

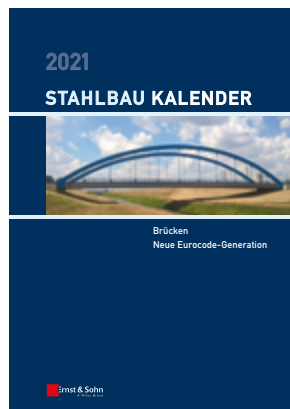
Ulrike Kuhlmann (Hrsg.)

Stahlbau-Kalender 2021

Schwerpunkte: Brücken; Neue Eurocode-Generation

- 23. Jahrgang, Komplettierung der Stahlbau-Handbuchsammlung
- der Stahlbau-Kalender dokumentiert und kommentiert verlässlich den aktuellen Stand des Stahlbau-Regelwerkes
- Wegweiser mit zahlreichen Beispielen für die richtige Berechnung und Konstruktion im gesamten Stahlbau

Brücken sind über die gesamte Lebensdauer hohen Beanspruchungen ausgesetzt. Den vielfältigen Planungsaufgaben wird in Beiträgen über Fertigung und Montage, Bemessung und Auslegung, Brückenseile, Lager, Fahrbahnübergänge, Richtzeichnungen und Ermüdungsfestigkeit Rechnung getragen.



2021 • 944 Seiten • 812 Abbildungen • 215 Tabellen

Hardcover

ISBN 978-3-433-03294-7 € 149*

Fortsetzungspreis € 129*

eBundle (Print + ePDF)

ISBN 978-3-433-03349-4 € 194*

ÜBER DAS BUCH

Die Schwerpunktthemen des Stahlbau-Kalender 2021 sind der Brückenbau und die neue Eurocode-Generation. Brücken aus Stahl zeichnen sich durch eine hohe Lebensdauer und eine hervorragende Tragfähigkeit aus. Durch Kombination mit anderen Materialien sind den Möglichkeiten im Stahlbrückenbau, einschließlich der architektonisch anspruchsvollen Gestaltung, keine Grenzen gesetzt. Brückenneubauten oder Ersatzneubauten unter laufendem Verkehr erfordern innovative Lösungen mit Fokus auf kurzen Bauzeiten bei gleichzeitiger Ressourcenschonung. Dafür eignen sich besonders Brückentypen mit hohem Vorfertigungsgrad und in Modulbauweise, wie z. B. Stahlverbundbrücken mit Fertigteilen. Dank der großen Spannweiten, die sich mit dem Baustoff Stahl erreichen lassen, können Kosten und Aufwendungen für die Mittelstütze und beengende Verkehrsführungen eingespart werden. Den vielfältigen Planungsaufgaben beim Entwurf von Stahl- und Stahlverbundbrücken wird in dieser Ausgabe des Stahlbau-Kalender mit Beiträgen über Richtzeichnungen, Vorplanung, Fertigung und

Montage, Brückenseile, Brückenlager, Fahrbahnübergänge und Ermüdungsfestigkeit Rechnung getragen. Als ein grundlegendes Thema des Stahlbaus wird das Beulverhalten und die Optimierung schlanker Stahlkonstruktionen in einem ausführlichen Beitrag aktuell behandelt.

Der Stahlbau-Kalender dokumentiert verlässlich und aus erster Hand den aktuellen Stand der Stahlbau-Regelwerke. In dieser Ausgabe werden neben der Aktualisierung von Teil 1-8 „Bemessung von Anschlüssen“ auch Erläuterungen zur Neubewertung des Kerbfallkatalogs nach DIN EN 1993-1-9 - Ermüdung - Ausgabe August 2020 und zur DAST-Richtlinie über die Ermüdungsbemessung bei Anwendung höhenfrequenter Hämmerverfahren gegeben.

BESTELLUNG

Anzahl	ISBN /	Titel	Preis
	978-3-433-03294-7	Stahlbau-Kalender 2021 [...]	€ 149*
		Fortsetzungspreis	€ 129*
	978-3-433-03349-4	Stahlbau-Kalender 2021 (Print + ePDF)	€ 194*

BESTELLEN

+49 (0)30 470 31-236

marketing@ernst-und-sohn.de

www.ernst-und-sohn.de/3294

Bitte richten Sie Ihre Bestellung an:

Tel. +49 (0)30 47031-236

Fax +49 (0)30 47031-240

marketing@ernst-und-sohn.de

108208 Free Shipping

Privat

Geschäftlich

Firma, Abteilung

UST-ID Nr.

Name, Vorname

Telefon

Fax

Straße, Nr.

PLZ/Ort/Land

E-Mail

Datum/Unterschrift

www.ernst-und-sohn.de/3294

Vorwort

Themenswerpunkte des Stahlbau-Kalenders 2021 sind **Brücken** – dazu gehören als Kernbeitrag die Erläuterung zu den neuen Richtzeichnungen für Stahl- und Verbundbrücken mit konstruktiven Details, des weiteren Beiträge mit konkreten Beispielen zur Fertigung und Montage, zur Bemessung im Verbundbrückenbau und zu Brückenausstattungen wie Lager, Fahrbahnübergänge und Seile. An dem Anwendungsfeld Brücken werden aber auch die aktuellen Entwicklungen der **neuen Eurocode-Generation** dargestellt. So wird der Entwurf zur neuen Beulnorm prEN 1993-1-5, der noch in diesem Jahr in die offizielle europäische Umfrage geht, mit seinen Änderungen vorgestellt. Zu den Ermüdungsnachweisen, ein für den Brückenbau entscheidendes Thema, zeigen gleich mehrere Beiträge Neuentwicklungen auf. Brücken, insbesondere Stahl- und Verbundbrücken, sind sehr attraktive Bauwerke und ihre Gestaltung kann eine Stadt oder Umgebung prägen. Sie sind gleichzeitig sehr anspruchsvoll in ihrer Konstruktion und Detailausbildung, sodass die hier von Fachleuten gegebenen Hinweise auch für andere hochwertige und dauerhafte Stahlkonstruktionen über den unmittelbaren Anwendungsbereich von Brücken hinaus interessant und wichtig sind.

Mit dem erneuten Abdruck der Grundnorm DIN EN 1993-1-8: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Bemessung von Anschlüssen mit Nationalem Anhang sowie ergänzenden, an den jeweiligen Stellen aktualisierten eingearbeiteten Kommentaren und Erläuterungen von Prof. Dr.-Ing. Dieter Ungermann, Technische Universität Dortmund, und Dipl.-Ing. Stephan Schneider, construct.ING – Büro für Bauwesen wird dem Anwender eine verlässliche Basis für seine tägliche Arbeit gegeben. Diese regelmäßige Überarbeitung ermöglicht es, auf aktuell entstandene Fragen oder Klärungsbedarf bzw. neue Erkenntnisse durch die zurzeit laufende Überarbeitung der Norm für die zweite Generation der Eurocodes einzugehen.

Dr.-Ing. Karsten Kathage und Dipl.-Ing. Christoph Ortmann, Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Berlin erläutern in ihrem Beitrag **Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB), Normen und Bescheide im Stahlbau** die zurzeit noch aktuelle Version MVV TB 2019/1 im Hinblick auf den Stahlbau. Die Veröffentlichung einer überarbeiteten Version MVV TB 2020/1 der Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen ist für Anfang 2021 vorgesehen. Zusätzlich werden die aktuellen Normen und Richtlinien für den Stahlbau aufgelistet und eine Zusammenstellung der für den Stahl- und Verbundbau relevanten Bescheide des Deutschen Instituts für Bautechnik DIBt (Stand: September 2020) gegeben. Über die **Entwicklung von Planungshilfen für den Stahl- und Verbundbrückenbau** berichten Dipl.-Ing. Hans-Joachim Casper, Universität Fridericiana Karlsruhe, Dipl.-Ing. Heinz Friedrich, Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler, Techni-

sche Universität Berlin, TRDir'in Dipl.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing. Yvonne-Christine Gunreben, Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI), Dr.-Ing. Markus Hamme, Landesbetrieb Straßenbau NRW, Prof. Dr.-Ing. Gerhard Hanswille, HRA Ingenieurgesellschaft, Dr.-Ing. Konrad Kudla, Max Bögl, Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn, Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI), Dipl.-Ing. Winfried Neumann, Ruhrberg Ingenieure, Dipl.-Ing. Ralf Schubart, Meyer+Schubart, Dr.-Ing. Hermann Streicher, Bayerisches Staatsministerium für Wohnen, Bau und Verkehr und Dr.-Ing. Timm Wetzels, Hessen Mobil. Aufbauend auf den Erkenntnissen zu den älteren Stahl- und Stahlverbundbrücken sowie den Herausforderungen für die neuen Konstruktionen wurde vom BMVI ein Forschungsvorhaben ausgelobt, zu ausgewählten Konstruktionsdetails von Stahl- und Stahlverbundbrücken praktikable und erprobte Lösungsvorschläge auszuarbeiten. Begleitet wurde die Arbeiten durch einen Betreuerkreis, der mit Vertretern von Baufirmen, Planungsbüros, Prüfsingenieuren und Verwaltung interdisziplinär besetzt war. Die so entstandenen Planungshilfen bzw. Konstruktionsdetails wurden mit der Fortschreibung der RE-ING in Ausgabe 12/2019 veröffentlicht. Die Planungshilfen stellen empfohlene, keine verordneten Regellösungen für die konstruktive Ausbildung für einige, im Brückenbau typische Stahlbaudetails dar. Der Fokus liegt hierbei auf einer robusten und fehlerverzeihenden Ausführung ermüdungsrelevanter Details. Im Beitrag werden die Hintergründe und Ansätze zur Ausarbeitung der Details erläutert und die entsprechenden Richtzeichnungen wiedergegeben.

Mit dem Thema **Fertigung und Montage von Stahl- und Verbundbrücken** beschäftigen sich Dipl.-Ing. Andreas Blank, Dipl.-Ing. Frank Sachse, Plauen Stahl Technologie GmbH, Dr.-Ing. Dr. techn. Johannes Eitelberger, MCE GmbH, Dipl.-Ing. Lorenz Haspel, schlaich bergemann partner, Dipl.-Ing. Stephan Langer, Dominique Ollendorff, M. Eng., Donges SteelTec GmbH, Dipl.-Ing. Markus Plakolb und Dr.-Ing. Dieter Reitz, MCE GmbH. Anhand mehrerer Beispiele, wie der Talbrücke Heidingsfeld, der Neckarbrücke Neckarsulm im Zuge der BAB A6, der Fuß- und Radwegbrücke Arnulfpark in München, der Stadtbahnbrücke, der Fachwerkbrücken über die BAB A45 sowie der Kin-Chaung-Bridge in Myanmar zeigen die Autoren aus der Praxis, welche Einflüsse bei der Herstellung und Montage generell im Mittelpunkt stehen und wie damit in den Projekten umgegangen wurde. Zentrales Anliegen ist es, besonders jene Aspekte herauszuarbeiten, die die Herstellung von Brückenbauwerken vereinfachen und damit ihre Wirtschaftlichkeit fördern.

