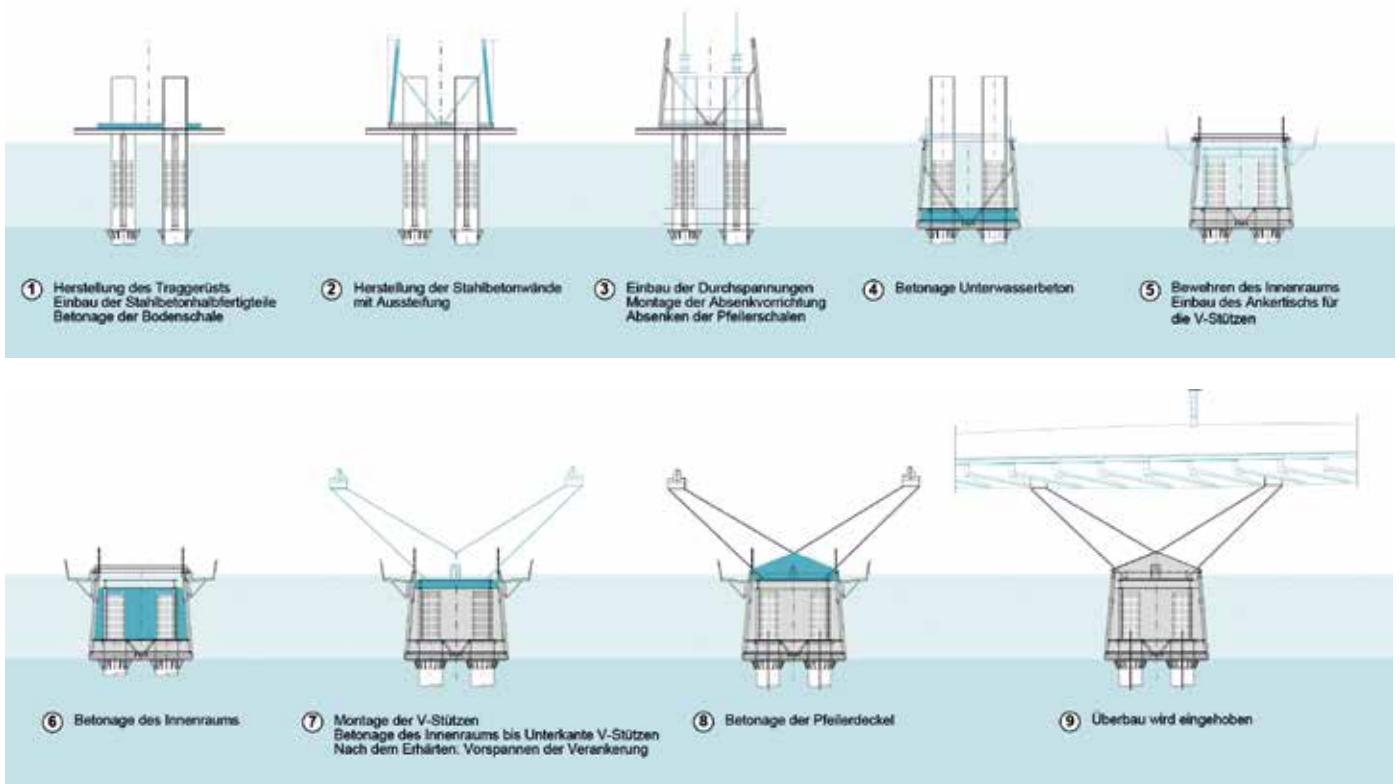
Fußgänger und Radfahrer können die Brücke auf den uferseitigen Promenadenwegen entlang dem Versmannkai und dem Petersenkai unterqueren – bei einer großzügigen Höhe von mindestens 3,00 m unter den Widerlagern. Die lichte Unterkante der Durchfahrthöhe unter dem Aushubelement liegt bei 7,50 m über NN, so dass kleinere Schiffe und Barkassen tideabhängig bei einer Durchfahrtsbreite von 29,68 m passieren können.



6 Verkehrsführung mit zwei Fahrspuren
© BuroHappold Engineering/Wilkinson Eyre Architects



7 Erweiterung von zwei auf drei Fahrspuren
© BuroHappold Engineering/Wilkinson Eyre Architects



8 Strompfeilerherstellung im Tidebereich
© BuroHappold Engineering/Wilkinson Eyre Architects

4 Ausführung und Montage

Den architektonischen Höhepunkt der Brückenkonstruktion bilden die skulptural geformten Strompfeiler. Ihre Positionierung im Tidebereich machte eine besondere Bauweise erforderlich: Nachdem die Stahlrohre mit einem Durchmesser von 1,50 m in das Hafenbecken gerammt wurden, wurden von einer Hubinsel aus die jeweils zwölf Bohrpfähle mit Pfahlfußaufweitung suspensionsgestützt hergestellt. Gemäß einem Sondervorschlag des ausführenden Bauunternehmens wurde anschließend eine Betonaußenschale überhöht realisiert und »wie ein großes Schiff« millimetergenau in die endgültige Lage abgesenkt. Nach dem Einbringen einer dichtenden Unterwasserbetonsohle konnte »das Schiff« dann gelenzt und ausbetoniert werden. Danach wurden die V-Stützen mit den Pfeilern verspannt und der Deckel betoniert.

Der Stahlüberbau besteht aus jeweils zwei luftdicht verschweißten Hohlkastenträgern. Diese Hauptträger sind mit offenen Querträgern verbunden, die das orthotrope Fahrbahndeck und die Gehwege tragen. In der Gesamtanmutung entwickelt sich ein ästhetisch geschwungenes Bauwerk, dessen Formen und Proportionen gut miteinander harmonieren.

Die geschwungene Form der Hauptträger und Gehwege und der schiefwinklige Anschluss der Querträger erforderten die Erzeugung eines dreidimensionalen, parametrisierten Computermodells. Mit Hilfe dieses Modells konnte die Werkstattfertigung direkt gesteuert werden. Die computergesteuerten Brennschneidmaschinen arbeiteten, direkt verlinkt, mit dem Rechenmodell und trassierten vollautomatisiert nach dem Schneiden die Positionen jedes Stahlblechanschlusses. Daraus resultierten eine hohe geometrische Genauigkeit und eine optimierte Prozessqualität.

Die Fertigung der V-Stützen und des Brückenüberbaus mit einem Gesamtgewicht von ca. 2.500 t erfolgte in Belgien in nur acht Monaten. Die extrem kurze Fertigungszeit konnte nur eingehalten werden, indem die Herstellung auf mehrere Standorte verteilt und überwiegend zeitgleich durchgeführt wurde. So wurde der Überbau in 36 Elemente untergliedert und anschließend unter freiem Himmel zusammengefügt, wobei voll- und halbautomatische Schweißverfahren zur Anwendung kamen. Der Korrosionsschutz erfolgte mittels eines Dreischichtensystems. Zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit wurden vorab alle Ecken der Stahlbleche mit einem Radius von 5 mm abgerundet. Bei der witterungsgeschützten Herstellung des Überbaus wurde durch die nahezu vollständige Vorfertigung eine besondere Qualität erreicht.



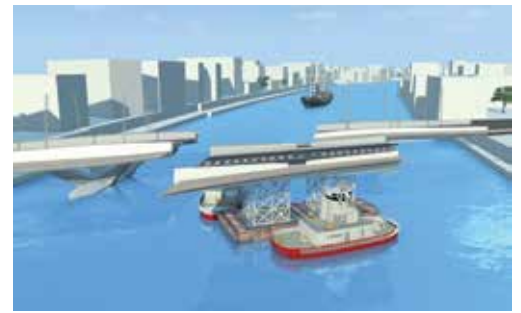
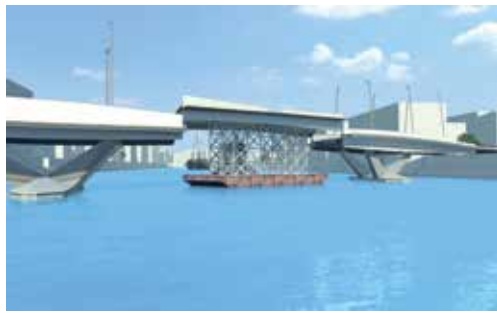
9 Montage mit Schwimmkränen
© Hafencity Hamburg GmbH/Wilfried Dechau

Nach Realisierung der Stropfweiler wurden die im Werk gefertigten Überbauten in drei kompletten Teilen auf dem See- weg über die Nordsee angeliefert und in nur drei Tagen montiert. Mittels dreier Schwimmkrane wurden zuerst die zwei Randfelder auf das Widerlager und die V-Stützen gesetzt und verschweißt. Anschließend erfolgte das Einheben des Mittelsegments. Nach der Ausrichtung wurden die V-Stützen-Lager mit den Hauptträgern des Überbaus zum Rahmentragwerk verschweißt. Damit bilden Überbau und Unterbau eine ästhetisch sehr ansprechende Einheit ohne Wartungsaufwand.

5 Nachhaltigkeit

Die entscheidende Innovation der Baakenhafenbrücke sind das Gesamtkonzept und die Umsetzung der Nachhaltigkeitsstrategie. Moderne Ingenieurbauwerke im innerstädtischen Bereich sehen sich einer Vielzahl von Nutzungsanforderungen und -änderungen ausgesetzt. Diese wiederum sind einem permanenten Wandel unterworfen und stehen häufig mit der Forderung nach langer Lebensdauer sowie nachhaltiger Nutzung in Konflikt. Bei diesem Projekt wurde ein Konzept erarbeitet und realisiert, das die sich wandelnden Anforderungen an das Bauwerk berücksichtigt und eine hohe Nutzungsflexibilität garantiert.

Erwähnt wurde bereits die Möglichkeit, die Fahrbahn von zwei auf drei Fahrstreifen zu erweitern sowie die Hamburger Hafengebiete unterhalb der Brücke problemlos in das ehemalige Hafenbecken einfahren zu lassen. Damit auch große Museumsschiffe passieren können, hebt ein Ponton mit der Kraft der Tide das Mittelsegment der Kragträgerkonstruktion heraus – alles ohne aufwendige permanente und wartungsintensive Steuerungstechnik, Hubzylinder, Hebeeinrichtung oder Drehlager. Damit wird technisches Neuland beschränkt, Kosten werden gespart und natürliche Ressourcen genutzt.



10 11 12 *Prinzipieller Ablauf des Aushubvorgangs*
© BuroHappold Engineering/Wilkinson Eyre Architects

6 Nutzung der Kraft der Tide

Dem Planungsteam war es ein Anliegen, einen Ablauf zu entwickeln, der einen einfachen Aushub für das temporäre Queren von großen Schiffen ermöglicht, und zwar ohne aufwendige permanente und wartungsintensive Steuerungstechnik, Hubzylinder und Hebeeinrichtung oder Drehlager zu verwenden. Auch der Einsatz von Schwimmkränen oder sogar eigenen Kränen auf der Brücke wurde als zu kostenintensiv und aufwendig ausgeschlossen.

Die einfachste und nachhaltigste Lösung ist die Nutzung der natürlichen Tide. In jeweils ca. 8 h erfolgen dabei die drei Arbeitsschritte zum Aushub des Brückenelements:

Die Brücke wird für den Verkehr mit temporären Absperrungen geschlossen. Der Ponton wird mit bereits aufgebaumem Trägerrost unter dem Aushubelement positioniert und an Dalben und den Stropfseilern der Brücke gesichert. Nach der genauen Justierung des Pontons werden Pressen auf den Konsolen an den Lagern des Aushubelements eingebaut.

Nach der einseitigen Demontage der Fahrbahnübergänge und Abdeckbleche werden alle Ver- und Entsorgungsleitungen wie Stromkabel und Entwässerungsrohre entkoppelt. Das Aushubelement wird angehoben, bis sich die Lager lösen. Auf dem Trägerrost werden die Lastübernahmepunkte ausgerichtet. Anschließend wird das Aushubelement mit der Tide gehoben, bis eine Aushubhöhe von 2,50 m erreicht ist. Der Ponton wird mit Hilfe von Schleppern an die Kaikante geschoben, so dass Schiffe passieren können.

Der Ponton wird bei Hochwasser in der Öffnung positioniert, und bei abfließendem Wasser wird das Aushubelement abgesenkt. Während dieses Vorgangs wird die Position des Pontons bei Bedarf korrigiert, wobei Führungskonstruktionen die korrekte Positionierung des Aushubelements gewährleisten. Nach dem Ein-

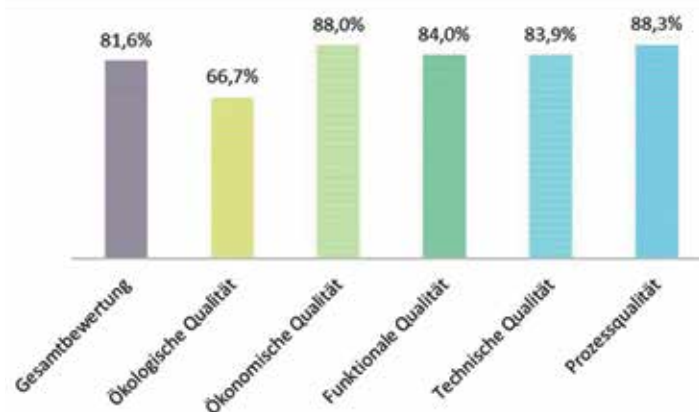
bau der Pressen auf den Konsolen an den Lagern des Aushubelements werden die Lastübernahmepunkte auf dem Trägerrost gelöst. Daraufhin wird die Brücke mit Pressen und Winden endgültig ausgerichtet, um die letzten 50 mm abgesenkt und auf den Lagern abgesetzt. Der Ponton schwimmt aus, während Fahrbahnübergänge und Entwässerungselemente eingebaut sowie Kabel angeschlossen werden. Danach kann die Brücke wieder für den Verkehr geöffnet werden.

7 Nachhaltigkeitsbewertung

Es gibt in Deutschland bisher keine objektive, einheitliche Bewertung der Nachhaltigkeit von Ingenieurbauwerken. Als eines von fünf Pilotprojekten hat die Baakenhafenbrücke zur Entwicklung eines brückenspezifischen Bewertungssystems beigetragen. Sie ist die bundesweit erste Brücke, bei der die Systematik der Nachhaltigkeitsbewertung bereits in den Wettbewerb integriert wurde und wichtiger Bestandteil der Planungs- und Realisierungsphase war. Bis ins Detail hat dieser Prozess immer wieder neue Wege eröffnet und Lösungen für Nachhaltigkeitsanforderungen hervorgebracht. So wird bei der Verbindung der V-Stützen

mit dem Überbau auf wartungsintensive Lager verzichtet, und für die Instandhaltung der gesamten Beleuchtung muss niemand mehr »unter die Brücke«. Alle Instandhaltungsarbeiten erfolgen vom Brückendeck. Die einfache Idee, die unteren Querträgerflansche auf weniger als 45° neigen, ist ein wirkungsvoller Schutz gegen Verschmutzung durch nistende Vögel. Die in die Borde integrierte Entwässerung verhindert zudem die Durchdringung der Konstruktion durch Ablaufrohre.

Das Ergebnis der Nachhaltigkeitsbeurteilung konnte, ausgehend vom Wettbewerb, bis zur Fertigstellung nicht nur gehalten, sondern sogar verbessert werden. Die Baakenhafenbrücke erreichte die Beurteilung »sehr gut«. Die positiven Erfahrungen aus der Nachhaltigkeitszertifizierung im Projekt Baakenhafenbrücke in der HafenCity werden somit künftig deutschlandweit dazu beitragen, die Qualität von Ingenieurbauwerken über den gesamten Lebenszyklus entscheidend zu verbessern. Damit ist ein wichtiger Schritt getan, hohe Nachhaltigkeitsstandards nicht nur für Gebäude, sondern auch für Ingenieurbauwerke systematisch zu entwickeln und umzusetzen.



13 *Ergebnis der Nachhaltigkeitsbewertung*
© Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner/Technische Universität Darmstadt

8 Resümee

Die Baakenhafenbrücke hätte zu keiner anderen Zeit und an keinem anderen Ort in Deutschland oder Hamburg realisiert werden können. Sie entspricht in jeder Hinsicht den besonderen Bedingungen und Zielen der HafenCity: ihrem speziellen städtischen Kontext, der maritimen Lage, dem architektonischen Umfeld, den wegweisenden Nachhaltigkeitsambitionen und den Anforderungen an die Infrastruktur. Die hervorragenden Ergebnisse aus dem Wettbewerb, die intensive teamorientierte Zusammenarbeit zwischen Bauherrn, Planungsteam, Prüfinstanzen und Auftragnehmern, die kurzen Planungs- und Ausführungszeiten sowie die budgetorientierte Umsetzung sind eine hervorragende Referenz erfolgreicher Bauleistung.

Autoren:

Paul Rogers
BuroHappold Engineering,
Berlin
Henning Liebig
HafenCity Hamburg GmbH,
Hamburg
Jim Eyre
Wilkinson Eyre Architects,
London

Bauherr

HafenCity Hamburg GmbH, Hamburg

Entwurf

Wilkinson Eyre Architects, London, England
BuroHappold Engineering, Berlin

Tragwerksplanung

BuroHappold Engineering, Berlin

Fachberater Nachhaltigkeit

Technische Universität Darmstadt
LCEE Life Cycle Engineering Experts GmbH, Darmstadt

Prüfingenieure

Dipl.-Ing. Klaus Domröse, Henstedt-Ulzburg
Dipl.-Ing. Wolfgang Willeke, Hamburg

Ausführung

Victor Buyck Steel Construction NV, Eeklo, Belgien
Himmel u. Papesch Bauunternehmung GmbH Co. KG,
Bebra

Brückenbau



Fußgängerbrücke Sassnitz

(Deutscher Brückenbaupreis 2010)



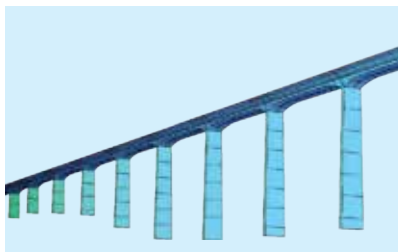
Foto: schlaich bergemann und partner
Knut Stockhusen



Bauherr: BIG-Städtebau Mecklenburg-Vorpommern GmbH **Bauart:** Einseitig gestützte, im Grundriss gekrümmte Hängebrücke **Entwurfs- & Ausführungsplanung:** schlaich bergemann und partner

Scherkondetalbrücke

(Deutscher Brückenbaupreis 2012)



Bauherr: DB Netz AG **Bauart:** Mehrfeldrige semi-integrale Spannbetonbrücke **Entwurfsplanung:** DB ProjektBau GmbH **Ausführungsplanung:** Büchting + Streit AG, München

Gänsebachtalbrücke

(Deutscher Brückenbaupreis 2014)



Bauherr: DB Netz AG **Bauart:** Semi-integrale Brücke mit Spannbetonplattenbalken **Entwurfs- & Ausführungsplanung:** schlaich bergemann und partner **Zusammenarbeit:** SSF Ingenieure, Berlin

Erneuerung im Bestandsnetz der Deutschen Bahn Kleine Brücken – große Wirkung

■ ■ ■ von Jens Müller

Mit der neuen Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung (LuFV II) wird die Deutsche Bahn dem Investitionsrückstau, welcher auch im Bereich der Eisenbahnbrücken vorhanden ist, begegnen. Bis 2019 werden mindestens 875 Brücken für über 3 Mio. € erneuert. Nachfolgend werden die entsprechenden Maßnahmen, insbesondere unter den Aspekten »Standardisierung« und »Paketierung«, näher beschrieben.

1 Bestand der Eisenbahnbrücken

Die DB Netz AG besitzt über 24.982 Brücken gemäß Infrastrukturzustands- und -entwicklungsbericht (IZB) 2013 mit 8.829.899 m² Brückenfläche, von denen die Bauarten Gewölbebrücken und Walzträger in Beton (WIB) dominieren, gefolgt von Stahl- und Rahmenbrücken. In den letzten Jahren werden vermehrt Stahlbetonrahmen errichtet (Zuwachs seit 2008: 516 Rahmenbrücken), wodurch die WIB und Stahlbrücken reduziert werden. Das durchschnittliche Alter der Brücken lag im Jahr 2013 bei 56,40 Jahren. Neben den Durchschnittswerten ist jedoch auch die Altersverteilung der Bauwerke zu betrachten. Da viele Brücken das Ende ihres Lebenszyklus erreicht haben, be-

steht ein hoher Bedarf an Ersatzinvestitionen in den kommenden Jahren. Unterbleiben diese, können spürbare Verfügbarkeitsprobleme auftreten. Bei der näheren Betrachtung der Altersentwicklung der unterschiedlichen Brücken spiegelt sich das zunehmende Alter in allen Bauformen wider. Es gibt jedoch zum Teil deutliche Unterschiede bei den Bauarten. Gewölbebrücken zum Beispiel weisen mit deutlichem Abstand das höchste durchschnittliche Alter im Vergleich zu den weiteren Bauformen auf. Die überdurchschnittliche Alterung setzt sich aber auch bei den Bauformen Walzträger in Beton (WIB) und Stahlbrücken fort. Mit durchschnittlich 63,80 und 61,10 Jahren sind diese Bauformen gesamthaft gesehen zwar deutlich jünger als Gewölbebrücken, liegen mit ihrem Alter allerdings ebenfalls über dem mittleren Alter aller Brücken. Ein weiteres Charakteristikum der Eisenbahnbrücken ist der große Anteil von Brücken mit kleinen Spannweiten, da der moderne Eisenbahnverkehr in der Regel kreuzungsfreie Querungen erfordert. Betrachtet man die Stützweitengruppen, so liegen ca. 50 % der Eisenbahnbrücken im Bereich unter 6 m und weitere 30 % im Bereich zwischen 6 m und 15 m. Großbrücken hingegen finden sich weniger als 5 % im Bestand der DB Netz AG.

2 Instandhaltung und Investitionen

In der Vergangenheit wurde die Industrialisierung der Instandhaltung bei der DB Netz AG weiterentwickelt, um den Bestandsnetzerhalt effizient und kostengünstig zu gestalten. Ein Kernelement bildet die 3-i-Strategie (Integrierte Instandhaltung Investition) als Fundament für einen wirkungsvollen Mitteleinsatz in Investition und Instandhaltung. Die 3-i-Strategie wurde in den Jahren 2011–2013 weiterentwickelt und bietet die Möglichkeit, die Wechselwirkungen zwischen Investitions- und Instandhaltungsmaßnahmen zum einen abzubilden und zum anderen den daraus resultierenden Investitions- und Instandhaltungsbedarf jahres- und anlagenclusterscharf zu ermitteln. Grundvoraussetzung bleibt jedoch eine auskömmliche Finanzierung. Die Erhöhung der Mittel war unerlässlich für eine leistungsstarke und zukunftsichere Schieneninfrastruktur, welche durch das bisher größte Modernisierungsprogramm gesichert wird. Das Investitionsvolumen muss jedoch gut und rechtzeitig geplant werden, deshalb hat die DB Netz AG bereits Ende 2012 die Investitions- und Instandhaltungsmaßnahmen mit dem Betrieb abgestimmt. Des Weiteren ist vorgesehen, verschiedene Bauarbeiten an einem Streckenabschnitt gleichzeitig auszuführen und so die Anzahl und Dauer baubedingter Sperrungen auf ein Minimum zu reduzieren. Durch diese geplante Bündelung der Maßnahmen in speziellen Korridoren – in 2015 sind es über 80 Korridore mit rund 500 Einzelmaßnahmen – sollen möglichst wenig Einschränkungen für unsere Reisenden entstehen.

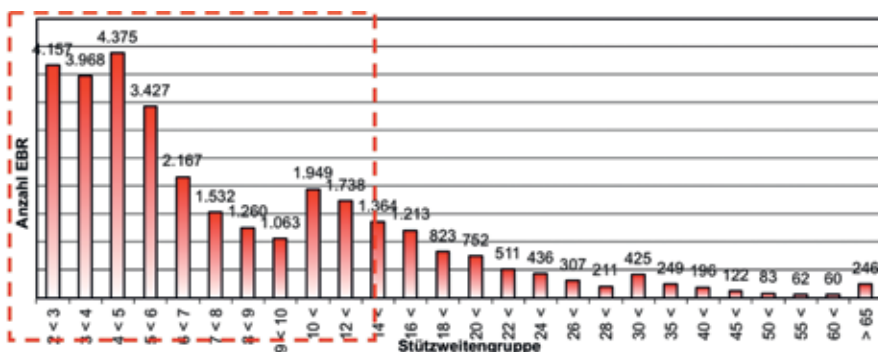
3 Standardisierung

Der Brückenbestand wird durch kleine und mittlere Stützweiten geprägt, daher war es naheliegend, die Planung der kurzen Stützweitengruppen zu standardisieren.

Bereits in den 1970er Jahren wurden Fußweg- und Bahnsteigunterführungen (FBU) als standardisierte Bauweise erfolgreich eingesetzt. Durch eine typen-geprüfte Statik und deren Schal- und Bewehrungspläne konnte eine schnelle Umsetzung in der Entwurfs- und Ausführungsplanung erfolgen.

	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Gewölbebrücken	82,0	83,0	83,9	84,6	85,3	86,3
Walzträger in Beton	59,4	61,4	61,8	62,5	63,1	63,8
Stahlbrücken	58,1	59,0	57,2	58,0	60,7	61,1
Rahmenbrücken	19,8	22,5	22,9	23,3	24,4	25,0
Stahlbetonbrücken	39,5	39,7	39,6	38,7	39,9	40,1
Sonstige Brücken	37,4	39,0	39,4	39,9	39,9	40,5
Brücken (gesamt)	54,0	54,7	54,8	55,1	55,9	56,4

1 Durchschnittsalter der Brücken nach Bauform in Jahren
© DB Netz AG



2 Stützweitenverteilung der Brücken
© DB Netz AG

Aufgrund der guten Erfahrungen mit der Standardisierung erwartet die DB Netz AG auch heute zahlreiche Vorteile, wie zum Beispiel

- effizienten Planungsprozess,
- gleichbleibende Planungsqualität,
- Massensicherheit,
- Ausführungssicherheit,
- einheitliche konstruktive Durchbildung,
- Langlebigkeit und damit weniger Instandhaltung.

Bei der Weiterentwicklung der Standardisierung wurde der Anwendungsbereich auf Rahmen mit lichten Weiten (B) bis 6,00 m und lichten Höhen (H) bis 5,00 m erweitert. Durch die Schrittweite von 1,00 m ist eine flexible Anwendung hinsichtlich lichter Weite und lichter Höhe gegeben. Für Abmessungen zwischen zwei Typisierungen werden die Konstruktionen des größeren Typs genommen und an die tatsächlichen Abmessungen angepasst.

Bei der Standardisierung der Rahmenbauwerke wurden zusätzlich die Belange von DB Station & Service AG berücksichtigt, die für die Bahnsteigunterführungen lediglich eine lichte Höhe von 2,50 m benötigen. Diese Abmessungen werden ausschließlich als Vollrahmen geplant, in den anderen Abmessungen sind Voll- und Halbrahmen berücksichtigt. Darüber hinaus wurden verschiedene Flügelvariationen, Fugen- und Abdichtungsdetails, unterschiedliche Überschüttungshöhen und Einschubverfahren einbezogen.

Durch die Erweiterung des Anwendungsbereichs steht eine flexible Standardisierung zur Verfügung. Durch Typenstatik, Schal- und Bewehrungspläne in verschiedenen Stützweiten wird ein universell einsetzbares Bauwerk entstehen, was sowohl in der Standsicherheit bzw.

Gebrauchstauglichkeit als auch im Unterhaltungsaufwand Maßstäbe setzt. Die Ausführungsqualität und Quantität werden durch klardefinierte Bedingungen gesteigert. Des Weiteren wird der Planungsprozess durch die Nutzung der Standardisierung beschleunigt.

Die Ergebnisse sind im Modul 804.4090 der DB Netz AG veröffentlicht. Für die Anwendung der Standardisierung im Netz der DB hat das Eisenbahn-Bundesamt eine Zulassung erstellt. Dem Planer werden eindeutige Hinweise an die Hand gegeben, so dass die relativ einfachen Systeme der Rahmen mit kurzen Stützweiten auf einem einheitlichen Niveau realisiert werden können. Konstruktionsdetails werden ebenfalls vorgegeben, was die Qualität der Bauwerke doch erheblich erhöht und deren Langlebigkeit gewährleistet.

4 Paketierung

Neben der Standardisierung wurde zusätzlich der Planungs- und Vergabeprozess optimiert. So wurde die Paketierung in der Planung implementiert: Das Ziel der Paketierung ist die Senkung von Bau- und Planungskosten, der Ressourceninanspruchnahme sowie der Anzahl und Dauer betrieblicher Eingriffe.

Die Paketierung wird durch die Zusammenführung von Brückenbaumaßnahmen in räumlicher und zeitlicher Nähe zu Paketen im Planungs- und Erstellungsprozess realisiert. Mit Hilfe dieser Pakete lassen sich innerhalb gemeinsamer Sperrpausen mehrere Maßnahmen gleichzeitig im Sinne einer betrieblichen Bündelung abwickeln, wodurch im Gegensatz zur Abwicklung als zeitlich verteilter Einzelmaßnahmen der notwendige Sperrpausenbedarf insgesamt drastisch reduziert werden kann. Die Maßnahmenumsetzung innerhalb von Paketen verringert darüber hinaus die Aufwände im Planungs- und Erstellungsprozess bei allen Beteiligten.

Der Nutzen der Paketierung ergibt sich aus Kosteneinsparungen bei der Beauftragung externer Dienstleister für Fachplanung wie Bauausführung und der Reduzierung des internen Ressourcenverbrauchs bei Projektmanagement und Bauüberwachung. Diese zeigen sich insbesondere bei größeren Auftragsvolumina in erster Linie als »Mengenrabatte« (Skaleneffekt) aufgrund von Interessennachlässen und optimierter Auslastung infolge beispielsweise reduzierter Anfahrtskosten bei zusammenliegender Örtlichkeit und Synergieeffekten. Der größte Einspareffekt ist zu erreichen, wenn die Optimierungskonzepte Paketierung, Bündelung und Standardisierung gleichzeitig angewendet werden.

5 Zusammenfassung

Mit der neuen Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung (LuFV II) wurden die Grundlagen für eine leistungsstarke und zukunftssichere Schieneninfrastruktur gelegt. Trotz guter, vorausschauender Planung, Einführung der Standardisierung, Nutzung der Paketierung bzw. Bündelung sind weitere Bemühungen erforderlich, um die geplanten 875 Brücken bis zum Jahr 2019 zu erneuern. Dieser Erfolg kann nur durch ein »Miteinander« zwischen Behörden, Planern, Bauwirtschaft und DB AG erzielt werden.

Autor:
Dipl.-Ing. Jens Müller
Technik- und Anlagenmanagement
Brückenbau
DB Netz AG,
Frankfurt am Main



ADAM HÖRNIG
BAUGESSELLSCHAFT MBH & CO.KG

www.hoernig-bau.de



**HÖRNIG Bauwerks
Sanierung GmbH**

www.hbs-sanierung.de



**GBS Grundbau Bohrtechnik
Spezialtiefbau GmbH & Co.KG**

www.gbs-gmbh.com



**Magnolienweg 5
63741 Aschaffenburg**

Großbrücken im Zuge der Bundesautobahn A 3 als Beispiele Strategische Brückenertüchtigung in Nordbayern

■ ■ ■ von Bernd Endres

Die Bundesautobahn A 3 wurde Ende der 1950er bis Mitte der 1960er Jahre gebaut. Ihre ältesten Brückenbauwerke liegen im nördlichen Abschnitt, also im Bereich des Spessarts und rund um Nürnberg, wo die Autobahn bereits in den 1940er Jahren in Teilabschnitten befahrbar war. Sämtliche anderen Brücken wurden zudem vor 1985 errichtet und somit »nur« für die Brückenklasse 60 nach DIN 1072 bemessen. Mit einem Alter von 40–75 Jahren haben sie alle einen großen Teil ihrer planmäßigen Nutzungsdauer erfüllt. Auch sind ihre Tragreserven aufgrund der stetigen Zunahme des Güter- und Schwerverkehrs nahezu aufgebraucht. Sie bedürfen daher einer Ertüchtigung, deren strategisches Konzept nachfolgend erläutert wird.

1 Verkehrsbedeutung

Im Zuständigkeitsbereich der Autobahndirektion Nordbayern liegen mit den Bundesautobahnen (BAB) A 3, A 7 und A 9 international bedeutsame Hauptverkehrsachsen in Nord-Süd-Richtung. Die ca. 770 km lange BAB A 3 ist Europastraße und Bestandteil des transeuropäischen Verkehrsnetzes. Sie verbindet die Beneluxstaaten mit Südeuropa sowie innerhalb Deutschlands Bayern mit den Wirtschaftszentren am Rhein. Sie zählt damit zu den verkehrswichtigsten Strecken im Netz der Bundesautobahnen. Dieser Verkehrsbedeutung entsprechend, stieg der durchschnittliche tägliche Verkehr (DTV) auf der BAB A3 in Bayern allein in den vergangenen 20 Jahren um bis zu 55 % an, der Schwerverkehr (DTV-SV) in Teilabschnitten sogar um fast 100 %. Sämtliche einschlägigen Prognosen gehen von einem weiteren starken Anstieg der Verkehrsleistung im Güterverkehr aus.



1 Großbrücken im Zuge der A 3 in Nordbayern
© Autobahndirektion Nordbayern

2 Brückenbestand

Die BAB A 3 wurde Ende der 1950er bis Mitte der 1960er Jahre als vierstreifige Fernstraßenverbindung von der Landesgrenze Hessens mit Bayern bis Nürnberg gebaut. Nur die Streckenabschnitte südlich des Autobahnkreuzes Altdorf bis nach Regensburg und rund um Nürnberg sind neueren Datums. Hier erfolgte der Bau bzw. der Ausbau auf sechs Fahrstreifen Ende der 1960er bis Mitte der 1970er Jahre. Die ältesten Brücken im Zuge der BAB A 3 liegen im nördlichen Abschnitt, also im Bereich des Spessarts und rund um Nürnberg, wo die Autobahn bereits in den 1940er Jahren in Teilabschnitten befahrbar war.

Die in die Jahre gekommenen Brücken stammen aus einer Zeit, die durch materialoptimierte Bauweisen geprägt war. Sie wurden alle vor 1985 errichtet und somit »nur« für die Brückenklasse 60 nach DIN 1072 bemessen. Zudem haben die Bauwerke mit einem Alter von 40–75 Jahren bereits einen großen Teil ihrer planmäßigen Nutzungsdauer erfüllt. Auch sind die Tragreserven aufgrund der weiter anhaltenden stetigen Zunahme des Güter- und Schwerverkehrs nahezu aufgebraucht.

Im Zuge der BAB A 3 befinden sich in Nordbayern 22 Großbrücken mit Längen bis zu 678 m. Viele dieser Bauwerke weisen erhebliche alters- und konstruktionsbedingte Defizite auf, so dass 19 % von ihnen eine Zustandsnote von 3,00 und schlechter sowie weitere 69 % eine Zustandsnote zwischen 2,50 und 2,90 haben. Diverse davon sind in ihrer Dauerhaftigkeit bereits stark eingeschränkt, und es mussten mehrfach verkehrliche Kompensationsmaßnahmen wie Überholverbote für Lkws oder die Sperrung für genehmigungspflichtige Schwervertransporte verfügt werden.

3 Strategie zur Brückenertüchtigung

3.1 Entwicklung eines Masterplans

Da die überwiegende Anzahl der Bestandsbrücken für die Brückenklasse 60 und niedriger errichtet wurde und die dabei zugrunde gelegten statischen Regeln häufig den heutigen Anforderungen nicht mehr genügen, besteht akuter Handlungsbedarf. Nicht nur in Stausituationen kann sich aufgrund der zunehmenden Güterverkehrsdichte eine kritische Ansammlung von Schwerlastfahrzeugen ergeben, wobei auch kleinere Brücken überbeansprucht werden.

Aber nicht nur die hohe Belastung, sondern die Kombination aus Belastung und neuen technischen Standards ist für viele Bauwerke kritisch. Gemäß Untersuchungen der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) hat sich gezeigt, dass vor allem Großbrücken den gestiegenen verkehrlichen Beanspruchungen nicht uneingeschränkt gewachsen sind. Viele ältere Brücken weisen ausgeprägte Defizite in der Gebrauchstauglichkeit und in der Tragfähigkeit auf, die durch eine statische Nachrechnung aufgedeckt und durch Ertüchtigungsmaßnahmen behoben werden müssen. Dabei reichen reine Verstärkungsmaßnahmen häufig nicht aus, sondern es müssen auch Ersatzneubauten im Rahmen einer wirtschaftlichen Abwägung in Betracht gezogen werden. Basierend auf der Strategie des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) [1] zur Brückenerhaltung in der Phase I, die Brücken mit Brückenklasse < 60 auf das Ziellastniveau LM 1 zu ertüchtigen, hat die Autobahndirektion Nordbayern bei den Groß- und Kleinbrücken im Zuge der Hauptverkehrsachsen BAB A 3, BAB A 7 und BAB A 9 ein Ertüchtigungskonzept in Form eines Masterplans entwickelt. Als Zielhorizont wurde für die Ertüchtigung dieser Hauptachsen das Jahr 2030 festgelegt. In einem ersten Schritt wurden die Strecken in mehrere zweckmäßige Ertüchtigungsabschnitte eingeteilt, im Fall der BAB A 3 in zwei Ausbau- und zwei Ertüchtigungsabschnitte.

In einem zweiten Schritt wurden die Abschnitte in Planungs- und Baulose unterteilt. Dabei wurden unter anderem die Dringlichkeit aufgrund des Bauwerks- und Fahrbahnzustands, die betrieblichen Erfordernisse, Einschränkungen aus laufenden Baumaßnahmen oder mögliche Synergieeffekte mit parallel laufenden Ausbaumaßnahmen und Streckenerhaltungsmaßnahmen berücksichtigt. Ebenso müssen die in Aussicht gestellten Haushaltsmittel Beachtung finden. Sämtliche Bauwerke werden nachgerechnet und mindestens auf das Zielastniveau LM 1 ertüchtigt.

3.2 Ausbauabschnitt A 3-1

Mit dem sechsstreifigen Ausbau zwischen Aschaffenburg und Nürnberg wird eine leistungsfähige und verkehrsgerechte Verbindung geschaffen, die den gegenwärtigen und künftigen Verkehr sicher und staufrei bewältigt. Der Ausbau der 94 km langen Strecke zwischen Aschaffenburg und dem Autobahnkreuz Biebelried soll bis Ende 2019 abgeschlossen sein. In diesem Abschnitt wurden bzw. werden im Zuge des BAB-Ausbaus mit den Mainbrücken Stockstadt, Bettingen und Randersacker, der Kauppenbrücke, der Rohrbuch- und der Haselthalbrücke, den Talbrücken Heidingsfeld und Theilheim insgesamt acht Großbrücken sowie 45 Überführungs- und 69 Unterführungsbauwerke erneuert.

3.3 Ausbauabschnitt A 3-2

Für den geplanten sechsstreifigen Ausbau auf 79 km zwischen dem Autobahnkreuz Biebelried und Nürnberg wird bis Ende 2015 Baurecht auf gesamter Strecke bestehen.

Die Ertüchtigung der Bauwerke erfolgt hier ebenfalls im Zuge des Ausbaus der Bundesautobahn. Im Vorgriff auf den geplanten sechsstreifigen Ausbau laufen derzeit die Arbeiten zur Erneuerung der Main-Donau-Kanalbrücke und der westlichen Flutbrücke südlich von Erlangen. Aufgrund der massiven Bauwerksschäden musste deren Neubau vorgezogen werden.

Zusätzlich werden im Ausbauabschnitt mit der Aurachtalbrücke und der Flutbrücke Aisch insgesamt drei Großbrücken sowie 28 Überführungs- und 72 Unterführungsbauwerke erneuert.

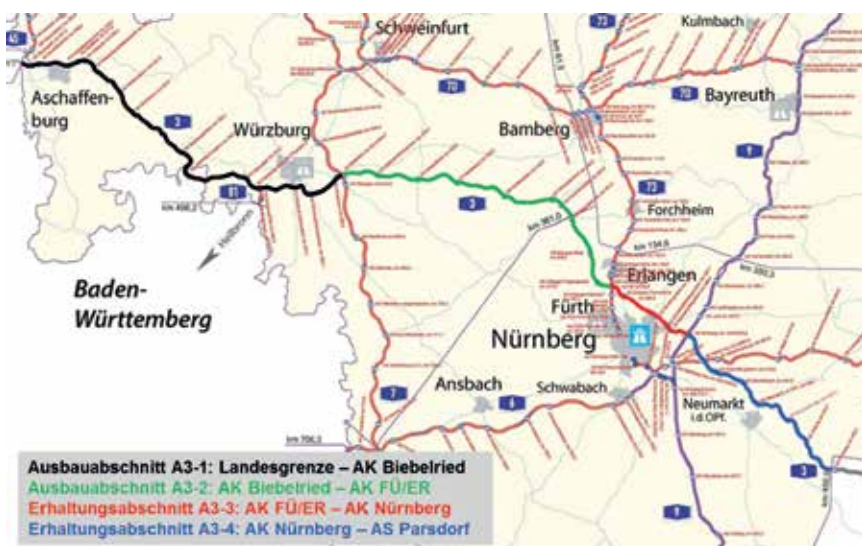
3.4 Ertüchtigungsabschnitt A 3-3

Um Nürnberg ist die BAB A 3 zwischen dem Autobahnkreuz Fürth-Erlangen und dem Autobahnkreuz Nürnberg bereits sechsstreifig ausgebaut. Mit der Pegnitztalbrücke liegt in diesem Abschnitt nur eine Großbrücke, welche derzeit nachgerechnet wird. Hinzu kommen 16 Überführungen und 13 Unterführungen. Ein Anschlussstellenbauwerk wird aktuell erneuert, für ein zweites wird der Ersatzneubau planerisch vorbereitet. Vorbehaltlich der Ergebnisse der Nachrechnung besteht in jenem Streckenzug voraussichtlich kein über reine Instandhaltungsmaßnahmen hinausgehender Ertüchtigungsbedarf.

3.5 Ertüchtigungsabschnitt A 3-4

Für den vierstreifig ausgebauten Streckenabschnitt Nürnberg–Regensburg der BAB A 3 bestehen derzeit keine Ausbaubehelfen. Die 44 km lange Teilstrecke zwischen dem Autobahnkreuz Altdorf und Parsberg wurde daher in acht Ertüchtigungslose unterteilt, die vordringlich abgearbeitet werden sollen. Neben der bereits ertüchtigten Talbrücke Schallermühle sind mit den Talbrücken Pilsach, Krondorf, Pfaffental und Geigerhaid vier Groß- und 54 Unterführungsbauwerke nachzurechnen und gegebenenfalls zu ertüchtigen.

Das Konzept sah hier zunächst nur Überbauverstärkungen und -erneuerungen vor. Anhand der ersten Nachrechnungsergebnisse ist jedoch abzusehen, dass in einigen Fällen eine Verstärkung und Instandsetzung unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten nicht möglich sind und Ersatzneubauten erforderlich werden.



2 Ausbau- und Ertüchtigungsabschnitte der A 3 in Nordbayern
© Autobahndirektion Nordbayern

4 Exemplarische Bauwerke

4.1 Talbrücke Rohrbuch

4.1.1 Allgemeines

Die Talbrücke Rohrbuch liegt im Ausbaubereich zwischen Aschaffenburg und Würzburg. Aufgrund der Neutrassierung der Bundesautobahn und der Ergebnisse der Nachrechnung ist ein zeitnah zu realisierender Ersatzneubau erforderlich. Die bestehende vierstreifige Bundesautobahn wird im Streckenbereich westlich der Anschlussstelle Rohrbuch bis zur Haseltalbrücke mit dem sechsstreifigen Querschnitt RQ 36 mit einer Mittelstreifenbreite von 4,00 m ausgebaut. Die befestigte Regelbreite einer Richtungsfahrbahn beträgt 14,50 m und die Kronenbreite im Regelfall 36,00 m. Im Bereich der Talbrücke Rohrbuch wird die Richtungsfahrbahn nach Frankfurt am Main zur Einhaltung der Haltesichtweite um 1,50 m aufgeweitet.

4.1.2 Bauwerksbestand

Die Talbrücke Rohrbuch liegt im Spessart und überspannt das Rohrbuchtal im Zuge der BAB A 3 zwischen den Anschlussstellen Rohrbuch und Marktheidenfeld mit einer Länge von 268 m und einer maximalen Höhe von 37 m. Die Spannbetonbrücke wurde im Jahr 1961 fertiggestellt. Ihr Überbau besteht aus zwei getrennten einzelligen Hohlkästen, die in Längs- und Querrichtung beschränkt vorgespannt sind. Die Stützweiten des Fünf-Feld-Bauwerks messen 47 m, 58 m, 58 m, 58 m und 47 m. Die Überbauhöhe beträgt im gesamten Bauwerksbereich konstant 4 m.



3 Talbrücke Rohrbuch: Bestandsbauwerk © Autobahndirektion Nordbayern

Die Stiele der rechteckigen, als Hohlquerschnitte ausgebildeten Stahlbetonpfeiler sind am Kopf durch einbetonierte Stahlfachwerkträger verbunden und in die flach gegründeten Fundamente eingespannt. Die aufgelösten Stahlbetonwiderlager sind ebenfalls flach gegründet. Das Bauwerk weist gegenwärtig eine Vielzahl von Schäden auf, unter anderem großflächig frei liegende Bewehrung, Quer- und Längsrisse, Kiesester, Abplatzungen, frei liegende Hüllrohre der Quervorspannung mit Rostbildung umfassend. Die letzte Bauwerksprüfung im Jahr 2014 ergab eine Zustandsnote von 3,0.

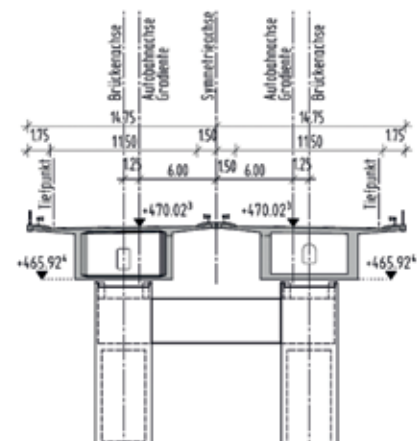
4.1.3 Nachrechnung

Das Bestandsbauwerk ist in der BASt-Liste enthalten und wurde gemäß Nachrechnungsrichtlinie in Stufe 2 nachgerechnet, wobei sich die ursprüngliche Brückensklasse 60 nur mit Einschränkungen nachweisen ließ: Für dieses Lastmodell kann eine ausreichende Tragfähigkeit für Biegung mit Längskraft sowie Torsion nur unter der Voraussetzung einer Sperrung der Standspur und eines Lkw-Überholverbots nachgewiesen werden. Die Nachweise der Querkraftbewehrung in den Lagerachsen waren allerdings nicht zu erbringen. Hier gibt es weiterhin, insbesondere an den Widerlagern, größere Überschreitungen. Bis zum Ersatzneubau wurden daher verkehrliche Kompensationsmaßnahmen angeordnet.

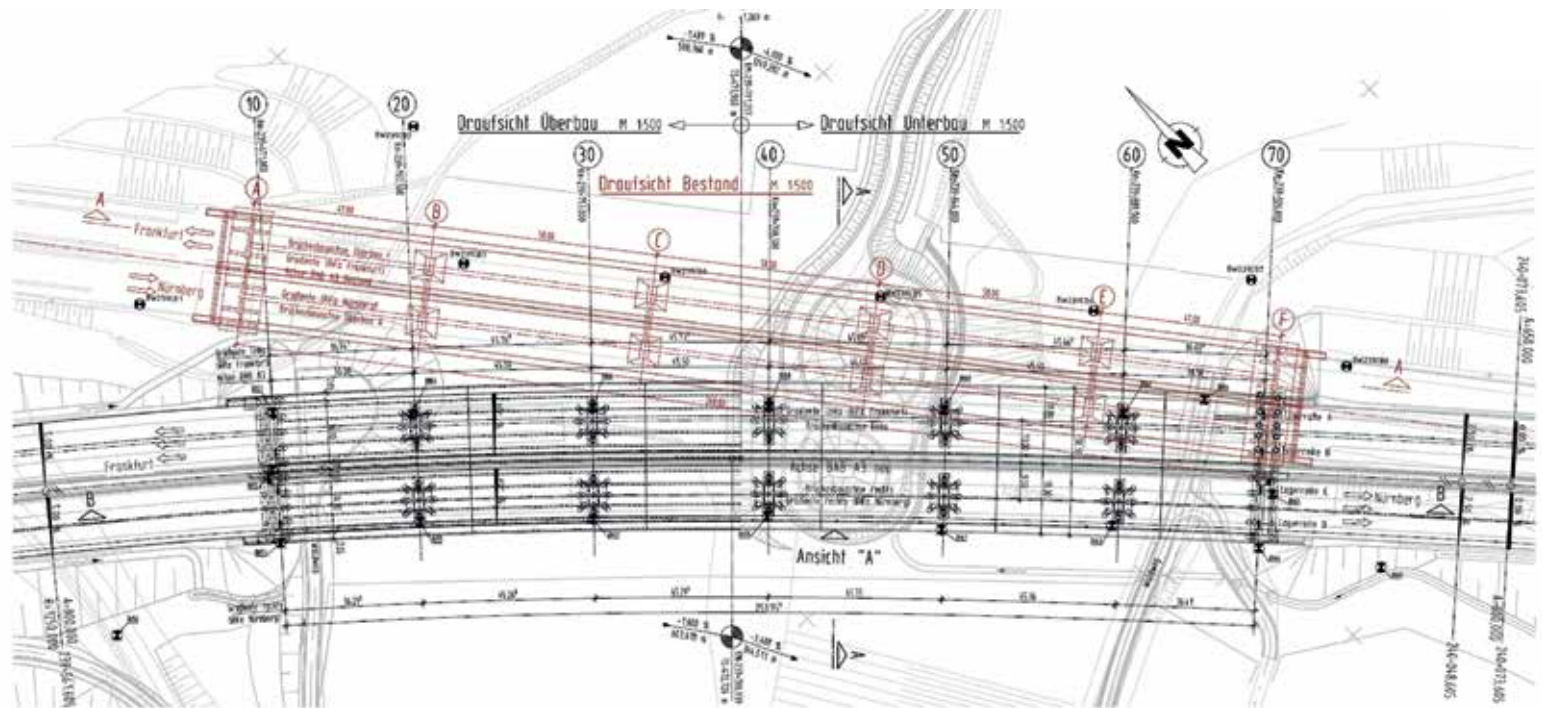
4.1.4 Variantenuntersuchung Ersatzneubau

Die wichtigsten Randbedingungen für den Ersatzneubau ergeben sich aus der Verschwenkung der Trasse im Zuge des sechsstreifigen Ausbaus der BAB A 3. Die verschwenkte Autobahnachse verläuft, von Westen kommend, in einer Klothoide ($A = 800$). Das Bauwerk liegt in einer Kuppenausrundung, wodurch sich im gesamten Bauwerksbereich ein Längsgefälle in Richtung Nürnberg ergibt. Die Breite zwischen den Geländern wird im Zuge des anstehenden Ausbaus der BAB A 3 zudem von 29,00 m auf 37,60 m verbreitert. Die Fahrbahnbreite der Richtungsfahrbahn Nürnberg beträgt 14,50 m, die Breite der Richtungsfahrbahn Frankfurt wird zur Einhaltung der Haltesichtweite um 1,50 m auf 16,00 m aufgeweitet.

Durch die Verschwenkung der Trasse ergibt sich für den Neubau der Talbrücke Rohrbuch eine Gesamtlänge von 255 m. Damit ist die neue Talbrücke 13 m kürzer als die bestehende Brücke mit 268 m.



4 Querschnitt des Bestandsbauwerks © Autobahndirektion Nordbayern



5 Grundriss des Ersatzneubaus
© Autobahndirektion Nordbayern

Ein wesentlicher Bestandteil der Variantenuntersuchung ist daher, das Bauverfahren bestmöglich auf die geometrischen Randbedingungen abzustimmen: Die neue BAB A 3 verläuft nicht in Parallellage, sondern schleift bereits am Widerlager Nürnberg in die vorhandene Autobahntrasse ein. Zudem bietet die neue Trassierung mit einer Klothoide und veränderlicher Querneigung im Bauwerksbereich keine optimalen Bedingungen für die Herstellung des Überbaus. Die Errichtung im Taktchiebeverfahren wäre nur mit einem hohen Aufwand möglich. Da die alte und die neue Autobahntrasse am Widerlager Nürnberg zusammenlaufen, muss die Taktanlage aus Platzgründen zwangsläufig am hohen westlichen Widerlager angeordnet werden. Für den Verschub bergab wäre dann eine Bremsvorrichtung notwendig. Im Bereich des Taktkellers müssten zusätzlich große Erdbewegungen und Baugrubenverbauten realisiert werden, da die Trasse dort in einem tiefen Einschnitt verläuft.

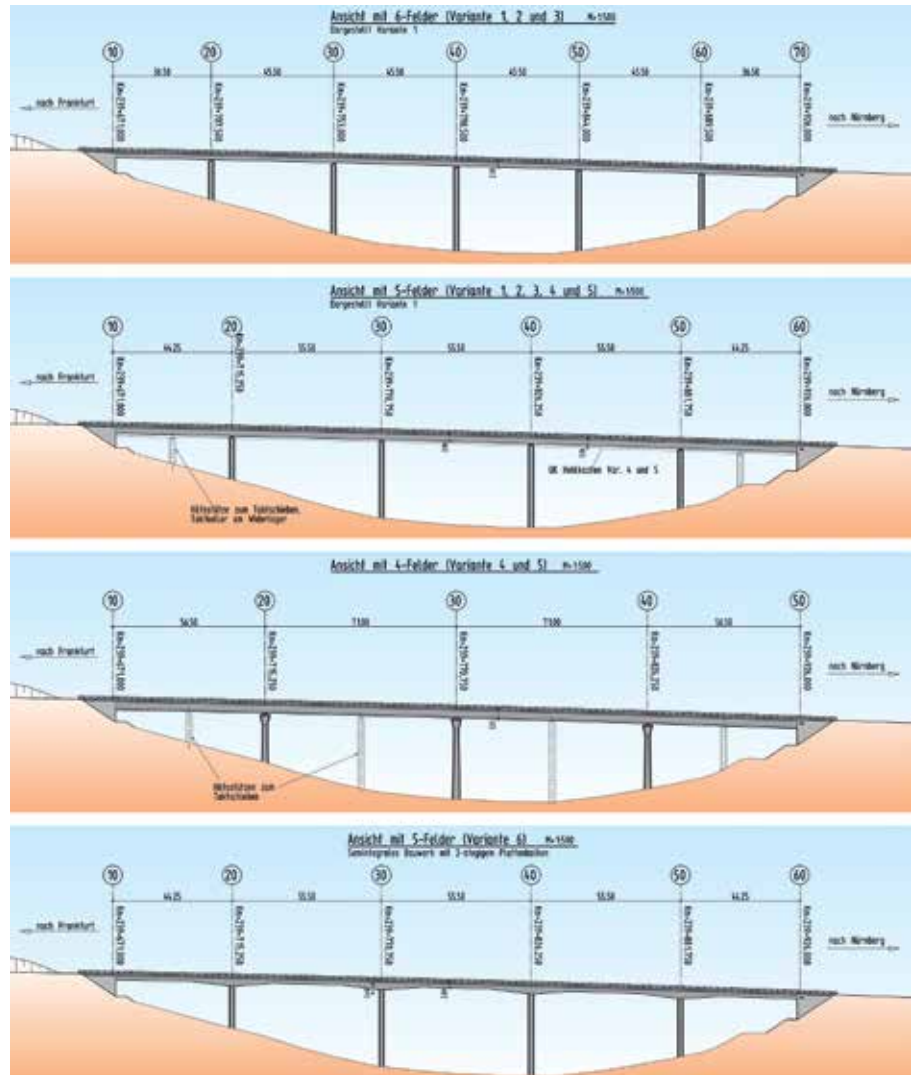
Der Überbau könnte in einem an die Klothoide angenäherten Ersatzradius hergestellt und die Abweichungen über die Kragarmlänge ausgeglichen werden. Die veränderliche Querneigung müsste in jedem Betonierabschnitt in der Taktanlage angepasst werden. Ein vergleichbar hoher Aufwand wäre auch bei einer Errichtung mittels Vorschubrüstung erforderlich. Am östlichen Widerlager Nürnberg müsste die Vorschubrüstung wegen der Überlappung von alter und neuer Bundesautobahn vor dem Widerlager aufgebaut werden. Anderenfalls wären wiederum große Erdbewegungen und Verbauten notwendig, wenn die Vorschubrüstung am westlichen Widerlager zum Einsatz käme. Ein Einheben von vorgefertigten Teilen wäre ebenso mit einem hohen Aufwand verbunden. Zum einen gestaltet sich die Anlieferung großer Stahlbauteile im Talraum schwierig. Zum anderen müssten für den Einhub große Aufstellflächen im Talraum geschaffen werden, was insbesondere im Hangbereich nicht mit vertretbarem Aufwand realisiert werden kann.

Nachdem im Talraum keine besonderen naturschutzfachlichen Auflagen zu erfüllen sind und die Pfeilerhöhen zwischen 15 m und 31 m liegen, ist die Herstellung des Überbaus auf einem bodengestützten Traggerüst mit überschaubarem Aufwand möglich. Das Bauwerk befindet sich ca. 2,20 km nordwestlich der Anschlussstelle Rohrbrunn. Die Brückenkonstruktion ist aufgrund der Entfernung zur nächsten Bebauung und der vorhandenen Bewaldung nur aus nächster Nähe sichtbar. Eine besondere Bauwerksgestaltung ist deshalb von nachrangiger Bedeutung. Großer Wert wird dagegen auf eine robuste, technisch ausgereifte und wirtschaftliche Brückenkonstruktion gelegt.

Im Rahmen der Vorplanung wurden insgesamt sechs Varianten für den Überbau untersucht:

- Variante 1: zweistegiger Spannbetonplattenbalken
- Variante 2: dreistegiger Spannbetonplattenbalken
- Variante 3: Stahlverbundhohlkästen
- Variante 4: einzelliger Spannbetonhohlkasten mit Quervorspannung
- Variante 5: zweizelliger Spannbetonhohlkasten ohne Quervorspannung
- Variante 6: zweistegiger Spannbetonplattenbalken (semiintegrale Bauweise)

Die Vorplanung hat weiterhin gezeigt, dass sich der Talraum für Vier-, Fünf- bzw. Sechs-Feld-Bauwerke eignet. Die maximalen Stützweiten variieren hierbei von 45,50 m über 55,50 m bis zu 71,00 m. Im Zuge der Gegenüberstellung der Varianten wird einer sechsfeldrigen Spannbetonplattenbalkenlösung auf Y-förmigen Pfeilern der Vorzug gegeben. Die moderaten Stützweiten bis maximal 45,50 m erlauben eine schlanke Überbauhöhe von 2,30 m. Die Herstellung des gelagerten Überbaus erfolgt auf Traggerüst. Diese Lösung überzeugt mit niedrigen Bau- und Unterhaltungskosten in wirtschaftlicher und durch ihr ausgewogenes Verhältnis zwischen Stützweite und lichter Höhe sowie durch ihre klare Formensprache in konstruktiver und gestalterischer Hinsicht.



6 Vergleichende Ansicht der Varianten © Autobahndirektion Nordbayern



7 Visualisierung der Vorzugsvariante © Autobahndirektion Nordbayern



8 Untersicht des integralen Bauwerks © Autobahndirektion Nordbayern

4.1.5 Bauwerksentwurf

Ausgehend von der Vorzugsvariante, wurde ein Brückenbauwerk über sechs Felder mit Stützweiten von 36,50 m, 4 x 45,50 m, 36,50 m und der Gesamtlänge von 255 m entworfen.

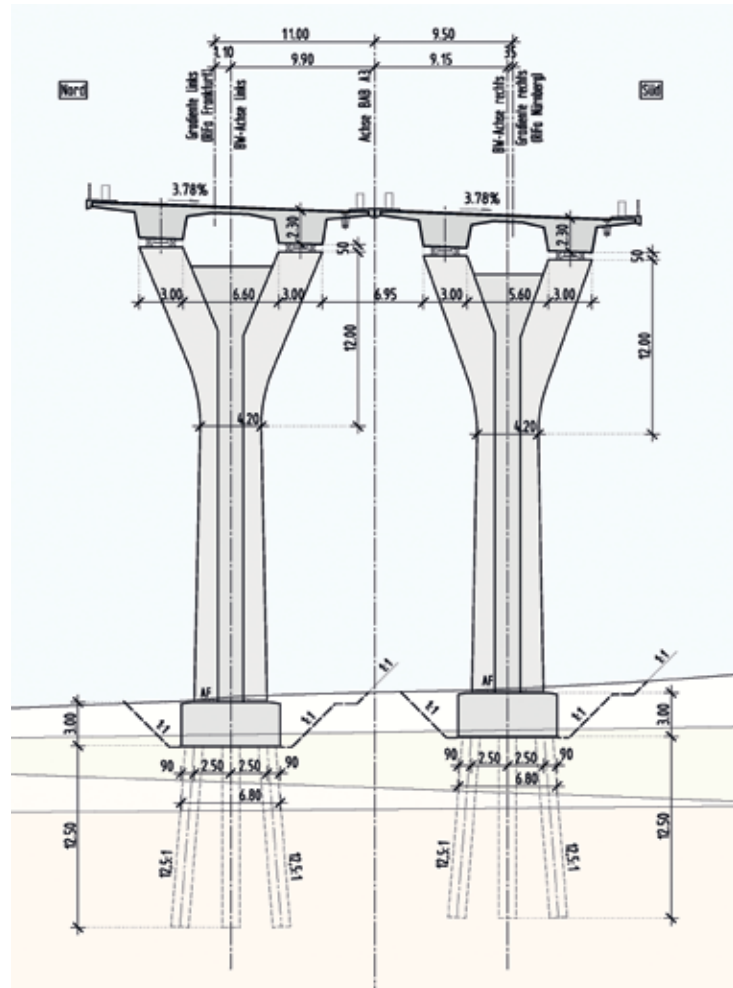
Der Querschnitt besteht aus einem zweistufigen Spannbetonplattenbalken, die Stegunterseite wird parallel zur Fahrbahnplatte ausgebildet. Die Bauhöhe beträgt konstant 2,30 m. Damit haben die mittleren Felder mit einer Spannweite von 45,50 m eine Schlankheit von 19,80. Das Bauwerk verfügt über zwei Überbauten mit unterschiedlicher Breite. Die Richtungsfahrbahn Frankfurt weist eine Gesamtbreite von 19,05 m auf, die Richtungsfahrbahn Nürnberg ist mit 17,55 m um 1,50 m schmaler. Der Überbau wird in Längsrichtung vorgespannt. Die Ausbildung des Überbauquerschnitts erfolgt so, dass auf eine Vorspannung in Querrichtung verzichtet werden kann.

Die Pfeiler werden massiv mit Y-förmiger Aufweitung im Kopfbereich konzipiert, die Kopfausbildung ist in jeder Achse gleich. Die Pfeilerschäfte werden in Brückenquerrichtung zur Pfahlkopfplatte hin mit einer Neigung von 1,20° aufgeweitet, wodurch sich eine ansprechende und ruhige Einpassung in die Umgebung ergibt. Durch die unterschiedlichen Pfeilerhöhen variiert die Pfeilerbreite in Brückenquerrichtung in Höhe des Anschnitts zur Pfahlkopfplatte.

Als Gestaltungselement werden an der Y-förmigen Pfeilerseite Nischen mit 15 cm Tiefe und einer variablen Breite über die gesamte Pfeilerhöhe vorgesehen.

4.1.6 Abbruchvorgang

Das Abbruchkonzept war ein wesentliches Element der Entwurfsplanung. Einerseits sollen die bauzeitigen Verkehrsbeeinträchtigungen reduziert werden, andererseits darf der Abbruchvorgang den Neubau nicht schädigen. Um eine 4+0-Verkehrsführung auf dem neuen südlichen Teilbauwerk über die Wintermonate im Spessart zu vermeiden, müssen der Abbruch des Bestandsbauwerks und die Fertigstellung des zweiten Teilbauwerks in wenigen Monaten realisiert werden. Um möglichst schnell Baufreiheit für die Herstellung des zweiten Teilbauwerks zu erlangen, soll ein Sprengabbruch für das Bestandsbauwerk erfolgen.



9 Querschnitt des Ersatzneubaus
© Autobahndirektion Nordbayern

Im Rahmen eines Gutachtens wurden die entsprechenden Randbedingungen untersucht und die Machbarkeit einer Sprengung bestätigt. In der näheren Umgebung der Brücke befinden sich keine weiteren Bauwerke, unter der Bestandsbrücke sind keine relevanten Verkehrswege, Gewässer oder Medienleitungen vorhanden. Der Abstand zwischen Bestand und Neubau ist ebenfalls ausreichend.

Vor dem Sprengen werden die Bestandsüberbauten durch den Rückbau des Fahrbahnbelags, der Kappen, des Geländers, der Schutzeinrichtungen und der Kragarme geleichtert, um die Masse und somit die Schwingungen beim Aufprall auf das Gelände zu reduzieren. Im Aufprallbereich des Talgrunds wird ein Fallbett mit Lockermaterial errichtet, um die Schwingungen beim Aufprall abzumindern.

Bauherr
Bundesrepublik Deutschland,
vertreten durch das Bundesministerium für
Verkehr und digitale Infrastruktur, Bonn

Auftragsverwaltung
Freistaat Bayern, vertreten durch die
Autobahndirektion Nordbayern, Nürnberg

Nachrechnung
GMG Ingenieurgesellschaft GmbH, Dresden

Bauwerksentwurf
Krebs + Kiefer Ingenieure GmbH, Großostheim

Geotechnik
TÜV Rheinland LGA Bautechnik GmbH, Nürnberg

Abbruchgutachten
Planungsbüro für Bauwerksabbruch Dr.-Ing. Schmelzer,
Dresden

Ausschreibung
Autobahndirektion Nordbayern, Nürnberg

4.2 Main-Donau-Kanalbrücke

4.2.1 Bestandsbauwerk

Beim Bestandsbauwerk aus dem Jahre 1961 handelt es sich um eine dreifeldrige Spannbetonhohlkastenbrücke. Für die Vorspannung wurde spannungsrissegefährdeter Sigma-Oval-Spannstahl verwendet. Im Zuge von Bauwerksprüfungen und ergänzenden Untersuchungen wurden Litzenbrüche, korrodierte Spannglieder und weitere Schäden infolge von Spannungsrissskorrosion festgestellt. Das Bestandsbauwerk ist aufgrund der festgestellten Defizite mit der Zustandsnote 3,00 bzw. 3,40 bewertet.

4.2.2 Nachrechnung

Aufgrund des verwendeten spannungsrissekorrosionsgefährdeten Spannstahls wurde das in der BASt-Liste enthaltene Bauwerk gemäß der »Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissekorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden« nachgerechnet. Die Berechnungsergebnisse auf Querschnitts- und Systemebene

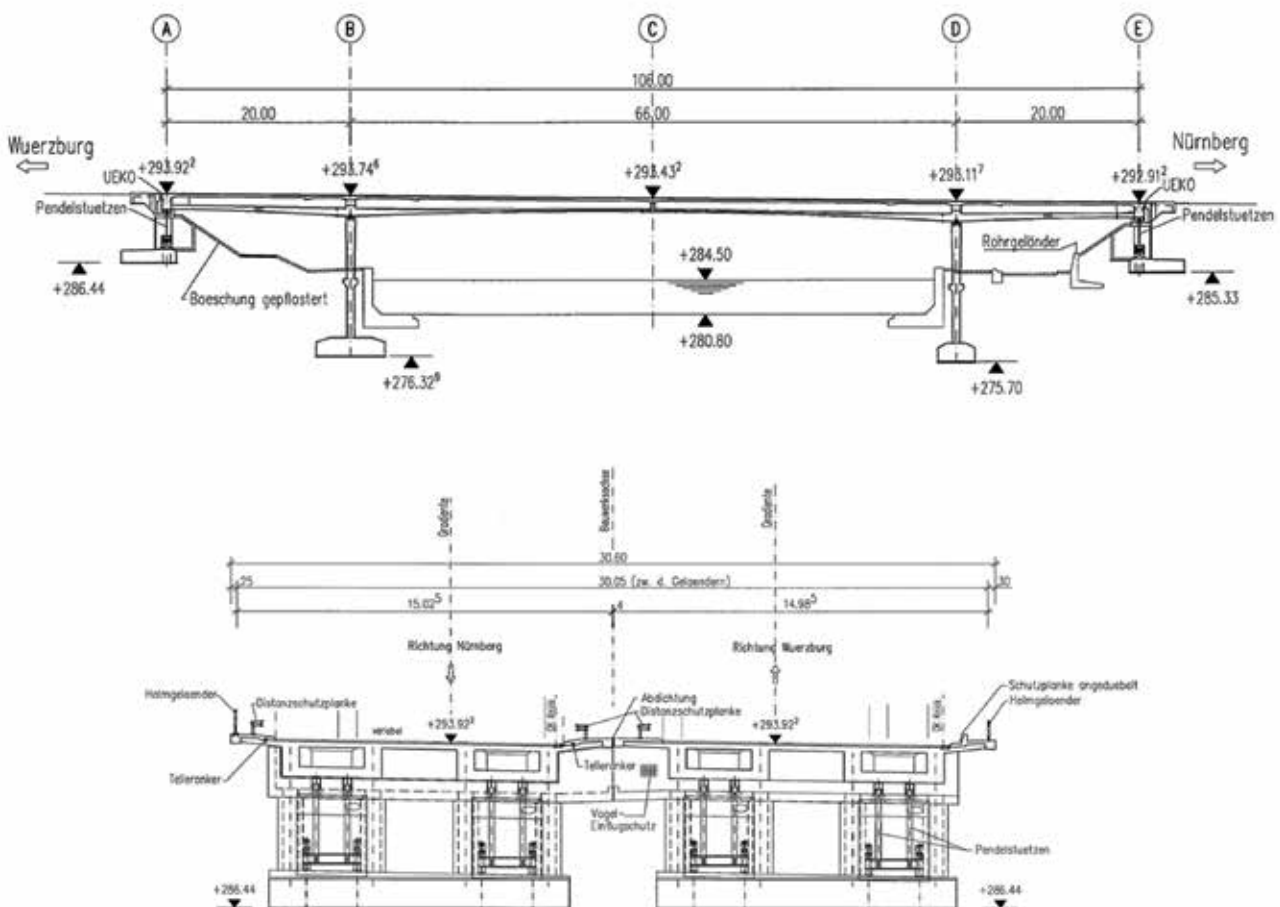
zeigen, dass das Riss-vor-Bruch-Kriterium nicht erfüllt werden kann und dass ein schlagartiges Versagen möglich ist. Die Brücke über den Main-Donau-Kanal ist daher den Bauwerken ohne Vorankündigung zuzuordnen.

Um es zu ertüchtigen, müsste es aufwendig an der Bauteilober- und Bauunterseite verstärkt werden. Selbst dann kann jedoch auf den Einsatz eines permanenten Monitoring-Systems nicht verzichtet werden. Eine Ertüchtigung unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten war somit nicht mehr möglich. Das bestehende Bauwerk wird daher seit 2014 durch einen Neubau ersetzt. Während der Bauzeit für den ersten Überbau war es erforderlich, den gesamten Verkehr in einer sogenannten 4+0-Verkehrsführung auf das zunächst verbleibende Teilbauwerk zu legen. Aus statischen Gründen mussten dabei zusätzliche Sicherungen im Stützenbereich angebracht und der Streckenabschnitt für genehmigungspflichtige Schwertransporte gesperrt werden.

4.2.3 Planung

Um das für die Binnenschifffahrt erforderliche Lichtraumprofil von 6,40 m über dem Main-Donau-Kanal freizuhalten, muss im Brückenbereich die Gradienten der BAB A 3 um 0,80 m angehoben werden. Dies hat zur Folge, dass der westlich und östlich angrenzende Streckenbereich an die geänderten Höhenverhältnisse anzupassen sind.

Im Vorgriff auf den geplanten sechsstreifigen Ausbau der A 3 wird das neue Bauwerk so breit, dass je Fahrtrichtung drei Fahrstreifen und ein Standstreifen (RQ 36) Platz finden. Die Gesamtbreite zwischen den Geländern eines Überbaus beträgt 18,85 m. Die Teilbauwerke haben eine Stützweite von 94 m, und die kleinste lichte Höhe über dem Kanal misst 6,60 m. Wegen dieser geometrischen Randbedingungen kommt für den Ersatzneubau nur eine Lösung mit oben liegendem Tragwerk in Betracht. Um den gestalterischen Anforderungen an das weithin sichtbare Bauwerk gerecht zu werden, wurde als Tragkonstruktion eine Stab-bogenbrücke aus Stahl gewählt.



10 11 Main-Donau-Kanalbrücke: Bestandsbauwerk
© Autobahndirektion Nordbayern



12 13 *Vershub des Neubaus*
© Hubert Bösl

4.2.4 Errichtung

Baubeginn für die neue Brücke über den Main-Donau-Kanal war Mitte März 2014. Noch im selben Monat wurde der Abbruch der südlichen Brückenhälfte in Fahrtrichtung Nürnberg begonnen und innerhalb einer nur knapp dreiwöchigen Sperrung des Main-Donau-Kanals abgeschlossen. Parallel zur Herstellung der Unterbauten wurden die Stahlteile im Werk gefertigt und auf einem Vormontageplatz hinter dem Widerlager verschweißt. Das fertige Stahltragwerk konnte schließlich bereits im August unter einer eintägigen Sperrung des Kanals für den Schiffsverkehr mit Hilfe

von Pontons in die endgültige Lage eingeschoben werden. Rechtzeitig zu Beginn der Winterdienstsaison wurde das neue Teilbauwerk unter Verkehr genommen.

Der Abbruch und der Neubau der nördlichen Brückenhälfte erfolgen analog. Allerdings können die Verkehrsteilnehmer bauzeitlich nunmehr über fünf statt bisher vier Fahrstreifen verfügen. Die Gesamtfertigstellung des neuen Bauwerkes einschließlich der anschließenden Streckenbereiche ist für Ende 2015 vorgesehen.