Im Beitrag **DAST-Richtlinie für geschweißte K- und KK-Knoten aus Rundhohlprofilen unter Ermüdungsbeanspruchung – Kommentar** erläutern Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Simon Bove, M.Sc., Wigand Knecht, M.Sc., Universität Stuttgart, Prof. Dr.-Ing. André Dürr

und Jakob Roth, M. Eng., Hochschule München wesentliche Inhalte und Hintergründe zum ersten Entwurf der DAST-Richtlinie „Geschweißte K- und KK-Knoten aus Rundhohlprofilen unter Ermüdungsbeanspruchung“. Für die besonders vielversprechende Anwendung von Fachwerkkonstruktionen mit Rundhohlprofilen bei Straßen- oder Eisenbahnbrücken, ausgeführt als Stahlverbundbrücken, werden die geplanten Regelungen einer DAST-Richtlinie für geschweißte K- und KK-Knoten dargelegt. In dem Vorschlag zur DAST-Richtlinie wurden aus verschiedenen Forschungsvorhaben die Empfehlungen zur Planung, Bemessung, Ausführung und Qualitätssicherung geschweißter Knoten aus Rundhohlprofilen unter Ermüdungsbeanspruchung zusammengetragen. Danach ist es jetzt auch möglich, für geschweißte Knoten mit dickwandigen Rundhohlprofilen in Ergänzung zu DIN EN 1993-1-9 einen Ermüdungsnachweis nach Nennspannungskonzept oder auch nach Strukturspannungskonzept zu führen. Neben den Hintergründen wird in dem Beitrag vor allem auch die praktische Anwendung dieser Ermüdungsnachweise an einem Bemessungsbeispiel aufgezeigt.

Der Beitrag **Neubewertung des Kerbfallkatalogs nach DIN EN 1993-1-9** von Karl Drebenstedt, M.Sc., Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Universität Stuttgart, Helen Bartsch, M.Sc., Prof. Dr.-Ing. Markus Feldmann, RWTH Aachen, Benjamin Seyfried, M.Sc. und Prof. Dr.-Ing. Thomas Ummenhofer, Karlsruher Institut für Technologie (KIT) fasst Ergebnisse des Forschungsprojekts „Neubewertung und Erweiterung des Kerbfallkatalogs nach Eurocode 3 für eine zukunftsfähige Auslegung hochbeanspruchter Stahlkonstruktionen“ zusammen. Zentraler Bestandteil des Projekts war der Aufbau einer Datenbank für Ermüdungsversuche. Mithilfe einer festgelegten einheitlichen Vorgehensweise zur statistischen Auswertung wurde im Rahmen des Vorhabens die Ermüdungsfestigkeit für typische Konstruktionsdetails des existierenden Kerbfallkatalogs neu bestimmt. In zusätzlich durchgeführten Ermüdungsversuchen wurde die Datengrundlage für bestimmte Konstruktionsdetails erweitert, zu denen bisher nur unzureichende Erkenntnisse hinsichtlich des Ermüdungsverhaltens und der Ermüdungsfestigkeit vorlagen. Viele dieser Empfehlungen konnten in die Diskussion zur Weiterentwicklung von EN 1993-1-9 im Zuge der Entwicklung der zweiten Generation des Eurocodes eingehen. Die dargestellten Ergebnisse geben Hintergründe und wichtige Hinweise, die zum Verständnis der neuen Normungsregeln beitragen.

Dipl.-Ing. Stephanie Breunig, Schöming Plan GmbH, Lisa-Marie Gölz, M.Sc., Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Universität Stuttgart, Dr.-Ing. Philipp Weidner und Prof. Dr.-Ing. Thomas Ummenhofer, Karlsruher Institut für Technologie (KIT) erläutern die Wirkungsweise und Hintergründe zur Nachbehandlung von Schweißnähten, um die Ermüdungsfestigkeit zu steigern. Gerade zur Nachbehandlung mit höherfrequentem Hämmern (HFH-Verfahren) gibt es inzwischen

durch eine Reihe von Forschungsvorhaben verlässliche Erkenntnisse, die in einer auch bauaufsichtlich nutzbaren **DAST-Richtlinie zum höherfrequenten Hämmern**, der DAST-Richtlinie 026, zusammengefasst wurden. So ist es möglich, für drei wesentliche Kerbfälle die Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit gegenüber DIN EN 1993-1-9 für die HFH-behandelten Schweißnähte in Abhängigkeit von Spannungsverhältnis und Streckgrenze zu quantifizieren. Der Beitrag erläutert die Grundlagen der neuen DAST-Richtlinie 026 und nimmt aufgrund aktueller Forschungsergebnisse auch zur Qualitätssicherung Stellung.

Der Beitrag **Brückenausstattung** gliedert sich in zwei Teile: Dr.-Ing. Christiane Butz, Dr.-Ing. Torsten Ebert, Maurer SE, Dr. Simon Hoffmann, mageba SA, Dipl.-Ing. Lutz Gerlach, Karlsruher Institut für Technologie (KIT) und Dipl.-Ing. Tobias Schulze, mageba gmbh erläutern in Teil A **Brückenlager nach Europäischer Norm**. Der Beitrag geht auf die verschiedenen Lagerarten ein, behandelt die baurechtliche Situation, gibt Hinweise zur Bemessung und Konstruktion, vor allem auch in Hinblick auf eine hohe Dauerhaftigkeit, und erläutert Erfordernisse für Einbau und Inspektion. In zwei eigenen Abschnitten werden aktuelle Forschungsergebnisse und konkrete Lösungen für Sonderlager vorgestellt. **Fahrbahnübergänge nach Europäischer Zulassung** sind Inhalt des Teil B von Dr. Simon Hoffmann, Dipl.-Ing. Volker Kessler, mageba SA, Dr.-Ing. Christiane Butz, Dr.-Ing. Torsten Ebert, Maurer SE, Dipl.-Ing. Winfried Neumann, Ruhrberg Ingenieure, Dr.-Ing. Arnold Hemmert-Halswick, Bergisch-Gladbach und Dipl.-Ing. Thomas Mayer, Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt). Darin werden neben den verschiedenen Bauarten die gesetzlichen und normativen Regeln behandelt und die verschiedenen Einwirkungen dargestellt, die zu bemessungsrelevanten Bewegungen führen. Der zu führende Nachweis betrifft neben der Tragfähigkeit auch die Bewegungskapazität. Reinigungsfähigkeit, Wasserdichtheit, Dauerhaftigkeit und die Möglichkeit von Lärmreduzierung sind weitere Eigenschaften, die von Fahrbahnübergängen heute gefordert werden. Ferner wird über aktuelle Forschungsergebnisse und Entwicklungen von Sonderkonstruktionen berichtet.

In dem Beitrag **Brückenseile** von Dipl.-Ing. Heinz Friedrich, Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) und Dr.-Ing. Markus Hamme, Landesbetrieb Straßenbau NRW folgt nach einer kurzen Einführung in den modernen Hänge- und Schrägseilbrückenbau ein Überblick zum aktuellen Stand von vollverschlossenen Seilen und Litzenbündelseilen sowie über die zugehörigen Vorschriften. Die Autoren gehen ausführlich auf die Besonderheiten der Berechnung seilverspannter Brücken und der Bemessung beider Seiltypen ein. Eine Zusammenstellung der Maßnahmen zur Prüfung, Erhaltung und Erneuerung der Seile einschließlich konkreter ausgeführter Beispiele rundet das Thema ab.

Im Zuge der Entwicklung der zweiten Generation der Eurocodes liegt jetzt der neue Entwurf zu Eurocode 3:

Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile vor, der im Beitrag **Neue Entwicklungen in prEN 1993-1-5:2020** erläutert wird. Vahid Pouroustad M.Sc., Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Universität Stuttgart, Associate Prof. Dr. Balász Kövesdi, Budapest University of Technology and Economics, Ungarn, Dr.-Ing. Nicole Schillo, schlaich bergemann partner und Prof. dr. ir. Hervé Degée, Hasselt University, Belgien stellen vor allem die Weiterentwicklungen und Änderungen des Teils 1-5 von Eurocode 3 vor. Die aus verschiedenen europäischen Ländern stammenden Autoren des Beitrags sind alle unmittelbar an der Entwicklung des neuen Normentextes beteiligt gewesen, sodass sie sehr kompetent über die Intention und den Hintergrund der inhaltlichen Änderungen im neuen Normentext berichten können. Diese Erläuterungen werden jeweils durch eine deutsche Übersetzung der entsprechenden Passagen des englischen Originaltextes eingeführt. Vor allem wird auch die Anwendung der Methode der reduzierten Spannungen, die in Deutschland besonders verbreitet ist, näher erläutert und kommentiert. Zum besseren Verständnis des Normentextes enthält der Beitrag ergänzende Beispielrechnungen.

Im Beitrag von Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler, Technische Universität Berlin, Dr.-Ing. Matthias Mager, GMG Ingenieurgesellschaft Berlin mbH und Dipl.-Ing. Jochen Rodemann, GMG Ingenieurgesellschaft Dresden zur **Bemessung von Verbundbrücken** werden Methoden und Hintergründe der Berechnung, Bemessung und Konstruktion von Stahlverbundbrücken in „traditioneller“ Bauweise sowie auch von besonderen Lösungen wie Fahrbahnplatten mit Fertigteilen, integralen Brücken, Verbundbrücken mit Doppelverbund oder

auch von klassischen WIB (Walzträger in Beton) Brücken beschrieben. Die sehr kenntnisreich vermittelten Grundsätze der Bemessung erfassen das Gesamtquerschnittsverfahren mit Kriechen und Schwinden, die Rissbildung im Beton, das Sicherheitskonzept und die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit bzw. Stabilitäts- und Ermüdungsnachweise. Interessant ist auch die Rissbreitenbegrenzung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und ein Abschnitt über „Konstruktive Regeln“. Der Beitrag kann gerade auch wegen der Beispiele als Lehrbuch für Anfänger im Verbundbrückenbau dienen, vermittelt aber auch dem erfahrenen Brückenbauingenieur interessante Einblicke in Hintergründe und neue Entwicklungen.

Zum Schluss möchte ich mich auch im Namen des Verlags Ernst & Sohn bei allen Autoren und den Mitarbeitern des Verlags bzw. im Institut ganz herzlich für ihre Leistung und ihren großen Einsatz bedanken. Eine besondere Herausforderung ist leider immer auch wieder die zeitliche Verzögerung einzelner Beiträge. Trotzdem ist gelungen, dass der Kalender wieder pünktlich erscheinen kann und einen hervorragenden Überblick zu den Schwerpunktthemen Brücken und neue Eurocode-Generation gibt.