Bauherr

Bundesrepublik Deutschland,
vertreten durch das Bundesministerium für
Verkehr und digitale Infrastruktur, Bonn

Auftragsverwaltung

Freistaat Bayern, vertreten durch die
Autobahndirektion Nordbayern, Nürnberg

Nachrechnung

Rieger & Brandt Ingenieurgesellschaft mbH, Nürnberg

Bauwerksentwurf

Schömig-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Kleinostheim

Geotechnik

Autobahndirektion Nordbayern, Nürnberg

Ausschreibung

Autobahndirektion Nordbayern, Nürnberg

Prüfingenieur

Dipl.-Ing. Dietrich Oehmke, Nürnberg

Bauausführung

Echterhoff Bau GmbH, Dessau
SAM Stahlturm- und Apparatebau Magdeburg GmbH



14 *Neues Brückenbauwerk nach Teilfertigstellung*
© Autobahndirektion Nordbayern



15 Pfaffentalbrücke: Bestandsbauwerk
© Autobahndirektion Nordbayern

4.3 Pfaffentalbrücke

4.3.1 Bestandsbauwerk

Die 1970 errichtete Talbrücke Pfaffental liegt im Ertüchtigungsabschnitt A 3-4, unmittelbar östlich der Anschlussstelle Altdorf-Burgthann am südlichen Ortsrand der Stadt Altdorf bei Nürnberg. Das sechsfeldrige Spannbetonbauwerk überspannt mit einer Gesamtlänge von 234 m ein steil abfallendes Trockental. Die maximale Höhe über Tal beträgt ca. 25 m.

Der Überbau besteht aus zwei getrennten einzelligen Hohlkästen, die in Längs- und Querrichtung beschränkt vorgespannt sind. Der Überbau hat im gesamten Bauwerksbereich eine konstante Höhe von 2,30 m. Die Stützweiten messen in den Randfeldern 33 m, in den weiteren Feldern 42 m.

Das Bestandsbauwerk weist zahlreiche die Dauerhaftigkeit und Verkehrssicherheit beeinträchtigende Schäden auf. Insbesondere liegen Schäden an den Entwässerungseinrichtungen, der Bauwerksabdichtung und den Übergangs-

konstruktionen vor. Die vorhandenen Rückhaltesysteme entsprechen nicht der »Richtlinie für passiven Schutz an Straßen durch Fahrzeuge« (RPS) 2009. Darüber hinaus haben die Bauwerkskappen das Ende ihrer Lebensdauer erreicht. Die Standsicherheit des Bauwerks beeinträchtigende Schäden liegen nicht vor. Die letzte Bauwerksprüfung ergab für beide Teilbauwerke eine Zustandsnote von 2,80.

4.3.2 Nachrechnung

Als Entscheidungsgrundlage, ob neben einer Generalinstandsetzung auch eine Verstärkung des Tragwerks erforderlich wird, wurde die in der BAST-Liste enthaltene Pfaffentalbrücke für das Verkehrslastmodell LM 1 nach DIN-Fachbericht nachgerechnet. Dabei sollten im Vorfeld einer möglichen Instandsetzung auch die Kappenanschlüsse sowie die Kragarme für die Einwirkungen neuer Rückhaltesysteme nachgewiesen werden.

Die Nachrechnung der Stufe 1 gemäß Nachrechnungsrichtlinie ergab geringfügige Überschreitungen bei einigen Nachweisen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit. Eine Nachweisführung der Stufe 2 wurde daher erforderlich für Dekompression, Querkraft und Torsion sowie Ermüdung. Im Ergebnis ist das Bauwerk der Nachweisklasse C zuzuordnen. Als Kompensationsmaßnahme sind Sonderprüfungen notwendig.

4.3.3 Instandsetzung

Bei den vorhandenen Bauwerksschäden handelt es sich in erster Linie um altersbedingte Defizite sowie um Schäden an Verschleißteilen. Da neben der Beseitigung dieser Schäden keine weiteren Verstärkungsmaßnahmen notwendig waren, beschränkt sich die Maßnahme auf eine standardmäßige Generalinstandsetzung der Fahrbahntafel einschließlich Betoninstandsetzung an Über- und Unterbauten sowie auf die Erneuerung der Kappen, Übergangskonstruktionen und der passiven Schutzeinrichtungen inklusive Geländer. Die Instandsetzungsmaßnahmen wurden in 2013 durchgeführt.

Bauherr

Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Bonn

Auftragsverwaltung

Freistaat Bayern, vertreten durch die Autobahndirektion Nordbayern, Nürnberg

Nachrechnung

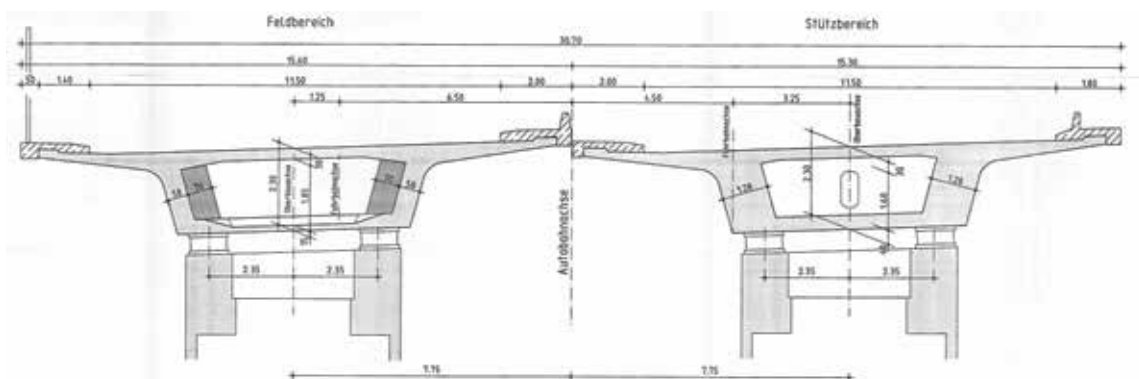
SRP Schneider & Partner Ingenieur Consult GmbH, Kronach

Planung und Ausschreibung

Autobahndirektion Nordbayern, Nürnberg

Bauausführung

Max Bögl Bauunternehmung GmbH & Co. KG, Neumarkt



16 Querschnitt des Bestandsbauwerks
© Autobahndirektion Nordbayern

Gemeinsam stark

Erfolg durch Kooperation



Talbrücke über die Schorgast, Erster Preis



Sechstreifiger Ausbau BAB A 3 im Abschnitt Würzburg/Heidingsfeld



Innerörtliche Kreisverkehrsplätze in Ebern



Neubau Ganztagesbetreuungsgebäude Schulzentrum Haßfurt



BPR

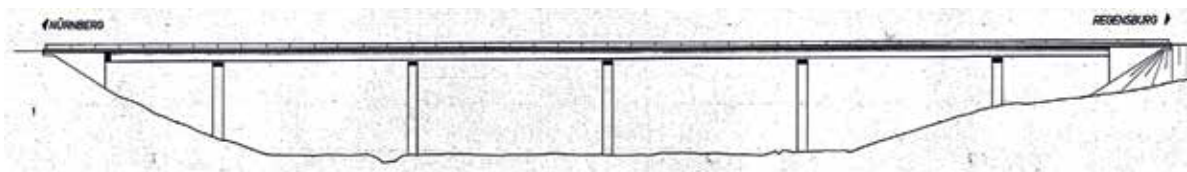
Dr. Schäpertöns + Partner

www.bpr-bayern.de

SRP

Schneiders + Partner

www.srp-consult.de



17 18 Talbrücke Geigerhaid: Bestandsbauwerk
© Autobahndirektion Nordbayern

4.4 Talbrücke Geigerhaid

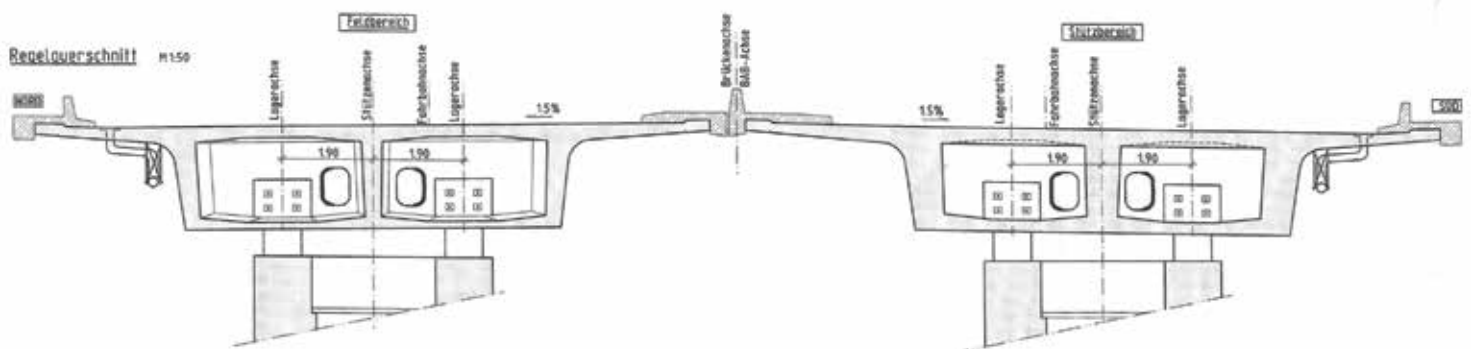
4.4.1 Bestandsbauwerk

Die ebenfalls im Ertüchtigungsabschnitt Nürnberg–Regensburg gelegene Talbrücke Geigerhaid befindet sich ca. 15 km südöstlich von Neumarkt, kurz vor der Anschlussstelle Parsberg. Die sechsfeldrige Brücke überführt die BAB A 3 über ein flaches Tal mit Gewässern, ein bestehendes Regenrückhaltebecken und einen Feldweg. Die Stützweiten betragen in den Randfeldern 24 m, in den weiteren Feldern 40 m, die Gesamtlänge misst 208 m. Die maximale Höhe über Tal ist 17 m.

Das 1970 errichtete Bauwerk besteht aus zwei getrennten Überbauten. Die zweizelligen Hohlkastenquerschnitte mit einer konstanten Konstruktionshöhe von 2,20 m sind intern längs und quer vorgespannt. Die Koppelfugen der Überbauten wurden durch den Einbau von externen Spanngliedern in den Hohlkästen nachträglich instand gesetzt. Die Über- und Unterbauten des Bauwerks weisen zahlreiche Schäden wie frei liegende Bewehrung, Hohlstellen, beginnende Abplatzungen sowie Rissbildung auf. Bei der letzten Bauwerksprüfung wurde die Geigerhaidbrücke daher mit der Zustandsnote 2,80 bewertet.

4.4.2 Nachrechnung

Das Bestandsbauwerk ist in der BAST-Liste enthalten. Die für die Vorspannung der bestehenden Überbauten in Längs- und Querrichtung verwendeten, intern und im nachträglichen Verbund liegenden Spannglieder sind als spannungsrissskorrosionsgefährdet zu betrachten. Die entsprechende statische Untersuchung gemäß der »Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden« hat gezeigt, dass sowohl für die Längs- als auch für die Querrichtung des Überbaus kein ausreichendes Ankündigungsverhalten nachgewiesen werden kann.



19 Querschnitt des Bestandsbauwerks
© Autobahndirektion Nordbayern

Aufgrund der vorhandenen Schäden und des nicht ausreichenden Ankündigungs-verhaltens hinsichtlich Spannungsrisskorrosion sind eine Sanierung und Ertüchtigung unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten nicht mehr möglich. Auf eine Wirtschaftlichkeitsuntersuchung nach RI-WI-BRÜ wurde daher verzichtet. Das vorhandene Bauwerk soll daher unter Beibehaltung von Achse und Gradienten des Bestandes ab 2016 durch einen Neubau ersetzt werden.

4.4.3 Bauwerksgestaltung

Die Bauwerksumgebung, eine Kulturlandschaft aus Wiesen und Niederwald, spricht in gestalterischer Hinsicht für ein funktionales Bauwerk, das sich dezent in seine Umgebung einfügt. Querschnitte und Schlankheiten der neuen Überbauten sind gestalterisch wie funktional an die Stützweiten anzupassen. Betrachtet man das vorhandene Bauwerk, so wirken vor allem die vorhandenen Pfeiler recht gedrungen. Eine vorrangige Entwurfsaufgabe beim Ersatzneubau der Talbrücke Geigerhaid stellt daher die Formfindung der Pfeiler dar.

Durch das Verlängern der Randfelder sollen die Widerlager weiter in die Böschung verschoben werden, um die Widerlageransichtsflächen zu minimieren.

4.4.4 Variantenuntersuchung

Dieses grundlegende Entwurfskonzept führte zu folgenden sieben Vorentwurfsvarianten:

- einzellige Spannbetonhohlkästen über fünf Felder durchlaufend, Massivpfeiler in V-Form
- zweistegige Spannbetonplattenbalken über sechs Felder durchlaufend und mit Querträgern in allen Auflagerachsen, Massivpfeiler in Y-Form
- zweistegige Spannbetonplattenbalken über sechs Felder durchlaufend, aber ohne Querträger in den Pfeilerachsen, Massivpfeiler in Y-Form, Pfeilerkopf aufgelöst (baumartige Struktur)
- zweistegige Stahlverbundkonstruktion mit dichtgeschweißten Stahlhohlkästen über sechs Felder durchlaufend, Massivpfeiler in Y-Form, Pfeilerköpfe aufgelöst mit ausbetonierten Stahlrohren
- zweistegige Spannbetonplattenbalken über sechs Felder durchlaufend und mit Querträgern in allen Auflagerachsen, Pfeiler als rahmenartige Stahlverbundkonstruktionen (ausbetonierte Stahlrohre)
- zweistegige Spannbetonplattenbalken über sechs Felder durchlaufend und mit Querträgern in allen Auflagerachsen, Pfeiler als schlanke Stahlbetonrahmen
- zweistegige Spannbetonplattenbalken über sechs Felder durchlaufend und mit Querträgern in allen Auflagerachsen, Massivpfeiler in Y-Form, Pfeilerkopf mit geschlossener Ansichtsfläche

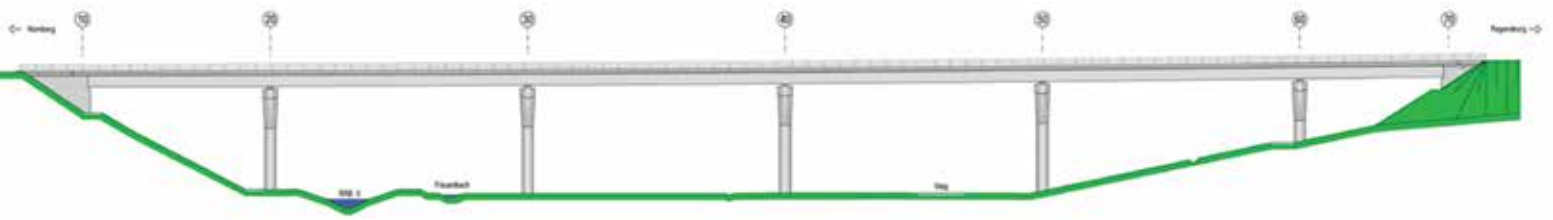
Die Vorplanung hat weiterhin gezeigt, dass sich der Talraum für Fünf- bzw. Sechsfeld-Bauwerke eignet. Die maximalen Stützweiten variieren hierbei von 40,00 m analog Bestand bis zu 49,00 m. Als Querschnittshöhe wurden für das Fünf-Feld-Bauwerk 3,20 m mit einer maximalen Schlankheit von $l/h = 15,30$ gewählt. Für die Varianten »zweistegige Plattenbalken über sechs Felder durchlaufend« ergibt sich bei einer Querschnittshöhe von 2,20 m eine Schlankheit von $l/h = 18,20$.

4.4.5 Vorzugsvariante

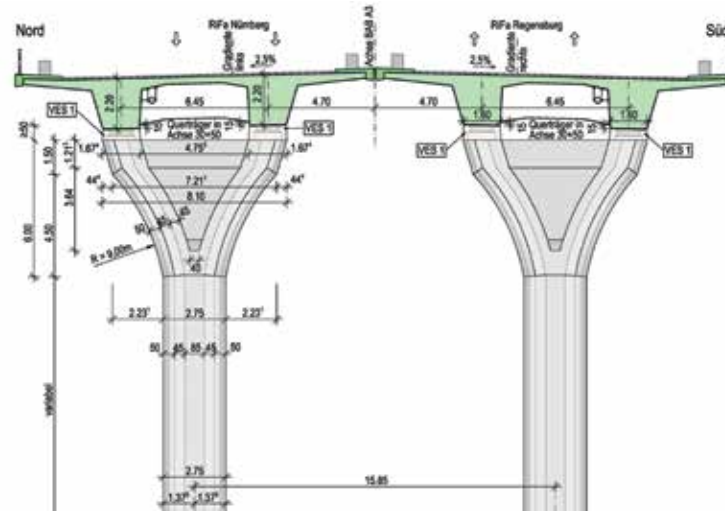
Neben der gestalterischen und konstruktiven Würdigung der einzelnen Varianten war es insbesondere Ziel, unter Berücksichtigung aller Randbedingungen in puncto Robustheit und Dauerhaftigkeit eine Lösung zu wählen, die wirtschaftlich herzustellen und zu unterhalten ist. Vor diesem Hintergrund wurde dem Bauwerksentwurf letztendlich die zweite Variante in leicht modifizierter Form zugrunde gelegt.



20 Vorzugsvariante für den Ersatzneubau
© Autobahndirektion Nordbayern



21 22 Ansicht und Querschnitt des Neubaus
© Autobahndirektion Nordbayern



4.4.6 Bauwerksentwurf

Demnach soll der Ersatzneubau der Talbrücke Geigerhaid aus zwei Spann- betonkonstruktionen bestehen, die zweistegige Plattenbalkenquerschnitte aufweisen und über sechs Felder mit Stützweiten von jeweils 40,00 m zwischen den Pfeilern und von ca. 29,00 m (Achsen 10–20) bzw. ca. 23,00 m (Achsen 60–70) in den Endfeldern durchlaufen. Die Gesamtstützweite beträgt damit 212,00 m. Mit $h = 2,20$ m entspricht die Bauhöhe der neuen Überbauten jener vorhandenen. Durch die Verschiebung der Pfeilerachsen um 5,00 m nach Osten gegenüber dem bestehenden Bauwerk liegen die Gründungen des neuen Bauwerks neben den existierenden Tiefgründungen. Dies ermöglicht die Herstellung der Pfeiler ohne vollständigen Rückbau der vorhandenen Gründungselemente. Zu den unter der Brücke befindlichen Zwangspunkten (Frauenbach, Regenrückhaltebecken und Feldweg) ist ein ausreichender Abstand der Pfeiler gegeben.

In Längsrichtung werden die Überbauten intern mit nachträglichem Verbund vorgespannt, in Querrichtung sind sie schlaff bewehrt.

In den Widerlagerachsen 10 und 70 werden Endquerträger mit einer Querschnittsbreite von 1,65 m und einer konstanten Querschnittshöhe von 2,20 m angeordnet. Zur Reduzierung der Torsionsbeanspruchungen in den Längsträgern werden in den Pfeilerachsen 30 und 50 weitere Stützquerträger mit einer Querschnittsbreite von 2,30 m vorgesehen, die der Breite der Pfeilerköpfe entspricht.

Die Pfeiler weisen eine Y-Form mit baumartig aufgelösten Köpfen auf. Deren Innenbereich soll aus Gründen des Unterhalts aber als Vollquerschnitt ausgeführt werden. Durch eine Oberflächenstrukturierung der Pfeilerköpfe wird der originäre Entwurfsgedanke jedoch erhalten bleiben.

Während der Baugrund für die neuen Widerlager Flachgründungen erlaubt, werden für die Pfeiler (Achsen 20–60) Tiefgründungen über Großbohrpfähle mit einem Durchmesser von 1,50 m und einer Neigung von 1:10 erforderlich. Da im Einbindebereich der Bohrpfähle Karst ansteht, muss die Formhaltigkeit der Pfähle durch die Ausbildung von speziellen Hülsenrohren sichergestellt werden.

4.4.7 Planfeststellung

Der Ersatzneubau einer Talbrücke hat immer einen, wenn auch nur bauzeitlichen Eingriff ins Umfeld zur Folge. Häufig ist damit ein Eingriff in aus naturschutzfachlicher Sicht schützenswerte Bereiche verbunden. Obwohl dieser Neubau in den Abmessungen des Bestandsbauwerks erfolgt, müssen zudem in den allermeisten Fällen Entwässerungseinrichtungen und Regenrückhaltungen angelegt werden. Hier kommt noch hinzu, dass aufgrund der Lage der Brücke im Nahbereich einer Trinkwassererfassung umfangreiche Schutzmaßnahmen erforderlich werden. Um zu gewährleisten, dass derartige und weitere öffentlich-rechtlichen Belange bei der Planung und Bauausführung hinreichend berücksichtigt werden, ist für singuläre Ersatzneubauten von Talbrücken im Regelfall die Durchführung eines Planfeststellungsverfahrens unabdingbar.

Bauherr

Bundesrepublik Deutschland,
vertreten durch das Bundesministerium
für Verkehr und digitale Infrastruktur, Bonn

Auftragsverwaltung

Freistaat Bayern, vertreten durch die
Autobahndirektion Nordbayern, Nürnberg

Nachrechnung

WTM Engineers München GmbH

Bauwerksentwurf

WTM Engineers München GmbH

Geotechnik

Autobahndirektion Nordbayern, Nürnberg

Ausschreibung

WTM Engineers München GmbH

5 Schlussbetrachtung

Die neuen Talbrücken Rohrbuch und Geigerhaid, die Brücke über den Main-Donau-Kanal sowie die nachgerechnete und instandgesetzte Talbrücke Pfaffen-tal sind weitere Mosaiksteine, um die Infrastruktur in Deutschland und den Verkehrsweg der BAB A 3 zukunftsfähig zu gestalten. Hierfür sind neben den bestehenden Ausbauabsichten die Ergebnisse der Nachrechnung das wesentliche Entscheidungskriterium und ein entscheidendes Hilfsmittel zur Priorisierung und Dringlichkeitsreihung. »Das Programm ist unverzichtbar, um das Straßennetz und die Brücken zukunftssicher zu machen. Bereits mit dem heute vorhandenen Verkehr, der in der Vergangenheit von einer massiven Zunahme des Güterverkehrs, einem großen Anteil von überladenen Fahrzeugen und einer überproportionalen Zunahme von Schwerlasttransporten geprägt ist, ist bei älteren Brücken mit der damals gültigen Brückenklasse 60 die Traglastreserve allmählich aufgebraucht. Angesichts der aktuellen Prognosen zur weiteren Zunahme des Verkehrs sind Strategien zur Ertüchtigung des Bauwerksbestandes dringend geboten, damit die Leistungsfähigkeit des für die Wirtschaft und die Bürger so wichtigen Fernstraßennetzes gewährleistet werden kann.« [2]

Autor:

Baudirektor Dipl.-Ing. (univ.) Bernd Endres
Autobahndirektion Nordbayern,
Nürnberg

Literatur

- [1] Naumann, J.: Eine neue Strategie für die Ertüchtigung alter Straßenbrücken; in: Der Prüfingenieur, Heft 36, April 2010, S. 55–66.
[2] Ebd.



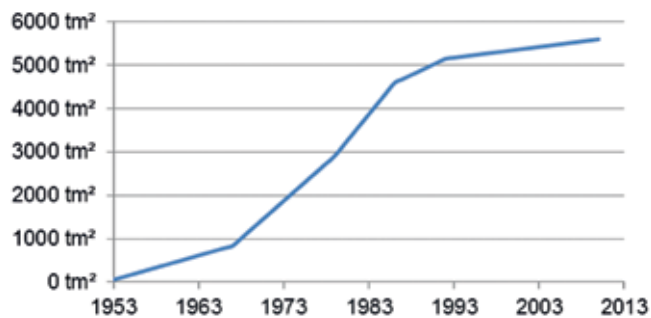
Ersteinsatz von Ultrahochleistungsfaserbetonen Ertüchtigung von Straßenbrücken in Österreich

■ ■ ■ von Erwin Pilch, Christoph Antony

Die Einsatzgebiete von Ultrahochleistungsbeton im Brückenneubau, im Speziellen bei Fertigteilbauweisen, sind durchaus vielfältig, jedoch hat sich der Baustoff bei Instandsetzungen und Ertüchtigungen trotz seines großen Potentials noch nicht allzu sehr verbreitet. Ein enormer Vorteil steckt unter anderem darin, dass Ultrahochleistungsfaserbetone (UHPFRC) zusätzlich zur Erhöhung der Tragfähigkeit auch die Dauerhaftigkeit bei einer Ertüchtigung maßgeblich verbessern können. Der Einsatz erfolgt dabei mittels dünner UHPC-Schicht, die auf bestehende Stahlbetonbauteile aufgebracht wird. Im Bereich des statisch-konstruktiven Aufbetons bei Fahrbahnplatten lässt sich derart auf eine konventionelle Abdichtung und einen Fahrbahnbelag verzichten. Auf Basis von Vorversuchen wurden beim Ersteinsatz ca. 40 m³ in einem konventionellen Transportbetonwerk hergestellter Ort beton-UHPC auf der Baustelle eingebaut. Mit Hilfe der Realisierung des Pilotprojektes konnte die Praxistauglichkeit der Laborentwicklungen gezeigt werden.

1 Einleitung

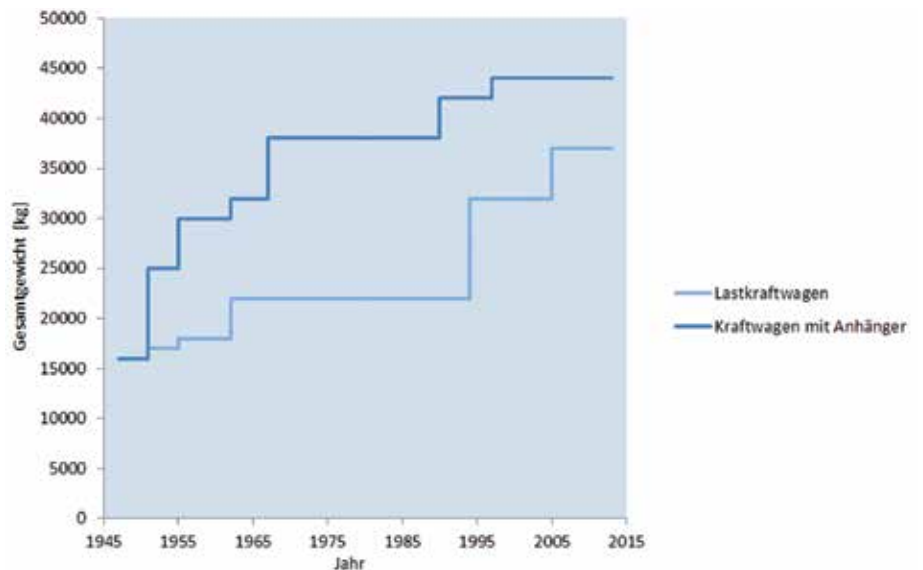
Da ein Großteil der Autobahnen und Schnellstraßen Österreichs in den Jahren zwischen 1970 und 1980 (Bild 1) errichtet wurde, beträgt das mittlere Alter der Brückenbauwerke ca. 35 Jahre. Ihre zu erwartende Lebensdauer von ca. 90–100 Jahren kann bei intensiver Nutzung nur bei entsprechenden Instandsetzungen und Ertüchtigungen, im Intervall von ca. 30–35 Jahren, erreicht werden.



1 Altersstruktur der Bestandsbrücken im hochrangigen österreichischen Straßennetz
© ASFINAG Service GmbH

Durch die Steigerung des Güterverkehrs (Bild 2) sind neben Instandsetzungsarbeiten zunehmend auch Ertüchtigungsmaßnahmen am Brückentragwerk notwendig. Insbesondere wird eine Neubeurteilung der Tragfähigkeit bei Schädigungen und Defiziten vorgenommen.

Des Weiteren erfordern der Austausch von Brückenausrüstungsteilen, zum Beispiel Rückhaltesysteme, und die Errichtung von Lärmschutzwänden usw. eine Bewertung der Tragfähigkeit. Daraus folgend ergeben sich lokale und/oder globale Verstärkungen des Brückentragwerkes.



2 Belastungszunahme laut Kraftfahrzeuggesetz (KFG)
© ASFINAG Bau Management GmbH

2 Ergänzung der Druck- und Zugzone

Der nachträglich schubfest aufgebrachte Aufbeton [1] ist eine im Brückenbau weit verbreitete Ertüchtigungsmaßnahme. Hierbei ist bei mehrfeldrigen Tragwerken bzw. Plattenbalken oder Hohlkästen nicht nur eine Ergänzung der Druckzone, sondern auch eine Verstärkung der Zugzone im Stützbereich mit geringem Aufwand möglich. Durch die Vergrößerung des inneren Hebelarms wird zudem die Schubtragfähigkeit verbessert. In den meisten Fällen wird hierbei eine gewichtsneutrale Ausführung bevorzugt, um zusätzliche Verstärkungsmaßnahmen an den Pfeilern und Gründungen zu vermeiden.

Die beschriebene Maßnahme ermöglicht es ebenso, ein gelagertes Brückentragwerk in eine monolithische Konstruktion (Integrale Brücke) zu adaptieren. Der vorliegende Aufsatz beschreibt die Erstanwendung von einem kraftschlüssigen UHPFRC-Aufbeton bei der Instandsetzung, Ertüchtigung und Integralisierung einer Straßenbrücke im hochrangigen Straßennetz von Österreich: Es handelt sich um die sogenannte Steinbachbrücke im Zuge der Semmering-Schnellstraße.

3 Integralisierung

Die Integrale Bauweise stellt im Neubau zunehmend den Standard dar. Bei der Instandsetzung und Ertüchtigung von konventionellen Brücken kann es zweckmäßig sein, diese zu integralisieren, da hiermit die Vorteile der integralen Bauweise auch für Bestandstragwerke erzielt werden.

Bei der Modifikation eines gelagerten Brückenbauwerks in ein monolithisches werden die beweglichen Tragwerksenden starr mit den Widerlagern verbunden. Das dabei entstehende Rahmeneck muss infolge der Ausbaulasten, des Verkehrs und der Temperaturänderungen negative wie positive Momente aufnehmen können. Konstruktiv wird das Rahmeneck mittels eines Aufbetons am Tragwerk und einer erdseitigen Vorsatzschale im oberen Widerlagerbereich ausgeführt (Bild 3).

Insbesondere kann durch den Entfall von Fugen der Erhaltungsaufwand reduziert werden. Weitere Vorteile bestehen in der Steigerung des Fahrkomforts, Reduktion der Lärmemission etc. Durch die damit verbundene Änderung des statischen Systems, durch die Aktivierung einer Rahmenecke, ist zusätzlich eine Erhöhung der Tragfähigkeit der Gesamtstruktur möglich. Allerdings sind durch die Modifikation des statischen Systems zum einen Zwangsschnittgrößen infolge der Verformungsbehinderungen und zum anderen Wechselwirkungen zwischen Bauwerk und Baugrund zu berücksichtigen.

4 Entwurf und Bemessung

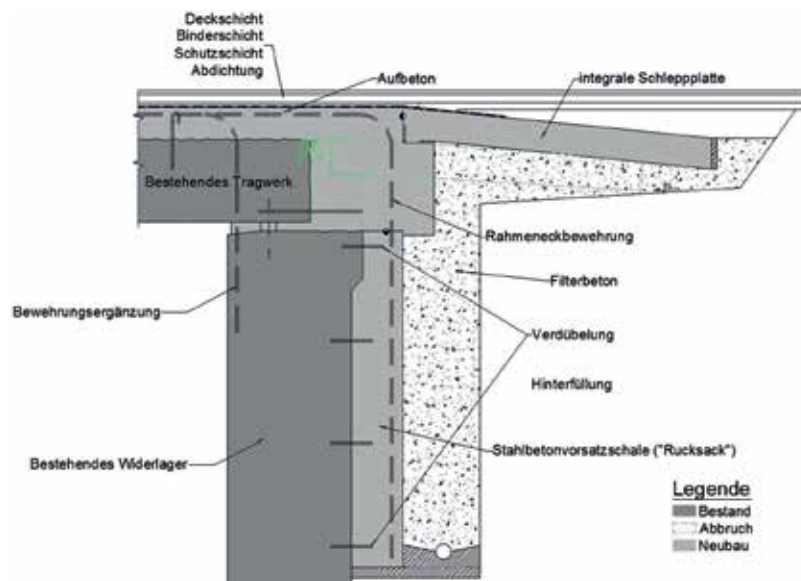
Adaptierungen müssen daher wohlgedacht entworfen, konstruiert, bemessen und ausgeführt werden. Eine mögliche Beeinträchtigung der Tragfähigkeit der bestehenden Struktur einerseits und ein überhöhter Einsatz an finanziellen Mitteln andererseits sind dabei hintanzuhalten. Die Planung der Ertüchtigungsmaßnahmen sollte in Anbetracht dessen erfolgen, dass Ertüchtigungen mit hoher Wahrscheinlichkeit den Spielraum für zukünftige Verstärkungen einschränken. Eine detaillierte Kenntnis der Materialkennwerte der vorhandenen Bauteile sowie der Normen zum Zeitpunkt der Errichtung stellt eine Grundvoraussetzung dar. Die Anwendung der Normen bei der Nachrechnung bzw. Auskunft über die Materialkennwerte wird in Österreich in der ONR 24008 [2] geregelt.

Eine unreflektierte Anwendung der derzeit gültigen Normen und Richtlinien ist bei Instandsetzungen und Ertüchtigungen meist nicht zielführend und praktikabel.

Innovative Ertüchtigungen repräsentieren nicht den Stand der Technik und sind daher auch nicht in den technischen Regelwerken abgebildet. Für Ultrahochleistungsbetone liegen derzeit in Österreich keine Bemessungs- und Ausführungsrichtlinien und -leitfäden vor.

5 UHPFRC

Ultra High Performance Concrete (UHPC) ist ein zementgebundener Werkstoff mit einer Druckfestigkeit von $f_{ck} \sim 150\text{--}250 \text{ MN/m}^2$. Ein äußerst sprödes Materialverhalten ist für den Beton mit hoher Festigkeit, sehr dichtem Gefüge und sehr hoher Dauerhaftigkeit charakteristisch. Infolgedessen ist die Zugabe von Fasern notwendig, um die Duktilität des Werkstoffes zu erhöhen (UHPFRC: Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete). Die hohe Festigkeit und Dauerhaftigkeit wirken sich positiv auf die mechanischen Einwirkungen, wie zum Beispiel Verschleißbeanspruchung, und auf die Verwendung unter aggressiven Umweltbedingungen aus [6].

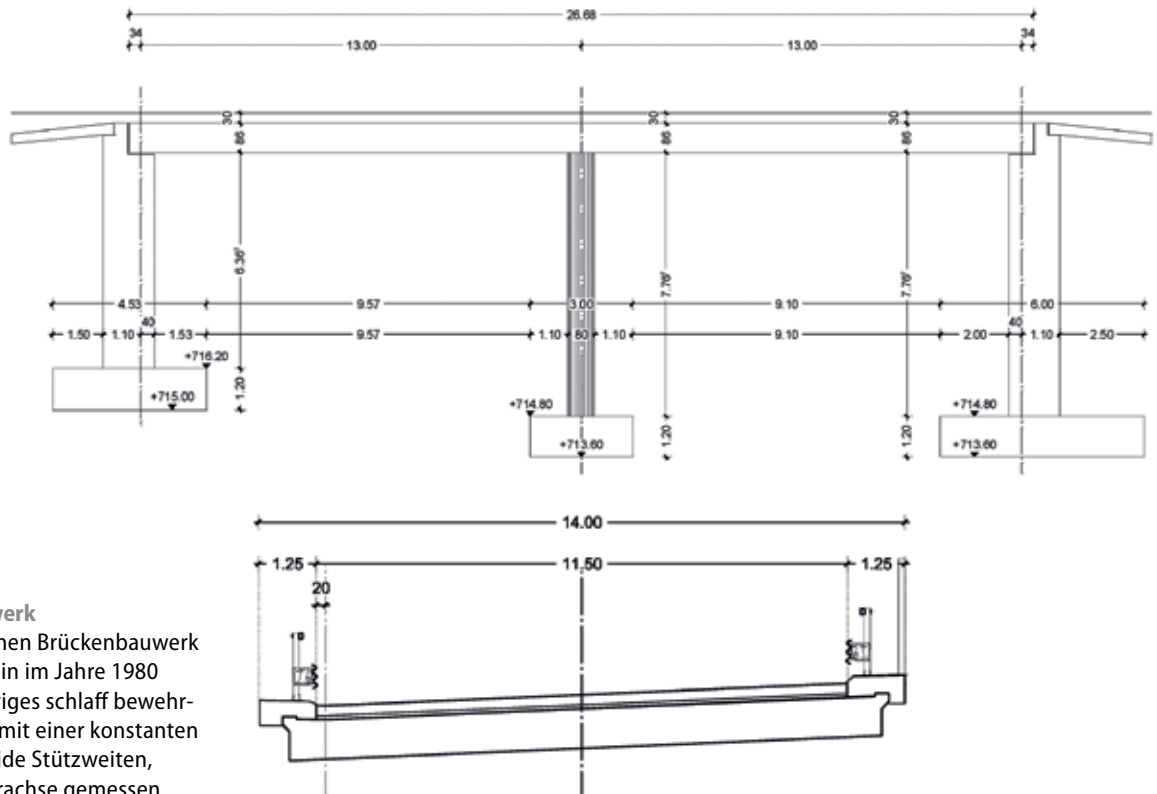


3 Umbau einer konventionell gelagerten Brücke mittels erdseitiger Vorsatzschale
© Aus [3]

Für die Herstellung des eingesetzten UHPFRC wurde eine Vormischung (Premix) der Firma Dyckerhoff verwendet, welches Zement und Quarzmehl im Verhältnis 59:41 beinhaltet. Die Verwendung dieses Produktes erleichtert deutlich die Herstellung im Transportbetonwerk, weil dadurch nur ein Bindemittelsilo für die Lagerung benötigt wurde. Die gleichmäßige Verteilung der Feinstoffe in der Vormischung ermöglichte die Verwendung einer Mischanlage mit schwacher Mischleistung. Weitere Bestandteile der Rezeptur sind Quarzsand (0,60–1,20 mm), Basaltedelsplitt (2–4 mm), Wasser, Fließmittel, Verzögerer und Fasern mit einer Länge von 13 mm und einem Durchmesser von 0,20 mm (Bild 4: Rezeptur für UHPFRC-Aufbeton).

Betondruckfestigkeitsklasse		> 150 N/mm ²
Gefordertes Ausbreitmaß	cm	48
Nanodur Compound 5941	kg/m ³	~ 950
Quarzsand 0,60/1,20 mm und Basalt-Edelsplitt 2/4 mm	kg/m ³	~1420
Fasern l/Ø = 13/0,20 mm	kg/m ³	90
Fließmittel	kg/m ³	12
Verzögerer	kg/m ³	2
Wasser	kg/m ³	146

4 Rezeptur des UHPFRC
© Institut für Betonbau/Technische Universität Graz



5 Längs- und Regelquerschnitt (unten) des Bestandstragwerkes
© ASFINAG Bau Management GmbH

6 Planung

6.1 Bestandstragwerk

Beim gegenständlichen Brückenbauwerk handelt es sich um ein im Jahre 1980 errichtetes zweifeldriges schlaff bewehrtes Plattentragwerk mit einer konstanten Dicke von 86 cm. Beide Stützweiten, normal auf die Lagerachse gemessen, betragen 13,00 m. An den Stahlbetonkastenwiderlagern ist die Platte auf jeweils zehn unverankerten Elastomergelagern mit der Dimension 250 mm x 200 mm x 30 mm aufgelagert. Der Lagerabstand beträgt in der Regel 1,50 m, in den stumpfen Ecken wurde die Anzahl der Lager, entsprechend der Tragwirkung schiefer Platten, verdichtet. Die Mittel-

unterstützung wird durch drei Rundstützen mit einem Durchmesser von 80 cm gebildet, welche monolithisch mit dem Überbau verbunden und auf einem gemeinsamen Fundament flach gegrün-

det sind. Die Gesamtbreite des Überbaus beträgt 14,00 m und die Fahrbahnbreite 11,50 m. Die Längsneigung des Tragwerkes ist 1,40 ‰ und die Querneigung 4,25 ‰ (Bild 5).

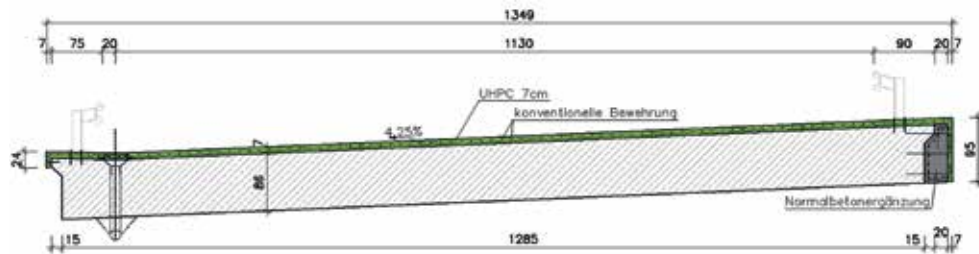
Als Folge der undichten Übergangskonstruktionen sind bereits an den Vorderseiten der Widerlager und der Lagerbänke massive Schäden an Beton und Bewehrung aufgetreten. Das Schadensausmaß nimmt erwartungsgemäß vom Hochpunkt zum Tiefpunkt der Lagerbank zu. (Bild 6)



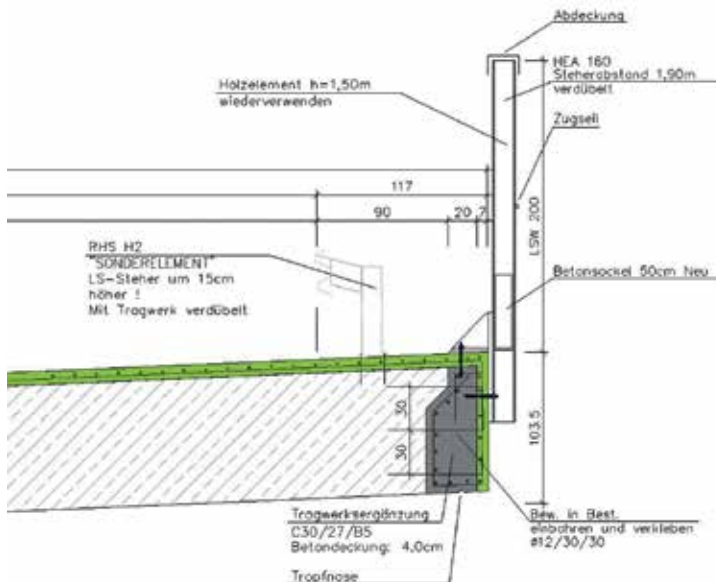
6 Abplatzungen und massive Korrosion im Tiefpunktbereich der Lagerbank
© ASFINAG Bau Management GmbH

6.2 Umbaumaßnahmen

Neben der bewährten Instandsetzung des Tragwerkes erfolgte ein Umbau in ein integrales und somit wartungsarmes und robustes Tragwerk. Als Alternative zur konventionellen Aufbetonlösung mit einem Beton der Güte C30/37 laut [1] wurde ein direkt befahrener, faserverstärkter UHPC gewählt. Dieser Beton weist eine Reihe von Vorteilen und Besonderheiten gegenüber herkömmlichem Beton auf. Beispielsweise ermöglicht er Bestandsbrücken mit dünnem Asphaltbelag (12–15 cm) gewichtsneutral zu ertüchtigen. Nennenswerte Anpassungen der Fahrbahnhöhen in den Vorlandbereichen können gegenüber dem konventionellen Aufbeton entfallen (Bild 7). Bei diesem Projekt wurde zusätzlich noch eine Optimierung der Verstärkungsschicht auf 7 cm durchgeführt.



7 Regelquerschnitt nach Ertüchtigung
© Zivilingenieurbüro Kratzer



8 Randausbildung mit Rückhaltesystem und Lärmschutzwand ohne Kappe bzw. Randbalken
© Zivilingenieurbüro Kratzer

Die nationalen Regelwerke für Aufbeton beinhalten neben den Bemessungsansätzen auch konstruktive Ausführungsdetails als Hilfestellung für den Ingenieur.[1] Die Übertragung der Schubkräfte vom Altbestand in die neue Betonschicht geschieht primär mittels der Verzahnung infolge der Oberflächenrauigkeit und des damit verknüpften adhäsiven Verbundes. Die Klemmwirkung und der Biegewiderstand infolge der eingeklebten Verbundbewehrung wurden nur im Auflagerbereich berücksichtigt und angewendet. Die hohen Schub- und Zugspannungen, die durch das Schwinden im UHPFRC-Aufbeton entstehen, wurden durch eine Überkronung der Außenränder mittels einer UHPFRC-Schürze aufgenommen (Bild 8).

6.4 Anforderungen an die Ausführung

Eine konstante hohe Qualität des UHPFRC ist erforderlich beim Einsatz als direkt befahrene Aufbetonschicht. Fehlstellen sind zu vermeiden, um die Gefügedichtigkeit zu gewährleisten und das Eindringen von chloridhaltigem Wasser in den Beton hintanzuhalten. Somit war es erforderlich, dass sowohl im Transportbetonwerk als auch beim Einbau auf der Baustelle eine regelmäßig hohe Qualität und ordentliche Verdichtung des Betons stattfanden. Bei ordnungsgemäßer Ausführung ist also nur mit einer punktuellen Korrosion der Stahlfasern an der Oberfläche zu rechnen. Infolge der Ergebnisse der Versuche und der ausgezeichneten Dauerhaftigkeitseigenschaften des Werkstoffs sind keine Frost-Tausalz-Schäden zu erwarten.

Eine zufriedenstellende Verdichtung des an und für sich selbstnivellierenden UHPFRC bei einer Überbauquerneigung von 4,25 % stellte eine der größten Herausforderungen bei diesem Projekt dar. Die hohe Druckfestigkeit, der Verbund mit dem Normalbeton und die vollständige Umhüllung der schlaffen Bewehrung bedingen ebendiese gründliche Verdichtung des UHPFRC. Eine weitere Aufgabe war die Umsetzung der Herstellung unter Laborbedingungen, bei den in der Regel Hochleistungsmischer zum Einsatz kommen, zu den angetroffenen Verhältnissen vor Ort, wobei in den Transportbetonwerken grundsätzlich Mischer mit niedrigerer Mischintensität ihre Arbeit verrichten. Mittels Mischversuchen, vor Ort und vorab, konnte die Rezeptur angepasst werden, um das Fließverhalten und die Materialeigenschaften des UHPFRC sicherzustellen.



11 Ausbildung der Arbeitsfuge
© Philipp Hadl/Technische Universität Graz

7 Bauausführung

Die geringe Produktionsleistung im Werk von maximal 3 m³/h und die benötigte Frischbetonmenge von insgesamt 40 m³ UHPFRC führten dazu, dass die Betonierarbeiten auf zwei Tage aufgeteilt wurden. In Brückenmitte ergibt sich daher eine Arbeitsfuge in Längsrichtung (Bild 11). Am ersten Tag wurde die obere, also höher gelegene Fahrbahnhälfte (22 m³), am zweiten die untere und damit tiefer gelegene Hälfte (18 m³) betoniert. Der Einbau des Betons erfolgte mittels Krankübel, wodurch die maximale Einbauleistung bei 2,50 m³/h lag. Die erzielten Frisch- und Festbetoneigenschaften sind in Bild 12 aufgeführt. Die Verwendung einer Betonpumpe wurde aufgrund der geringen Mischleistung und der zähen Konsistenz des UHPFRC nicht in Betracht gezogen. Aufgrund der hohen

Ausbreitmaß	Cm	48 ± 3
Frischbetontemperatur	°C	16 ± 2
Umgebungstemperatur	°C	4–8
Druckfestigkeit ¹⁾		
nach 3 Tagen	N/mm ²	110
nach 28 Tagen	N/mm ²	146
nach 98 Tagen	N/mm ²	172
Biegezugfestigkeit ²⁾		
bei Erstriss	N/mm ²	11,50
bei 0,50 mm Durchbiegung	N/mm ²	12,10
bei 3,50 mm Durchbiegung	N/mm ²	4,80

¹⁾ Würfel 100 mm

²⁾ 150 mm x 150 mm x 700 mm (Vier-Punkt-Biegezugversuch)

12 Frisch- und Festbetoneigenschaften des UHPFRC
© Institut für Betonbau/Technische Universität Graz



13 Betonieren und Verdichten der unteren Lage des UHPFRC-Aufbetons einschließlich Überkronung
© ASFINAG Bau Management GmbH

Viskosität des UHPFRC war die Verdichtung allein durch eine Rüttelbohle nicht ausreichend. Daher war eine zweilagige Verdichtung mit Rüttelpatsche und -bohle unbedingt erforderlich. Die untere Lage (ca. 3,50 cm) der 7 cm dicken UHPFRC-Schicht wurde vorab eingebracht und mittels Rüttelpatsche verdichtet. Die zweite Lage und die Herstellung der Oberfläche erfolgten durch eine Rüttelbohle (Bild 13).



14 Fräsen der Betonoberfläche
© Philipp Hadl/Technische Universität Graz

8 Nachbehandlung und Bearbeitung der UHPFRC-Oberfläche

Die Betonage fiel in die zweite Novemberrhälfte, und die Tagestemperatur schwankte zwischen 0 °C und 10 °C an den windstillen Tagen. Daher wurde die gesamte Oberfläche nach Erstarren des Betons lediglich mit Industriepanolen abgedeckt, welche mittels Pfosten gegen Abheben gesichert wurden. Auf eine konventionelle Nachbehandlung nach ÖNORM B4710-1 Ausgabe 2007 wurde verzichtet. Die vertikalen Schürzen (Überkronung der Ränder) wurden erst nach fünf Tagen ausgeschalt. Dabei wurde die Schalung ruck- und zwingungsfrei entfernt. Nach der Betonage betrug die mittlere Tagestemperatur deutlich unter 0 °C. Dies wirkte sich auch auf die Druckfestigkeit aus, die gemäß den begleitenden Würfeldruckversuchen nach fünf Tagen lediglich $> 110 \text{ N/mm}^2$ erreichte und somit unter den Laborbedingungen blieb.

Die Fahrbahnoberfläche wurde nach fünftägiger Erhärtungszeit mittels einer herkömmlichen Betonfräse in Fahrtrichtung bearbeitet (Bild 14). Die Frästiefe betrug 3–4 mm, so dass Betonunebenheiten ausgeglichen und die Griffigkeitsanforderungen gewährleistet werden konnten (Bild 15).



15 Fertiggestellte Tragwerks- und Fahrbahnoberfläche
© ASFiNAG Bau Management GmbH

9 Zusammenfassung

Die Beanspruchungen der Brücken auf Österreichs Autobahn- und Schnellstraßenbrücken haben infolge der steigenden Transportleistung und des gesteigerten Gesamtgewichts der Lkws signifikant zugenommen. Die Bausubstanz weist aufgrund ihres Alters teilweise Tragfähigkeitsdefizite und infolge undichter Fugen lokale Schäden auf. Daher sind Instandsetzungen und gegebenenfalls Ertüchtigungen an einer Vielzahl von Brücken erforderlich, um die Dauerhaftigkeit und Tragfähigkeit für die Restnutzungsdauer zu gewährleisten.

Die konventionelle Verstärkungstechnik »Aufbeton« und die Reduktion der Fugen und somit potentieller Schadstellen wurden kombiniert. Zusätzlich wurde bei diesem Projekt zum ersten Mal UHPC mit Mikrostahtfasern (UHPFRC) als direkt

befahrener Aufbeton auf Autobahn- und Schnellstraßenbrücken in Österreich angewandt. Die Umsetzung des im November 2013 fertiggestellten Pilotprojekts verdeutlicht das Potential des Werkstoffs UHPFRC und zeigt dessen Praxistauglichkeit. Mit dieser Arbeit konnte der Übergang von Laborbedingungen in die Praxis geschafft werden. Die Herstellung der Fahrbahnoberfläche von 4,25 % mittels gut verdichteten UHPC war mit Hilfe der Fasern, der schlaffen Bewehrung und des hohen Gehalts an Basaltkorn 2/4 mm, die den Beton ausreichend sperrten, möglich. Für zukünftige Projekte besteht hinsichtlich der Höhe und Dicke der Bauteile bzw. deren Betonierfolge noch Optimierungspotential.

Die Herstellung des UHPFRC in einem konventionellen Transportbetonwerk war eine große Herausforderung für die Betontechnologie. Mittels umfangreicher Laborversuche und Vorversuche im Betonwerk konnte das Pilotprojekt erfolgreich realisiert werden. Durch die Erstanwendung ließ sich zeigen, dass sich durch den Baustoff UHPFRC neue Möglichkeiten bei Brückeninstandsetzungen und -ertüchtigungen ergeben. Die erhaltenen Erkenntnisse und Erfahrungen können auf zukünftige Projekte transferiert werden.

Autoren:
Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Dr. Erwin Pilch
 ASFINAG Bau Management GmbH
Dipl.-Ing. Christoph Antony
 ASFINAG Service GmbH,
 Graz-Raaba

Literatur

- [1] RVS 15.02.34 Brücken: Entwurf und Planung, Berechnungs- und Bemessungshilfen, Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten, 2011.
- [2] ONR 24008: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken, 2006.
- [3] Pilch, E.; Della Pietra R.: ASFINAG F&E-Schriftenreihe, Schwerpunkt Brücken, Band 7, Kapitel 2, 2013.
- [4] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau. Sechster Teil, Grundlagen des Massivbrückenbaues. Berlin 1979.
- [5] RVS 08.17.02 Technische Vertragsbedingungen: Betondecken, Deckenherstellung, 2011.
- [6] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.): Ultrahochfester Beton, Sachstandsbericht, Band 561. Berlin 2008.
- [7] ÖNORM EN 13036-4: Oberflächeneigenschaften von Straßen und Flugplätzen, Prüfverfahren Teil 4: Verfahren zur Messung der Griffigkeit von Oberflächen: Der Pendeltest, 2011.
- [8] ÖNORM EN 13036-3: Oberflächeneigenschaften von Straßen und Flugplätzen, Prüfverfahren Teil 3: Messung der horizontalen Entwässerung von Deckschichten, 2003.

Bauherr
 ASFINAG Bau Management GmbH, Wien

Entwurf Bestandstragwerk
 Dr. techn. Helmut Spener, Graz (1977)

Tragwerksplanung
 Dr. techn. Kurt Kratzer, Graz
 (Instandsetzung und Ertüchtigung)

Ausführung
 TEERAG - ASDAG AG, Niederlassung Steiermark,
 Unterpremstätten

Flexible Formen, schlank bauen.

BETONTAGE 2015 **BETONTAGE**
 24. - 26. 02. 2015 **CONCRETE SOLUTIONS**
 Neu-Ulm | Edwin-Scharf-Haus, 1. OG, Stand 20

Ob für Neubauten oder zur Instandhaltung: Gegenüber Lösungen mit Stahlbeton reduzieren Glas- und Carbongitterstrukturen das Gewicht und den Wartungsaufwand. Unter der Marke soligrid® entwickelt und produziert solidian Betonbewehrungen, die diese Vorteile vereinen. Und mehr: Denn soligrid®-Bewehrungen sind individuell verformbar und ermöglichen so völlig neue architektonische Ansätze. Auch in Fragen der Anwendungsberatung, Bemessung und mit unserem Vor-Ort-Service sind Sie bei uns gut aufgehoben!

www.solidian.de



solidian

Zwei innovative Methoden zur Brückensanierung

Bauwerkserneuerung: SLEP-Brücke und Leichtbeton

■ ■ ■ von Jens Heimburger, Markus Henneke, Christian Stettner

In dem Beitrag werden zwei innovative Wege zur Brückensanierung vorgestellt. Bei der Eisenbahnüberführung Fuchsstadter Straße in Winterhausen wurde ein Spannbetonfertigteile mit integrierter Schienenbefestigung (SLEP-Brücke) eingebaut, wodurch in einer Wochenendsperrzeit der komplette Umbau der Brücke erfolgen konnte. Die Verwendung von gefügedichtem Leichtbeton wurde bei der Instandsetzung der Leitzachbrücke gewählt, um mit der vorhandenen Bausubstanz einen neuen widerstandsfähigen Querschnitt zu erzeugen.

1 Einleitung

Instandsetzungen und Sanierungen von Brücken haben für den Erhalt der Verkehrsinfrastruktur eine hervorgehobene Bedeutung. Sicherlich bieten Neubauten die Chance, Entwürfe zu realisieren, die in allen Anforderungen dem Stand der Technik entsprechen und möglichst viele Randbedingungen optimal erfüllen. Aber vor dem Hintergrund des verantwortungsvollen Umgangs mit Ressourcen, und nicht nur in finanzieller Hinsicht, stellt sich die Frage, ob nicht technische Lösungen gesucht werden sollen, die in berechtigten Fällen den nachhaltigen Erhalt des Bauwerks gewährleisten. Der vorliegende Beitrag stellt zwei Maßnahmen mit sehr unterschiedlichen Randbedingungen vor, in denen neue Wege beschritten wurden. Die eine Maßnahme ist die Erneuerung einer Eisenbahnüberführung (EÜ) und die zweite die Instandsetzung einer Straßenbrücke.

2 EÜ Winterhausen

2.1 Bestandssituation

Die Anforderung an eine Brücke ergeben sich, so zumindest nimmt es der Brückenbauer in der Regel wahr, aus den Normen für Einwirkungen, Bemessung und Konstruktion sowie den einschlägigen Richtlinien und zusätzlichen Vertragsbedingungen. In diesem Kanon weiß er sich zu bewegen. Für Außenstehende sind oft andere Anforderungen bedeutender.

Für Anrainer von Eisenbahnbrücken sind es unter anderem möglichst geringe Schallemissionen, die das herausragende Qualitätsmerkmal darstellen. Sanierungen können sehr wohl auch aus diesem Grund motiviert sein.

In dem unterfränkischen Ort Winterhausen gab es auf der Strecke Treuchtlingen-Würzburg eine Eisenbahnüberführung, deren Schallemissionen die Bewohner des Städtchens störten. Die Brücke wirkte wie ein »hot spot«. Im Rahmen des Konjunkturprogramms II der Bundesregierung bestand die Gelegenheit, hier eine innovative Maßnahme umzusetzen. Die Überbauten, vom Tragwerksaustausch bis zur Schienenbefestigung, wurden unter laufendem Betrieb auf den Nachbargleisen in zwei Bauabschnitten innerhalb jeweils einer Wochenendsperrpause ausgetauscht. Die Arbeiten fanden Anfang August 2011 und Ende Oktober desselben Jahres statt.

2.2 Objektbeschreibung

Die EÜ Fuchsstadter Straße in Winterhausen besteht aus drei Überbauten. Der erste Teil der Eisenbahnüberführung wurde 1892 errichtet, 1940 wurde die Brücke verbreitert. Somit unterscheiden sich die östliche und westliche Widerlagerhälfte sehr. Da die historischen Bestandsunterlagen nicht alle Konstruktionsdetails umfangreich darstellen, war es notwendig, Materialuntersuchungen vorzunehmen. Die Materialeigenschaften im älteren Teil des Widerlagers wichen stark von den heutigen Festigkeitsvorstellungen ab.

Die östlichen und westlichen Überbauten sind offene Fahrbahnkonstruktionen mit Brückenschwellen, bei denen es sich laut unternehmensinterner Genehmigung (UiG) der Bahn um Stahltragwerke aus den Jahren 1926 und 1949 (Vollwandträger) handelt. Der mittlere Überbau, ein Stahlroggerschnitt, wurde 1972 eingebaut.

Im Rahmen der Lärmsanierung wurden die beiden äußeren Überbauten ausgetauscht. Die Spannweite der Überbauten beträgt 15,80 m.

2.3 SLEP-Brücke

Für den Austausch der offenen Brückenkonstruktionen wurden edilon(sedra PBS-Modulbrücken vom Typ Infundo® MB-SLEP) eingeplant. SLEP steht für »Standard«, »Low Emission«, »Prefabricated« und benennt damit bereits die Hauptmerkmale: standardisiert, geringe Emissionen, vorgefertigt.

Die SLEP-Brücke ist ein Überbau, der als Fertigteil mit integrierter Schienenbefestigung montiert wird. Das vorgespannte Fertigteil hat eine Breite von ca. 2,50 m. Damit kann es über die öffentliche Infrastruktur transportiert werden. Auf dem Träger liegt das Gleis: Der Oberbau ist eine spezifische Art der Festen Fahrbahn.



1 Bestandsbauwerk vor der Sanierung
© Zilch + Müller Ingenieure GmbH

Die Schienen lagern auf einer elastischen Zwischenschicht, die unmittelbar auf dem Konstruktionsbeton aufliegt. Beidseits der Schienen sind Wangen, die einen Trog für die Schienen bilden, wobei sie in diesem Trog mit einer polymeren Vergussmasse edilon)(sedra Corkelast® verklebt sind. Die sogenannte ERS-Befestigung (Embedded Rail System) zeichnet sich durch den minimierten Wartungsaufwand aus, weil es keine mechanischen Kleinteile gibt, die einer Instandhaltung bedürfen.

Das SLEP-Brückensystem wurde in einem Kooperationsforschungsvorhaben mit der edilon)(sedra GmbH, München, dem Lehrstuhl Eisenbahnwesen des Instituts für Straßen und Eisenbahnwesen der Universität Karlsruhe (ISEE) und Zilch + Müller Ingenieure (ZM-I) entwickelt. In dem Forschungsvorhaben untersuchten ISEE die akustischen und ZM-I die konstruktiven Fragestellungen. Das Forschungsvorhaben wurde gefördert von der Arbeitsgemeinschaft industrielle Forschung (AiF).

Neben dem Hauptträger liegen Betonfertigteile aus Stahlbeton für die Betriebswege. Die Fugen zwischen den Fertigteilen sind mit Fugenkonstruktionen verschlossen. Für die Auflagerung der Fertigteile mussten die Auflagerbänke – Fertigteile, die auf die Bestandswiderlager aufgesetzt werden – angepasst werden.

Die sehr geringen Toleranzen für das ERS-System stellen besondere Anforderungen an die Ausführung der Schalung und der Fertigteile.

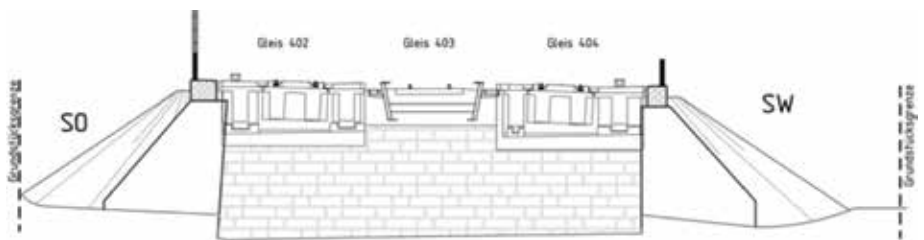
2.4 Bauablauf

Für die Montage der Brücken standen Sperrpausen an zwei Wochenenden zur Verfügung, die jeweils von Donnerstagabend bis Montag in der Früh dauerten. Begleitende Arbeiten konnten entweder unter Betrieb oder in den Zeiten der Betriebsruhe durchgeführt werden. Der Ablauf der Montage gliederte sich in ca. 54 Einzelschritte, die grob zusammengefasst werden können als

- Rückbau des Gleises im Baufeld,
- Aushub des Bestandsüberbaus,
- Aushub der Hinterfüllung,
- Teilrückbau der Widerlager und Herrichten der Auflagerfläche für die Auflagerbänke,
- Einbau der Auflagerbänke,
- Einheben und Ausrichten des Überbaus,
- Verguss der Lager,
- Einbau der Hinterfüllung,
- Einbau der Schienen,
- Verkehrsübergabe.



2 SLEP-Brücke: Fertigteilüberbau mit integrierter Schienenbefestigung
© Zilch + Müller Ingenieure GmbH



3 Querschnitt
© Zilch + Müller Ingenieure GmbH

Letztendlich wurden die beiden Überbauten an zwei Wochenenden erneuert, wobei die Montage der 90 t schweren Fertigteile eine bautechnische Meisterleistung war. Zunächst wurde das Fertigteil mit einem 500-t-Mobilkran vom Tief-lader gehoben und am Haken hängend parallel zur Brücke positioniert. In dieser Lage wurde es dann von zwei Gleisbaukränen übernommen und in die Endlage verbracht. Der aufwendige Einhubvorgang war erforderlich, da die Oberleitung nicht zurückgebaut werden konnte. Da mit der Anordnung der Fertigteile die Gleislage fixiert wird, mussten die Toleranzen des Gleisbaus eingehalten werden.



4 Einheben und Positionieren der Fertigteile
© Zilch + Müller Ingenieure GmbH

2.5 Genehmigungsprozess

Da der Oberbau der Modulbrücke einer Festen Fahrbahn gleicht, beantragte die DB ProjektBau GmbH eine UiG. Eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) des Eisenbahn-Bundesamtes (EBA) war in diesem Fall nicht erforderlich, da für das Schienenbefestigungssystem edilon)(sedra ERS eine Zulassung zur Betriebserprobung (ZzB) vorliegt und für den Überbau die Normen der eisenbahnspezifischen Liste der Technischen Baubestimmungen eingehalten wurden.

2.6 Schallemission

Um den Lärminderungseffekt zu ermitteln, wurden Messungen vor und nach der Baumaßnahme durchgeführt. Dabei werden die Brückengeräusche jeweils durch Vergleiche mit Messungen an der angrenzenden freien Strecke dargestellt. Der Brückenzuschlag (KBr) gibt die erhöhte Schallabstrahlung des Brückenabschnitts gegenüber dem Schwellengleis im Schotterbett (Referenzstrecke) an.

Die Messungen zeigen, dass das bei der zuvor vorhandenen direkt befahrenen Stahlbrücke hohe Brückengeräusch (Zuschlag: 10–12 dB) bei ICE-Zügen um 10 dB und bei Güterzügen um 6 dB reduziert werden konnte. Die Pegelminderung setzt dabei bereits ab einer Frequenz von 50 Hz ein und ist bis in hohe Frequenzen wirksam, was die Verringerung des tiefrequenten Brückendröhnens und eine Reduzierung der gesamten Geräuschemission der Brücke bedeutet. Besonders stark konnte die Schallabstrahlung nach unten reduziert werden.

Dies spiegelt sich auch in den parallel zu den messtechnischen Untersuchungen vor und nach der Baumaßnahme in Winterhausen durchgeführten Bürgerbefragungen wider. Die Befragung belegt, dass die Anwohner sogar im weiteren Umfeld durchaus zufrieden sind: Der Anteil der durch die Eisenbahnbrücke belästigten Anwohner wurde durch den Brückenneubau von 64 % auf 28 % reduziert.

2.7 Zusammenfassung

Sowohl die schallschutztechnischen als auch die baubetrieblich hohen Herausforderungen konnten also erfolgreich umgesetzt werden. Die Realisierung des Projektes erfolgte in den Jahren 2010–2012.

Bauherr
DB Netz AG, Frankfurt am Main

Projektleitung
Dr.-Ing. Markus Hennecke, Zilch + Müller Ingenieure GmbH, München

Objekt- und Tragwerksplanung
Planungsgemeinschaft
Mailänder Ingenieure Consult GmbH, München
Zilch + Müller Ingenieure GmbH, München

Innovationspartner
edilon)(sedra, Haarlem, Niederlande

Prüfingenieur
Dr.-Ing. Heinrich Hochreither, Aschaffenburg

Ausführung
Leonhard Weiss GmbH & Co. KG, Göppingen

3 Leitzachbrücke

3.1 Objektbeschreibung

Die Querung der Leitzach in Miesbach wurde in den Jahren 1960–1961 als Spannbetonbrücke errichtet. Die Leitzach ist ein ca. 33 km langer Fluss im bayerischen Voralpenland, an dem die Stadtwerke München GmbH (SWM) ein Pumpspeicherkraftwerk betreiben. Die Leitzachbrücke befindet sich auf der Zuwegung zu diesem Kraftwerk und gehört den SWM.

Die geometrischen und technischen Eckdaten sind:

- Brückenklasse nach DIN 1072: 30
- Stützweite: 18,20 m
- Breite zwischen den Geländern: 4,00 m
- Gründung: fünf Bohrpfähle je Widerlager
- Unterbau: Widerlager aus Stahlbeton
- Überbau: Spannbetonplatte mit 78 cm Konstruktionshöhe, in Längsrichtung vorgespannt mit dem Spannverfahren BBRV (St 150/170) der Firma Suspa, planmäßige Betondeckung 25 mm
- Lager: schwimmende Lagerung, Neoprene-Gummilager 300 x 200 x 35 mm,
- Abdichtung und Belag: bitumenkaschierte Abdichtung mit Aluminiumblecheinlage (15–18 mm), Asphaltbelag (110 mm)

3.2 Bauwerkszustand

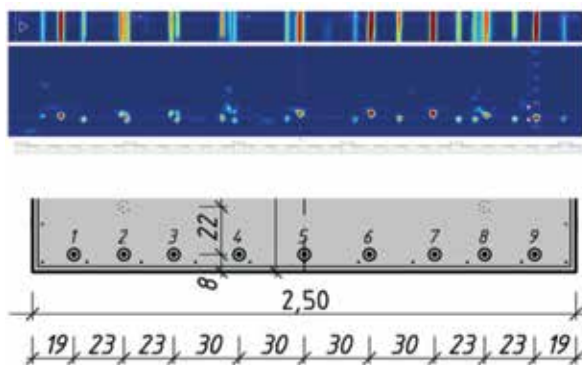
Im Zuge der wiederkehrenden Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 wurden folgende Schädigungen am Bauwerk festgestellt:

- flächige Betonabplatzungen an den Gehwegkragarmen,
- Betonstahlkorrosion an den Gesimsen,
- Feuchtstellen und Wasseraustritt aus den Lagerspalten der Widerlager mit Sinter- und Rostfahnen,
- offene bzw. bewachsene Fugen des Fahrbahnbelags,
- fehlendes Drahtseil im Handlauf des Geländers,
- abgewitterte Deckbeschichtung des Korrosionsschutzsystems des Geländers,
- zu geringe Schrammbordhöhe.

Der Bauwerkszustand veranlasste die SWM, die Zilch + Müller Ingenieure mit der Planung der Instandsetzung zu beauftragen.

Zur Verbesserung der Planungsgrundlagen und zur Eingrenzung des Kostenrisikos während der Bauausführung, das sich aufgrund des Bestandes nie vollständig ausschließen lässt, wurden begleitend zur Instandsetzungsplanung objekt-spezifische Bauwerksuntersuchungen durchgeführt: Es wurden unter anderem Chloridprofile im Beton bestimmt, Haftzug- und Betonfestigkeiten ermittelt und mittels zerstörungsfreier Prüfmethoden die vorhandene Betondeckung gemessen sowie Lage und Anzahl der Spannglieder verifiziert.

Mit den Bewehrungsscans konnte eine grundsätzliche Übereinstimmung der Bewehrung mit den vorliegenden Bestandsbewehrungsplänen bestätigt werden. Diese Aussage schloss die planmäßige Lage der Spannglieder mit ein. Da sowohl die Verkehrssicherheit als auch die Standsicherheit uneingeschränkt gegeben waren, erschien es vernünftig, eine Instandsetzung zu planen.



5 Resultat der Bauwerksuntersuchung: Auswertungsgraphik des Linienscans im Querschnitt (Ist-Lage, oben) und Spanngliedlage im Querschnitt gemäß Bestandsunterlagen (Soll-Lage, unten)
© Zilch + Müller Ingenieure GmbH

3.3 Instandsetzungsplanung

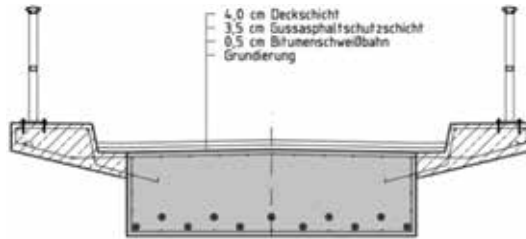
Mit der Objekt- und Tragwerksplanung beauftragt, wurde von Zilch + Müller Ingenieure entsprechend den Leistungsphasen nach HOAI zum Abschluss der Leistungsphase 2 ein Instandsetzungskonzept als Vorentwurf mit Variantenstudien, einer Kostenschätzung und Bewertung abgegeben. Dieses Konzept wurde dann in der Leistungsphase 3 fortgeschrieben. Die sorgfältige Dokumentation der Planungsschritte ist gerade auch bei Instandsetzungsprojekten ein wichtiger Punkt.

In Abstimmung mit dem Auftraggeber wurden die Instandsetzungsziele definiert. Dabei galt es, die Dauerhaftigkeit zu verbessern, so dass nach Durchführung der Maßnahme von einer Restnutzungsdauer von 30 Jahren ausgegangen werden kann. Weiterhin wurde die Verkehrssicherheit auf den aktuellen Stand der Technik gehoben.

Auf Basis der vorangegangenen Bauwerksuntersuchungen konnten die geschädigten Bauteile und Bereiche des Brückenbauwerkes eindeutig abgegrenzt werden. Das heißt, die Sanierung beschränkte sich auf die Kragarme, die Widerlagerflügel sowie auf die oberen 2–3 cm der Überbauplatte. Die Wasserspuren auf der Vorderseite der Widerlagerwände und den Auflagerbänken zeigten an, dass die Stirnflächen des Überbaus eventuell mit Chloriden beaufschlagt sein konnten. In der Leistungsphase 2 gemäß HOAI wurden vier Varianten für die Ertüchtigung des Überbaus untersucht.

Variante 1:

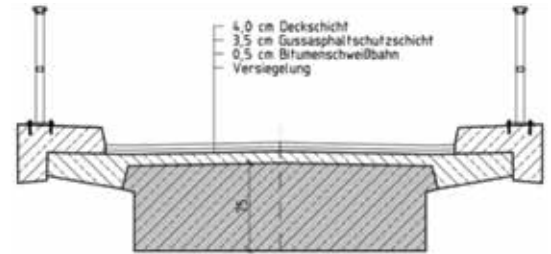
- Rückbau der Kragarme bewehrungsschonend mittels Hochdruckwasserstrahltechnik;
- Wiederherstellung der vorhandenen geometrischen Abmessungen.