Am **Freitag, 11. Juni 2021** wird der diesjährige Stahlbau-Kalender-Tag stattfinden, wenn nicht anders möglich wie im letzten Jahr als Online-Veranstaltung. Dabei werden die Autoren dieser Ausgabe zu ihren Themen wieder „live“ vortragen und für Diskussionen zur Verfügung stehen. Hierzu möchten wir alle Interessierten herzlich einladen.

Stuttgart, Februar 2021

Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann

Inhaltsübersicht

- 1 **Stahlbaunormen – DIN EN 1993-1-8: Bemessung von Anschlüssen** 1
Dieter Ungermann, Stephan Schneider

- 2 **Muster-Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen (MVV TB),
Normen und Bescheide im Stahlbau** 125
Karsten Kathage, Christoph Ortmann

- 3 **Zur Entwicklung von Planungshilfen für Stahl- und Stahlverbundbrücken** 233
Hans-Joachim Casper, Heinz Friedrich, Karsten Geißler, Yvonne-Christine Gunreben, Markus Hamme, Gerhard Hanswille, Konrad Kudla, Gero Marzahn, Winfried Neumann, Ralf Schubart, Hermann Streicher, Timm Wetzel

- 4 **Fertigung und Montage von Stahl- und Verbundbrücken** 273
Andreas Blank, Johannes Eitelberger, Lorenz Haspel, Stephan Langer, Dominique Ollendorff, Markus Plakolb, Dieter Reitz, Frank Sachse

- 5 **DAST-Richtlinie für geschweißte K- und KK-Knoten aus Rundhohlprofilen unter Ermüdungsbeanspruchung –
Kommentar** 327
Ulrike Kuhlmann, Andre Dürr, Simon Bove, Jakob Roth, Wigand Knecht

- 6 **Neubewertung des Kerbfallkatalogs nach DIN EN 1993-1-9** 367
Karl Drebenstedt, Ulrike Kuhlmann, Helen Bartsch, Markus Feldmann, Benjamin Seyfried, Thomas Ummenhofer

- 7 **DAST-Richtlinie zum höherfrequenten Hämmern** 435
Stephanie Breunig, Lisa-Marie Gözl, Ulrike Kuhlmann, Philipp Weidner, Thomas Ummenhofer

- 8 A **Brückenlager nach Europäischer Norm** 471
Christiane Butz, Simon Hoffmann, Lutz Gerlach, Torsten Ebert, Tobias Schulze

- 8 B **Fahrbahnübergänge mit europäischer technischer Bewertung** 511
Simon Hoffmann, Christiane Butz, Winfried Neumann, Arnold Hemmert-Halswick, Volker Kessler, Torsten Ebert, Thomas Mayer

- 9 **Neue Entwicklungen in prEN 1993-1-5:2020** 571
Vahid Pourostad, Balázs Kövesdi, Nicole Schillo, Hervé Degée, Ulrike Kuhlmann

- 10 **Brückenseile** 699
Heinz Friedrich, Markus Hamme

- 11 **Stahlverbundbrücken – Berechnung, Bemessung und Konstruktion** 739
Karsten Geißler, Matthias Mager, Jochen Rodemann

- Stichwortverzeichnis** 929

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung 275	5	Stadtbahnbrücke 306
1.1	„Mysterium“ Z-Güte 276	5.1	Kurzbeschreibung des Bauvorhabens 306
1.2	Ausführbarkeit von Stahlbaudetails 277	5.2	Besonderheiten bei der Planung 306
1.3	Schweißnahtvolumen = Arbeitszeit = Kosten 278	5.3	Fertigung 307
1.4	Ausführungs- und Montageplanung unter Beteiligung der ausführenden Firmen 279	5.3.1	Allgemeines 307
2	Ersatzneubau der Talbrücke Heidingsfeld 280	5.3.2	Fertigung der Stahleinbauteile 307
2.1	Kurzbeschreibung des Bauvorhabens 280	5.3.3	Fertigung der Bögen 307
2.2	Bestandsbauwerk 280	5.3.4	Fertigung der Spannvorrichtung für die Hänger 309
2.3	Neubauentwurf 280	5.4	Montage 309
2.4	Technische Bearbeitung 281	5.4.1	Temporäre Lagerung 309
2.5	Fertigung 282	5.4.2	Positionierung der Stahleinbauteile in der Verbundplatte 309
2.6	Fracht 282	5.4.3	Montage der Bögen und Hänger 310
2.7	Montage 283	5.4.4	Brückenverschub 310
2.8	Fahrbahnplatte 285	5.5	Korrosionsschutz und Ausbau 312
2.9	Korrosionsschutz 286	5.6	Resümee 312
2.10	Resümee 286	5.7	Am Bau Beteiligte 312
2.11	Am Bau Beteiligte 287	6	Fachwerkbrücken über die BAB A45 313
3	Neckarbrücke Neckarsulm im Zuge der BAB A6 287	6.1	Kurzbeschreibung des Bauvorhabens 313
3.1	Kurzbeschreibung des Bauvorhabens 287	6.2	Technische Bearbeitung 313
3.2	Besonderheiten bei der Planung 288	6.3	Fertigung 313
3.3	Fertigung 290	6.4	Montage 314
3.4	Montage 291	6.5	Zwischenstapeln und Fahrbahnplatte 316
3.5	Korrosionsschutz und Ausbau 296	6.6	Aufstapeln und Einfahren 317
3.6	Resümee 297	6.7	Resümee 317
3.7	Am Bau Beteiligte 298	6.8	Am Bau Beteiligte 318
4	Fuß- und Radwegbrücke Arnulfpark in München 298	7	Kin-Chaung-Bridge in Myanmar 318
4.1	Kurzbeschreibung des Bauvorhabens 298	7.1	Kurzbeschreibung des Bauvorhabens 318
4.2	Besonderheiten bei der Planung 300	7.2	Besonderheiten bei der Planung 320
4.3	Fertigung 301	7.3	Fertigung und Transport 320
4.4	Montage 302	7.4	Montage 322
4.5	Korrosionsschutz und Ausbau 304	7.5	Korrosionsschutz und Ausbau 324
4.6	Resümee 305	7.6	Resümee 325
4.7	Am Bau Beteiligte 305	7.7	Am Bau Beteiligte 325
		8	Literatur 325

1 Einleitung

Nach der deutschen Wiedervereinigung galt es die neuen Bundesländer mit einer leistungsfähigen Infrastruktur auszustatten. Mit den „Verkehrsprojekten Deutsche Einheit“ (VDE) wurden nicht nur die vorhandenen, sondern auch neue Autobahnen mit Hochdruck ausgebaut. Insbesondere im Bereich der Großbrücken setzte der Bauherr dabei wieder vermehrt auf die etwas in Vergessenheit geratene Stahl- und Stahlverbundbrücke. Auch der Mut zu alternativen Lösungen oder einer ansprechenden Gestaltung führten wieder zur Stahlbrücke. Nicht zuletzt die sich bereits abzeichnende Erkenntnis, dass in Punkto Robustheit und Langlebigkeit kein Weg an der Stahlbrücke vorbeigeht, führte zu einem ersten Boom.

Mittlerweile befinden wir uns mitten in der größten Sanierungs- und Ausbauphase der westdeutschen Infrastruktur nach dem Autobahn-Brückenbauboom in den 1970er-Jahren. Die enorme Steigerung der Verkehrsströme nach der Wiedervereinigung (insbesondere des LKW-Verkehrs) machten es notwendig, die Standsicherheit insbesondere der Brücken zu verlängern sowie die Kapazitäten der Fernstraßen auszubauen. „Fit für das 21. Jahrhundert“ lautet das Motto. Bauen unter Verkehr ist die Aufgabe. Und der Stahl- und Stahlverbundbrückenbau spielt dabei eine wichtige Rolle.

Galt es früher eher materialoptimiert im Sinne der Tragsicherheit zu bemessen, steht heute an vorderster Stelle die Auslegung auf Robustheit und Langlebigkeit. Die Nachweise der Betriebsfestigkeit bestimmen dabei nicht selten die Blechdicken. Entwicklungen von ermüdungssicheren Konstruktionsdetails sollen helfen, einheitliche Standards festzulegen und die Ausführungsplaner bei der Umsetzung zu unterstützen. Zusätzlich wurden die Einwirkungen durch den Verkehr, aber auch des Windes bei Bauzuständen erheblich erhöht. All diese Maßnahmen führten zwangsläufig dazu, dass die Massen der Stahlkonstruktionen deutlich zugenommen haben. Dies führte zum Teil zu großen Irritationen, insbesondere, wenn die Erstplanung der Brücke schon mehrere Jahre zurücklag und die Mengen sich im Zuge der Ausführung erhöht hatten. Als Folge dieser Entwicklung übernahm der Auftraggeber vermehrt die detaillierte Ausführungsplanung, um von Anfang an eine Massensicherheit zu erhalten. Damit wurde allerdings eine Schnittstelle geschaffen, die regelmäßig zu Diskussionen zwischen Auftraggeber und Stahlbauer führt. Themen wie die Bestimmung der Z-Güten, die Ermittlung der exakten „spannungslosen“ Werkstattform, die Berücksichtigung der Montagezustände oder die wirtschaftliche Ermittlung der Schweißnähte führten und führen bereits zu Beginn vieler Projekte zu unnötigen Konfrontationen.

Zudem bedingt dieser Ansatz, dass das doch zum Teil sehr spezielle Knowhow jeder Stahlbaufirma nicht berücksichtigt werden kann: beginnend von den unterschiedlichen Größen bei der Blechbestellung, der Ausstattung der Fertigungsstätte bis hin zu den Möglich-

keiten der Montagetechnologie und des Montageequipments. Innovationen in diesen Bereichen können nachträglich oft nicht eingebracht werden, da zusätzliche Kosten und insbesondere Termine dagegensprechen.

Der Ansatz, dass die vorgezogene Ausführungsplanung bis zu einem bestimmten Punkt vom Bauherrn erarbeitet wird und dass anschließend der Stahlbauer diese übernimmt und mit seinen speziellen Ideen und Möglichkeiten weiterführt, ist eine relativ neue Variante, die allerdings die Frage aufwirft, wer die Kosten für mögliche Abweichungen trägt.

Gangbare Alternativen wären vielleicht auch Ausschreibungsmodelle wie in anderen europäischen Ländern, die eher das Prinzip des „Design and Build“ verfolgen. Grundlage bildet lediglich eine Referenzplanung, die die wesentlichen Rahmenbedingungen enthält. Präqualifizierte Bietergruppen aus Baufirma, Stahlbauer, Ingenieurbüro und eventuell Architekt, entwickeln gemeinsam ein Design mit einer zugehörigen Kostenbewertung. Der Bauherr kann dann über eine Bewertungsmatrix, die nicht nur die reinen Herstellkosten, sondern auch Elemente wie zum Beispiel Gestaltung, Robustheit, Nachhaltigkeit, Unterhaltungskosten oder Bauzeit enthält, das „beste Gesamtangebot“ beauftragen.