6 Regelquerschnitt für Variante 1
© Zilch + Müller Ingenieure GmbH

Variante 2:

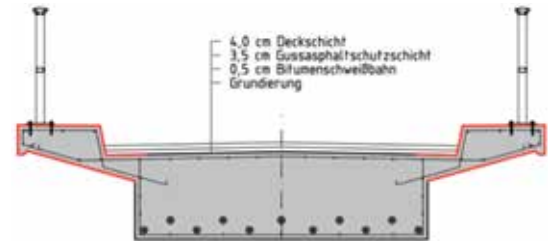
- Abtrag des Bestandsbetons der Fahrbahntafel bis unter die erste Bewehrungslage, bewehrungserhaltend mittels Hochdruckwasserstrahltechnik;
- Anschluss der Kragarme an den Bestand über nachträglich herzustellende Bewehrungsanschlüsse;
- Ausführung der Kappen gemäß RiZ-ING Kapitel 7;
- Anpassung der Flügelwände an die geänderte Geometrie.



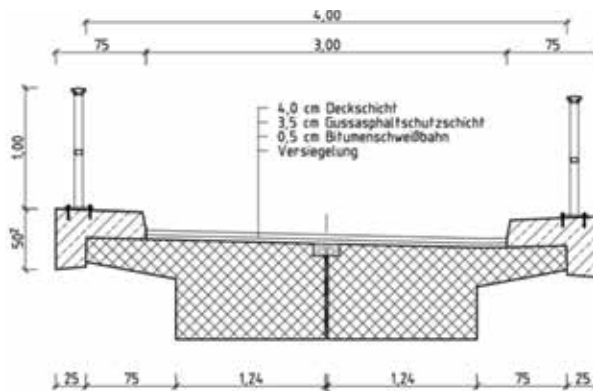
7 Regelquerschnitt für Variante 2
© Zilch + Müller Ingenieure GmbH

Variante 3 :

- Instandsetzung der sichtbaren Schäden gemäß ZTV-ING Teil 3 Abschnitt 4.



8 Regelquerschnitt für Variante 3 (Instandsetzung in Rot)
© Zilch + Müller Ingenieure GmbH



9 Regelquerschnitt für Variante 4
© Zilch + Müller Ingenieure GmbH

Variante 4:

- Ersatz des Überbaus durch zwei Spannbetonfertigteile;
- Ausführung der Kappen gemäß RiZ-ING Kap 7 ausgeführt;
- Anpassung der Flügelwände an die geänderte Geometrie.

Zur Entscheidungsfindung wurden die einzelnen Varianten in eine Bewertungsmatrix eingeordnet.

In Abstimmung mit dem Bauherrn wurde die Variante 2 als Vorzugslösung festgelegt. Im Zuge der für die Instandsetzungsmaßnahme notwendigen Tragwerksplanung wurde festgestellt, dass eine Reduzierung des Eigengewichts der Ortbetonergrünung notwendig ist. Der Planungsansatz hierzu war die Verwendung eines gefügedichten Konstruktionsleichtbetons LC 35/38 mit einer Rohdichteklasse $D = 1,6$, wobei für den Schubverbund zwischen Alt- und Neubeton senkrechte Schubverbinder im Altbeton angeordnet wurden. Die Brückenkappen wurden ebenfalls aus Gründen der Eigengewichtsreduzierung aus Leichtbeton LC 25/28 $D = 1,6$ geplant. Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit entsprachen dem üblichen Niveau für Kappenbeton. Der Frost-Tausalz-Widerstand musste mit dem CDF-Test im Rahmen der Erstprüfung und anhand von Gütenachweisen belegt werden. Schließlich konnte durch eine Kontrollprüfung mittels des CDF-Tests nachgewiesen werden, dass der verwendete Leichtbeton das normative Abnahmekriterium mit großem Abstand unterschritt. Da die SWM als privater Baulastträger über bauvertragliche Regelungen frei zu entscheiden vermag, gilt die ZTV-ING nur insoweit, wie sie im Rahmen der bauvertraglichen Regelungen vereinbart wird. Grundsätzlich wurde die ZTV-ING in dem Bauvertrag berücksichtigt, aber die Freiheiten in Bezug auf die Anwendung des Leichtbetons waren größer: Nach Absprache mit dem Bauherrn wurde auf die Regelungen der eingeführten Technischen Baubestimmungen zurückgegriffen. Der Leichtbeton wurde nach DIN EN 206/DIN 1045-2 unter Beachtung von DIN EN 1992 eingebaut.

Varianten	V1	V2	V3	V4
Bewertungskriterium				
Verlängerung der Nutzungsdauer des Bauwerks (Dauerhaftigkeit der Maßnahme)	■	■	■	■ ■
Instandsetzungskosten	■	■	■	■
Kosten- und Bauzeitrisiko während der Bauausführung	■	■	■	■ ■
Anforderungen an die Ausführungsqualität und Überwachungsintensität	■	■	■	■

Legende: ■ positiv ■ neutral ■ negativ

10 Bewertungsmatrix für die vier Varianten © Zilch + Müller Ingenieure GmbH

Unabhängig von den Instandsetzungsvarianten der Vorplanung waren folgende Maßnahmen notwendig:

- Aufgrund des Feuchteintritts über die Stirnfläche des Überbaus konnten ein Chlorideintrag und eine Schädigung der Spanngliedverankerung nicht ausgeschlossen werden. Daher wurde die Hinterfüllung bis etwa auf Höhe der Auflagerbank zurückgebaut, die Kammerwand abgebrochen und der Oberflächenbeton, so weit, wie mit Chloriden belastet, mit Hochdruckwasserstrahlen entfernt.
- Es erfolgte eine Fahrbahnabdichtung mit einlagiger Bitumenschweißbahn und einer Gussasphaltschutzschicht gemäß ZTV-ING Teil 7 Abschnitt 1. Bei den Varianten 2 und 3 wären im Schrammbordbereich Sonderlösungen für den Übergang der horizontalen zu der vertikalen Abdichtungsfläche erforderlich gewesen.

3.4 Erfahrungen mit der Bauausführung von Leichtbeton

Die Instandsetzung wurde innerhalb von 14 Wochen im Jahr 2014 umgesetzt. Der Bauablauf verlief aufgrund der im Vorfeld durchgeführten Bestandsuntersuchungen weitestgehend planmäßig. Eine Besonderheit des Leichtbetons lag im Trocknungsverhalten. Durch die Feuchtespeicherung innerhalb des Leichtzuschlages und die langsame Abgabe dieser Feuchtigkeit an die Umgebung benötigte der Leichtbeton eine wesentlich längere Trocknungszeit, ehe die Epoxidharzversiegelung aufgebracht werden konnte. Die Trocknung erstreckte sich, bei hochsommerlichen Temperaturen, über 14 Tage und war somit doppelt so lang wie die übliche Trocknungszeit von mindestens 7 Tagen bei Normalbeton. Dies ist insbesondere bei terminlich engen Zeitplänen im Vorfeld einzuplanen. Weiterhin musste die gesamte Betonoberfläche nach entsprechender Vorbereitung kratzgespachtelt werden,



11 Restquerschnitt nach erfolgreichem Abbruch mit freigelegten Spannköpfen © Zilch + Müller Ingenieure GmbH



12 Herstellung des Aufbetons aus Leichtbeton © Zilch + Müller Ingenieure GmbH



13 Haftzugprüfung im Rahmen der Eigenüberwachung
© Zilch + Müller Ingenieure GmbH

da durch das Kugelstrahlen die Leichtzuschläge an der Oberfläche abgetragen bzw. teilweise zerstört wurden und eine Vertiefung von ca. 3–5 mm hinterließen. Die Frischbetonbearbeitung der Kappenoberseite erfolgte durch Abziehen und Abreiben, da das übliche Abziehen mit einem Rosshaarbesen nicht den gewünschten Erfolg zeigte. Es stellte sich eine leicht noppenartige Oberflächenbeschaffenheit ein, die wie die Besenstrichbearbeitung eine gleichwertige Rutschfestigkeit aufweist.

3.5 Zusammenfassung

Bei der im Juli 2014 fertiggestellten Instandsetzungsmaßnahme wurde für das über 50 Jahre alte Brückenbauwerk eine wirtschaftliche Lösung gefunden, die hinsichtlich Dauerhaftigkeit und Verkehrssicherheit den gleichen Anforderungen wie ein Neubau entspricht. Durch den Einsatz des im Ingenieurbau unüblichen Baustoffs »Leichtbeton« konnten die erforderlichen statischen Nachweise erfüllt werden.

Die im Zuge der Planung durchgeführten Voruntersuchungen reduzierten zudem die in der Bauwerksinstandsetzung nicht auszuschließenden Rest- und somit Kostenrisiken seitens des Auftraggebers auf ein Mindestmaß.

Die Bereitschaft der Bauherrnseite für den innovativen Ansatz und die sorgfältige sowie fachgerechte Ausführung des Bauunternehmers waren ebenfalls entscheidende Punkte für die erfolgreiche Realisierung dieser innovativen Idee.

Bauherr
Stadtwerke München GmbH, München

Objekt- und Tragwerksplanung
Zilch + Müller Ingenieure GmbH, München

Prüfingenieur
Dr.-Ing. Markus Staller, Gräfelfing

Generalunternehmer
Geiger Bauwerksanierung GmbH & Co. KG, Warngau

Autoren:
Dipl.-Ing. Jens Heimburger
Dr.-Ing. Markus Hennecke
Dr.-Ing. Christian Stettner
Zilch + Müller Ingenieure GmbH,
München

ancoFIX®-Schubverbinder

Der **ancoFIX®-Schubverbinder** bietet in Verbindung mit ETA zugelassenen 2-Komponentenmörteln ein komplettes Verankerungssystem. Die perfekte Verbindung zwischen Alt- und Neubeton. Durch den Einsatz von **ancoFIX®-Schubverbinder** entsteht ein monolithisch wirkendes Gesamtsystem. Zulassung Z-21.8-1985.

Anwendungen

- Altbeton – Neubeton Verbund
- Brückeninstandsetzung
- Nutzlasterhöhung von Brücken
- Widerstandserhöhung von Decken
- Verstärken von Fundamenten, Wänden und Stützen
- auch in diamantgebohrten und wassergefüllten Bohrlochern

ancotech

ANCOTECH GmbH

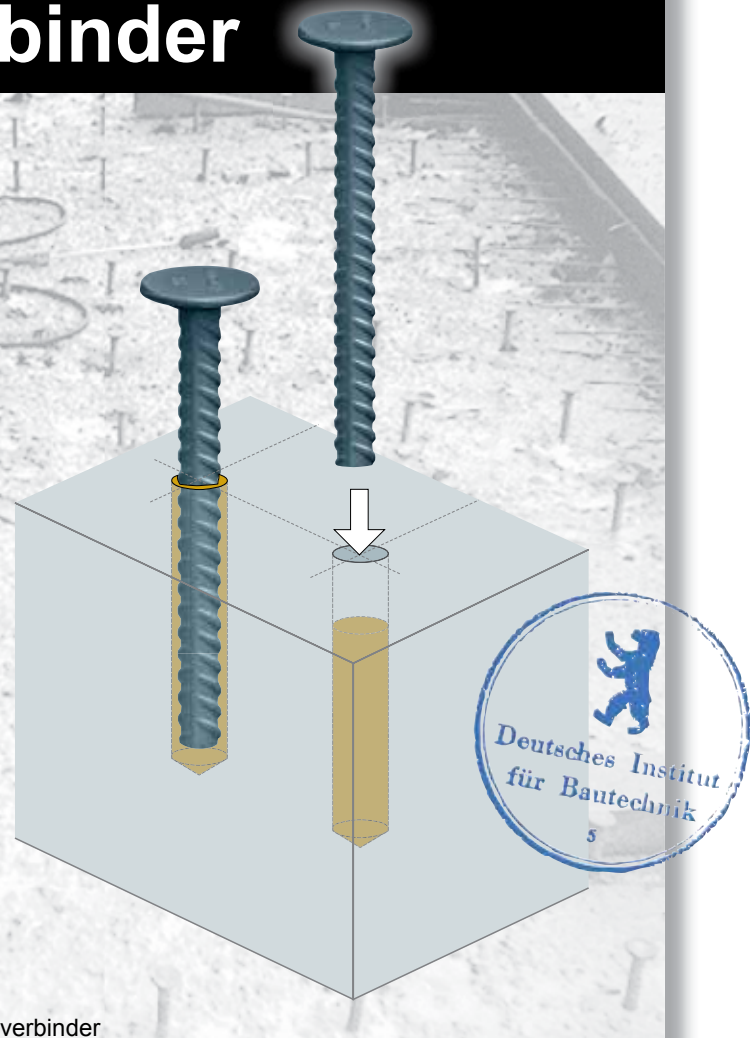
Robert-Perthel-Straße 72

D-50739 Köln

Tel: +49 (0)221 500 81 74

Fax: +49 (0)221 500 81 79

www.ancotech.de / Produkte / Spezialbewehrungen / ancoFIX® Schubverbinder



Anwendung im Stahl- und Verbundbrückenbau Korrosionsschutz durch Feuerverzinken

■ ■ ■ von Dennis Rademacher, Mark Huckshold

Stahlbauteile an Stahl- und Verbundbrücken wurden in Deutschland bisher zumeist durch Beschichtungen vor Korrosion geschützt, obwohl diese nur eine Schutzdauer von rund 25 Jahren bieten und danach erneuert werden müssen. Die dauerhaftere Feuerverzinkung kam bisher selten zum Einsatz, da ihr Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit von zyklisch belasteten Bauteilen nicht ausreichend erforscht war. Aktuelle wissenschaftliche Untersuchungen belegen nun, dass eine Feuerverzinkung auch für dynamisch belastete Bauwerke wie Straßenbrücken geeignet ist. Zudem wurde der Nachweis für eine theoretische Korrosionsschutzdauer von 100 Jahren für stückverzinkte Brückenbauteile erbracht. Hierdurch wurde der Weg für das Feuerverzinken als Korrosionsschutz an Stahl- und Verbundbrücken frei gemacht. Studien zur Wirtschaftlichkeit verdeutlichen, dass eine Feuerverzinkung nicht nur langfristig, sondern bereits bei den Erstkosten günstiger ist. In Nachhaltigkeitsvergleichen zeigen feuerverzinkte Stahlbauteile geringere Umweltauswirkungen als beschichtete Stahlbauteile. Eine weitere Einsatzmöglichkeit der Feuerverzinkung ist der Korrosionsschutz von Bewehrungsstahl an Brückenbauwerken, speziell an tausalzbelasteten Bereichen sowie an konstruktiven Problemzonen mit geringer Betonüberdeckung. Die Dauerhaftigkeit von brückentypischen »Verschleißteilen« wie Brückenkappen, die in der Regel nach 30 Jahren erneuert werden müssen, kann hierdurch erheblich verbessert werden.



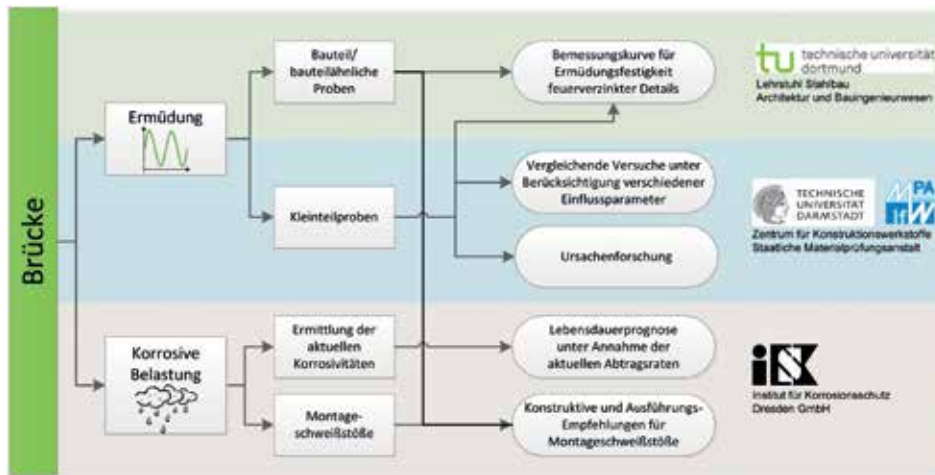
1 Stoneham-Brücke in Quebec mit feuerverzinkten Stahlbauteilen und feuerverzinktem Bewehrungsstahl
© American Galvanizers Association

1 Feuerverzinkte Stahlkonstruktionen im Brückenbau 1.1 Forschungsprojekt »Feuerverzinken von Stahlbauteilen im Stahl- und Verbundbrückenbau« [1]

Für den Korrosionsschutz von atmosphärisch beanspruchten Stahlbauteilen unter vorwiegend ruhender Beanspruchung hat sich das Feuerverzinken bewährt, eine Korrosionsschutzdauer von vielen Jahrzehnten ohne Wartung und Instandhaltung ist die Regel. Daher stimmt bei vielen feuerverzinkten Bauwerken die Korrosionsschutzdauer der Feuerverzinkung mit der Nutzungsdauer des Bauwerkes überein. Im Vergleich zu handelsüblichen, organischen Korrosionsschutzsystemen, die erfahrungsgemäß in Abständen von 25–33 Jahren erneuert werden müssen, ist Feuerverzinken unter Einbezug der Nutzungsdauer von Stahlbauten die wirtschaftlichste Korrosionsschutzmaßnahme. Für den Einsatz der Feuerverzinkung im Stahl- und Verbundbrückenbau fehlten bisher grundlegende wissenschaftliche Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten feuerverzinkter Brückenkonstruktionen und -details unter zyklischen Verkehrsbeanspruchungen.

Die Regelungen im Eurocode 3 (DIN EN 1993-2) bzw. Eurocode 4 (DIN EN 1994-2) für den im Brückenbau notwendigen Ermüdungsnachweis gelten nicht für feuerverzinkte Bauteile, der Anwender hatte bisher somit keine Möglichkeit, feuerverzinkte Brücken auf Basis geltender Normen bzw. Regelwerke gegen Werkstoffermüdung auszulegen. Des Weiteren waren wissenschaftliche Untersuchungen zum Korrosionsschutzverhalten einer Feuerverzinkung vor dem Hintergrund einer 100-jährigen Nutzungsdauer einer Brücke bei aktuellen klimatischen Umweltbedingungen zu erbringen.

Ziel dieses Forschungsvorhabens waren nun die Erarbeitung und Bereitstellung der wissenschaftlich und technisch erforderlichen Grundlagen zur Verwendung der Feuerverzinkung im zyklisch beanspruchten Stahl- und Verbundbrückenbau bei einer angestrebten Nutzungsdauer von 100 Jahren.



2 Schematische Darstellung der Aufteilung der experimentellen Untersuchungen
© Technische Universität Dortmund/Industrieverband Feuerverzinken e.V.

Dazu wurde im Rahmen des Forschungsprojekts »Feuerverzinken im Stahl- und Verbundbrückenbau« unter der Federführung der Technischen Universität Dortmund zusammen mit der staatlichen Materialprüfungsanstalt und dem Institut für Werkstoffkunde (MPA-IfW) der Technischen Universität Darmstadt der Einfluss der Feuerverzinkung auf das Ermüdungsverhalten an Stahl- und Verbundbrückenkonstruktionen kleiner und mittlerer Spannweiten untersucht. Des Weiteren erfolgten Untersuchungen am Institut für Korrosionsschutz Dresden GmbH (IKS Dresden GmbH) zur Schutzdauer der Feuerverzinkung des Stahlbaus sowie thermisch gespritzter Zinküberzüge für Montageschweißstöße bei verschiedenen korrosiven Belastungen zum Nachweis einer angestrebten Nutzungsdauer der Stahl- und Verbundbrückenkonstruktionen von 100 Jahren. Die Struktur des Forschungsprojektes ist schematisch in Bild 2 dargestellt. Die Forschungsergebnisse lassen sich folgendermaßen zusammenfassen: Durch ein breites Spektrum an Ermüdungsversuchen konnte nachgewiesen werden, dass eine Feuerverzinkung die Dauerfestigkeit von Baustahl im Vergleich zum unverzinkten Zustand signifikant verringert. Als ursächlich für den Abfall der Dauerfestigkeit wird die Ausbildung des Zinküberzuges mit den im unbelasteten Ausgangszustand vorhandenen Mikrorissen in der δ_1 -Phase angesehen. Diese Mikrorisse wachsen unter einer Ermüdungsbeanspruchung in das Grundmaterial bzw. begünstigen die Rissbildung im Grundwerkstoff durch eine mikroerbbedingte Spannungsüberhöhung. Für die Bemessung von Brücken kleinerer und mittlerer Spannweite nach den Regeln des Eurocode 3-1-9 ergeben sich jedoch nur moderate Abminderungen um maximal einen Kerbfall für die geprüften

Konstruktionsdetails. Dies führt nicht zwingend zu der Notwendigkeit einer Vergrößerung der Querschnitte, da der Nachweis gegen Werkstoffermüdung in diesem Spannweitenbereich häufig nicht maßgebend für die Querschnittswahl ist.

Die Untersuchungen zu den aktuellen Korrosivitäten in Deutschland belegen, dass die atmosphärische Belastung im Vergleich zum Jahr 1983 deutlich verringert ist und der Korrosionsschutz des Konstruktionsstahls durch eine Feuerverzinkung für die Nutzungsdauer von 100 Jahren theoretisch und ohne nennenswerten zusätzlichen Aufwand umsetzbar ist. Auslagerungsversuche an einer Brücke über eine Autobahn zeigen, dass unter dem dort vorherrschenden Mikroklima von einer Korrosivitätskategorie C 4 auszugehen ist. Auf Basis der ausgelagerten Proben kann belegt werden, dass mit im Stahlbau üblichen Zinküberzugsdicken von $>200 \mu\text{m}$ Korrosionsschutzdauern von 100 Jahren zu erreichen sind. Durch die Versuche zur Ausbesserung praxisrelevanter Baustellenschweißstöße mit thermisch gespritzten Zinküberzügen und die Identifizierung von möglichen Fehlerquellen war es zudem möglich, eine geeignete Ausbesserungstechnologie auf Basis der Spritzverzinkung zu entwickeln.

Das hier vorgestellte Forschungsvorhaben »Feuerverzinken im Stahl- und Verbundbrückenbau« verdeutlicht, dass die Feuerverzinkung als Korrosionsschutz für dynamisch belastete Stahl- und Verbundbrücken kleiner und mittlerer Spannweiten geeignet ist. Die erarbeiteten Ergebnisse sind in einer »Arbeitshilfe zur Anwendung der Feuerverzinkung im Stahl- und Verbundbrückenbau« anwendungsgerecht aufbereitet und können direkt technisch umgesetzt werden.

1.2 Wirtschaftlichkeit von feuerverzinkten Stahlkonstruktionen im Brückenbau

Im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) [2] wurde durch die Universität Stuttgart die Wirtschaftlichkeit von beschichteten und feuerverzinkten Brückenbauwerken am Beispiel einer Brücke in integraler Verbundbauweise mit einer Spannweite von 45 m verglichen. Die Untersuchung kam zu dem Ergebnis, dass die feuerverzinkte Brücke in allen Kostenkategorien gegenüber der beschichteten Brücke kostengünstiger ist. In der Untersuchung lagen die Herstellkosten der feuerverzinkten Brücke um 0,50 % unter jenen der beschichteten Brücke. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, dass aufgrund preislicher Bandbreiten dieser Herstellungskosten vorteil nicht in allen Fällen eintreten muss. Betrachtet man die Lebenszykluskosten über einen Nutzungszeitraum von 100 Jahren, wird durch die feuerverzinkte Brücke eine Kostenersparnis von 10 %, bezogen auf die Gesamtkosten, erreicht. Durch Wartungs- und Instandsetzungsarbeiten an Brücken kommt es zumeist zu einer Behinderung von Verkehrsteilnehmern, die sich in verlängerten Fahrzeiten sowie erhöhtem Kraftstoffverbrauch und erhöhtem Fahrzeugverschleiß durch Stop-and-go-Fahrweise ausdrückt. Dies lässt sich wirtschaftlich als sogenannte externe Kosten beziffern: Die externen Kosten der feuerverzinkten Brücke liegen rund 20 % niedriger als bei der untersuchten beschichteten Brücke, was in absoluten Zahlen ca. 700.000 € ausmacht.

Die an der Technischen Universität Dresden durchgeführte Studie »Beschichtungssysteme für den Korrosionsschutz von Brückenbauwerken im Wirtschaftlichkeitsvergleich« [3] bestimmte empirisch anhand des Neubaus einer Stahlverbundbrücke die anfallenden Korrosionsschutzkosten für eine organische Beschichtung und eine Feuerverzinkung bei einer Brückennutzungsdauer von 100 Jahren. Für die Beschichtung wurden Vollerneuerungen nach 33 Jahren und nach 66 Jahren zugrunde gelegt. Die Schutzdauer der Feuerverzinkung entspricht der Nutzungsdauer ohne zusätzliche Instandsetzungen. Die Erstschutzkosten der Beschichtung lagen um 14 % über jenen der Feuerverzinkung. Bei der Betrachtung der gesamten Korrosionsschutzkosten über 100 Jahre inklusive der Kosten für Bauwerksprüfungen lagen die Beschichtungskosten bei einem Diskontierungssatz von 3 % um 50 % über den Kosten für die Feuerverzinkung.

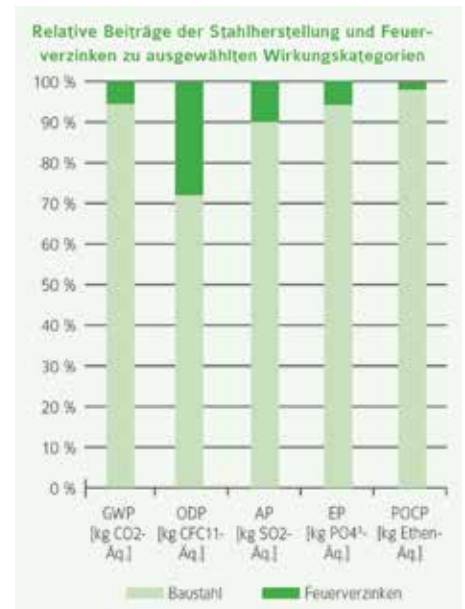
1.3 Nachhaltigkeit von feuerverzinkten Stahlkonstruktionen im Brückenbau

Für feuerverzinkte Baustähle ist seit Oktober 2013 eine drittgeprüfte Umweltproduktdeklaration (EPD) mit der Deklarationsnummer EPD-BFS-20130173-IBG1-DE [4] verfügbar. Sie zeigt die Umweltauswirkungen von feuerverzinkten Baustählen bezogen auf die deklarierte Einheit 1 t feuerverzinkten Baustahl. Die EPD belegt unter anderem, dass der Beitrag der Feuerverzinkung am Gesamtprodukt »Feuerverzinkter Baustahl« vergleichsweise niedrig ist (Bild 3). Für beschichtete Baustähle bzw. für Korrosionsschutz-Beschichtungen ist keine aussagekräftige EPD vorhanden, die den kompletten Beschichtungsprozess von der Herstellung der Beschichtungsstoffe bis zur Applikation abbildet. Vor diesem Hintergrund sind Umweltproduktdeklaration-bezogene Vergleiche zwischen beschichteten und feuerverzinkten Baustählen nicht möglich. Ergebnisse aus laufenden wissenschaftlichen Untersuchungen, die feuerverzinkte mit beschichteten Brücken unter Nachhaltigkeitsaspekten vergleichen, sind noch nicht veröffentlicht, aber in Kürze zu erwarten. Allerdings hat die Technische Universität Berlin in einer vergleichenden Ökobilanzstudie den Korrosionsschutz durch Feuerverzinken gemäß DIN EN ISO 1461 mit einer Beschichtung gemäß DIN EN ISO 12944 Teil 5 am Beispiel eines Parkhauses in Stahlbauweise untersucht. [5]. Als Grundlage wurde eine Nutzungsdauer des Bauwerkes von 60 Jahren in der Korrosivitätskategorie C 3 angenommen.

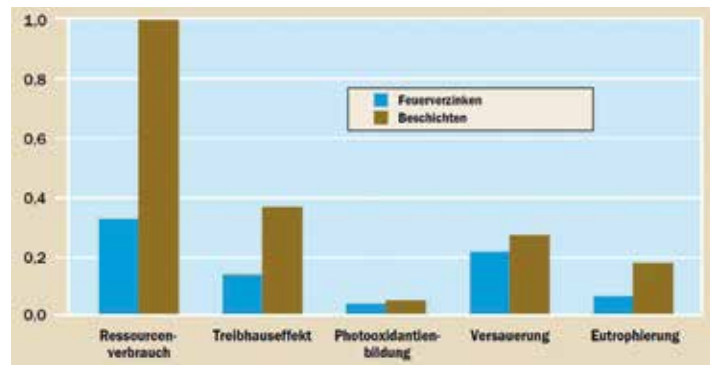
Für die Beschichtung wurde eine zweimalige Instandsetzung veranschlagt, die Feuerverzinkung bedarf während der gesamten Nutzungsdauer keiner Wartung. Die Studie belegt, dass der Korrosionsschutz durch Feuerverzinken in allen untersuchten Umweltwirkungskategorien niedrigere Werte aufweist (Bild 4) als das Beschichtungssystem und deshalb als nachhaltiger eingestuft werden kann. Bezogen auf einen brückentypischen Nutzungszeitraum von 100 Jahren ist anzunehmen, dass der Unterschied zugunsten der Feuerverzinkung noch größer wird.

1.4 Anwendungsbeispiele und Casehistories

Auch wenn aktuelle Forschungsergebnisse den Weg für eine breite Anwendung der Feuerverzinkung im Straßenbrückenbau erst jetzt frei gemacht haben, gibt es bereits umfassende Langzeiterfahrungen mit existierenden feuerverzinkten Stahl- und Verbundbrücken, vorwiegend außerhalb Deutschlands.



3 Relative Beiträge der Stahlherstellung und Feuerverzinken zu ausgewählten Wirkungskategorien © Aus: Umweltproduktdeklaration Feuerverzinkte Baustähle (EPD-BFS-20130173-IBG1-DE)



4 Ökobilanzieller Vergleich von Feuerverzinken und Beschichten © Aus [5]

Lydlinch-Brücke (Baujahr: 1942):
Im Jahr 1942 errichteten kanadische Truppen in Vorbereitung des D-Days im britischen Lydlinch eine Mobil-Brücke. Eine Inspektion im Oktober 2014 kam zu dem Ergebnis, dass sich die feuerverzinkte Stahlkonstruktion der Brücke noch immer in einem sehr guten Zustand befindet [6]. Messungen an den Stahlprofilen ergaben Zinkschichtdicken

zwischen 126 µm und 167 µm, an den Schraubenköpfen wurden zudem Zinkschichten zwischen 55 µm und 91 µm festgestellt. An der feuerverzinkten Stahlkonstruktion wurden keinerlei Instandhaltungsarbeiten durchgeführt. Aufgrund der gemessenen Zinkschichtdicken wird die Lydlinch-Brücke weitere 50 Jahre korrosionsfrei sein.



5 Feuerverzinkte Lydlinch-Brücke von 1942 © Institut Feuerverzinken



6 Feuerverzinkte Shin-Nukui-Brücke von 1964
© Institut Feuerverzinken



7 Feuerverzinkte Höllmecke-Brücke von 1987
© Institut Feuerverzinken

Shin-Nukui-Brücke (Baujahr: 1964):
In Japan gibt es weit über 700 feuerverzinkte Stahlbrücken. Die 1964 erbaute Brücke über den Shin-Nukui ist eine der ältesten. Bei einer Überprüfung der Brücke im Jahr 2006, also nach 42 Jahren Standzeit, zeigte sie sich in einem rostfreien Zustand. Die bei der Überprüfung gemessenen Zinkschichtdicken lagen zwischen 137 μm und 166 μm . Die Brücke hat damit das Potential, über 100 Jahre alt zu werden [7].

Höllmecke-Brücke (Baujahr: 1987):
Seit 1987 überspannt die feuerverzinkte Höllmecke-Brücke die Lenne bei Werdohl. Sie ist ca. 60 m lang und hat Spannweiten von je 30 m. Im Mai 2014, das heißt nach 27 Jahren Standzeit, wurde die Bogenbrücke inspiziert [8]. Die visuelle Prüfung ergab keine erkennbare Korrosion. Der Gesamteindruck weist ein optisch unterschiedliches Erscheinungsbild auf. Die oberliegenden Bögen zeigen auf der Oberseite und teilweise an den Seitenflächen braune Verfärbungen. Messungen der Zinkschichtdicken belegen, dass es sich hierbei nicht um Korrosion an der Stahlkonstruktion, sondern um eine Braunfärbung des Zinküberzuges handelt. Alle weiteren feuerverzinkten Stahlbauteile sind verzinkungstypisch hellgrau mit ausgeprägtem Zinkblumenmuster. Die gemessenen Zinkschichtdicken liegen zwischen 150 μm und mehr als 500 μm . Damit ergibt sich eine rechnerische Schutzdauer für weitere 75 Jahre und mehr bei einer Korrosivitätskategorie gemäß C 3.

Lier-Brücke (Baujahr: 1993):
Über dem Nete-Kanal im belgischen Lier wurde 1993 eine Verbundträgerbrücke aus feuerverzinktem Stahl gebaut. Sie hat eine Gesamtlänge von 90 m mit Spannweiten bis zu 40 m. Ihre Feuerverzinkung wurde im Juni 2014 überprüft [9]. Nach einer Nutzungszeit von 21 Jahren befindet sich die Feuerverzinkung in einem hervorragenden Zustand. es wurden keine Mängel festgestellt. Die stichprobenartig gemessenen Schichtdicken der Brücke lagen weit über 300 μm . Bei einer Belastung gemäß Korrosivitätskategorie C 3 ist mit einer weiteren Korrosionsschutzdauer von mehr als 150 Jahren für die Brücke zu rechnen.



8 Feuerverzinkte Lier-Brücke von 1993
© Institut Feuerverzinken



9 Bewehrungskorrosion unter einer Autobahnbrücke der A 661 bei Frankfurt am Main
© Karl-Heinz Wellmann

2 Feuerverzinkter Bewehrungsstahl im Brückenbau

2.1 Allgemeines

Beton ist an Brückenkonstruktionen vielfältigen Belastungen ausgesetzt. Risse und Fugen, unzureichende Betonüberdeckung, Tausalzeinflüsse sowie die atmosphärisch bedingte Versauerung sind potentielle Auslöser für Korrosion am Bewehrungsstahl. Durch die korrosionsbedingte Volumenvergrößerung des Bewehrungsstahls kommt es zum Ab-

sprengen des Betons mit entsprechenden Folgeschäden. Dieser Wirkungsmechanismus kann durch den Einsatz von feuerverzinktem Bewehrungsstahl langfristig vermindert werden. Dies gilt nicht nur für stark belastete Brückenkapfen, sondern für alle korrosionsbelasteten Betonbauteile einer Brücke.



10 Einsatz von feuerverzinktem Bewehrungsstahl an Brückenkappen
© Industrieverband Feuerverzinken e.V.

Brücke und Ort	Erbaut Jahr	Inspektion Jahr	Chloride lb/y3	Zinkschichtdicke µm
Boca Chica Brücke, Florida	1972	1999	3,21	170
Tioga Brücke, Pennsylvania	1974	2001	2,23	198
Curtis Road Brücke, Michigan	1976	2002	6,88	155
Spring Street Brücke, Vermont	1971	2002	4,17	191
Evanston Interchange, Wyoming	1975	2002	2,55	236

11 Chlorid- und Schichtdickenmessungen an Beton-Brückenbauwerken mit feuerverzinktem Bewehrungsstahl in den USA
© Aus [11]

2.2 Anwendung von feuerverzinktem Bewehrungsstahl im Brückenbau

Die Verwendung von feuerverzinktem Bewehrungsstahl empfiehlt sich an allen Brückenbauwerken, die regelmäßig Tausalzen ausgesetzt sind oder in Meerwasserbereichen stehen. Feuerverzinkte Bewehrungsstähle sind nämlich auch unter Chloridbelastung deutlich beständiger als unverzinkte. Die Chloride werden von der Verzinkung als schwerlösliche basische Zinkchloride abgebunden und unschädlich gemacht. Die typische Volumenvergrößerung durch Korrosion und als Folge das Absprengen des Betons werden verhindert. Feuerverzinkter Bewehrungsstahl kann an allen tragenden Brückenbauteilen zum Einsatz kommen. Besonders belastet sind die Brückenkappen, da im Bereich des durch Schneeräumfahrzeuge mechanisch beanspruchten »Schrammbordes« und an der Gesimsunterkante Bewehrungskorrosion prioritär auftritt. Da Brückenkappen aus unverzinktem Stahl in der Regel nach ca. 30 Jahre erneuert werden müssen, besteht sowohl beim Neubau von Brücken als auch im Sanierungsfall die Möglichkeit, feuerverzinkten Bewehrungsstahl zu verwenden.