Es gibt also vielfältige Möglichkeiten der Ausschreibungsgestaltung. Vielleicht sollten Bauherren auch projektbezogen unterschiedliche Modelle der Realisierung berücksichtigen. So kann für Standardbauwerke die vorgezogene Ausführungsplanung durchaus eine sinnvolle Möglichkeit sein. Bei eher anspruchsvollen Aufgaben sollte jedoch die Innovation und Kreativität der ausführenden Firmen – auch zum Vorteil des Bauherrn – genutzt und weiterentwickelt werden können.

Dass derartige neue Ausschreibungs- und Vertragsmodelle nicht von heute auf morgen Realität werden, ist klar – bis auf Weiteres wird die vorgezogene Ausführungsplanung gang und gäbe sein. Die vorliegende Einleitung zum Kapitel „Fertigung und Montage von Stahl- und Verbundbrücken“ soll deshalb dazu genutzt werden, einige daraus resultierende Probleme aus Sicht der ausführenden Firmen zu skizzieren. Konkret handelt es sich um das Thema Z-Güten, die Ausführbarkeit von Konstruktionsdetails, die wirtschaftliche Einordnung des Schweißnahtvolumens als wesentlicher Kostenfaktor sowie die Mitwirkung der ausführenden Firma bei der Erstellung des Montagekonzepts. Das dadurch geweckte Verständnis für die Sichtweise der Ausführenden in diesen Punkten sollte sich positiv auf das Zusammenspiel von Bauherren, Planern und ausführenden Stahlbau-Firmen in künftigen Projekten auswirken. Nur gemeinsam können jene wirtschaftlich, technisch und optisch guten Lösungen entstehen, die die Zukunft des Stahlbaus langfristig sichern.

1.1 „Mysterium“ Z-Güte

Die im Stahlbrückenbau logischerweise oft auftretende Kombination von dicken Blechen und großen Schweißnähten erfordert die Untersuchung auf gegebenenfalls erforderliche Z-Güten der Bleche. Dies gehört in erster Linie zum Leistungsumfang der Ausführungsplanung bzw. -statik. Eine konkrete Festlegung der Z-Güten ist jedoch erst in Abstimmung mit der ausführenden Firma möglich – das führt vor allem bei vorgezogenen Ausführungsplanungen in beinahe jedem Projekt zu Diskussionen. Im Folgenden soll versucht werden, die wesentliche Punkte des Themas herauszuarbeiten und

auf – aus Herstellersicht – wichtige Aspekte hinzuweisen.

Mit dem vermehrten Einsatz von komplexen Schweißkonstruktionen in der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts häuften sich Schäden, die auf sogenannte Terrassenbrüche zurückzuführen waren. Für das Auftreten eines Terrassenbruchs müssen mehrere Aspekte zusammentreffen: einerseits ein vergleichsweise schlechter Grundwerkstoff, dessen nichtmetallische Verunreinigungen sich durch den Walzprozess flächig ausformen und somit die Zugbeanspruchbarkeit des Materials in seiner Dickenrichtung herabsetzen. Andererseits große

Tabelle 1. Einflüsse auf die Anforderung Z_{Ed} (Tabelle 3.2 aus DIN EN 1993-1-10)

a)	Schweißnahtdicke, die für die Dehnungsbeanspruchung durch Schweißschumpfung verantwortlich ist	AC Effektive Schweißnahtdicke a_{eff} , siehe Bild 3.2 AC	AD Nahtdicke bei Kehlnähten AC	Z_i
		$a_{eff} \leq 17 \text{ mm}$	$a = 5 \text{ mm}$	$Z_a = 0$
		$17 < a_{eff} \leq 10 \text{ mm}$	$a = 7 \text{ mm}$	$Z_a = 3$
		$10 < a_{eff} \leq 20 \text{ mm}$	$a = 14 \text{ mm}$	$Z_a = 6$
		$20 < a_{eff} \leq 30 \text{ mm}$	$a = 21 \text{ mm}$	$Z_a = 9$
		$30 < a_{eff} \leq 40 \text{ mm}$	$a = 28 \text{ mm}$	$Z_a = 12$
		$40 < a_{eff} \leq 50 \text{ mm}$	$a = 35 \text{ mm}$	$Z_a = 15$
		$50 < a_{eff}$	$a > 35 \text{ mm}$	$Z_a = 15$
b)	Nahtform und Anordnung der Naht in T-, Kreuz- und Eckverbindungen			$Z_b = -25$
	Eckverbindungen			$Z_b = -10$
	Einlagige Kehlnahtdicke mit $Z_a = 0$ oder Kehlnähte mit $Z_a > 1$ mit Buttern mit niedrigstem Schweißgut			$Z_b = -5$
	Mehrlagige Kehlnähte			$Z_b = 0$
	Voll durchgeschweißte und nicht voll durchgeschweißte Nähte	mit geeigneter Schweißfolge, um Schumpfeffekte zu reduzieren 		$Z_b = 3$
	Voll durchgeschweißte und nicht voll durchgeschweißte Nähte			$Z_b = 5$
	Eckverbindungen			$Z_b = 8$
c)	Auswirkung der Werkstoffdicke s auf die lokale Behinderung der Schumpfung	$s \leq 10 \text{ mm}$		$Z_c = 2^a$
		$10 < s \leq 20 \text{ mm}$		$Z_c = 4^a$
		$20 < s \leq 30 \text{ mm}$		$Z_c = 6^a$
		$30 < s \leq 40 \text{ mm}$		$Z_c = 8^a$
		$40 < s \leq 50 \text{ mm}$		$Z_c = 10^a$
		$50 < s \leq 60 \text{ mm}$		$Z_c = 12^a$
		$60 < s \leq 70 \text{ mm}$		$Z_c = 15^a$
d)	Auswirkung der großräumigen Behinderung der Schweißschumpfung durch andere Bauteile	Schwache Behinderung:	Freie Schumpfung möglich (z. B. T-Anschlüsse)	$Z_d = 0$
		Mittlere Behinderung:	Freie Schumpfung behindert (z. B. Querschott in Kastenträgern)	$Z_d = 3$
		Starke Behinderung:	Freie Schumpfung verhindert (z. B. Längsrippe in orthotroper Fahrbahnplatte)	$Z_d = 5$
e)	Einfluss der Vorwärmung	Ohne Vorwärmung		$Z_e = 0$
		Vorwärmung $\geq 100^\circ\text{C}$		$Z_e = -8$

^a Darf um 50 % reduziert werden, wenn der Werkstoff in Dickenrichtung vorherrschend statisch und nur durch Druckkräfte belastet wird.

Schweißnähte (Kreuz-, T- und L-Stöße), die große Schweißspannungen in Dickenrichtung der Bleche zur Folge haben, sowie Konstruktionsdetails, die ein freies Schrumpfen nicht zulassen.

Um Terrassenbrüche zu vermeiden, hat man nun einwirkungsseitig die Möglichkeit, die Schweißnähte und Blechdicken auf das minimal erforderliche Maß zu reduzieren. Das widerspricht allerdings oft der ermüdungsbedingten Forderung nach durchgeschweißten Nähten. Damit bleibt die zweite Möglichkeit, durch entsprechende Materialwahl (Z-Güten) auf die zu erwartenden Beanspruchungen in Blechdickenrichtung reagieren zu können.

Das dafür erforderliche Prozedere ist in DIN EN 1993-1-10 [1] mittels Schaubildern und Tabellenwerten vorgegeben. Dabei handelt es sich eigentlich um einen sehr anschaulichen Nachweis: Es werden die einzelnen, einen potenziellen Terrassenbruch beeinflussenden Faktoren nacheinander bewertet und abschließend addiert. Diese Summe ist die vom Werkstoff aufzunehmende Mindest-Brucheschnürung.

Die einzelnen zu berücksichtigen Faktoren sind gemäß Tabelle 3.2 in DIN EN 1993-1-10 (s. Tabelle 1) folgende:

a) Schweißnahtdicke

Konkret geht hier jene Abmessung der Schweißnaht ein, die im rechten Winkel auf die Oberfläche des untersuchten Blechs steht. Exakt bekannt ist diese Abmessung erst mit Vorliegen des entsprechenden Schweißdetails – dieses wird vom Fertigungsbetrieb anhand statischer Vorgaben, Zugänglichkeit und eigenen schweißtechnologischen Vorgaben (Wurzelspalt, Öffnungswinkel) festgelegt.

b) Nahtform und Anordnung der Naht in der jeweiligen Verbindung

Die Tabelle veranschaulicht die möglichen Nahtformen und deren Auswirkungen: Stumpfstöße sind völlig unkritisch, Kehlnähte weniger kritisch als durchgeschweißte Nähte, Schweißnähte, die ein freies Blechende in Querrichtung beanspruchen, sind nach Möglichkeit zu vermeiden. Das angeführte Puffern mit duktilem Schweißgut sollte planmäßig nicht vorgesehen werden, sondern erst bei ggf. erforderlichen rechnerischen Nachbesserungen zum Einsatz kommen. Gleiches gilt für die Option, mittels geeigneter Schweißfolge die Schrumpfeffekte zu reduzieren. Beides bedeutet einen Mehraufwand in der Fertigung und ist schwer zu überprüfen, gleichzeitig ist die damit erzielbare rechnerische Verbesserung gering.

c) Werkstoffdicke

Je dicker ein Blech, desto anfälliger ist es auf Beanspruchungen in Blechdickenrichtung. In der Fußnote der Tabelle 3.2 (s. Tabelle 1) steht hierzu noch der wichtige Hinweis, dass bei vorherrschend statisch und nur durch Druckkräfte beanspruchten Blechen der Einflussfaktor halbiert werden darf. Davon abgesehen, dass diese Voraussetzungen im Brückenbau eher selten der Fall sein dürften, sieht man hier klar

dass der Z-Güten-Nachweis auch für druckbeanspruchte Bleche geführt werden muss: die Hauptbeanspruchung kommt aus der Verbindung der Bleche mittels Schweißen; somit ist es durchaus möglich, dass auch für druckbeanspruchte Bleche Z-Güten erforderlich werden.

d) Auswirkung der großräumigen Behinderung der Schweißschrumpfung

Mit diesem Faktor wird im Wesentlichen bewertet, ob eine Schweißverbindung frei schrumpfen kann oder ob das Schrumpfen durch andere bereits verbundene Bauteile be- oder völlig verhindert wird. Teilweise kann dieser Aspekt auch durch die Wahl einer dafür idealen Zusammenbaureihenfolge positiv beeinflusst werden. Da dies aber in der Werkstatt ebenfalls schwer zu überprüfen ist, sollte im Zweifelsfall der ungünstigere Fall angesetzt werden.

e) Einfluss der Vorwärmung

Bereits ein Vorwärmen auf 100 °C setzt die Gefahr eines Terrassenbruchs deutlich herab. Um Z-Güten zu „sparen“, wird deshalb von vielen Ausführungsplanern generell mit der Option „Vorwärmung $\geq 100\text{ °C}$ “ gerechnet. Für die Fertigung kann dies jedoch einen erheblichen Mehraufwand bedeuten, der in Relation zur erzielten Ersparnis beim Materialeinkauf gesetzt werden muss.

Durch Addieren der fünf Faktoren erhält man direkt die erforderliche Mindestbrucheschnürung in Prozent. Damit kann auf Basis der Tabelle 3.2 in DIN EN 1993-1-1 [2] (s. Tabelle 1) die entsprechende Güteklasse („Z-Güte“) ausgewählt werden, die dann bei der Blechbestellung zu berücksichtigen ist. Mit steigender Güteklasse steigt der Aufwand für das Walzwerk, entsprechend steigt auch der verrechnete Aufpreis.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die Bestimmung von Z-Güten keine Wissenschaft darstellt. Durch die derzeit gelebte Praxis einer vorgezogenen Ausführungsplanung steht der Ausführungsplaner jedoch vor der Aufgabe, Z-Güten vorab festzulegen. Mögliche Folgen sind vergessene oder falsche Z-Güten, der Versuch den Z-Güten-Nachweis separat zur ausführenden Firma zu schieben oder als anderes Extrem die Vorgabe, für alle Bleche ab einer gewissen Dicke pauschal Z-Güten zu bestellen. Im Sinne einer wirtschaftlichen Lösung und einer störungsfreien Abwicklung sollte die Verantwortung für die Ausführungsplanung bei der Stahlbaufirma liegen.

1.2 Ausführbarkeit von Stahlbaudetails

Stahlkonstruktionen im Sinne des Ingenieurbaus bestehen aus einzelnen Blechen und Profilen, die mittels Schweißen oder Schrauben zum endgültigen Tragwerk verbunden sind. Um diese Verbindungen herstellen zu können, muss eine ausreichende Zugänglichkeit gegeben sein. Vor allem im Brückenbau ist die Fertigung von Stahlkonstruktionen mehrheitlich noch Handarbeit, demzufolge sind auch Regeln der Arbeitssicherheit zu beachten. Das ist prinzipiell Teil der Werkstattpla-

nung, die Basis dafür wird aber bereits in der Ausführungsplanung gelegt.

Das Thema Zugänglichkeit beginnt bei der Anordnung einzelner Schweißnähte. Um diese ordnungsgemäß herstellen zu können, muss zuallererst der Schweißer die Naht mit seinem Schweißgerät überall erreichen können. Gleichzeitig soll die Naht überall einsehbar sein – sowohl für den Schweißer als auch für die darauffolgende Sicht- und zerstörungsfreie Prüfung.

Vor allem bei komplizierteren Bauteilen – der „Klassiker“ ist zum Beispiel der Lagerpunkt – werden manche Schweißnähte und Bleche nach Fertigstellung nicht mehr zugänglich sein. Bereits in der Ausführungsplanung ist deshalb eine potenziell mögliche Schweiß- und Zusammenbauereihenfolge zu konzipieren. Prinzipiell ist es zwar möglich, mit temporären Montageöffnungen zu arbeiten, oft können diese aber durch eine konstruktiv gute Planung vermieden werden. Häufig werden zum Beispiel in der Ausführungsplanung Kastenträger mit allseits angeschlossenen Querschotten vorgesehen, was eine Montageöffnung neben jedem Querschott bedingt – dies kann durch konstruktive Anordnung eines innenliegenden Saumblechs elegant umgangen werden, mittlerweile gibt es dafür auch eine Richtzeichnung der BASt [3] (DHK 1, s. Bild 1).

Ein weiterer wichtiger Punkt betrifft die Arbeit in Hohlräumen, wie sie zum Beispiel bei Hohlkästen vorkommen können. Es muss eine ausreichende Belüftung dieser Arbeitsplätze sichergestellt werden, dazu kommt die Notwendigkeit einer – in Notfällen – möglichst raschen Bergung. Mehrere hintereinander angeordnete Mannlöcher machen die Hohlräume zwar zugänglich, eine Belüftung und potenzielle Bergung durch diese Löcher

sicherzustellen, ist jedoch oft nur bedingt möglich. Auch in diesen Fällen sollte man konstruktive Lösungen wie das vorher zitierte Saumblech anstreben, um die Notwendigkeit von Arbeiten im Hohlkasten von vornherein zu vermeiden.

Zusammenfassend kann man sagen, dass bei der Planung einer Stahlkonstruktion auch deren Zusammenbau bereits mitzudenken ist. Dies bedarf aber einer großen Erfahrung bei der Herstellung. Auch können firmenspezifische Kriterien die Wahl der „besten“ Konstruktion beeinflussen, sodass auch an dieser Stelle das Wissen und die Erfahrung der ausführenden Firmen nicht nur sinnvoll, sondern im Sinne einer „guten“ Lösung zwingend notwendig ist.

1.3 Schweißnahtvolumen = Arbeitszeit = Kosten

Ein Ziel jeder Planung muss es sein, eine wirtschaftliche Lösung zu entwerfen. Bei der Fertigung von Stahlkonstruktionen lassen sich zwei wesentliche Kostenfaktoren identifizieren. Einerseits sind das die Kosten für das verbaute Material – je höher die verbaute Tonnage, desto höher die Kosten. Der zweite Kostenfaktor – der teilweise gerne vergessen wird – ist die für die Fertigung benötigte Arbeitszeit. Diese muss nicht zwingend mit dem Gewicht der Konstruktion korrelieren, im Gegenteil: eine leichte, mit vielen Steifen ausgesteifte Konstruktion kann sogar mehr Arbeit bedeuten als eine massivere Konstruktion, die dafür ohne Steifen auskommt.

Wesentlich besser lässt sich die benötigte Arbeitszeit anhand einer anderen Kenngröße abschätzen: das Schweißnahtvolumen. Auf dieser Basis lassen sich zum

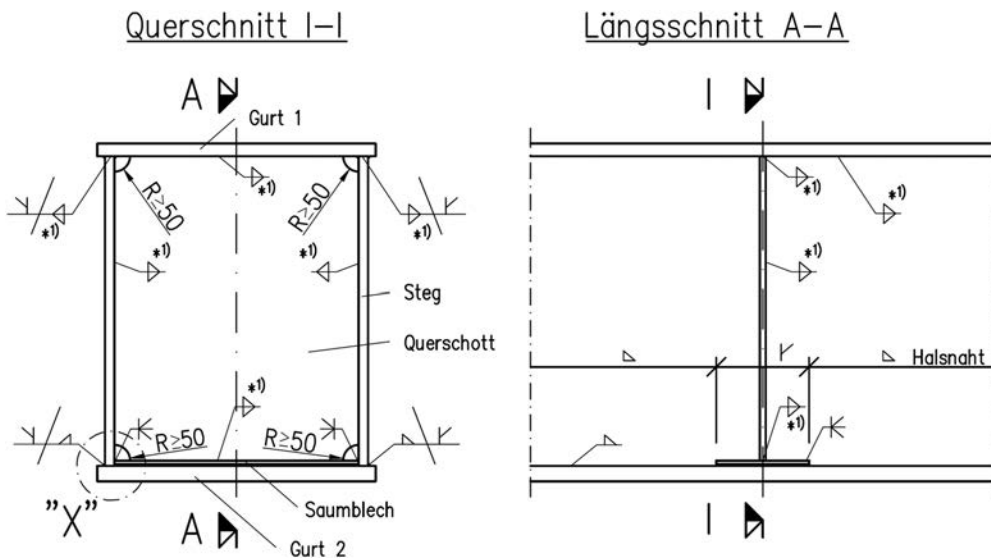


Bild 1. Auszug aus der Richtzeichnung DHK 1 der Bundesanstalt für Straßenwesen: Durch die Anordnung eines Saumblechs entfällt die Notwendigkeit von zusätzlichen Montagefenstern für die Herstellung des Kastenträgers.

Beispiel die benötigten Schweißerstunden gut ermitteln. Auch die Arbeitsstunden für das Zusammenstellen und abschließende Richten der Teile sind oft proportional zum Schweißnahtvolumen einer Konstruktion. Der Haupteinflussfaktor auf das Schweißnahtvolumen ist – abgesehen von schweißtechnischen Randbedingungen wie Wurzelspalt und Öffnungswinkel – die durch die Ausführungsstatik vorgegebene Dicke der Bleche und Schweißnähte. Das Schweißnahtvolumen ist dabei nicht linear von der Schweißnahtdicke abhängig, sondern eine quadratische Funktion. Zum Beispiel hat eine Kehlnaht a4 ein ideales Schweißnahtvolumen von $16 \text{ cm}^3/\text{lfm}$, eine Kehlnaht a6 hat hingegen ein mehr als doppelt so großes Volumen von $36 \text{ cm}^3/\text{lfm}$.

Um die Fertigung möglichst wirtschaftlich zu gestalten, ist es somit wünschenswert, die Konstruktion „einfach“ und das Schweißnahtvolumen gering zu halten. Hier fängt das Dilemma an: Die Abrechnung von Stahlbauten erfolgt in der Regel ausschließlich über das Gewicht. Somit ist es das Ziel, vor allem bei vorgezogener Ausführungsplanung eher eine arbeitsintensive, dafür materialoptimierte Konstruktion zu wählen. Bei der Berechnung der Schweißnähte wird oft der „einfache und sichere“ Weg der konstruktiven und nicht statisch erforderlichen Nahtdicke gewählt. In Summe wird die Brückenkonstruktion dadurch unwirtschaftlich und zusätzlich entsteht ein Reibungspotenzial zwischen Planer, Bauherr und ausführender Firma, da die ausführende Firma in der Umsetzung versucht noch zu optimieren, der Bauherr aber auf die Ausschreibung verweist.

Auch in diesem Punkt wäre es also wünschenswert, wenn die ausführende Firma rechtzeitig Einfluss auf die Ausführungsplanung nehmen kann.

1.4 Ausführungs- und Montageplanung unter Beteiligung der ausführenden Firmen

Die Art und Weise der möglichen Herstellung von Großbrücken aus Stahl- oder Stahlverbund ist mitunter ein wesentliches Kriterium für deren Entwurf. Nicht nur, dass aufgrund des geringen Eigengewichts der Stahlkonstruktionen die Bauzustände aus der Herstellung oft einen erheblichen Anteil am endgültigen Auslastungsniveau bilden, auch muss das Herstellverfahren bereits beim Entwurf des Brückenkörpers mitgedacht werden: Beispielsweise wird man eine Brücke über vielbefahrene Gleise und Straßen ohne die Möglichkeit längerer Sperrungen meistens im Taktschiebverfahren herstellen – eine gevoutete Untersicht scheidet damit üblicherweise von vornherein aus.