2.3 Ausführung von feuerverzinktem Bewehrungsstahl

Feuerverzinkter Bewehrungsstahl ist ein zugelassenes Bauprodukt. Die Herstellung und Anwendung werden in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (Z-1.4-165) [10] geregelt, die als kostenfreier Download unter www.feuerzinken.com/betonstahl zur Verfügung steht. Zusätzliche Nachweise sind daher nicht notwendig.

Gemäß dieser Zulassung dürfen feuerverzinkte Betonstähle wie unverzinkte Betonstähle zur Bewehrung von Stahlbeton nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 (Eurocode 2) unter Beachtung der Regeln dieser Zulassung verwendet werden. DIN EN 1992-1-1 gilt stets zusammen mit dem nationalen Anhang DIN EN 1992-1-1/NA.

2.4 Erfahrungen mit feuerverzinktem Betonstahl im Brückenbau

Langzeituntersuchungen aus den USA, wo verzinkter Betonstahl seit Jahrzehnten verwendet wird, beweisen den hochwirksamen Schutz der Feuerverzinkung. Messungen an Betonbrücken zeigten, dass der verwendete feuerverzinkte Bewehrungsstahl nach 26–29 Jahren Nutzungsdauer noch immer hohe Zinkschichtdicken aufwies, die zwischen 155 µm und 236 µm betragen (Bild 11). Die untersuchten Brücken waren regelmäßig Tausalzen bzw. Salzeinflüssen durch unmittelbare Meeresnähe ausgesetzt. Im Hinblick auf eine unmittelbare Übertragbarkeit auf europäische Verhältnisse ist zu berücksichtigen, dass in den USA abweichende Zementzusammensetzungen verwendet werden.

3 Weitere Informationen

Weitere Informationen zum Feuerverzinken im Brückenbau wie Arbeitshilfen zur Ausführung von feuerverzinkten Brücken können kostenlos unter www.feuerzinken.com/bruecken angefordert werden.

Autoren:
Dipl.-Ing. Dennis Rademacher
Technische Universität Dortmund
Dipl.-Ing. Mark Huckshold
Industrieverband Feuerverzinken e.V.,
Düsseldorf

Anmerkungen und Literatur

- [1] Auszug aus: Ungermann, D.; Rademacher, D.; Oechsner, M.; Simonsen, F.; Lebelt, P.: Feuerverzinken im Stahl- und Verbundbrückenbau. Gemeinschaftsausschuss Verzinken (GAV), Bericht Nr. 164. Düsseldorf 2014.
- [2] Rogalski, E.: Verzinkte Brücken. Vortrag beim Expertengespräch Stahlbrückenbau, Bundesanstalt für Straßenwesen. Bergisch Gladbach 2014.
- [3] Rebel, A.: Beschichtungssysteme für den Korrosionsschutz von Brückenbauwerken im Wirtschaftlichkeitsvergleich. Technische Universität Dresden 2014.
- [4] Institut für Bauen und Umwelt e.V. (Hrsg.): Umweltproduktdeklaration »Feuerverzinkte Baustähle – Offene Walzprofile und Grobbleche« (Deklarationsnummer EPD-BFS-20130173-IBG1-DE). Berlin 2013.
- [5] Fleischer, G. et al.: Ökobilanzieller Vergleich von Korrosionsschutzsystemen für Stahlbauten. Technische Universität Berlin 2006.
- [6] Iqbal, J.: Seventy two years young, Lydlinch Bridge, Dorset; in: Hot-Dip-Galvanizing Heft 4, 2014, S. 12–13.
- [7] Glinde, H.: Noch selten, aber dauerhaft – Feuerverzinkte Straßenbrücken in der Praxis; in: Feuerverzinken Special »Dauerhaftigkeit in der Praxis« 2014, S. 18–23.
- [8] Ebd.
- [9] Ebd.
- [10] Deutsches Institut für Bautechnik (Hrsg.): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-1.4-165 »Feuerverzinkte Betonstähle«. Berlin 20.11.2014.
- [11] International Zinc Association (Hrsg.): Examples of use of Galvanized Reinforcement in Highways and Bridges, 2013, siehe auch www.galvanizedrebar.com.

Wirtschaftlich und nachhaltig.

Korrosion impossible

Straßenbrücken
sind jetzt feuerverzinkbar

Stahl- und Verbundbrücken dürfen seit kurzem
auch in Deutschland feuerverzinkt werden.

Wissenschaftliche Untersuchungen ergaben nämlich,
dass die Feuerverzinkung auch für den Einsatz an zyklisch belasteten
Brückenbauteilen geeignet ist und eine Korrosionsschutzdauer von
100 Jahren ohne Wartung erreicht.

Zudem ist Feuerverzinken bereits bei den Erstkosten günstiger.

 Mehr unter
www.feuverzinken.com/bruecken

 INSTITUT
FEUERVERZINKEN

Anlass, Planung und Durchführung des Pilotprojekts »Barsinghausen« Kalottensegmentlagereinsatz bei Eisenbahnbrücken

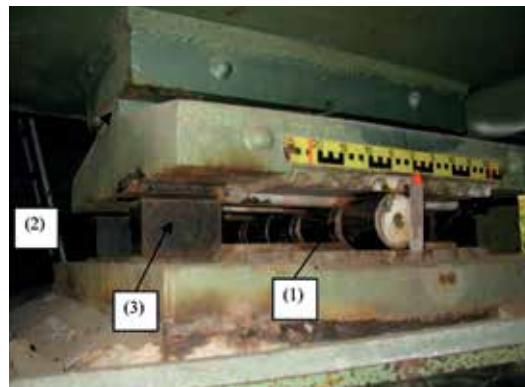
■ ■ ■ von Rolf Kiy

Erstmals konnte der Einsatz eines Kalottensegmentlagers bei einer Brücke der Deutschen Bahn erfolgreich realisiert werden. Anlass, Planung und Durchführung des Pilotprojekts »Eisenbahnüberführung Hannoversche Straße in Barsinghausen« werden in diesem Beitrag dargestellt, wobei auch die zu beachtenden Richtlinien, die maßgebenden Kriterien bei der Lagerauswahl sowie der Einbau der neuen Lager thematisiert werden.

1 Bestand an Eisenbahnbrücken

1.1 Allgemeines

Brückenbauwerke erfahren Bewegungen, die durch den Einsatz bzw. die Anordnung von Lagern weitestgehend zwängungsarm und kontrolliert zugelassen werden. Das ermöglicht einen langen und schadensfreien Lebenszyklus der Brücken. Die bei der Errichtung von Eisenbahnbrücken im Zeitraum von 1850–1970 verwendeten Rollenlager entsprachen den damaligen statischen wie konstruktiven Randbedingungen und dem zu diesem Zeitpunkt aktuellen Stand der Technik. Gegenwärtig befinden sich ca. 23.500 Brücken im Eigentum der DB Netz AG, die vor 1950 gebaut wurden. Rund 8.500 von ihnen verfügen über historische Brückenlager, die älter als 70 Jahre sind, wobei größtenteils folgende Lagerarten zum Einsatz kamen: Kippplager, Zapfenlager sowie die nach damaliger Definition zu diesen Gruppen gehörenden Rollenlager. [1] Damit sind noch ca. 34.000 Stück Lager jener Bauweise bis heute im Betrieb.



1 Eingebautes Rollenlager mit Führungsleisten (1), oben mit zusätzlichem Linienkipplager (2) und links und rechts angebrachten Notstapeln (3)
© Maurer AG

1.2 Edelstahlrollenlager

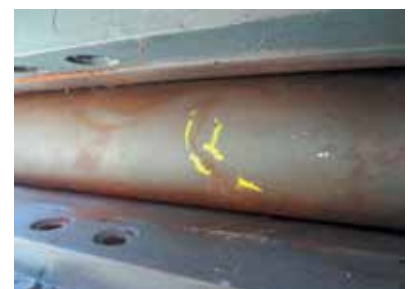
Rollenlager stellen bewegliche Brückenlager dar und ermöglichen einen definierten Lastabtrag, Längsverschiebungen und die gleichzeitige Durchbiegung des Überbaus.

Von ca. 1960 bis Ende der 1970er Jahre entwickelten die Firma Kreuz und die Maschinenfabrik Esslingen ihre Lagertechnik mit dem Material X40Cr13: Es entstanden Lager, die ohne Vorankündigung brechen. Leider reagierte man auf ihre Sprödbrechneigung erst 20 Jahre später, so dass noch heute Hunderte von Lagern dieser Bauart in Betrieb sind. Die duktilen Eigenschaften gingen verloren, und es kam und kommt immer wieder zum Sprödbbruch ohne Vorankündigung, was ca. 600 Brücken bei der DB Netz betrifft.

An den einzelnen Bauteilen gemäß Bild 1 lassen sich die Einsatzgrenzen dieser Lagerart definieren:

- Bewegungen sind planmäßig nur in einer und meist in X-Richtung möglich (Bauteil 1). Bewegungen in der Y-Achse sind nicht realisierbar und führen zu Zwangskräften in der Brücke zwischen den benachbarten Lagern, weshalb die Anordnung von Führungsleisten erfolgte.
- Verdrehungen können nur um eine, die Y-Achse, aufgenommen werden. Um die auftretenden Verdrehungen um die X-Achse zuzulassen, wurden zum Teil zusätzliche Linienkipplager (Bauteil 2) oberhalb der Rolle angebracht.

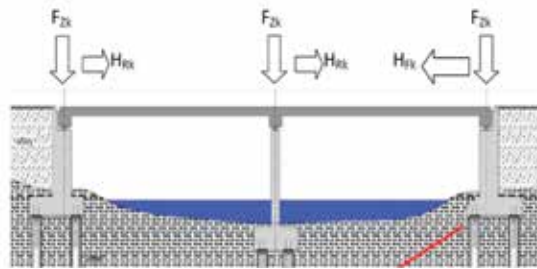
- Welches Gefahrenpotential in den bestehenden Rollenlagern steckt, zeigte sich in den 1970er und 1980er Jahren an zahlreichen Straßenbrücken. Hier kam es zunehmend zum Versagen von Edelstahlrollenlagern: Die Edelstahlrollen brachen ohne Vorankündigung, explodierten quasi, und das Brückenbauwerk schlug um den Gesamtbetrag des Rollendurchmessers auf die untere Lagerplatte auf. Diese ruckartige Absenkung des Überbaus setzte sich umgehend in gleicher Differenz bis zur Fahrhahnoberkante fort. Aufgrund der resultierenden Schadensbilder ordneten Straßenbauämter in Deutschland das Auswechseln der Lager an. Um eine sofortige Streckensperrung bis zum Einbau der neuen Lager zu vermeiden, wurden neben den Rollen Notstapel angeordnet, die beim plötzlichen Versagen (»Explodieren«) ein ruckartiges Absenken des Überbaus verhindern.



2 Edelstahlrollenlager mit durchgebrochener Rolle
© Maurer AG



3 »Explodierte« Rolle: auf Notstapeln aufsitzender Überbau
© Maurer AG



4 Auflasten und Reaktionskräfte von Lagern
© Aus [2]

1.3 Rollenlager aus St 37, St 52 oder Gussmaterial

Von den ca. 23.500 Überbauten, die vor 1950 errichtet wurden, sind noch ca. 8.500 mit der alten Lagertechnik ausgerüstet. Die Zahl der alten Rollenlager, Kipplager und Zapfenlager kann auf ca. 34.000 Stück beziffert werden. Rollenlager verursachen grundsätzlich Zwangsspannungen, da sie nur in eine Richtung Brückenbewegungen und Verdrehungen erlauben. Hinzu kommt, dass sich die linienförmigen Berührungsflächen zwischen Rolle und Platte unter Gebrauchslast plastisch verformen: Die ursprünglich oft mit 1,50–2,00 % angenommene Rollreibung steigt dann schnell auf ein Vielfaches. Die Erhöhung der Rollreibung wird zudem durch die zunehmende Verschmutzung, den aufgetragenen Korrosionsschutz und wachsende Korrosionsschäden verstärkt. Das führt zu einer deutlichen Erhöhung der Reaktionskräfte, also der im Bauwerk vorhandenen Horizontalkräfte. Da eine qualifizierte Kontrolle bzw. Prüfung der Lager im Einbauzustand nicht möglich ist, kann eine Untersuchung nur durch ihren Ausbau und die anschließende Durchführung von Tests im Labor erfolgen.

Um die tatsächlichen horizontalen Reaktionskräfte zu ermitteln, wurden Rollenlager im Bestand ausgebaut und labor-technisch untersucht. [3] Im Ergebnis zeigte sich, dass die ursprünglich in der Bemessung angesetzte horizontale Reaktionskraft (Rollreibung 2 %) bei instandgehaltenen und optisch gut aussehenden Lagern doppelt so hohe Werte annehmen kann. Die Untersuchungen an bereits korrodierten Rollenlagern ergaben Rollreibungen zwischen 12 % und 65 %. Langjährige Erfahrungen und Beobachtungen an bestehenden Brücken haben verdeutlicht, dass die Lager diese exorbitanten Lasterhöhungen aufnehmen, auch die Festpunktlager und die Verankerungsteile mit dem Bauwerk wiesen kaum sichtbare Schäden auf. Im Lagerinneren führten die weit über den Festigkeitsgrenzen liegenden Beanspruchungen aber zu plastischen Verformungen der einzelnen Lagerbauteile. Gleichwohl verbleiben jene Kräfte in den Über- und Unterbaukonstruktionen und sorgen hier für zusätzliche und nicht eingerechnete Spannungszustände.

2 Normen, Zulassung, Richtlinien

Um Lager für Brückenbauwerke der DB Netz AG ohne Zustimmung im Einzelfall (ZiE) und ohne unternehmensinterne Genehmigung (UiG) planen, herstellen und einbauen zu dürfen, müssen nach Stand Februar 2015 vorhanden sein:

- Konformitätsbescheinigung zu einer gültigen Norm oder europäischen technischen Zulassung (ETA), ausgestellt vor der ersten Auslieferung. Nur dann darf ein Lager für ein Brückenbauwerk der DB Netz AG ein CE-Zeichen tragen.
- Übereinstimmungszertifikat zu einer nationalen Ausstattungszulassung, ausgestellt vor der ersten Auslieferung. Nur dann darf ein Lager für ein Brückenbauwerk der DB Netz AG ein Ü-Zeichen tragen. Das beinhaltet auch nach DIN EN 1990 eine Verfahrensprüfung, wenn Lagerteile miteinander verschraubt werden.
- Anforderungen durch die Richtlinie (Ril) 804: Im Wesentlichen heißt das für den Hersteller, dass er im Besitz sein muss von EXC3DB, DIN EN 1090-2 in Verbindung mit DBS 918 005, also über eine herstellerbezogene Produktqualifikation (HPQ) zu verfügen hat.



5 Rollenlager mit Korrosionsschäden
© Maurer AG

Gesamte Vertikallast der Brücke: Eigengewicht, Verkehr etc.	Ursprünglich in der Statik angesetzte Rollreibung (H_x -Kraft): 2 %	Gemessene Rollreibung eines gereinigten Lagers: 2,20–5,50 %	Gemessene Rollreibung eines korrodierten Lagers: 12–65 %
100.000 kN	2.000 kN	2.200–5.500 kN	12.000–65.000 kN

6 Zusammenhang von Vertikal- und resultierender, auf das gesamte Bauwerk wirkender Horizontalkraft
© Maurer AG

3 Technische Lagerauswahl

3.1 Allgemeines

Die Notwendigkeit, die Edelstahlrollenlager sofort aufgrund von Tragwerksversagen zu ersetzen und die Bestandsrollenlager aus anderen Materialien sukzessive zu sanieren oder auch komplett auszutauschen, ist vorhanden. Betrachtet wird nachfolgend das Auswechseln vorhandener Edelstahlrollenlager. Neben den in Kapitel 2 aufgeführten grundsätzlichen Anforderungen an ein Lager für Brückenbauwerke der DB Netz AG sind weitere Parameter zu beachten, um ein effizientes, wirtschaftliches und planbares Auswechseln unter Beibehaltung von Bestand, Über- und Unterbau zu gewährleisten.



7 Festpunktlager mit Dollen und Schrauben zur Befestigung und Horizontalkraftabtragung © Maurer AG

3.2 Abmessungen und Einbindung

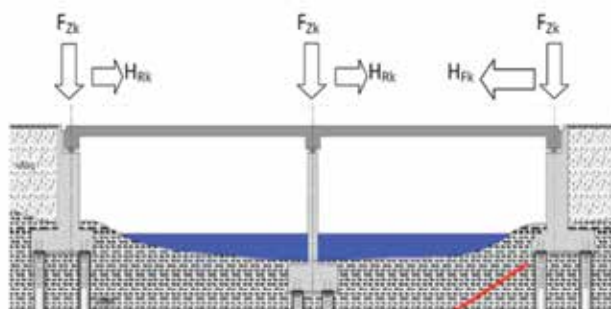
Es sind gleiche äußere Abmessungen zu wählen und die Einbindung der vorhandenen Verankerungen, Dollen und Lochbilder für Schrauben zu berücksichtigen.

Gleitspalthöhe [mm]	Bewertung
≥ 1,0	Gleitteil ist in Ordnung
< 1,0 ≥ 0,5	jährliche Messung erforderlich
< 0,5 ≥ 0,2	Lager in Kürze instand setzen bzw. ersetzen, eventuell Gutachter einschalten
< 0,2	Lager umgehend instand setzen bzw. ersetzen, eventuell Gutachter einschalten

9 Bewertung der Gleitspalthöhe © Maurer AG

3.3 Reaktionskräfte und Bewegungen

Es sind gleiche, prüfbare Reaktionskräfte (2 % Rollreibung) bei Bewegung der Brücke zu gewährleisten.



8 Wirkungsprinzip der Reaktionskräfte © Maurer AG

Verformungslager:

Mit $F_{zd} = 2.400 \text{ kN}$ und $w = \pm 50 \text{ mm}$ ergibt sich $H_{RD} = A \times G \times v_{xyd} / T$ (v_{xyd} = Verschiebeweg, T = Elastomerhöhe, A = Grundfläche des Elastomerkissens, G = Schubmodul, 2 N/mm^2 , EN 1990, NA.E.6.3.2).

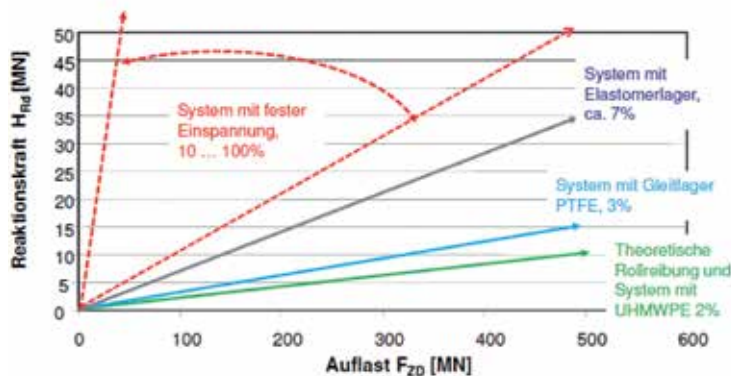
Bei einer Elastomergröße von $300 \times 400 \times 96$ (69) ist die zu berücksichtigende Reaktionskraft dann $H_{RD} = 174 \text{ kN}$.

Kalottenlager mit UHMWPE:

Mit $F_{zd} = 2.400 \text{ kN}$ und $w = \pm 50 \text{ mm}$ ergibt sich $H_{RD} = F_{zd} \times \mu$ (μ = Reibung, 2 % gemäß ETA 06/0131) oder $H_{RD} = 120 \text{ kN}$.

Bei den bislang durchgeführten Lagerwechseln wurden häufig Kalottenlager mit hochfesten Gleitwerkstoffen, wie zum Beispiel MSM®, eingesetzt. MSM® ist ein Gleitwerkstoff auf Basis von UHMWPE und hat eine maximale Reibung von 2 % bei einem bisher getesteten maximalen Gesamtgleitweg von 50 km. Zum Vergleich: Herkömmliche Gleitlager mit dem Gleitwerkstoff PTFE haben einen anzusetzenden Gesamtgleitweg von 10 km bei einer Reibung von 3 %. Kalottenlager lassen kontrolliert und gezielt die Verschiebungen und Verdrehungen um beide Achsen zu.

Zur Feststellung der Reaktionskraft genügt die Überprüfung des Gleitspaltes: Solange dieser mehr als 1 mm beträgt, gilt als gesichert, dass die Reibung und die damit einhergehende Reaktionskraft nicht größer sind, als ursprünglich statisch berücksichtigt.



10 Reaktionskräfte unterschiedlicher Lagerungssysteme © Maurer AG



11 12 Umbau eines Rollenlagers mit Kalottenlager
© Maurer AG



3.4 Lasteinleitung in Über- und Unterbau

Die Lasteinleitung in Über- und Unterbau muss identisch sein, ansonsten ist ein Nachrechnen des Bestandes mit unvorhersehbaren Verstärkungs- bzw. Umbaumaßnahmen der Brücke erforderlich. Beim Einsatz von herkömmlichen Kalottenlagern wechselt die ehemals linienförmige Lasteinleitung der Rolle in eine kreisrunde Lasteinleitung der Gleitplatte. Das kann eventuell durch die dicken, im Bauwerk verbleibenden Stahlplatten kompensiert werden, bedarf aber einer Untersuchung des Tragwerkes. Das alleinige Auswechseln der Rolle scheint bei einer anfänglichen Betrachtung sicherlich von Vorteil, ist jedoch unter technischen und wirtschaftlichen Aspekten nicht sinnvoll. Maßgeblich bei einem Lagerwechsel ist das kosten- und zeitintensive Anheben der Brücke mit dem eventuellen Ausbau von Pressenansatzpunkten und einem Eingriff in den laufenden Verkehr. Hinzu kommen oftmals erhebliche Aufwendungen für die Herstellung der Zugänglichkeit und die Schaffung von Aufstandsflächen. Ob in dem eigentlichen, meist kurzen Abschnitt »Lagerwechsel« einzelne Bauteile oder das ganze Lager gewechselt werden, ist kalkulatorisch irrelevant, da der Lieferanteil meist unter 10 % der Gesamtkosten liegt.

Ein weiteres Argument für einen vollständigen Lagertausch ist bei Rollenlagern der Zustand der anliegenden Rollflächen (Lagerplatten), ebenfalls entscheidend für die Dauerhaftigkeit und die resultierende Reaktionskraft. Muldenbildungen in den Platten erhöhen beispielsweise die Reaktionskräfte in nicht kontrollierbare Größenordnungen. [3] Die Überprüfung der wirkenden Reaktionskräfte ist jedoch bei Rollenlagern im eingebauten Zustand nicht möglich, Gleiches gilt für Elastomerlager. Die Nachhaltigkeit und Dauerhaftigkeit von Brückenbauwerken lassen sich so nicht fest- bzw. sicherstellen.

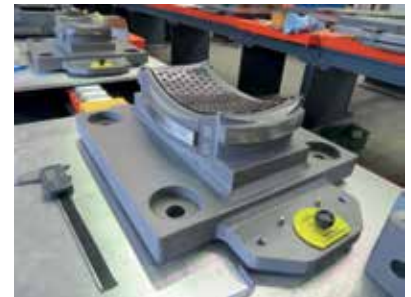
Um den Anforderungen der DB Netz AG gerecht zu werden und den Einsatz bei Eisenbahnbrücken zu ermöglichen, wurde diese Lagerart durch die Firma Maurer konsequent weiterentwickelt – zum Kalottensegmentlager gemäß ETA -06/0131 (KSL). [6]

Das Kalottensegment wird aus dem Werkstoff MSA® hergestellt und benötigt keinen zusätzlichen Korrosionsschutz, die Verdrehungen um die Achsen werden wie beim Kalottenlager über Kugelformen aufgenommen. Das Lager kann mit zwei Gleitebenen ausgerüstet und in den drei notwendigen Ausführungen produziert werden: allseits beweglich, einseitig geführt und Festpunktlager.

3.5 Zwischenfazit

Im Rahmen des Pilotprojektes »Eisenbahnüberführung Barsinghausen« wurden alle derzeit gängigen Lagersysteme gegenübergestellt und hinsichtlich der technischen Machbarkeit und Wirtschaftlichkeit bewertet.

Bei einem Lagerwechsel sind die vorliegenden langjährigen Erfahrungen und die aktuelle Normung zu berücksichtigen. Weiterhin muss die neue Lagerart den zuvor genannten weiterführenden Anforderungen gerecht werden, um ein wirtschaftliches Auswechseln der Edelstahlrollenlager zu gewährleisten. Damit ergibt sich eine Anforderungstabelle [7], die bei einem Rollenlagerersatz zu erfüllen ist.



13 Unterteil eines Kalottensegmentlagers
© Maurer AG



14 Kalottensegment aus MSA® mit eingebautem MSM®
© Maurer AG

Anforderung an die neue Lagerart	Lagerart						
	Betongelenk	Rolle	Elastomer	Kalotten mit PTFE	Kalotten mit UHMWPE	Zylinder mit UHMWPE	KSL mit UHMWPE
Minimierung der Zwangskräfte				X	X	(X)	X
Bestand (Pfeiler, Widerlager, Überbau) wenig verändert		X	(X)			X	X
Maximale Reaktionskräfte eingehalten (≤ 2 % Reibung)					X	X	X
Kontrolle der Reaktionskräfte möglich				X	X	(X)	X
Lasteinleitungen in das Bauwerk unverändert	(X)	X				X	X
Hohe Lebensdauer, mindestens 50 Jahre			(X)		X	X	X
Wartungs- und Unterhaltungsfreiheit	X	X	X	X	X	X	X

15 Anforderungstabelle bei Rollenlagerwechsel
© Aus [7]

Die so letztendlich ausgewählte Lagerart, Kalottensegmentlager, wurde im Herstellwerk vom Güteprüfdienst der DB Netz AG schließlich überprüft und freigegeben.

3.6 Eurocode

An die Auswahl des Lagerungssystems stellt auch der Eurocode gewisse Anforderungen:

Nationaler Anhang DIN EN 1990/NA/A1, Anhang NA.E »Grundlegende Anforderungen an Lagerungssysteme von Brückentragwerken« und NA.E.2 »Grundsätze«. Das Lagerungssystem ist so zu entwerfen, dass die ermittelten Bewegungen des Bauwerks mit geringsten Reaktionskräften möglich sind.



16 Prüfbescheinigung und Lieferfreigabe © Maurer AG

4 Auswahl unter wirtschaftlichen Aspekten

Um die Lebenshaltungskosten zu ermitteln, sind die verschiedenen Kosten mit den Zyklen der Anwendung zu multiplizieren, zum Beispiel die Überprüfung der Bauwerksbewegung am Schnittpunkt von Über- und Unterbau bei der Hauptprüfung nach DIN 1072 (Zyklus alle sechs

Jahre). Kalotten(segment)lager mit hochfesten Gleitwerkstoffen wie UHMWPE haben gemäß Untersuchungen der Forschungsvereinigung Stahlanwendung (FOSTA) eine anzusetzende Lebensdauer von 100 Jahren, Elastomerlager von 33 Jahren. [9]

Die hier betrachteten Rollenlager haben ein durchschnittliches Alter von 65 Jahren. Die überwiegende Anzahl der Betonbrücken, die heute ertüchtigt und neugebaut werden müssen, haben die vorgesehene Lebensdauer nicht erreicht. Die dort verwendeten Lager sind meistens

Bauweise	mit Kalottensegmentlager	mit Elastomerlager	Zyklus bei 100 Jahren Bauwerkstandzeit
Herstellkosten der Schnittstelle	Anteil an den Gesamtbaukosten der Brücke: ca. 0,50 % Lieferung und 0,20 % Einbau	Anteil an den Gesamtbaukosten der Brücke: ca. 0,40 % Lieferung und 0,20 % Einbau	1 x
Reaktionskraft in kN	2 % bzw. 3 % der Gesamtauflast	ca. 7 % der Gesamtauflast der Brücke	1 x
Kosten zur Aufnahme erhöhter Reaktionskräfte in Über- und Unterbau		Kosten durch Tragwerksplanung und anschließender Kalkulation ermitteln; betrifft das gesamte Bauwerk	1 x
Überprüfung der Reaktionskräfte je Hauptuntersuchung	Messung Gleitspalt, ca. 150 €/Lager	Ausbau und Prüfung auf einem Teststand erforderlich, ca. 1,50 % der Gesamtbaukosten	alle 6 Jahre
Überprüfung der Brückenbewegungen	Ausführung gemäß Richtlinie, ca. 100 €/Lager	Ausführung gemäß Richtlinie, ca. 100 €/Lager	alle 6 Jahre
Behebung von Planungs-, Bau- und Materialfehlern	Anheben und Sanierung aller Lager, ca. 2 % der Gesamtbaukosten	Anheben und Sanierung aller Lager, ca. 2 % der Gesamtbaukosten, Brücke muss extern in Zwangslage gehalten werden; Kosten ermitteln	0,02
Behebung von Baugrundbewegungen	Anheben und Einfügen von Futterplatten an allen Lagern, ca. 1,50 % der Gesamtbaukosten	Anheben und Einfügen von Futterplatten an allen Lagern, ca. 1,50 % der Gesamtbaukosten, Brücke muss extern in Zwangslage gehalten werden; Kosten ermitteln	0,1
Instandsetzungs- bzw. Sanierungskosten	Anheben und Sanieren bzw. Auswechseln aller Lager, ca. 3 % der Gesamtbaukosten	Anheben und Sanieren bzw. Auswechseln aller Lager, ca. 3 % der Gesamtbaukosten, Brücke muss extern in Zwangslage gehalten werden; Kosten ermitteln	0 bei KSL, 0,5 bei Verformungslager
Unterhaltung	≤ 0,001 %	≤ 0,001 %	1
Einschub von Ersatzüberbauten	ja	ja	

17 Kostenermittlung zur Lagerart und Lagersystemauswahl bei Brücken © Maurer AG

jedoch noch funktionsfähig und verbleiben deshalb zu 99 % im Bauwerk. Das liegt zum einen daran, dass die ehemals prognostizierten 30–50 Jahre Lebenserwartung deutlich zu gering waren, andererseits wurden aber auch viele Lager so angeordnet, dass eine Prüfung der wichtigen Reaktionskraft nicht möglich bzw. sehr aufwendig ist. Die Kenntnis der vorhandenen Reaktionskraft ist jedoch ein wesentliches Kriterium für die Entscheidung, ob ein Lagerwechsel erforderlich ist, um das Bauwerk nicht durch erhöhte Reaktionskräfte auf Dauer zu schädigen. Deshalb ist es notwendig, den Raum zwischen Über- und Unterbau zugänglich zu halten, um schnell, effektiv und mit nur wenigen Verkehrsbeeinträchtigungen verschiedene, eventuell notwendige Maßnahmen durchführen zu können.

Im Folgenden sollen einige Aspekte aufgeführt werden, welche bei der Auswahl einer Lagerart oder auch Gesamtbauweise einer Brücke berücksichtigt werden sollten.

Ausgleich von Fehlern: Möglichkeit des Ausgleichs von Fehlern, verursacht bei der Planung, beim Bau, durch das Material oder den Bauablauf.

Ausgleich von Setzungen: Bei einer Bauweise mit Lagern kann die Brücke an den (temporären) Pressenansatzpunkten angehoben werden, die Futterplatten werden zwischen den Lagerplatten eingefügt und verschraubt. Notwendig ist das auch bei setzungsinduzierten Einwirkungen im Einflussbereich der Brücke, wenn beispielsweise neben den Bestands Pfeilern der Brücke mit schwerem Gerät gearbeitet wird.

Prüfung der Bauwerksbewegungen und der Reaktionskräfte bei der planmäßigen Bewegung der Brücke: Die Brückenprüfung hat gemäß DIN 1076 handnah zu erfolgen. Der Bereich zwischen Über- und Unterbau muss deshalb für den Prüfer zugänglich sein, um die vorhandenen Lager visuell und messtechnisch zu beurteilen bzw. zu begutachten. Dabei können Brückenbewegungen bereits mit einfachen Messgeräten festgestellt werden. Im Ergebnis dieser Prüfung lassen sich die Reaktionskräfte und die resultierenden Bewegungen ermitteln. Nur durch eine regelmäßige und qualifizierte Kontrolle bzw. vollständige Protokollierung und Auswertung der Parameter ist eine gesicherte Kenntnis einer Brücke zu erreichen.

Bei der Auswahl der Lagerart, speziell bei Rollenlagerwechseln sollten alle hier genannten Aspekte berücksichtigt und gegenübergestellt werden. Die Basis für die Betrachtung der Wirtschaftlichkeit bilden die Gesamtbaukosten der Brücke, bei einer Bestandsbrücke ist der Neuwert abzuschätzen.

Zur Unterhaltung der Lager: In Deutschland sind derzeit über eine Million Brückenlager im Betrieb, der größte Teil davon seit mehr als 40 Jahren. Umfangreiche Recherchen zeigten, dass ihre Unterhaltung in den wenigsten Fällen erfolgt. Das ist mehr als verwunderlich, wird doch in den zahlreichen Veröffentlichungen und Vorträgen immer wieder auf die unterhaltungsintensiven Lager verwiesen – bei offensichtlich fehlender Datengrundlage. Als Fazit und aus Sicht sowie Erfahrung der Lagerhersteller kann dazu insbesondere bei Kalottenlagern festgestellt werden: Bei seit über 40 Jahren tausendfach hergestellten Kalottenlagern sind keine Wartungs- oder Unterhaltungsarbeiten notwendig.

Zur Behebung von Fehlern: Bei den Lagern betrifft das neben den Einbaufehlern mit ca. 1 % die ca. 10.000 eingebauten Edeldahlrollen (Material- und menschlicher Fehler), die ausgewechselt werden müssen. Das entspricht bei ca. 1 Mio. eingebauter Lager ebenfalls ca. 1 %, daher die Vorgabe mit 2 % = 0,02.

Einschub von Ersatzüberbauten: Bei verkehrsrelevanten Brücken der Hauptstrecken in Deutschland sollte der Einschub einmalig berücksichtigt werden. Verlässliche Fallstudien liegen jedoch noch nicht vor, da der größte Teil der Ersatzneubauten noch nicht realisiert ist. Bisher wurden auch nur Ersatzüberbauten eingeschoben, wo ehemals Lager in der Schnittstelle von Über- und Unterbau angeordnet wurden.

Bei Betongelenken gilt bis heute: Totalabriss mit jahrelanger Streckensperrung oder benachbarter Neubau mit Verlegung der gesamten Streckenführung. Kosten hierfür wurden bislang nicht bekanntgegeben. Gleiches gilt für das Auswechseln von Betongelenken und den angeschlossenen Überbauten bei Beschädigungen, Einbaufehlern oder sichtbaren Schäden in Form von Betonrissen.

5 Pilotprojekt Barsinghausen

Erstmals konnte der Einsatz eines Kalottensegmentlagers bei einer Brücke der DB Netz AG erfolgreich realisiert werden, und zwar beim Pilotprojekt »Eisenbahnüberführung (EÜ) Hannoversche Straße in Barsinghausen«.

Grundlage für die Planung eines qualifizierten und fachgerechten Lagerwechsels sind verfügbare, aktuelle Bestandsunterlagen und das Vorliegen der Ergebnisse aus der bei jedem Lagerwechsel durchzuführenden Voruntersuchung. Um nun einen strukturierten und planbaren Ablauf zu gewährleisten und um auch eine einheitliche Basis für eine Ausschreibung zu definieren, wurde eine Leistungstabelle erarbeitet. Die Lastannahmen und Bewegungen der Bestandsstatik werden unter Berücksichtigung der Anpassungsrichtlinie [8] in das aktuell gültige Bemessungssystem überführt. Mit den so ermittelten Werten kann eine statische und konstruktive Durchbildung des neuen Lagers erfolgen, unter Berücksichtigung der heute gültigen Vorschriften, Normen und Zulassungen. Das neue Lager darf das CE- und Ü-Zeichen tragen. Zur Fertigung eines Lagers für die DB Netz AG sind weitere Vorgaben der Ril 804 zu beachten, so zum Beispiel die in der Ril 804.5101, Abschnitt 6 (8) geforderte HPQ nach DBS 918005.

Vor Beginn der Bauphase sind Randparameter zu untersuchen, abzugleichen und, wenn erforderlich, für den Lagerwechsel einzurichten.

Zugänglichkeit: Personal, Baumaterial, Gerüste, Maschinen, Lager etc. müssen zum Einsatzort gebracht und zurückgeführt werden. Das ist oft mit einfachen Mitteln und temporären Einschränkungen des unter der Brücke laufenden Verkehrs möglich, kann aber auch verkehrsrechtliche Ausmaße annehmen, die eine jahrelange Vorplanung bedingen. Die Zugänglichkeit von Pfeilern ist oft ebenfalls ein Hindernis mit vielen Unbekanntem, Inselbaustellen inmitten vielbefahrener ICE-Strecken stoßen bisweilen an die Grenzen der Machbarkeit. Und wer jemals voller Tatendrang und ohne Genehmigung vom Amt versucht hat, eine Gerüstbohle über einen Bach zu legen, der weiß, was Jahre und Kosten einer unterlassenen Untersuchung der »Zugänglichkeit« bedeuten. Es ist unumgänglich, diesen Punkt eindeutig zu klären.