Natürlich steht im Entwurfsprozess die Frage der Herstellung nicht an vorderer Stelle, zu vielfältig sind mitunter die Anforderungen an den Brückenentwurf. Steht jedoch einmal der Entwurf der auszuführenden Brücke fest, gibt die ZTV-ING [4] vor, dass eventuelle Auswirkungen aus dem Herstellverfahren bei der Ausschreibung zu berücksichtigen sind. Üblicherweise wird darunter verstanden, dass bereits in der Vorstatik für den

Entwurf bemessungsrelevante Bauzustände zu untersuchen sind und damit wesentliche Einflüsse auf die Mengen des Bau- und Betonstahls erfasst und in der Ausschreibung berücksichtigt werden müssen. Genauso wichtig ist jedoch – und dies wird leider oft vergessen – wichtige konstruktive Punkte zur Herstellung im Entwurf mitzudenken. Als Stichworte seien hier zum Beispiel die Abstimmung der Pfeilerkopfbreite auf die Querschnittsbreite beim Taktschieben, die Lagerachsenanordnung beim Querverschub und die Querschnittswahl bei der Hubmontage genannt.

Für sich genommen sind diese Punkte den handelnden Parteien im Brückenbau lange bekannt, eine besondere Brisanz erhalten jedoch all diese Faktoren mit der in den vorangegangenen Abschnitten bereits erwähnten, in den letzten Jahren immer mehr zunehmenden Praxis der Vergabestellen, die Ausführungsplanung von Stahl- und Stahlverbundbrücken vor Beauftragung der ausführenden Firmen durch den Entwurfsplaner erstellen zu lassen und dem Arbeitnehmer (AN) nach Auftragsvergabe beizustellen.

Nach wie vor gibt es keine klare Schnittstelle, die definiert, wo der Leistungsumfang des Ausführungsplaners endet und was in den Verantwortungsbereich der ausführenden Firma fällt. Wie oben gezeigt ist eine unabhängige Trennung auch nicht möglich. Je nach Bauherr und Planer werden heute unterschiedliche Varianten „ausprobiert“ – mit mehr oder weniger Erfolg.

Wird der Versuch unternommen, die Ausführungsplanung vollumfänglich zu erstellen, bleibt insbesondere eine wirtschaftliche Lösung für die Montage der Stahlkonstruktion auf der Strecke. Zu vielfältig und zu individuell sind die Möglichkeiten der Umsetzung bei den verschiedenen Stahlbauunternehmen. Was für die eine Stahlbaufirma die wirtschaftlichste Lösung ist, muss es für die andere noch lange nicht sein; dabei spielt das vorhandene Montageequipment eine entscheidende Rolle:

- Ein vorhandener Vorbauschubel ist mit seiner Steifigkeit in der Statik zu berücksichtigen.
- Die Länge der Verschlusslager ist möglicherweise bemessungsrelevant.
- Die Verschlussstechnik kann unterschiedlich sein.
- Die Konzeption der Bauteilgewichte hängt von den Fertigungs-, aber auch den Transportmöglichkeiten und nicht zuletzt von den Hubkapazitäten auf der Baustelle ab.
- Das Einfahren einer Brücke kann mittels einer Verschlussbahn erfolgen, aber zum Beispiel auch mit sogenannten SPMTs (Schwerlastrollern).

Zusammenfassend kann auch hier festgestellt werden, dass eine wirtschaftliche Lösung nur unter Beteiligung der Stahlbaufirma möglich ist. Im Sinne einer erfolgreichen und konfliktfreien Zusammenarbeit zwischen Bauherr, Planer und ausführenden Firmen ist zu wünschen, dass Wege gefunden werden, die eindeutige Verantwortungsbereiche definieren und die Weiterentwicklung der Bauweise Stahl- und Stahlverbund fördern.

2 Ersatzneubau der Talbrücke Heidingsfeld

2.1 Kurzbeschreibung des Bauvorhabens

50 Jahre nach ihrer Erbauung weicht die 665 m lange Talbrücke Heidingsfeld einem Ersatzneubau. Dabei kommt für den Stahlverbundüberbau aus dem Jahr 1964 erneut ein Stahlverbundquerschnitt zum Zuge, der je Fahrtrichtung durch einen modernen einzelligen Stahlhohlkasten mit außenliegenden Kragarmen und aufbetonierter Fahrbahnplatte gebildet wird. Aufgrund der topografischen Verhältnisse und der Bedingungen zur Aufrechterhaltung eines 4+0-Verkehrs erfolgt die Montage durch Längseinschub der Stahlkonstruktion mit Stützweiten bis zu 120 m.

Die Talbrücke Heidingsfeld ist Teil der BAB A3, die die Niederlande mit dem Ruhrgebiet, Köln, dem Rhein-Main-Gebiet, Franken, Ostbayern und Österreich verbindet und damit nach der A7 die längste Autobahn Deutschlands und eine wichtige Transitstrecke bildet. Mit der 1964 errichteten Talbrücke Heidingsfeld überquert die Bundesautobahn BAB A3 die Bahnlinie Neckarelz-Würzburg und den Schattbergweg in einer Höhe von bis zu 55 m über dem Tal. Weiterhin wird die Staatsstraße 511 sowie die Heuchelhofstraße mit Straßenbahnverkehr überspannt.

2.2 Bestandsbauwerk

Das 9-feldrige Bestandsbauwerk (s. Bild 2) wurde für beide Richtungsfahrbahnen durch einen Stahlverbundüberbau mit zwei offenen bis zu 6 m hohen Hauptträgern und lastverteilenden Fachwerkträgern zwischen den Stegen der Hauptträger gebildet. Die Stahllängsträger lagen dabei in einem Abstand von 23 m und trugen zusammen mit den lastverteilenden Querträgern die aufbetonierte vorgespannte Fahrbahnplatte. Die Pfeiler waren als Rechteckquerschnitt aus Stahlbeton über einen Querriegel miteinander gekoppelt und auf Einzel-fundamenten gegründet. Die statische Überprüfung des Bestandsbauwerks zeigte, dass der Nachweis im GZT nur noch für die Brückenklasse 60 möglich war. Zahlreiche Schäden an tragenden Bauteilen und eine Zu-

standsnote von 3,0 mit einer unzureichenden Restnutzungsdauer führten zur Entscheidung eines Ersatzneubaus.

2.3 Neubautentwurf

Im Zuge eines Realisierungswettbewerbs im Jahre 2009 entstand unter den damaligen Planungsvorgaben ein Siegerentwurf, der anschließend in den nunmehr vorliegenden Bauwerksentwurf von 2012 überführt wurde.

Das neue Bauwerk erhält für beide Richtungsfahrbahnen getrennte Überbauten als Balkenbrücken. Die Trassierung der BAB-Achse verläuft in einem konstanten Radius. Als System wird der Überbau als 7-feldriger Durchlaufträger mit einer Gesamtstützweite von 635 m ausgebildet, die sich aus den Einzelstützweiten von 53 – 80 – 92 – 100 – 108 – 120 – 82 m zusammensetzt. Die Überbaubreite beträgt bei der Fahrtrichtung Nürnberg 19,75 m, bei der Fahrtrichtung Frankfurt 21,75 m. Als Überbauquerschnitt wurde ein Stahlbeton-Verbundquerschnitt mit je einem einzelligen Stahltrapez-kasten in S 355J2+N und einer schlaß bewehrten Betonfahrbahnplatte in C35/45 gewählt (s. Bild 3). Die Konstruktionshöhe des Überbaus beträgt konstant 4,60 m. Damit ergibt sich im größten Feld von 120 m eine Schlankheit von 1/26,1. Die Breite der Stahltrapez-kästen beträgt oben 9,35 m und verjüngt sich nach unten auf 7,00 m. Die Aussteifung der Stahlkästen in Brückenquerrichtung erfolgt durch Anordnung von innenliegenden Querrahmen im Abstand von 4 m. Über den Auflagerpunkten wurden verstärkte innere Pfeilerquerrahmen erforderlich. Die Endquerträger wurden aufgrund der nach außen gezogenen Lagerpunkte mit einer Gesamtbreite von ca. 13 m ausgeführt. Außenliegende bis zu 6 m lange Kragarme im Abstand von 4 m wurden als dichtgeschweißte Stahlhohlkästen ausgebildet, um die Halfertigteile aufzunehmen, auf denen die zwischen 30 und 34 cm starke Fahrbahnplatte betoniert wurde. Kopfbolzendübel auf den Obergurten der Kragarme als auch auf dem Obergurt des Stahltrapez-kastens stellen den Verbund her.

Die Lagerung der Brücke erfolgt jeweils über zwei Lager/Achse, die im Abstand von 5,40 m angeordnet wurden, sodass auf Verbreiterungen des Untergurts verzichtet werden konnte. Lediglich an den Widerlagern erfolgte eine Spreizung auf 10,00 m. In allen Lagerachsen kamen jeweils zwei stählerne Kalottenlager zur Ausführung. In Längsrichtung wird die Brücke in den mittleren Lagerachsen 40, 50 und 60 fest gelagert, um die Dehnwege zu den Widerlagern möglichst gering zu halten. Die Gründung des gesamten Brückenbauwerks fußt auf Großbohrpfählen mit 1,50 m Durchmesser, wobei die äußeren Pfahlreihen der Pfeiler und die vorderen der Widerlager mit einer Neigung von 1:10 ausgeführt wurden. Die massiven Stahlbetonpfeiler mit ovaler Grundform wurden in die 2,50 m dicke Pfahlkopfplatte eingespannt und variieren in ihren Abmessungen je nach Pfeilerachse von 4,20 m · 1,60 m bis zu 5,80 m · 2,40 m. Ein 2,50 m hoher Pfeilerkopf rundet



Bild 2. Bestandsbrücke (© 2014 Donges Steeltec GmbH)

die Pfeiler am Übergang zum Überbau ab. Die Ausführung der Widerlager erfolgte in Form begehrbarer Kastenwiderlager aus Stahlbeton der Festigkeitsklasse C35/45.

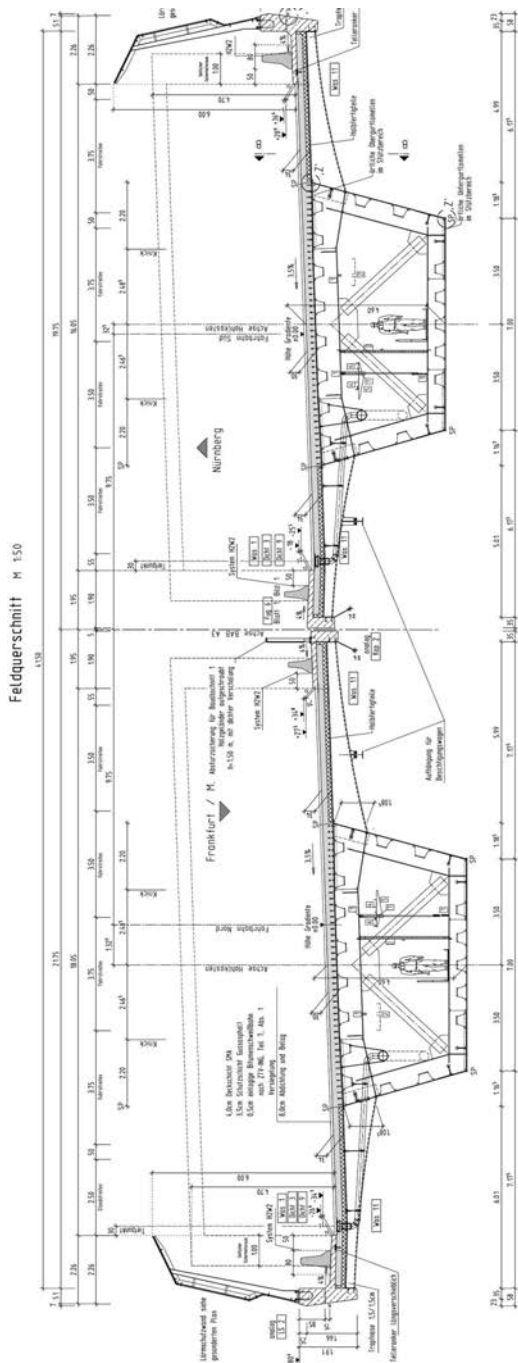


Bild 3. Regelquerschnitt (© 2013 ABDN Nordbayern)

Im Zuge des Lärmschutzes kamen an beiden Überbauten 6 m hohe Lärmschutzwände mit einer architektonischen Ausbildung der Lärmschutzpfosten und einer transparenten Acrylglas-Verglasung zur Ausführung. Die neuen Überbauten beider Fahrtrichtungen wurden im Taktchiebverfahren ausgehend vom Widerlager 10 aus errichtet. Dabei wurde unter Beibehaltung des laufenden Verkehrs auf der Bestandsbrücke die Stahlkonstruktion unter Verwendung eines 41 m langen Vorbauschabls mittels Längsverschiebung in nördlicher Seitenlage hergestellt. Somit konnte auf eine 4+0-Verkehrsführung auf dem bestehenden Überbau verzichtet werden und nach Fertigstellung des 1. Überbaus (Fahrtrichtung Frankfurt/Main) der Verkehr mit 4+0 auf den Neubau umgelegt und der Bestandsüberbau abgebrochen werden. Anschließend wurde an der Stelle des Bestandsüberbaus der Überbau für die Fahrtrichtung Nürnberg hergestellt.

2.4 Technische Bearbeitung

Die Bemessung des Brückenbauwerks erfolgte noch nach dem DIN-Fachberichte 103 und 104, Stand März 2009 [5, 6] in Ergänzung mit dem Lastmodell 1, das entsprechend DIN EN 1991-2 [7] in Verbindung mit DIN EN 1991-2/NA [8] angewandt wurde. Für die Bemessung nach Militärlastklassen kam dabei Standardisation Agreement (STANAG) 2021 [9] im Einbahnverkehr mit MLC 100 und im Zweibahnverkehr mit MLC 50/50 zur Anwendung.

Zur Berechnung des Überbaus diente ein räumliches Stabwerksmodell mit Abbildung des geschlossenen Hohlkastens unter Berücksichtigung der K-Verbände und der Pfeiler, die wiederum entsprechend den Gründungssteifigkeiten elastisch eingespannt gerechnet wurden. Die Verbindung des Überbaus mit den Pfeilern wurde durch Federelemente entsprechend dem Lager-schema abgebildet.

Im Zuge des Berechnungslaufs wurden die einzelnen Beanspruchungen am Stahl- und Verbundquerschnitt unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Belastungsgeschichte berücksichtigt und die Nachweisführungen durch Überlagerung der Grenzzustände der Tragfähigkeit, der Gebrauchstauglichkeit und der Ermüdung erbracht. Auch die Berechnung der Normal- und Pfeilerquerrahmen erfolgte an einem räumlichen Stabwerksmodell unter Berücksichtigung der Bauteilgeometrie und Lager sowie Pressenstößen als räumliches Schalenmodell.

Die verschiedenen Einschiebustände erforderten eine große Anzahl an Einzelpositionen, die unter Berücksichtigung der Eigenlast-, Wind-, Montage- und Temperaturzustände sowie den Ansätzen aus Herstell- und Montagtoleranzen und der Überhöhungsform der Stahlkonstruktion zu bemessungsrelevanten Schnittgrößen führten, die gerade im Kragarmbereich für die Bemessung ausschlaggebend werden. Dabei wurden umfangreiche Untersuchungen in Bezug auf das Beulen der Steg- und Bodenbleche erforderlich, die die zur

Zeit der Ausführung in der Fachwelt äußerst kontrovers diskutierte Nachweisführung schließlich in diverse Forschungsprojekte der Universitäten und stahlbautechnischen Institute führte.

2.5 Fertigung

Die Fertigung der gesamten Stahlkonstruktion erfolgte im Werk Darmstadt der Donges Steeltec GmbH. Dabei wurde die 635 m lange Stahlkonstruktion des Überbaus in Längsrichtung in 24 Schüsse je Überbau eingeteilt. Der Stahltrapezkasten erfuhr im Querschnitt eine Teilung in das 3 m breite Bodenblech, das 5 m breite Deckblech sowie die beiden C-Querschnitte, die aus den Hauptträgerstegen und den Ober- und Untergurten des Kastens gebildet wurden (s. Bild 4). Daraus ergaben sich bis zu 32 m lange, über 5 m Breite und 118 t schwere Einzelbauteile. Weiterhin wurden die im Abstand von 4 m am Stahltrapezkasten angeordneten insgesamt 664 Kragarme mit Längen von bis zu 6 m als Einzelteile gefertigt (s. Bild 5).

Bei den Pfeilerquerschnitten wurden Gesamtblechdicken von bis zu 100 + 80 mm im Untergurt und bei den Auflagersteifen bis 65 mm verbaut, die sowohl in der Werkstatt als auch auf der Baustelle entsprechende Dimensionen mit bis zu 118 t Einzelbauteilgewicht und zugehörigen Schweißleistungen erforderten (s. Bild 6). Um die bei derartigen Brückenquerschnitten notwen-

dige Passgenauigkeit der Einzelbauteile auf der Montage zu gewährleisten, war eine Vormontage im Werk unerlässlich. Die Produktionshalle 5 der Donges Steeltec GmbH mit 38 m Breite, 240 m Länge und Hubkapazitäten bis 160 t ließ eine derartige Probemontage problemlos zu. Dabei wurden die Einzelbauteile längenmäßig und bezüglich der geforderten Schweißspaltmaße am Gesamtquerschnitt angepasst, die erforderlichen Verschlossungen angebaut und der Gesamtquerschnitt vermessen (s. Bild 7). Nach der Demontage in die Einzelbauteile wurden diese in der werkseigenen Strahl- und Beschichtungsanlage gemäß ZTV-ING [4] konserviert. So wurden für beide Überbauten zusammen insgesamt rund 11.000 t Stahlkonstruktion gefertigt (s. Bild 12).

2.6 Fracht

Besondere Herausforderung war die Fracht der Bauteile von Darmstadt zur Baustelle. Hier wurden jeweils im Konvoittransport die Einzelbauteile eines Schusses mittels LKW und entsprechend lenkbaren Nachläuferfahrzeugen in Nachtfahrten von Darmstadt über die Bundesautobahnen BAB A5 und A3 zur Einbaustelle transportiert. Aufgrund der damals hohen Baustellen-dichte auf der A3 infolge des 6-streifigen Ausbaus galt es tagesgenau mit den örtlichen Behörden zusammen-zuarbeiten und auch bei winterlichen Bedingungen je

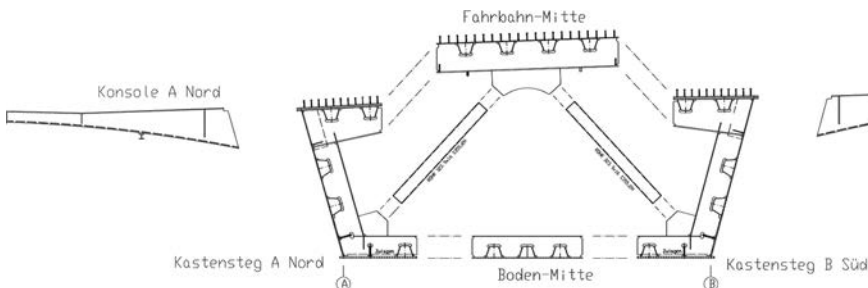


Bild 4. Explosionszeichnung Querschnittsteilung (© 2016 Donges SteelTec GmbH)



Bild 5. Kragarme 6 m (© 2016 Donges SteelTec GmbH)



Bild 6. Pfeilerquerschnitt (© 2016 Donges SteelTec GmbH)



Bild 7. Zusammenbauvorrichtung Werkstatt (© 2016 Donges SteelTec GmbH)



Bild 8. Zusammenbau des Trapezkastens auf dem Vormontageplatz, (© 2016 Donges SteelTec GmbH)

Überbau 96 Großbauteile und 332 Kragarme termingerecht auf den Vormontageplatz zu liefern, um diese anschließend mittels Mobilkränen aufzurichten und auf die vorbereiteten Zulagen zu setzen (s. Bild 8).

2.7 Montage

Die Stahlkonstruktion der Verbundbrücke wurde im Taktchiebverfahren hergestellt. Der Vormontageplatz bzw. die Taktstation befand sich hinter dem Widerlager 10 und war mit einer Länge von ca. 130 m so bemessen, dass bis zu 5 Schüsse vormontiert werden konnten, um sie danach längs verschieben zu können. Da sich die Gradienten des Überbaus i. W. als Wannenhalbmesser darstellt, wurde dieser Wannenhalbmesser auch im Bereich des Taktkellers bzw. der Vershubachsen V1, V2, V3 und Achse 10 fortgeführt. Die Brücke wurde gegenüber ihrer Höhenendlage um 800 mm überhöht eingeschoben, um die erforderlichen Vershublager zwischen den Lagerbänken und dem Bodenblech des Überbaus unterbringen zu können, woraus sich ein Freiraum zwischen OK-Pfeilerkopf und UK-Überbau im Vershubzustand von 1300 mm ergab. Insgesamt wurden 6 Vershubphasen mit Vershubwegen von bis zu 120 m erforderlich, um den 635 m langen Überbau in seine

endgültige Lage zu versetzen (s. Bild 9). Im Zuge des letzten Verschubs war es erforderlich, den Vorbauschnabel bereits vor dem Auflaufen auf das WL 80 schrittweise zu demontieren, da aufgrund der beengten Platzverhältnisse hinter dem WL 80 ein Durchschieben nicht möglich war.