18 Bestandsrollenlager mit Aussteifung
© Maurer AG



19 Vermessen der Bestandsrollenlager
© Maurer AG

Pressenstellflächen: Die meisten Bauwerke sind Einfeldbrücken mit Endquerträger (EQT) und durchgehender Widerlagerbank. Bei Betonbrücken ist der EQT meistens mit ausreichender Bewehrung durchbetoniert, die Pressen können neben die Bestandslager gestellt werden, mit ausreichender lichter Höhe zwischen Widerlagerbank und Überbau lassen sich Lastverteilungsplatten, zum Beispiel aus Hartholz, im Pressenstapel integrieren. Bei Stahlüberbauten ist auf eine ausreichende Aussteifung im Pressenansatzpunkt des EQTs zu achten. Bei Mehrfeldbauwerken, Baujahr < 1970, ist das Vorhandensein von Pressenstellflächen bei den Pfeilern hingegen keine Selbstverständlichkeit. Weder am Pfeiler noch am Überbau ist für den erforderlichen Pressenaufbau Platz oder ein statischer Nachweis verfügbar. Es sind viele Lösungen möglich, aber ohne eine explizite Untersuchung lassen sie sich nur schwerlich finden. Die statische und konstruktive Untersuchung der Pressenansatzpunkte ist unumgänglich und kann als Resultat eine eigene Berechnung, Konstruktion und Bauleistung bedeuten, die den eigentlichen Lagerwechsel in puncto Kosten und Zeit bei weitem überbietet. Pilotprojekt Barsinghausen: Um Zugänglichkeit herzustellen und die Bauarbeiten zu ermöglichen, wurde die unter der Brücke liegende Straße halbseitig gesperrt und der Verkehr über eine Ampelanlage einspurig geführt. Eine Aussteifung im Stahllendquerträger diente hier als Pressenansatzpunkt.

In der Nacht vom 17. auf den 18. Mai 2014 wurden die ersten Rollenlager gegen Kalottensegmentlager ausgewechselt. Die neuen Lager entsprachen in ihren Abmessungen jenen der vorhandenen, auch ihre Dimensionierung bezüglich Lasteinleitungen, zulässiger Verdrehungen und Dehnwege erfolgte analog den Bestandslagern. Vor Beginn der erforderlichen Sperrpause wurden Gerüste, Pressenstapel und Schalmaterial vorbereitet und die Bestandslager nochmals vermessen. Um 23:56 Uhr fuhr der letzte Zug über die Brücke. Von Mitarbeitern der Bahn wurden die Kleineisen gelöst, danach wurde die Brücke um 4 mm angehoben, und der Ausbau der Bestandslager begann.

Nach dem Ausbau der Bestandslager mit oberer Lagerplatte, Rolle und unterer Lagerplatte wurde die Vergussfuge entfernt, und die neuen Lager wurden eingehoben. Oben wurde es an den Untergurt in den Bestandsbohrungen verschraubt, mit der vorbereiteten Schalung wurde die untere Lagerplatte eingeschalt und anschließend vergossen. Die Bestandsdollen blieben erhalten, die untere Lagerplatte passte exakt zu den Stichmaßen. Bereits um 6:00 Uhr am nächsten Morgen fuhr der erste Zug wieder über die Brücke.



20 Eingebautes Kalottensegmentlager, Herstellung der unteren Vergussfuge
© Maurer AG

Folgendes Fazit lässt nach dem Einbau der Kalottensegmentlager ziehen:

- Alle äußeren Abmessungen der Bestandslager können von den Kalottensegmentlagern eingehalten werden.
- Die Verankerung an Über- und Unterbau erfolgt durch die vorhandenen Dollen und Lochbilder.
- Durch die vergleichbare aufzunehmende Lasteinleitung, Verdrehung und Reaktionskraft waren außer der Lagerstatik keine weiteren statischen Nachweise erforderlich.
- Über- und Unterbau müssen nicht nachgerechnet oder neu dimensioniert werden.
- Es sind keinerlei Umbauarbeiten an Über- und Unterbau notwendig.
- Für den Lagerwechsel war eine Sperrpause von nur 6 h ausreichend.

6 Zusammenfassung

Die Erhaltung von Bestandsbrücken der Deutschen Bahn ist eine große und notwendige Herausforderung für die nächsten Jahre. Das Auswechseln der 60–100 Jahre alten Rollenlager trägt hier wesentlich zur Weiternutzung bei. Die ursprünglich angesetzten Reaktionskräfte erreichen heute unkontrollierbare Größen, wobei die bestehenden Edelstahlrollenlager ein beträchtliches Gefahrenpotential darstellen. Betroffen sind davon insgesamt ca. 9.000 Brücken bei der Deutschen Bahn.

Jeder Lagerwechsel bedarf einer individuellen Betrachtung, viel Erfahrung, der Ortskundigkeit wegen der Zugänglichkeit sowie genauer Kenntnisse über die Lagerwirkungen, die auch während der Einbauphase aufgenommen werden müssen.

Durch den Einsatz der durch die Firma Maurer neuentwickelten Kalottensegmentlager ist es nicht mehr erforderlich, die Brücke bei einem Lagerwechsel neu zu dimensionieren, nachzurüsten oder zu verstärken. Damit ist eine innovative, wirtschaftliche und nachhaltige Möglichkeit geschaffen worden, um Bestandsbrücken für die nächsten Jahrzehnte zu ertüchtigen.

Autor:
Dipl.-Ing. Rolf Kiy
Maurer AG,
München

Literatur

- [1] Gregorski, H.: Erfahrungen der DB mit historischen Brückenlagern im Bestand; in: Stahlbau, Heft 12, 2013, S. 934–937.
- [2] Kiy, R.: Einsatz moderner Lagerarten in Brückenbauwerken; in: Der Eisenbahningenieur, Heft 3, 2013, S. 48–50.
- [3] Eisenkolb, T.; Mehdiانpour, M.: Bewertung historischer Brückenlager; in: Stahlbau, Heft 12, 2013, S. 890–897.
- [4] Gregorski, H.: Erfahrungen der DB mit historischen Brückenlagern im Bestand; in: Stahlbau, Heft 12, 2013, S. 934–937.
- [5] Kiy, R.: Einsatz moderner Lagerarten in Brückenbauwerken; in: Der Eisenbahningenieur, Heft 3, 2013, S. 48–50.
- [6] Maurer Söhne: ETA-06/0131 vom 24. Mai 2013.
- [7] Gregorski, H.: Lastenheft Lagerwechsel mittels Kalottensegmentlager. Projektbezogene Anforderung, EÜ Barsinghausen, 16.11.2013.
- [8] Anpassungsrichtlinie: Technische Baubestimmungen, 6. A., 282, Lieferung 1999.
- [9] Kuhlmann, U et al.: Ganzheitliche Bewertung von Stahl- und Verbundbrücken nach Kriterien der Nachhaltigkeit; in: Stahlbau, Heft 10, 2011, S. 703–710.

Bauherr
DB Netz AG, Berlin

Planung und Ausführung
Maurer Söhne GmbH & Co. KG (heute: Maurer AG), München

Prüfingenieur
Prof. Dr.-Ing. Bertram Kühn, Bad Kreuznach

WO AUCH IMMER SIE BAUEN, WIR PLANEN FÜR SIE.

Beratung und Planung: Konstruktiver Ingenieurbau |
Brückenbau | Tunnelbau / U-Bahnbau / Spezial-
tiefbau | Hoch- und Industriebau



B 311, Erneuerung Donauviadukt bei Untermarchtal
(c) Holger Hauser, K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG



Waldaustraße 13 • D-90441 Nürnberg
Fon: +49-911-62793-0
Fax: +49-911-62793-10
office@KplusS-Ing.de
www.ks-ingenieurconsult.de

KOMPETENT GEPLANT, ERFOLGREICH GEBAUT

Effektiver Schwingungsschutz dank Getzner Toranomom-Hills-Tower und Straße in Tokio



■ *Sylomer®-Matten zur Reduktion von Schall und Vibrationen*
© Getzner Werkstoffe GmbH

Im Stadtzentrum von Tokio wurde im Sommer ein neuer Wolkenkratzer eröffnet: der ca. 255 m hohe und 52 Etagen zählende Toranomom-Hills-Tower, ein multifunktionaler Gebäudekomplex auf einer Gesamtfläche von ca. 6.000 m² und zudem das derzeit höchste Gebäude der Stadt. Getzner hat gleich für zwei bedeutende Teilprojekte eine Schwingungslösung ausgearbeitet: »Einerseits haben wir das Hyatt's Boutique Lifestyle Hotel, das sich in den obersten Stockwerken des 255 m hohen Towers befindet, elastisch gelagert und so schwingungstechnisch entkoppelt. Andererseits haben wir auch erstmals eine elastische Lagerung für eine Fahrbahn eingebaut, denn die vierspurige Hauptstraße verläuft direkt unter dem Gebäudekomplex und würde dort starke Vibrationen hervorrufen«, so Winfried Ries, Leiter der japanischen Niederlassung von Getzner. Das Unternehmen »bettete« die Hotelböden, die Poolanlagen, die Fitness- und Maschinenräume des Hotels auf dem in Bürs entwickelten und produzierten Werkstoff Sylomer®. Die elastischen Matten schützen nun das Bauwerk und den Fahrweg vor Schwingungen und Erschütterungen. Das Tokyo Metropolitan Government wählte das etablierte japanische Städteentwicklungsunternehmen Mori Building als Partner für das öffentlich-private Großprojekt, das wiederum Getzner als Spezialisten für Schwingungsisolierung und Erschütterungsschutz hinzuzog.

Die Toranomom Hills wurden von Mori Building beauftragt, die Straße »Loop Road Kanjo 2« ist im Besitz der Stadt Tokio. Zusammen sind sie ein herausragendes und richtungweisendes Projekt im Zentrum der Stadt. »Durch den Einbau der Sylomer®-Matten reduzieren sich Schall und Vibrationen. Das Material hat sich über Jahrzehnte bewährt. Auch, dass der Werkstoff einfach und schnell einzubauen ist, ist ein wichtiges Kriterium für den zukunftsweisenden Städtebau«, so Toru Tsuchihashi, Deputy General Manager von Mori Building. Der gigantische



■ *Elastische Lagerung von Hotel und Fahrbahn*
© Getzner Werkstoffe GmbH



■ *Stadthöchstes Gebäude direkt über einer Hauptstraße*
© Getzner Werkstoffe GmbH

Bau wertet den Stadtteil stark auf, die Straße verringert Staus und verbessert so die Infrastruktur beträchtlich. »Bei einem Projekt dieser Größenordnung ist es sehr wichtig, vor Ort zu sein. Wir haben den Bau während des gesamten Einbauprozesses überwacht, die Qualität laufend kontrolliert und dafür gesorgt, dass unsere Hightechwerkstoffe diese herausragende Architektur dauerhaft schützen. Wir freuen uns über das schöne Ergebnis: eine wertvolle Referenz für zukünftige Projekte weltweit«, so Werner Ebster, Projektverantwortlicher bei Getzner.

www.getzner.com

Entwurf und Planung durch Ingenieurbüro Miebach Neue Straßenbrücke aus Holz bei Lohmar

Die alte Verbindung zwischen zwei Lohmarer Ortsteilen musste im September 2013 aufgrund von hochwasserbedingten Beschädigungen abgerissen werden. Und jetzt führt eine technisch wie optisch überzeugende Holz-Beton-Verbundstruktur über den Fluss.

Die neue Brücke reizt die statischen Eigenschaften der beiden Baustoffe Holz und Beton optimal aus, denn in der überwiegenden Druckzone ist eine Betonplatte als Fahrbahn angeordnet, während das Holz als Hauptträger in der Zugzone eingesetzt wurde. Dadurch wird vom Holz ein beachtlicher Teil der auftretenden Zugspannungen abgetragen, womit der Betoneinsatz auf eine dünne Fahrbahnplatte reduziert werden konnte. Um den Blockträger in der Feldmitte zusätzlich zu entlasten, sind die Endbereiche am Widerlager mit Zugstäben rückverankert. Dadurch wurde eine geringere Bauhöhe in Feldmitte erzielt, die bei Hochwasser besonders durch Treibgut gefährdet ist. Die Kombination der beiden Materialien überzeugt aber auch in anderer Hinsicht: Durch die Verwendung des Naturstoffes Holz auf der einen Seite ist ein ökologisch-nachhaltiges Bauwerk entstanden, das sich optimal in die landschaftliche Umgebung einpasst. So sind in der Brücke ca. 112 m³ Holz, also ca. 112 t gespeichertes CO₂ verbaut. Die Verbindung mit Beton wiederum verleiht ihr eine besondere Belastbarkeit bei hohen Punktlasten, die der Schwerlastverkehr verursacht. Zudem bietet die Betonplatte dem darunterliegenden Holz einen idealen konstruktiven Schutz, wodurch sich die Lebensdauer mindestens verdoppelt – und ist ein Indiz für die ökonomische Nachhaltigkeit der Gesamtstruktur.



Flussquerung in Holz-Beton-Verbundbauweise
© Ingenieurbüro Miebach

Das Bauwerk ist als Dreifeldsystem konzipiert, dessen Querschnitt sich zur Mitte hin reduziert. Optisch sorgt der geschwungene Holzträger der Flussüberquerung für eine reizvolle Note. Die Formgebung macht auch den Kraftverlauf im Bauwerk sehr gut ablesbar, der an den Zwischenpfeilern hohe Stützmomente aufweist. Der Holzträger selbst besteht aus blockverleimten Brettschichtholz-(BSH-)Balken aus Fichte, der exponierte Handlauf des Geländers hingegen aus dem beständigen Accoyaholz. Die Fahrbahn ist oberseitig mit Gussasphalt abgedeckt, der Gehwegbereich mit Epoxidharz und Quarzsandeinstreuung behandelt. Bauherr war der Rhein-Sieg-Kreis, Siegburg, die Planung oblag dem Ingenieurbüro Miebach, Lohmar, und die Ausführung übernahmen Ingenieur-Holzbau Busmann GmbH, Schüttdorf, und Schaffitzel Holzindustrie GmbH + Co. KG, Schwäbisch Hall.

www.ib-miebach.de
www.schaffitzel-miebach.com



Holz in der Zug-, Beton in der Druckzone
© Ingenieurbüro Miebach



Fahrbahn aus Gussasphalt
© Ingenieurbüro Miebach

SCHAFFITZEL+MIEBACH
Faszination Brücken



Schaffitzel + Miebach Faszination Brücken GmbH

weitere interessante Holzbrücken auf www.schaffitzel-miebach.com

Sichere Schweißverbindungen dank Oerlikon Doppelhubbrücke Botlek bei Rotterdam

Die neue Doppelhubbrücke Botlek über die Maas bei Rotterdam ist eine der weltweit größten ihrer Art – und einmalig sind die technischen Innovationen, wobei Oerlikon Schweißtechnik, Eisenberg, einen wichtigen Beitrag zur Erfüllung der schweißtechnischen Aufgaben im Unterpulver-(UP-)Schweißen leistete: Die Blechdicke der Bauteile beträgt bis zu 90 mm bei Längen bis zu 23.000 mm, und bis zu 68 Lagen brachten die Schweißer hier im UP-Tandemverfahren ein. Die technologische und organisatorische Gesamtverantwortung trägt Eiffel Deutschland Stahltechnologie GmbH in Hannover. Die beiden Hubteile, die Brückenüberbauten, sind je ca. 90 m lang und 50 m breit. Einschließlich der Fahrbahnen und Schienen wiegen sie je rund 5.000 t. Ein Geh- und Fahrradweg, eine Landesstraße und die Bahnlinie bilden eine konstruktive Einheit, eine zweite nimmt die Autobahn A 15 auf. Auf eine Lebensdauer von mindestens 100 Jahren oder 900.000 Hubvorgänge ist die Brücke ausgelegt – doppelt so viel wie branchenüblich. Für die Tragwerke des Überbaus aus Stahl S 40 ML gelten hohe Anforderungen an die Materialien und die Schweißtechnologie: Obwohl zum Projektstart 2012 noch nicht bindend, setzte die Europeanorm EN 1090 den Mindeststandard. Während



Hubteile des Brückenbauwerks vor Fertigstellung
© Oerlikon Schweißtechnik GmbH

für Brückenbauwerke die Execution Class 3 üblich ist, liegt bei der Botlekbrücke Class 4 zugrunde. Das heißt, Eiffel darf ausschließlich Schweißzusatzwerkstoff mit einem 3.2-Zeugnis verarbeiten. Nach dieser Vorgabe hat die Oerlikon Schweißtechnik insgesamt 136 t UP-Pulver, UP-Draht-, Fülldraht- und Massivdrahtelektroden geliefert. Die eingesetzten Fügeverfahren waren über WPS/WPQRs (Schweißanweisungen) für jede Nahtform separat nachzuweisen. Unabhängige Experten sowie Prüfer des Auftraggebers kontrollierten das Einhalten sämtlicher Vorschriften.

Für den Stahl S 460 ist der hochwertige Schweißdraht Carbofil 1a von Oerlikon vorgegeben. Die Hubbrücke muss über ihre 100-jährige Lebensdauer hohen Beanspruchungen standhalten: Ihre beweglichen Teile sind innerhalb von 90 s um 31 m anzuheben und in 70 s abzusenken. Entsprechenden Qualitätsanforderungen müssen die Schweißverbindungen genügen. Zum Verbinden der Bleche der Konstruktion fanden die Schweißexperten die Lösung als Kombination unterschiedlicher Verfahren und Maßnahmen. Uwe Heiland, Geschäftsführer bei Eiffel, hebt die virtuell simulierte Fertigungsorganisation hervor: »Dies stellt bei Projekten und Unternehmen unseres Profils Neuland dar.« Eine Hauptrolle spielt das UP-Schweißen, so Fertigungsleiter Stephan Fabig: »Wir haben unsere Eindrahtportalanlage mit Unterstützung von Oerlikon in eine Tandemanlage umbauen lassen. So erreichen wir das erforderliche Volumen in einer statt in zwei UP-Lagen. Für alle Fahrbahnbleche ergibt das 25 km statt 50 km UP-Schweißlänge.«

www.oerlikon-welding.de



UP-Portalanlage zum Schweißen der Bleche
© Oerlikon Schweißtechnik GmbH

Ideale Lösungen für die Betonarbeitsfugen von Max Frank Kraftwerk Sohlstufe Lehen in Salzburg

Die Errichtung des Kraftwerks Sohlstufe Lehen in Salzburg, Gewinner des Europäischen Betonbaupreises 2014 in der Kategorie »Civil Engineering«, war aufgrund der Komplexität und außergewöhnlichen Architektur des Baukörpers mit enormen Herausforderungen an die Betontechnik verbunden. Um diese Anforderungen zu bewältigen, setzte die Arbeitsgemeinschaft »Kraftwerk Lehen« auf qualitativ hochwertige Produkte und erfahrene Partner.

Für den Bereich der Arbeitsfugen in der Bodenplatte und den Wehrpfeilern wurde deshalb Max Frank beauftragt: Das Unternehmen bot mit dem Produkt Stremaform® nicht nur eine technisch ideale Produktlösung für die Abstellung der Betonarbeitsfugen, sondern entwickelte gemeinsam mit den bauausführenden Firmen auch ein Konzept zur Gestaltung aller Fugen. Das heißt, durch die frühzeitig integrierte Fugenplanung wurden die Betonierabschnitte vorausschauend und übersichtlich terminiert und abgestimmt.



■ *Bauwerk in Sichtbetonqualität*
© Max Frank GmbH & Co. KG

Die Größe, Vielzahl und Komplexität der Arbeitsfugen bedingten hier eine Reihe von Sonderlösungen, welche von Max Frank speziell für das Projekt produziert wurden: Alle Abstellungen wurden passgenau und einbaufertig gefertigt, im Werk gekennzeichnet und einer eindeutigen Position im Bauplan zugewiesen.

Die Elemente wurden dann in Fugenabschnitte zusammengefasst palettiert und just in time nach Salzburg transportiert, wo ihr Einbau schließlich mit Unterstützung von Max Frank erfolgte.

www.maxfrank.de



Kompetenz für Schweißen und Schneiden



... denn die Haltbarkeit der Windenergieanlagen hängt maßgeblich von ihren Rund- und Längsschweißnähten ab. Deren Qualität und Sicherheit hängt maßgeblich von der Schweißtechnik und dem Schweißzusatzwerkstoff ab.

OERLIKON bietet die komplette Palette von leistungsfähigen Schweißzusatzwerkstoffen für alle anspruchsvollen Schweißanwendungen: von Elektroden über Fülldrähte bis zu Schweißpulvern und speziellen Zusätzen. Kostenfrei eingeschlossen ist immer das Know-how aus der System-, Verfahrens- und Gasekompetenz. Denn OERLIKON steht für die umfassende Kompetenz im Schweißen und Schneiden.



Mehr als 1000 m Schweißnaht
pro Turm verlangen Kompetenz ...

Mobile und flexible Systemlösung von Calenberg Ingenieure Effektiver Schallschutz bei Baumaßnahmen

Die Sensibilität gegenüber Baustellenlärm nimmt weiter zu. Gerade Baumaßnahmen der öffentlichen Hand werden zunehmend kritisch von der Bauaufsicht, den Bürgerinitiativen und Anwohnern betrachtet und Beeinträchtigungen des allgemeinen Wohlbefindens nicht mehr hingegenommen. Bauunternehmen fordern zudem Schallschutzlösungen, die die Ausführung nicht behindern und das Projektbudget nicht belasten. Mit den leichten und flexiblen Cisilent® Typ E bietet die Calenberg Ingenieure GmbH, Salzhemmendorf, indessen schon lange ein System an, das, an Baubehelfe und Gerüsten montiert, wirksamen Schallschutz ermöglicht. Eine Einschränkung in der Anwendung von Cisilent® Typ E für temporäre Anwendungen war bislang aber, dass Calenberg die Elemente nur zum Kauf anbieten konnte. Mit der Samiez Gerüstbau GmbH konnte nun ein Partner gefunden werden, der umfangreiche Leistungen im Bereich temporären Lärmschutzes auch zur Miete anbietet. Eines der ersten Projekte, das mit flexiblem Schallschutz als Leihsystem ausgerüstet wurde, war der Umbau des Hochbunkers in der Wielandstraße in Hamburg.



Hochbunkergerüst mit Cisilent®-Elementen
© Calenberg Ingenieure GmbH

Der Bunker liegt inmitten von Wohnhäusern und wurde entkernt, um neuen Wohnraum für die Hamburger zu schaffen. Den dort bereits Ansässigen war zugesichert worden, dass trotz des Einsatzes eines 32-t-Baggers auf dem Dach des Bunkers in ca. 20 m Höhe die Lärmbelastung unterhalb der gesetzlichen Grenzwerte bleiben würde. Um dieser Verpflichtung nachzukommen, arbeitete Herr Sperling, AVG-Nord GmbH, mit der Samiez Gerüstbau GmbH ein Konzept für den Lärmschutz während der Abbrucharbeiten aus: Samiez lieferte die Standardmodule ihres Gerüstsystems an die Baustelle, rüstete das Dach des Bunkers ein und befestigte die Cisilent®-Elemente fachmännisch an den Gerüststangen. Hilfreich erwies sich, dass Samiez als international tätiges Unternehmen über die statischen Nachweise für ihre Gerüstkonstruktion verfügt und damit die notwendigen Maßnahmen von Verankerungen über die Anordnung von Schwerlastankern bis hin zur notwendigen Ballastierung vorschlagen und realisieren kann. Danach begannen die Abbrucharbeiten mit schwerem Gerät, begleitet von der DMT Gründungstechnik GmbH, die mittels Schallpegelmessungen die Belastung der Anwohner kontrollierte. Durch die getroffenen Schutzmaßnahmen wurden die erlaubten Pegel so weit eingehalten, dass die vereinbarten Baulärm-Kriterien selbst während der Abbruchzeit von 8 h/d erfüllt wurden und überdies noch Spielraum für Eventualitäten verblieb. Nach Beendigung der Arbeiten hat Samiez die Gerüste und Cisilent®-Elemente wieder rückgebaut und für neue Einsätze vorbereitet.



Beginn der Abbrucharbeiten
© Calenberg Ingenieure GmbH



Abschirmung von Schotterstopmaschinen
© Calenberg Ingenieure GmbH



Veröffentlichung der Messergebnisse
© Calenberg Ingenieure GmbH

Aber Schallschutz an Baustellen bedeutet nicht immer den Einsatz von vielen Quadratmetern Cisilent®, wie das nächste Beispiel zeigt. So spielt in einem dichtbesiedelten Land wie Japan Schallschutz eine immer größere Rolle. Deshalb suchte die Japanische Bahn nach Möglichkeiten, die Belastung der Anwohner infolge von Unterhaltungsarbeiten an dem Streckennetz zu mildern. JR Nagano hat dazu ein Forschungsprojekt aufgelegt, bei dem Calenberg gebeten wurde, mobile Schallschutzmaßnahmen an Schotterstopmaschinen vorzuschlagen. In Zusammenarbeit zwischen der Japanischen Bahn und Calenbergs Partner NOVOTan Japan entstand eine Abschirmung aus Cisilent® Typ E, die eng um den Rüttler montiert wurde, ohne dass die Mobilität der Maschine eingeschränkt wurde. Natürlich wurde die Effizienz durch Messungen überprüft. Das Ergebnis hat JR Nagano in Form einer Mitteilung an andere Dienststellen veröffentlicht: Der

Luftschall, der beim Einsatz der Maschine entsteht, wurde um ca. 38 dB reduziert, was eine erhebliche Entlastung der Anwohner entlang der Ertüchtigungsstrecke bedeutet. Maßnahmen zum wirksamen Schutz der Anwohner müssen also nicht zwangsläufig teuer und aufwendig sein, wie das Beispiel belegt.

Auch in Deutschland wird das Prinzip verfolgt, und es zeichnen sich Resultate ab. Die Franki Grundbau GmbH & Co. KG suchte beispielsweise eine Lösung, wie sich der Lärm, den eine ihrer Pfahlrammmaschinen während des Einsatzes abstrahlt, wirkungsvoll reduzieren lässt. So hat Herr Hemmerle, der Verantwortliche für die Maschinenteknik bei Franki Grundbau, mit der Firma Kaldeweide die faltbare Cisilent®-Bahn entwickelt, die auf dem fünften Foto zu sehen ist: Sie wird mit dem Rammhären hochgezogen und sinkt mit dem Rammfortschritt ab. Ihre überschüssige Länge wird zudem gleich auf einer Palette gestapelt und steht sofort wieder für einen neuen Einsatz bereit. Das Ergebnis der Messungen während des Testbetriebes war so überzeugend, dass Franki Grundbau die



■ Cisilent®-Bahn für Pfahlrammmaschinen
© Calenberg Ingenieure GmbH

Mit dem Angebot, Cisilent® Typ E inklusive des Gerüsts mieten zu können, sind die Möglichkeiten, effektiven Schallschutz im Zuge von Baumaßnahmen zu gewährleisten, deutlich gestiegen. Auch dass Schallschutz nicht immer aufwendig und großflächig ausfallen muss, zeigen die Beispiele. Calenberg und seine Partner beweisen wieder einmal, dass technisch hochwertige Lösungen durchaus einfach zu realisieren sind.

www.calenberg-ingenieure.de

Idee weiter vorantreiben möchte. Die Gespräche zwischen beiden Firmen sind bereits intensiviert worden.



**Calenberg
CISILENT® Lärmschutzwand**

Flexible Lösungen für mobile und stationäre Lärmschutzwände für den Innen- und Außenbereich.



Lärmschutz leicht gemacht

Flexible Lösungen für jedes Projekt

- mobile und stationäre Lärmschutzwände, Einhausungen und Vorhangsysteme
- Schalldämm-Maß bis 25 dB
- Schallabsorption, Einstufung „hoch absorbierend“
- hohe Lebensdauer
- geringes Gewicht, leichter Transport, einfache Montage

Calenberg Ingenieure GmbH · Am Knübel 2-4 · 31020 Salzhemmendorf
Tel. 0049 (0) 5153 / 9400 - 0 · Fax 0049 (0) 5153 / 9400 - 49
info@calenberg-ingenieure.de · www.calenberg-ingenieure.de

European Technical Approval für Maurer Wellenfuge mit CE-Zeichen

Die CE-Kennzeichnung für Dehnfugen war zwar noch nicht Pflicht, und eine abgestimmte Leitlinie fehlte ebenfalls noch, aber Maurer fackelte in dieser Umbruchsituation nicht lange und beantragte die erste Europäische Technische Zulassung bzw. European Technical Approval (ETA) nach Zulassungsleitlinie ETAG 032 für Dehnfugen aus Stahl und Elastomer. Dafür sind ganz andere Nachweise zu führen und höhere Anforderungen zu erfüllen als nach dem Verfahren der Regelprüfung für eine Zulassung in Deutschland. Zudem bleibt zwar das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) als Prüfinstitut, doch nach der Erstprüfung geht der Antrag an alle anderen europäischen Zulassungsstellen: Maurer hatte seine Hausaufgaben gemacht, und die Wellenfuge XW1, ein wichtiges Produkt unter den Maurer Dehnfugen, wurde zugelassen. Nun tragen XW1-Dehnfugen mit Fertigung in München, Bernsdorf und Torballi das CE-Zeichen.

Die XW1 ist nicht irgendeine Fuge, sondern geht mit ihrer Wellenform einen völlig neuen Weg: Sie überbrückt als einprofilige Fuge einen größeren Spalt als herkömmliche gerade Fahrbahnübergänge und ist zugleich geräuschärmer. Um dies eindeutig zu beweisen, baute Maurer zusammen mit der Universität der Bundeswehr München eine Versuchsstrecke für Lärmmessungen, die von der Müller-BBM GmbH durchgeführt wurden. Verglichen wurde die XW1 mit einer Dehnfuge nach Richtzeichnung ÜBE1 (D80) sowie derselben mit aufgeschraubter Lärmschutzabdeckung (XL1). Der Versuchsaufbau orientierte sich an dem Verfahren der »Kontrollierten Vorbeifahrten« gemäß den österreichischen Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen, RVS 15.04.52, »Schalltechnische Beurteilung von Fahrbahnübergängen«. Die Fugen wurden bei vier verschiedenen Geschwindigkeiten überfahren: 60 km/h, 80 km/h, 100 km/h und 120 km/h. Die Lärmmessungen erfolgten 30 m vor der Dehnfuge und direkt am Übergang. Wenn die Differenz der Pegel an den beiden Messpunkten kleiner ist als 2 dB (A), gilt eine Fuge als geräuscharm. Die Ergebnisse sind eindeutig: Die XW1 ist geräuscharm, und sie ist leiser als die D 80 und die XL1.

Hauptgrund dafür ist das wellenförmige Profil: Der maximale Lärmpegel beim Überfahren einer Dehnfuge entsteht, wenn beide Räder gleichzeitig in einem rechten Winkel auf sie treffen. Genau dieses Maximalereignis wird bei den Wellen zum Ausnahmefall: Die Räder treffen selten gleichzeitig auf, und sie treffen meist auf eine schräge Kante. Da beim Überfahren der XW1 verschiedene Auftreffszenarien entstehen, wurden bei ihr doppelt so viele Vorbeifahrten gemessen wie bei den Vergleichsfugen. Interessant waren die Details der Messreihen. Entscheidende Bedeutung bei der Geräuschminderung hat nicht nur die Geometrie der Fuge, sondern auch der Einbau. Ist der anschließende Asphalt um 5 mm erhöht, wie es den gültigen Vorschriften entspricht, gibt das eine Kante und eine messbar höhere Lärmemission. Hier erweist sich die XW1 als deutlich gutmütiger gegenüber den in der Realität üblichen Asphaltüberhöhungen. Eindeutig überlegen ist die XW1 darüber hinaus der XL1 mit aufgeschraubten, gezackten Lärmschutzplatten. Der Grund dafür liegt nicht nur im rechtwinkligen Aufprall, sondern auch in der Breite des »Störungsbereichs«: je breiter, desto mehr Überfahrgeräusche, da sich die Reifen beim längeren Überrollen stärker verformen. Die XL1 ist doppelt so breit und schneidet hier schlechter ab als die XW1 und auch als die D 80.

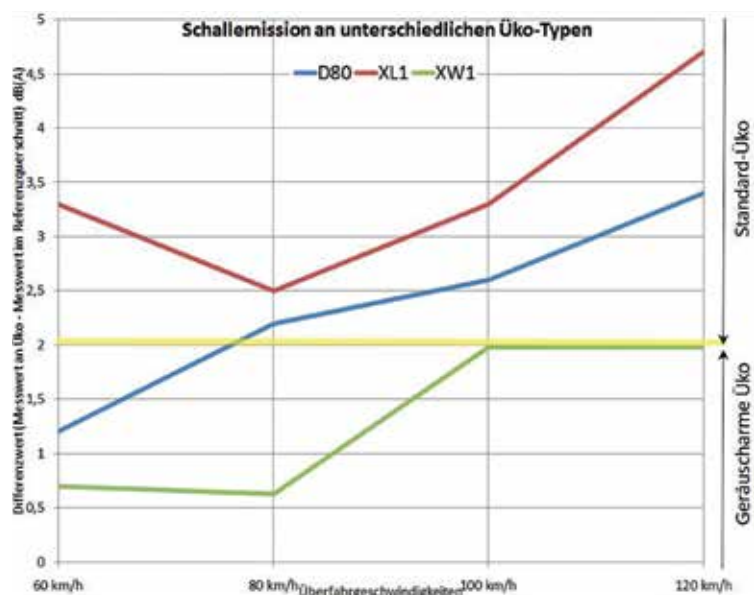
www.maurer.eu



Deckblatt der neuen ETA-13/0232 © Maurer AG



Messstand mit drei verschiedenen Dehnfugen © Maurer AG



Messkurvenvergleich: Grenzwert für »lärmgemindert« (gelb) und Werte für XW1 (grün) © Maurer AG

Überzeugende Schwingungstilger von KTI Strukturdämpfung von Konstruktionen



■ Wilhelm-Kaufmann-Steg kurz vor Fertigstellung
© KTI Schwingungstechnik GmbH

Fußgängerbrücken und Gebäudestrukturen sind schwingungsanfällige Systeme und können durch Personen oder andere äußere Einflüsse in unerwünschter Weise angeregt werden. Treten unerwünschte Schwingungen auf, lässt sich als Maßnahme die Konstruktion durch bauliche Änderungen versteifen. Oftmals ist eine derartige Versteifung aber nicht gefragt oder zu aufwendig.

In solchen Fällen werden zur Reduzierung unerwünschter Schwingungen Tilger eingesetzt. Dabei handelt es sich um eine auf Stahlfedern schwingend gelagerte Masse in Kombination mit einer viskosen Dämpfung. Diese Schwingungstilger werden an Stellen der größten Schwingungen in der Konstruktion untergebracht, zum Beispiel bei einfachen Balkenbrücken in deren Mitte. Durch den Tilger wird die Strukturdämpfung der Konstruktion erhöht. Hierdurch wird zum einen die Amplitude der angeregten Schwingungen deutlich reduziert, zum anderen klingen die Schwingungen schnell ab. Im österreichischen Salzburg wurde der Wilhelm-Kaufmann-Steg, eine 95 m lange Fußgängerbrücke, über die Salzach errichtet. Durch den Personenverkehr hätte die Brücke zu unerwünschten Schwingungen angeregt werden können, weshalb zu deren Reduzierung der Einbau von Schwingungstilgern vorgesehen wurde.

Die Firma KTI Schwingungstechnik GmbH aus Mettmann hat hierzu drei Schwingungstilger von je ca. 2,70 t mit einer kombinierten viskosen Dämpfung geliefert. Bei der 130 t schweren Schrägseilbrücke sollten zwei Eigenformen bedämpft werden. So wurden zwei Tilger für eine Brückenfrequenz von 2,50 Hz ausgelegt und einer für 1,50 Hz.

Durch die Schwingungstilger wurde die Strukturdämpfung der Brücke von 0,30 % auf 3,80 % erhöht, so dass ein unzulässiges Aufschwingen der Brücke durch Personenverkehr verhindert wird. Bauwerke können auch von Maschinen und Anlagen zu unerwünschten Schwingungen angeregt werden. So hatte eine Anlage aus der verarbeitenden Industrie eine Zwischendecke zu deutlichen Schwingungen mit 9,20 Hz angeregt, was zu einer Beeinträchtigung ihrer Dauerhaltbarkeit geführt hätte. Als Maßnahme hatte KTI mehrere Schwingungstilger von je ca. 3,50 t Gewicht geliefert und auf der Gebäudecke platziert. Durch die Tilger wurden die Schwingungen um 72 % reduziert. KTI Schwingungstilger überzeugen durch geringe Kosten und die individuelle Ausführung für den jeweiligen Anwendungsfall. Sonderlösungen sind aber ebenfalls eine Stärke von KTI. So wurden Schwingungstilger für kippbare Arbeitsbühnen für die Luftfahrtindustrie entwickelt.



■ Tilger für den Wilhelm-Kaufmann-Steg
© KTI Schwingungstechnik GmbH



■ Tilger auf Zwischendecke
© KTI Schwingungstechnik GmbH



■ Tilger für kippbare Arbeitsbühne
© KTI Schwingungstechnik GmbH

www.kti-schwingungstechnik.com



KTI Schwingungstechnik GmbH
Tel.: 02104-8025 75 / Fax: 02104-8025 77
info@kti-trautmann.com / www.kti-trautmann.com



Ihr Spezialist für Schwingungstilger
für Brücken / Gebäudedecken / Bühnen

Unser Leistungsspektrum
Federlager / Rohrleitungsdämpfer
Messungen / Engineering

Vorgefertigte Aluminiumbrücke von Peter Maier Leichtbau Neubau einer Wupperquerung bei Solingen

Da die sogenannte Juckelbrücke, die zwischen den nordrhein-westfälischen Städten Leichlingen und Solingen über die Wupper führt, nicht mehr standfest war, musste sie für den Verkehr gesperrt und schließlich abgerissen werden. Um die Einschränkungen für den Freizeitsport durch eine kurze Bauzeit möglichst gering zu halten, entschieden sich die Verantwortlichen beim Neubau gegen eine Brücke in Ortbetonbauweise und stattdessen für eine Aluminiumbrücke, die nahezu wartungsfrei ist. Die Fachwerktrögbrücke mit einer Nutzlast von 500 kg/m², die bis zum Schulanfang 2014 fertiggestellt sein sollte, wurde von den Experten der Peter Maier Leichtbau (PML) GmbH parallel zu den Baumaßnahmen vor Ort im Werk vormontiert und innerhalb weniger Stunden am vorgesehenen Standort auf die Widerlager gesetzt. Dadurch reduzierten sich sowohl die Baukosten als auch die Sperrzeit des Wasserweges deutlich. Rund vier Monate nach Baubeginn wurde die Brücke Mitte August 2014 schließlich für den Geh- und Radverkehr geöffnet. Durch den bronzefarbenen eloxierten Oberbau und die filigrane Fachwerkstruktur fügt sie sich zudem harmonisch ins Landschaftsschutzgebiet ein.

Im Februar 2012 wurde die damalige, mittlerweile 90 Jahre alte Juckelbrücke sowohl für Fußgänger und Radfahrer als auch wasserseitig für den Freizeitsportverkehr gesperrt. Untersuchungen der alten Bausubstanz ergaben, dass sie nur mit hohem Aufwand hätte saniert werden können, vor allem da die alten Gründungen sich nicht für einen neuen Brückenüberbau hätten nutzen lassen. Ihr Abriss war somit unumgänglich.

Die Verantwortlichen entschieden sich gegen eine neue Brücke in Ortbetonbauweise, da schon der Oberbau der alten Betonbrücke nur bedingt in die unbebaute Flusslandschaft der Wupper passte und die Realisierung einer Querung aus Beton zudem mit einem erheblichen Aufwand und einer relativ langen Bauzeit verbunden gewesen wären. Die Wahl fiel stattdessen wegen des besonders geringen Wartungsaufwands des Materials auf ein Aluminiummodell: eine Fachwerktrögbrücke mit einem Gehbelag aus Aluminiumplattformen, der mit Polyurethan rutschfest beschichtet ist.



Fachwerktrögkonstruktion mit Gehbelag aus Aluminiumplattformen
© Technische Betriebe Solingen

Der Baubeginn erfolgte Anfang Mai 2014. Da die Baumaßnahme in einem Landschaftsschutz- sowie in einem Flora-Fauna-Habitat-(FFH-)Gebiet liegt, mussten verschiedene Auflagen zum Wasser- und Landschaftsschutz erfüllt werden. Darüber hinaus stellte der Abriss der alten Brücke aufgrund des nicht eindeutig bestimmbar Zustands des Stahlbetons eine besondere Herausforderung hinsichtlich des Gewässer- und Arbeitsschutzes dar.

Parallel zu den Arbeiten auf der Baustelle wurde der Oberbau im Werk in zwei Einzelteilen komplett vorgefertigt und schließlich am 31. Juli 2014 vor Ort mit einem Autokran innerhalb weniger Stunden passgenau auf die neuerrichteten Betonfundamente gesetzt. So konnten Bauzeit und somit Kosten eingespart sowie die Einschränkungen des Wasserwegs für Kanuten durch die geringen Bautätigkeiten über dem Fluss wesentlich geringer gehalten werden. Der Oberbau der neuen Zweifeldbrücke wiegt dank des Materials Aluminium nur ca. 11 t bei einer reduzierten Länge von ca. 47 m. Zur besseren Einbindung in die Landschaft und zum Schutz der Oberflächen wurde die Brücke bronzefarben eloxiert. Das Eloxal ist im Gegensatz zu Lack ein integraler Bestandteil des Materials: Bei Lack ist es möglich, dass es zu Rissen oder Abplatzungen kommt. Dringen dort Partikel ein, führt das meist zu Korrosion. Bei der neuen Brücke über die Wupper kann das jedoch nicht passieren, die Eloxierung sorgt für die Langlebigkeit und damit für eine hohe Rentabilität der Konstruktion.



Bronzefarbene Eloxierung aller Oberflächen
© Technische Betriebe Solingen



Einheben der komplett vorgefertigten Segmente
© Technische Betriebe Solingen

www.pml.de

Innovatives Planungswerkzeug von Graitec Intelligente Lösung für den Brückenbau



■ Berechnung von Brückenbauwerken aller Kategorien
© Graitec Innovation GmbH

Advance Bridge von Graitec ist ein hochinnovatives Planungswerkzeug zum Erstellen von Brückenbau-Statiken (Ein- und Mehrfeldsysteme). Die Software berechnet Straßen-, Fuß- bzw. Radweg- und Bahnbrückenbauwerke, wobei alle notwendigen Nachweise gemäß den DIN-Fachberichten und nach den nationalen Anwendungsdokumenten zu den Eurocodes geführt werden. Die Software ist für den Neubau und die Nachrechnung von Brückenbauwerken verwendbar. Zur Auswahl stehen Stahlbeton-, Spannbeton- und Stahlverbundsysteme.

Advance Bridge revolutioniert die Brückenplanung und entlastet sie radikal beim Ausführen von Standardaufgaben.

Neue Werkzeuge wurden mit den Vorteilen der modellbasierenden 3-D-Arbeitsweise zu einem überzeugenden Gesamtkonzept kombiniert. Ein integrierter Brücken-Assistent erzeugt nach den Angaben des Anwenders ein vollständiges räumliches Brückenmodell. Minimale Eingaben, automatisierte Werkzeuge, das intelligente Vernüpfen von Daten und eine optimierte Benutzeroberfläche ermöglichen, den Kostendruck im Ingenieurbüro deutlich zu verringern. Das Ergebnis sind eine enorm gesteigerte Produktivität und eine verkürzte Bearbeitungszeit von Brückenbauplanungen und -prüfungen. Die Ausgabe als Word-Dokument erfolgt wahlweise nach Heft 504 oder nach ZTV-ING (2012:12) – mit allen erforderlichen Daten und Graphiken.

www.graitec.de

Testpaket anfordern unter:
Tel: +49 (0)30 / 983216880

Komplettlösung für die Brückenplanung

Mit Advance Bridge Software berechnen Sie Straßen-, Fuß-/Radweg- und Bahnbrückenbauwerke schnell und intuitiv.

- Voll parametrisierte 3D Modellbildung
- Integrierte Gründungsnachweise
- Generierung von Lastmodellen gemäß DIN FB und EC
- Neubau oder Nachrechnung von Brücken



GRAITEC
ADVANCE
Bridge

GRAITEC

Graitec Innovation GmbH · Essen
Tel: +49 (0)201 / 647297-50 | info.germany@graitec.com | www.graitec.de

Vielseitiges Windows-Tablet von exone Arbeitsgerät für raue Umgebungen

Wenn andere sich angewidert abwenden, kommt es erst richtig in Fahrt: Das Pokini Tab A 8 von Exone, eine Art »Dreckbär« unter den Windows-8-Tablets, fühlt sich in Schmutz und Staub nachgerade pudelwohl. Speziell entwickelt und konstruiert für den Einsatz in rauer Umgebung, ist es zweifelsohne das ideale Arbeitsgerät auf und für Baustellen und alle sonstigen Orte, an denen es nicht unbedingt zimperlich zugeht.

Gleichzeitig gewährleistet der neueste Intel Atom Quad-Core-Prozessor volle Leistung, 2-GB-Arbeitsspeicher und ein 64-GB-Flash-Speicher bieten zudem reichlich Geschwindigkeit und Platz für sämtliche Anforderungen. Und: Das Pokini Tab A 8 ist optisch ansprechender und mit ca. 500 g überdies deutlich leichter als klassische Ruggedized Tablets.



■ Baustellen als (idealer) Einsatzort
© exone GmbH

Dennoch oder eben genau deshalb lässt sich der kapazitive Touchscreen sogar mit Arbeitshandschuhen flüssig bedienen. Seine Verarbeitung entspricht der Schutzklasse IP 65, das heißt, es ist absolut staubdicht und rundum geschützt gegen Spritzwasser. Einen Sturz aus 1 m Höhe übersteht es generell unbeschadet; geschützt mit dem »Rugged Frame«,

der als Zubehör erhältlich ist, sind sogar Fallhöhen bis zu 1,80 m kein Problem. Und dank einer Akkulaufzeit von 8–10 h bei Belastung macht das Pokini Tab auch während eines harten Wochentages nicht schlapp.

www.pokini.de
www.exone.de

Neuentwickelte (externe) Speicherlösungen von Buffalo Hohe Sicherheit plus rasante Datenübertragung

Die MiniStation DDR (HD-PGDU3) von Buffalo Technology gehört zu den weltweit schnellsten externen HDD-Festplatten und gewährleistet zugleich eine hohe Zuverlässigkeit – dank Verschlüsselung und einem stoßfesten Gehäuse, das die auf der Festplatte gespeicherten Daten auch bei Erschütterungen und versehentlichem Fallenlassen schützt. Bei der mit dynamischem Random Access Memory ausgestatteten MiniStation DDR müssen die Anwender also nicht länger zwischen Geschwindigkeit und Kapazität wählen, denn sie bietet eine Datenübertragungsrate im High-Speed-Modus, der vergleichbar mit einer SSD ist, aber ohne Kompromisse bei Kapazität und Preis. Die mit Windows und Mac compatible Neuentwicklung ist mit 500 GB oder 1 TB erhältlich – und überträgt 1.000 Bilder innerhalb von nur 3,50 s und damit 2,30-mal schneller als ein gewöhnliches USB-3.0-Speichergerät. Mit einer Transferrate von 5 GB/s via USB-3.0 schreibt und liest sie zudem Medieninhalte, wobei LEDs auf der Vorderseite Auskunft über ihren Energiezustand geben.



■ »Schnelle« Festplatten mit zweifachem Schutz
© Buffalo Technology (UK) Ltd.

Die schmale und leichte MiniStation Safe wiederum schützt Daten auf zweifache Weise: Zum einen mit dem stoßfesten Gehäuse, zum anderen mit der Lock-and-go-Funktion, was bedeutet, dass sich Daten auf Computer und Laptop mit Mac- oder Windows-Betriebssystem schnell und einfach mit einem Passwort schützen lassen. Für zusätzliche Sicherheit sorgt darüber hinaus die 128- oder 256-B-Softwareverschlüsselung, die den

Standards des US-Militärs entspricht. Die MiniStation Safe ist mit einer Kapazität von 500 GB bis 2 TB lieferbar, erstere Version kann auch in Rot die andere nur in Schwarz erworben werden. Ausgestattet mit DDR3-Technologie punktet sie überdies mit einer Schnittstellengeschwindigkeit von 5 GB/s und schneller Datenübertragung dank USB 3.0.

www.buffalo-technology.de

Maßstabsetzende Veranstaltung und Bauwerke

Bayerischer Ingenieuretag mit Ingenieurpreisverleihung

Glückliche Preisträger, spannende Vorträge und ein neuer Rekord: Das war der 23. Bayerische Ingenieuretag 2015 in München, an dem ca. 1.000 Gäste aus Bau, Politik und Gesellschaft teilnahmen, wobei die Veranstaltung am 23. Januar unter dem Motto »Ingenieure setzen Maßstäbe« stand.

»Der 23. Bayerische Ingenieuretag war für uns ein voller Erfolg«, so Dr.-Ing. Heinrich Schroeter, Präsident der Bayerischen Ingenieurekammer-Bau. »Wir hatten mit Prof. Dr. Julian Nida-Rümelin, Dipl.-Ing. Hermann Tilke und Ministerialdirektor Dipl.-Ing. Helmut Schütz von der Obersten Baubehörde großartige Referenten. Zudem haben wir drei Ingenieure, die herausragende Projekte geplant und realisiert haben, mit dem Ingenieurpreis 2015 ausgezeichnet. Und mit rund 1.000 Gästen haben wir auch noch einen neuen Besucherrekord aufgestellt.«

Was bedeutet gute berufliche und akademische Bildung heute für uns und für unsere Zukunft? Mit dieser Frage setzte sich Prof. Dr. Julian Nida-Rümelin, Philosophieprofessor an der Ludwig-Maximilians-Universität München, in seinem Vortrag auseinander, während Dipl.-Ing. Hermann Tilke anschließend zeigte, dass die deutsche Ingenieurskunst nicht nur in der Formel 1 Weltklasse ist, sondern auch beim Bau von Rennstrecken und anderen Großprojekten.

Nach den Referenten rückten die Preisträger des Ingenieurpreises 2015 und deren herausragende Leistungen in den Mittelpunkt des Interesses. Mit dem mit 6.000 € dotierten ersten Preis wurden hier Dr. Schütz Ingenieure, Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH, Kempten, für die Erneuerung des Wertachtalübergangs bei Nesselwang ausgezeichnet: Durch einen neuentwickelten Bauvorgang waren der gleichzeitige Ver- bzw. Einschub des neuen und der Ausschub des alten Überbaus möglich. Dazu kommt, dass die wegen Schonung des Tals und der Weiterverwendung der Unterbauten gewählte Methode entscheidend zur Umweltverträglichkeit und Nachhaltigkeit des Gesamtvorhabens beigetragen hat. Der zweite Preis und damit 4.000 € gingen an inrotec Ingenieurbüro für Innovative. Rohr. Technologien GmbH aus Markt Erlbach in Mittelfranken für die Neuerrichtung der Schiffsanlegestelle für die Regensburger Kristallflotte. Planungsziel war dabei, trotz der starken Wasserstandschwankungen der Donau ein neues System aus Trag- und Schwimmdalben zu konzipieren, das ohne Einschränkungen funktioniert, möglichst keine Geräusche erzeugt und vor allem auch die Silhouette des Unesco-Weltkulturerbes nicht beeinträchtigt. Einen Sonderpreis erhielt zudem die AJG Ingenieure GmbH aus München für die Planung der Überdachung eines Großmengenwertstoffhofes in München und insofern für eine Lösung, die in der Form nur durch das kongeniale Zusammenwirken von Bauherr und Tragwerkplaner verwirklicht werden konnte.

www.bayerischer-ingenieuretag.de
www.bayika.de



Erster Preis: Erneuerung des Wertachtalübergangs
 © Dr. Schütz Ingenieure



Zweiter Preis: Errichtung einer Schiffsanlegestelle in Regensburg
 © inrotec Ingenieurbüro für Innovative. Rohr. Technologien GmbH



Sonderpreis:
 Überdachung eines Großmengenwertstoffhofes in München
 © AJG Ingenieure GmbH



Veranstaltung mit (neuem) Besucherrekord
 © Birgit Gleixner/Bayerische Ingenieurekammer-Bau



Auszeichnung für hervorragende Lösungen
 © Birgit Gleixner/Bayerische Ingenieurekammer-Bau

Forschungs- und Entwicklungsprojekt an der ETH Zürich Früherkennung von Korrosion durch Roboter

Über 3.500 Autobahnbrücken existieren in der Schweiz – und sind (größtenteils) durch Korrosion gefährdet, also durch die Zerstörung des Bewehrungsstahls im Beton aufgrund von eindringendem Chlorid aus dem Tausalz oder die Neutralisation des Betons durch CO₂ aus der Atmosphäre.

Zusammen mit einem Forscherteam entwickelte Bernhard Elsener, Professor am Institut für Baustoffe der Eidgenössischen Technischen Hochschule (ETH) Zürich, deshalb schon vor 25 Jahren eine Technologie, um die Korrosion frühzeitig zu erkennen. Das heißt, sie befestigten eine Elektrode auf einem Rad und fuhren damit über die Oberfläche des Stahlbetons, wobei der Sensor das unterschiedliche elektrische Potential des geprüften Stahlbetons misst: Größere Differenzen bedeuten, dass die Bewehrung des Betons hier bereits begonnen hat zu korrodieren. Jene Technologie, die Potentialfeldmessung, wird bereits seit längerem erfolgreich angewandt, hat aber das Problem, dass die Radelektrode an einem Stock befestigt und mit der Hand geführt werden muss.

Um es nun zu lösen, schloss sich das Institut für Baustoffe mit dem Institut für Robotik und Intelligente Systeme zusammen und bildete ein Projektteam – mit dem Ziel, einen Roboter zu entwickeln, der in der Lage ist, Korrosion im frühesten Stadium sowie an für Menschen unzugänglichen Stellen aufzuspüren. Die Fortbewegung dieses Roboters basiert auf der sogenannten Vortex-Technologie: Auf seiner Unterseite ist eine Art Propeller angeordnet, der sich so schnell dreht, dass der Roboter durch den entstehenden Unterdruck an Wänden und Decken angesaugt wird und sich mit Hilfe seiner Räder fortbewegen kann. Die Elektrode wiederum befindet sich auf der Unterseite des Roboters und misst die Potentialdifferenz des Stahlbetons, während sich der Roboter auf dem Bauwerk fortbewegt. Zudem montierten die Ingenieure eine rosa Kugel auf der Oberseite des Roboters, damit ihn Kameras leicht erfassen und die Forscher ihn somit orten und besser steuern können.

Bis zum Ende des Projekts Mitte 2015 soll der Roboter die Fähigkeit aufweisen, jegliche Hindernisse selbst zu erkennen und zu umfahren. Außerdem wollen die



■ Detektion mittels selbstfahrenden Geräts
© ETH Zürich

Forscher die manuelle Steuerung des Roboters durch ein Navigationssystem ersetzen, welches ihn autonom werden lässt. Und sie sind daran, eine Software zu programmieren, welche die vielen Messdaten zum überwiegenden Teil selbst auswertet.

www.ethz.ch

Entwicklungsprojekt von Partnern aus Industrie und Forschung Automatische Absicherung auf Bundesautobahnen

Nach kontinuierlicher Einführung der verschiedensten Assistenzsysteme in Kraftfahrzeugen sind das hoch- und vollautomatisierte Fahren der nächste bedeutsame Schritt in der entsprechenden technologischen Weiterentwicklung. Vor ebenjenem Hintergrund wird nun ein Zusammenschluss von acht Partnern aus Industrie, Forschung und einem Straßeninfrastrukturbetreiber unter dem Namen »aFAS« ein Absicherungsfahrzeug, welches vollautomatisch langsam hinter beweglichen Baustellen (Wanderbaustellen) herfährt, entwickeln und im Straßenbetrieb unter realen Bedingungen testen: aFAS steht dabei für »automatisch fahrerlos fahrendes Absicherungsfahrzeug für Arbeitsstellen auf Bundesautobahnen«.

Das von der Bundesregierung mit insgesamt ca. 3,40 Mio. € geförderte und über vier Jahre laufende Projekt untersucht erstmalig die technische Machbarkeit eines fahrerlos und vollautomatisch fahrenden Fahrzeugs im Straßenverkehr. Ziel ist es, durch diese Entwicklung eines Lkws mit Absperrtafel, der unbemannt vollautomatisch funktioniert, die Sicherheit, insbesondere auch des Betriebspersonals, zu erhöhen. Der Prototyp soll unter realen Bedingungen auf dem Seitenstreifen von Autobahnen getestet werden.

Das Vorhaben stellt die Projektpartner aufgrund des fahrerlosen Betriebs vor große Herausforderungen – vor allem in puncto funktionaler Sicherheit des Fahrzeuges und Qualität der Fahrzeugtechnik, denn Lenk- und Bremssystem, Sensorik, Umfelderkennung und steuernde Softwarekomponenten müssen strenge Kriterien erfüllen, wobei eine weitestgehende Verwendung von Serienkomponenten vorgesehen ist.

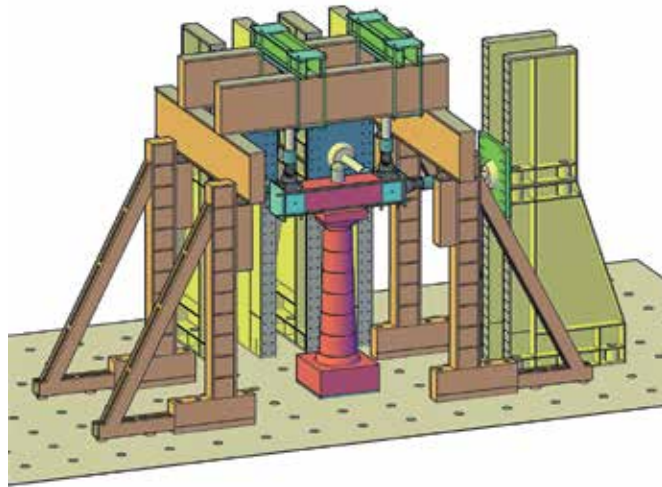
Es beteiligen sich folgende Unternehmen und Institutionen: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement, Hochschule Karlsruhe, MAN Truck & Bus AG, Institut für Regelungstechnik der Technischen Universität Braunschweig, TRW Automotive GmbH, WABCO Vertriebs GmbH & Co. KG und ZF Lenksysteme GmbH.

www.albrechtconsult.com

Exemplarische Untersuchungen an der Universität Kassel Erdbebenschutz für historische Bauwerke

Forscher der Kasseler Universität entwickeln ein Computermodell, welches das Verhalten antiker Bauten bei Erdbeben simuliert: Ihre Erkenntnisse sollen den Einsatz wirkungsvoller und denkmal-schutzgerechter Techniken ermöglichen, die bei einem Beben die Bauten vor dem Einsturz bewahren.

Für das von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) geförderte Projekt von Prof. Dr.-Ing. Uwe Dorka, Leiter des Fachgebiets Stahl- und Verbundbau am Kasseler Institut für konstruktiven Ingenieurbau dient der Neptun-Tempel im italienischen Paestum als Referenzobjekt. Er wurde daher zunächst vermessen und sein Untergrund gescannt, um Daten zu gewinnen, die dann in ein erstes virtuelles Modell eingeflossen sind. Das allein reichte jedoch nicht aus, um realistische Aussagen zum Verhalten eines solchen Bauwerks zu treffen. Die Kasseler Forscher bauten deshalb, um etwa ein Drittel verkleinert, eine Säule aus dem Tempel nach, die sich dank einer speziell entwickelten Versuchstechnik online an das virtuelle Modell koppeln lässt. Das heißt, die nun während einer Erdbebensimulation an der Säule gemessenen Kräfte und Verschiebungen wirken zeitgleich auf das virtuelle Modell und umgekehrt. Säule und Modell reagieren also als eine Einheit auf das im Labor erzeugte Beben, was ermöglicht, dass die digitalisierte Versuchssäule jede beliebige Säule im Computer-Modell zu ersetzen vermag. So können verschiedene Varianten durchgespielt werden, wobei eine schrittweise



■ Versuchsaufbau mit Säule
© Universität Kassel

Anpassung der virtuellen Säulen erfolgt, damit sie sich wie die reale Versuchssäule verhalten. Am Ende steht ein Tempel-Modell, mit dem man realitätsnah arbeiten kann.

Die Simulation antiker Bauten soll zudem die Erkenntnis liefern, ob es sinnvoll ist, sogenannte Tendon-Systeme für den Erdbebenschutz griechischer Tempel zu nutzen. Bei dieser Technologie werden meterlange dünne Stahlstangen senkrecht in die von den antiken Steinmetzen während des Herstellungsprozesses bereits eingearbeiteten Längsbohrungen der Säulentrommeln eingeführt. Solche Stahlstangen wirken ähnlich wie die Sehnen in unserem Körper und sorgen

dafür, dass sich das Gebäude bei Erdbeben in alle Richtungen kontrolliert bewegt, ohne einzustürzen. Das bedeutet, Tendon-Systeme greifen die Bausubstanz nicht an und verändern auch nicht die ursprüngliche Statik, sie sind zudem leicht und ohne Schaden entfernbar. »Tendon-Systeme könnten auf ideale Weise die Anforderungen an Erdbebensicherheit und Denkmalschutz miteinander verbinden«, so Dorka. »Wir müssen sie allerdings noch besser verstehen, um sie richtig einsetzen zu können. Daran arbeiten wir.«

www.uni-kassel.de

Veranstaltung der Bayerischen BauAkademie Baumaschinentag 2015 in Feuchtwangen

Die Branche der Baumaschinenhersteller trifft sich 2015 vom 8. bis 10. Mai in Feuchtwangen an der Bayerischen Bau-Akademie. Den Besuchern werden hier aktuelle Groß-, Klein- und Spezialmaschinen neuester Bauart vorgestellt, sie können selbst ausprobieren oder auch den Vorführungen der Fachleute aus den Firmen zusehen.

Für die Unternehmen des Hoch-, Erd- und Tiefbaus sowie des Abbruchs ist es wichtig, die geplanten und die laufenden Baustellen zügig und fachgerecht auszuführen. Einen wesentlichen Beitrag

dazu leisten qualifizierte Mitarbeiter mit modernen Maschinen. Um neue Entwicklungen zu erkennen, zu interpretieren und vernünftige Entscheidungen für Investitionen treffen zu können, bietet der Baumaschinentag die ideale Plattform. Die verschiedenen Techniker der unterschiedlichen Anbieter ganz dicht nebeneinander präsentiert zu bekommen und die Möglichkeit zu haben, detaillierte Fachfragen zu stellen und auszuprobieren, wie man mit dem jeweiligen Gerät praktisch zu arbeiten vermag – das alles geht bei dieser Fachmesse.

»Der letzte Baumaschinentag war nach den Rückmeldungen von Ausstellern und Fachbesuchern so ein großer Erfolg, dass wir weiter daran gearbeitet haben, den direkten Kontakt, den Austausch zwischen Fachbesuchern und ausstellenden Unternehmen noch facettenreicher zu gestalten«, so Gabriela Gottwald, Geschäftsführerin der Bayerischen BauAkademie.

www.baumaschinentag.de
www.baybauakad.de

Neuerscheinung bei Park Books

Pioniere des Brückenbaus

Die hier anzuzeigende Neuerscheinung thematisiert eine ungewöhnliche Familien- und Firmengeschichte, indem sie zwei Brüder und deren markanten Einfluss auf den europäischen Brückenbau vorstellt.

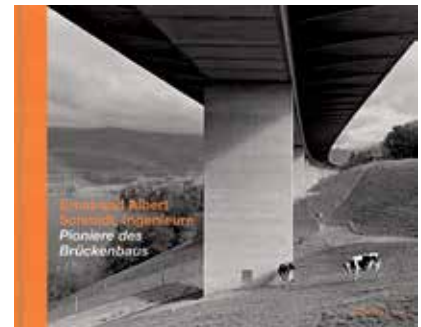
Die beiden Ingenieure Ernst Schmidt (1914–1990) und Albert Schmidt (1923–2007) waren zweifelsohne Pioniere des europäischen Brückenbaus, realisierten sie ab 1948 doch wahrlich herausragende Bauwerke wie zum Beispiel die Johannerbrücke in Basel, den Lopperviadukt in Stansstad, den Viaduc du lac de la Gruyère und andere Großstrukturen in der Schweiz, in Deutschland, Brasilien und Süditalien. Und: Sie gehörten zu den ersten Ingenieuren, die den Spannbeton und das sogenannte Freivorbauverfahren anwandten – und entwickelten zudem Brücken mit weit auskragenden Querrippen. Aber auch markante Gebäude wie etwa die St. Jakobshalle in Basel mit

ihrem 90 m weit gespannten Hängedach aus Leichtbeton wurden von ihnen entworfen und umgesetzt.

Dieses Buch dokumentiert nun erstmals umfassend die (ingenieur)technischen Leistungen der beiden Brüder, wobei die komplexe Materie anhand detaillierter Erläuterungen und zahlreicher historischer Photographien, Zeichnungen, Pläne und Skizzen präsentiert und veranschaulicht wird.

Herausgegeben von Wendelin Schmidt und der Gesellschaft für Ingenieurbaukunst, warten die in Summe 300 Seiten mit flüssig formulierten Texten und insgesamt 403 Abbildungen auf, und zwar zum Preis von 68 €, der für eine solche »Fundgrube« für Ingenieurbaukunst-Interessierte mehr als angemessen ist.

www.park-books.com



»Fundgrube« für Ingenieurbaukunst-Interessierte
© Park Books AG

Gesamtdarstellung im Klartext Verlag

Brücken von Stefan Polónyi

Stefan Polónyi, einer der wichtigsten Bauingenieure der heutigen Zeit, erweist sich mit seinen Brücken als eine fulminante Überraschung: Er ist ein poetisch denkender Tragwerksplaner, der in urbane Szenarien bildmächtig hineinkomponiert. Zum ersten Mal liegt nun sein gesamtes Brückenbau-Œuvre, die realisierten wie die (noch) nicht realisierten Entwürfe, in publizierter Form vor. Höhepunkt sind hier zweifelsohne die zur Bundesgartenschau im Ruhrgebiet errichteten Bauwerke, deren Aneinanderreihung nachgerade wie ein Museum, ja eine höchst anschauliche Mustersammlung an Einfällen und Ideen für solche (Funktions-)Strukturen wirkt. Es erstaunt daher nur wenig, dass seine Doppelbogenbrücke neben dem Zeche-Zollverein-Turm zu einem zweiten Symbol des Ruhrgebietes geworden ist.

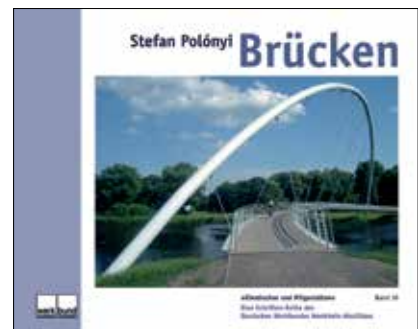
Gegliedert ist das Buch nach der Einleitung in fünf Hauptkapitel, und zwar in

- Transportband-Brücke,
- Verbindungsgänge zwischen zwei Gebäudetrakten,
- Fuß- und Radwegbrücken,
- Straßenbrücken und
- Living Bridges,

die wiederum nach Typologien unterteilt sind, wie zum Beispiel Balkenbrücken, Bogenbrücken, Fachwerkbrücken, Hängebrücken, Schrägseilbrücken, Vierendeelträger, Gitterträger, Stahlbetonhohlkasten, Baumstützen oder Schale als Brücke und Klappbrücken. Abgerundet werden die in Summe 184 reichbebilderten Seiten von Literaturverzeichnis und einem Register, was ihren Nutzwert zusätzlich erhöht.

Angesichts der Bedeutung Stefan Polónyis und des relativ geringen Preises von lediglich 29,95 € für die umfassende Dokumentation seines Schaffens sollte diese Veröffentlichung zweifelsohne in keinem Ingenieurbüro fehlen, das sich mit der Konzeption von Brückenbauwerken beschäftigt.

www.klartext-verlag.de



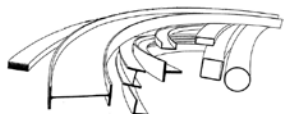
Dokumentation aller Entwürfe
© Klartext Verlag

AUTOMATISCHE SYSTEME



Alpin Technik und Ingenieurservice GmbH
Plautstraße 80
04179 Leipzig
Tel.: +49/341/22 573 10
www.seilroboter.de
www.alpintechnik.de

BIEGEN



Kuhnle GmbH

Biegen - Profile + Rohre

Neue Biegewerkzeuge für
Rundrohre: D=610-711-813

Kuhnle GmbH
D-75417 Mühlacker
Tel.: +49(0)7041-2657
info@kuhnlegmbh.de
www.kuhnlegmbh.de

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 AG
Frankfurter Ring 193
D-80807 München
Tel.: +498932394-0
Fax: +498932394-329
www.maurer.eu

BRÜCKENBAU



CPIC Bridge & Steel Constructions GmbH
Fanny-Zobel-Straße 9
12435 Berlin
Tel.: +49 30 552 46 035
Fax: +49 30 915 73 479
mail@cpic.de
www.cpic.de



MAURER

Maurer AG
Frankfurter Ring 193
D-80807 München
Tel.: +498932394-0
Fax: +498932394-329
www.maurer.eu

BRÜCKENLAGER



BT Bautechnik GmbH
Lemsahler Weg 23
D-22851 Norderstedt
Tel.: 0 40/52 98 33 90
Fax: 0 40/52 98 33 94
info@bt-bautechnik-gmbh.de
www.bt-bautechnik-gmbh.de

BRÜCKENSANIERUNG



BT Bautechnik GmbH
Lemsahler Weg 23
D-22851 Norderstedt
Tel.: 0 40/52 98 33 90
Fax: 0 40/52 98 33 94
info@bt-bautechnik-gmbh.de
www.bt-bautechnik-gmbh.de

BRÜCKENVERMIETUNG



Janson Bridging GmbH
Vermietung und Verkauf
Brücken - Pontons - RORO
www.jansonbridging.de

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 AG
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

SCHWINGUNGSISOLIERUNG



Getzner Werkstoffe GmbH
 Herrenau 5
 6706 Bürs, Österreich
 Tel.: +435552 201 0
 Fax: +435552 201 1899
 E-Mail: info.buers@getzner.com
 www.getzner.com

SEILE



Jakob GmbH
 Friedrichstraße 65
 D-73760 Ostfildern
 Tel.: 07 11/45 99 98 60
 Fax: 07 11/45 99 98 70
 www.jakob-inoxline.de
 Geländerseile, Abspannungen,
 Netze aus Edelstahl

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



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

VOGELINFLUGSCHUTZ



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

MixedMedia Konzepts

wir sind Ihre zuverlässigen und erfahrenen Partner,
 wenn es um die Ausrichtung von

- + **Pressekonferenzen,**
 - + **Vortragsveranstaltungen**
 - + **Fachexkursionen**
 - + **Firmenbesichtigungen**
- oder die
- + **Vorstellung neuer Produkte und Verfahren**
- geht.

Ob auf einer Messe, in Ihrem Unternehmen oder in einer
 ausgewählten Location, wir sind mit Freude, Erfahrung und
 Engagement für Sie im Einsatz.

Ihre Wünsche und Ansprüche werden umgesetzt und Geschäftspartner,
 Mitarbeiter, Freunde und Besucher überzeugt und begeistert.

Unser Bestreben gilt Ihrem Erfolg.

Lassen Sie sich überraschen und fordern Sie uns heraus.

MixedMedia Konzepts . Biebricher Allee 11b . 65187 Wiesbaden
 www.mixedmedia-konzepts.de . email: info@mixedmedia-konzepts.de



BRÜCKENBAU

ISSN 1867-643X

7. Jahrgang

Ausgabe 1/2 · 2015

www.zeitschrift-brueckenbau.de

Herausgeber und Chefredakteur

Dipl.-Ing. Michael Wiederspahn

mwiederspahn@verlagsgruppewiederspahn.de

Verlag

**VERLAGSGRUPPE
WIEDERSPAHN**

mit MineoMedia 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 2015.

Satz und Layout

Christina Neuner

Titelbild

Sundsvall-Brücke in Schweden

© Maurer AG

Bilder Inhaltsverzeichnis

Rheinbrücke Hard-Fußach

© Leonhardt, Andrä und Partner AG/Schimetta Consult Ziviltechniker GmbH/

Dissing + Weitling architecture a/s

Bau der Brücke zum Mont-Saint-Michel

© schlaich bergermann und partner/Michael Zimmermann

Golden Horn Swing Bridge in Istanbul

© Erdem Kula

Bau der Tresfjordbrücke

© Bilfinger Tresfjordbridge

Bau der Sundsvall-Brücke

© Firmengruppe Max Bögl

Hubbrücke in Göteborg

© Dissing + Weitling architecture a/s

Hubbrücke in Göteborg

© Dissing + Weitling architecture a/s

Bau der Baakenhafenbrücke

© Hafencity Hamburg GmbH/Wilfried Dechau

Druck

Schmidt printmedien GmbH

Haagweg 44, 65462 Ginsheim-Gustavsburg

Erscheinungsweise und Bezugspreise

Einzelheft: 14 Euro

Doppelheft: 28 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.

Beilage

Die Gesamtauflage von Ausgabe 1/2·2015 enthält eine Beilage der Initiative Zink, Düsseldorf.

BAUWERKSCHUTZSYSTEME

BAUWERKSLAGER | DEHNFUGEN | ERDBEBENVORRICHTUNGEN | SCHWINGUNGSDÄMPFER | MONITORING



↑ Signature Bridge, Indien

Aufgabenstellung: Bauwerkschutz am neuen Wahrzeichen in Delhi mit über 150 m hohem geneigtem Pylon mit asymmetrischen Seilen.

Projektumfang: 38 MAURER MSM® Kalottenlager, davon 2 Pylonlager, welche je 23.000t Auflast tragen. Dies entspricht dem Gewicht von ca. 15.000 Mittelklasse PKW's. Als Sonderbauteil leiten 8 Pendellager je 17.500kN Kräfte aus den Rückspann-Seilen in die Fundamente ab.



↑ Moschee Algiers, Algerien

Aufgabenstellung: Die drittgrößte Moschee der Welt braucht einen innovativen Erdbebenschutz, für eine Dauer von 500 Jahren.

Projektumfang: 246 Gleitpendellager mit Rotationsgelenk (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: Vermeidung 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.