Im Zuge des Längsverschubs wurden sämtliche Einzelfelder als Kragarm überfahren. Das größte Hauptfeld der Brücke zwischen den Achsen 60 und 70 führte damit zu einem Kragarm von 120 m beim Einschub. Zur Reduzierung der Verformungen an der Kragarmspitze sowie zur Reduzierung der Kragarmbeanspruchung wurde daher ein 36 + 5 m langer Vorbauschnabel eingesetzt. Die aus ständigen und Montagelasten sowie Temperatureinfluss und Windbelastung auftretenden vertikalen Verformungen betrugen beim Auffahren des 41 m langen Vorbauschnabels vor der Achse 70 ein Maß von 3,7 m. Um dieses auch unter Aufsummierung aller Durchbiegungseinflüsse auftretende Maß zu überbrücken erhielt der Vorbauschnabel einen Eigenanzug von 2,8 m zuzüglich einem am Ende des Vorbauschnabels montierten Hubtischs mit maximaler Hubhöhe von 1,2 m, sodass insgesamt 4,0 m vertikale Verformungen ausgeglichen werden konnten (s. Bilder 10 bis 12). Da die Brücke vom Taktanlagenende bis etwa Pfeiler/Achse 40 in einem leichten Längsgefälle von bis zu 2,0% verläuft, war für den Fall des ungewollten Gleitens der Einsatz einer aktiven Rückhaltesicherung auf dem Vormontageplatz zwingend erforderlich.

Auf jedem Pfeiler sowie auf den Widerlagern und den Hilfslagern V 1–3 des Vormontageplatzes wurde jeweils ein Vershubpunkt vorgesehen. Jeder Vershubpunkt bestand aus 2 Längsvershublagern. Die gleichmäßige Lasteinleitung wurde über eine Zwischenlage von Elastomerlagern gewährleistet. Die Tangentenverdrehungen wurden über den Wippräger, der liniengelagert ist, aufgenommen. Als Gleitpaarung kamen PTFE und Edelstahl zum Einsatz. Hierzu dienten ca. 1,0 m lange gummierte Stahlplatten, die einseitig mit einer PTFE-Schicht versehen sind. Die Platten wurden zwischen dem Untergurt der Stahlkonstruktion (Gummi) und dem Edelstahlblech der Vershubwippen (PTFE) eingeführt. Um die Reibung möglichst gering zu halten, wurden die PTFE-Flächen mittels handelsüblicher Schmierseife geschmiert. Die erforderliche effektive Lasteinleitungslänge der Vershubwippen betrug 3,80 m, die Bemessungslast der Vershubwippen bis zu 19 MN.

Die Aufnahme der Horizontallasten wurden über den Pfeilerköpfen durch seitliche Führungen in Höhe des Überbaubodenbleches realisiert.

In Achse Widerlager 10 waren zwei Quertraversen zur Aufnahme der auftretenden horizontalen Lasten vorgesehen. Auf dem Vormontageplatz wurden in Achse V1–V3 Steckträger in die Fundamente eingebracht. Eingelassene gefettete PTFE-Platten verminderten die Querreibung.

Für das Längsverschieben der Brücke selbst wurde eine hydraulische Längsvershubanlage, bestehend aus 2

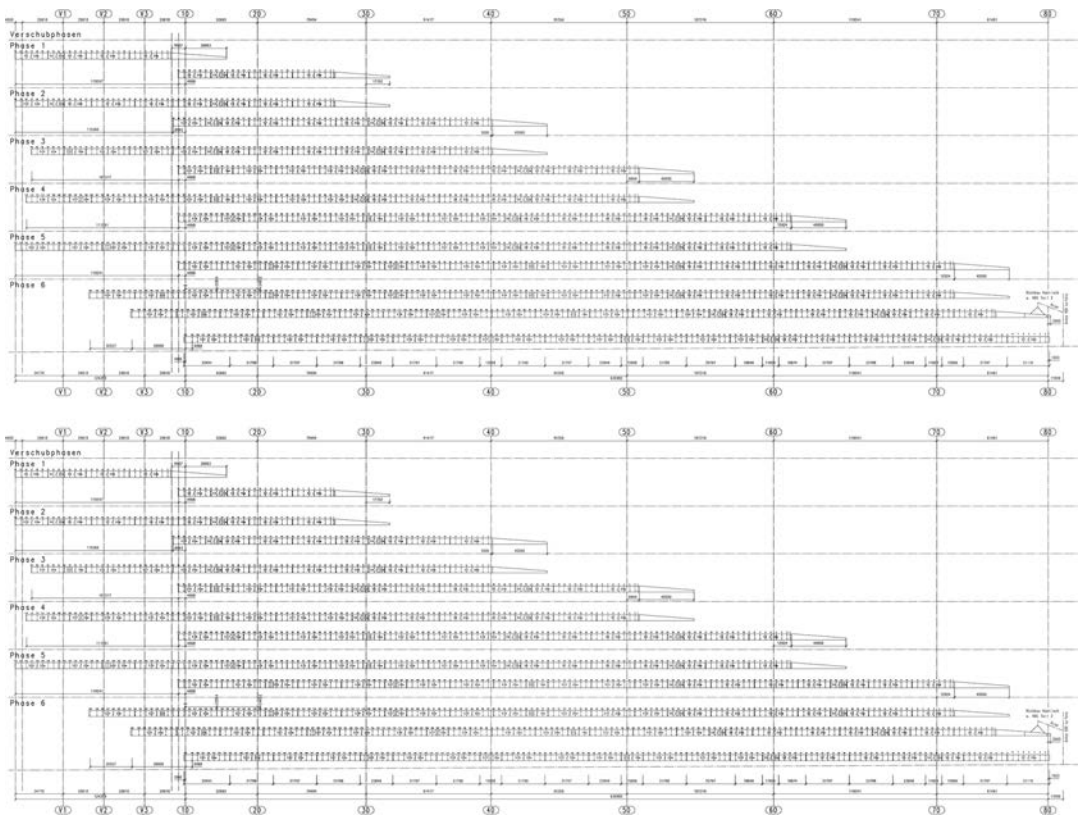


Bild 9. Verschubphasenplan (© 2016 Donges SteelTec GmbH)



Bild 10. Vorbau schnabel mit Hubtisch vor erstem Vershub (© 2016 Donges SteelTec GmbH)

Litzenhebern mit je 250 t Zugkraft und 1 Rückhaltezyliner mit 120 t Kapazität vorgehalten. Die Zylinder zum Vorschub der Stahlkonstruktion wurden dazu hydraulisch gekoppelt, konnten aber auch einzeln gefahren werden, um eventuelle Toleranzen beim Einschub ausgleichen zu können. Beim Ausfahren der Litzenheber wurde der Überbau dabei über die am WL 10 verankerten Litzenstränge vorgeschoben. Die Zylinder hatten dabei einen Hub von bis zu 550 mm, der elek-

tronisch gesteuert wurde und mit dem Rückhaltezyliner sowie einem Notstopp-Alarmsystem zur Messung der Pfeilerauslenkung gekoppelt war (s. Bild 13).

Jeder Pfeilerkopf wurde mit einer mechanischen Notstoppeinrichtung ausgerüstet. Von Achse WL 10 wurde dazu ein Stahlseil bis zur Achse WL 80 gespannt. Auf den Pfeilern nahm das Messgerät die Bewegung des Pfeilerkopfes relativ zu diesem Seil auf. Sobald ein kritischer Wert überschritten worden wäre, hätte der Vershub automatisch gestoppt. Die Stoppfunktion konnte zusätzlich über einen Taster vom Bedienpersonal ausgelöst werden. Damit war ein sofortiger Stopp der Gesamtanlage im Havariefall gewährleistet – wurde jedoch zu keinem Zeitpunkt erforderlich.

Mit Erreichen des Widerlagers Achse 80 wurde der Vorbau schnabel in zwei Hubaktionen demontiert. Dazu wurde der Längsvershub 2-mal unterbrochen, um den in Längsrichtung unterteilten Vorbau schnabel zu demontieren (s. Bild 14). Erst danach konnte der Überbau in seine Endlage geschoben werden (s. Bild 15).

Aufgrund der überhöhten Lage beim Einschub der Stahlkonstruktion war anschließend ein Abstapelvorgang von 800 mm an allen Widerlagern und Pfeilern erforderlich, der nur in Teilschritten und unter Beibehaltung der Quer- und Längsfesthaltung erfolgen



Bild 11. Längseinschub (© 2016 Donges SteelTec GmbH)



Bild 12. Auflaufen des Vorbauschnabels mit Hubtisch beim 120 m Kragarm (© 2016 Donges SteelTec GmbH)

konnte (s. Bild 16). Hierzu wurden in insgesamt 28 Phasen und in jeweils 200-mm-Schritten die einzelnen Achsen auf die endgültige Höhenlage gebracht, um hier keine zu großen Zwängungen auf den Überbau wirken zu lassen. Mit dem Vergießen der Lager wurde die Stahlkonstruktion dann für die Erstellung der Fahrbahnplatte vorbereitet.

2.8 Fahrbahnplatte

Die Fahrbahnplatte wurde im Bereich der Kragarme durch aufgelegte ca. 4 m lange und 6 m breite Halbfertigteile mit einer Stärke von 13 cm und 20 cm Aufbeton

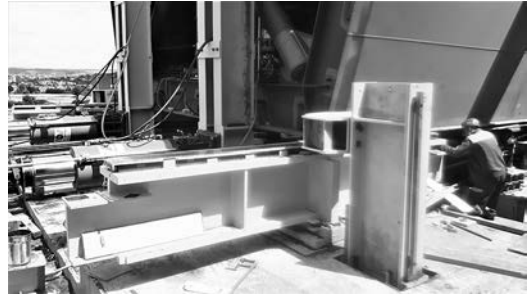


Bild 13. Litzenheber, Verschlusswippe und Seitenführung am Vormontageplatz (© 2016 Donges SteelTec GmbH)



Bild 14. Demontage Vorbauschnabel (© 2016 Tom Bauer – Würzburg)



Bild 15. Einfädeln ins Widerlager beim letzten Verschluss (© 2016 Tom Bauer – Würzburg)

ausgebildet, während direkt über dem Stahltrapezkasten das obere mit Kopfbolzendübeln versehene Deckblech als Schalung diente, auf die der 30 cm starke Aufbeton aufgebracht wurde.

Das Verlegen der jeweils rd. 7,5 t schweren Halbfertigteile erfolgte hierbei bis auf den späteren Bereich



Bild 19. Überbau Rifa FRA mit und Rifa WÜ ohne Fahrbahnplatte (© 2019 Donges SteelTec GmbH)

und der feinen Linienführung ergibt sich sowohl beim Blick von außen als auch im Kasteninneren ein angenehmes Erscheinungsbild (s. Bild 19). Das richtige Maß zwischen Wirtschaftlichkeit, Sicherheit beim Längseinschub und Dauerhaftigkeit gilt es bei allen Bauwerken dieser Größenordnung abzuwägen und auszubalancieren. Im Fall der Talbrücke Heidingsfeld wurden durch die Beteiligten Ingenieure hier im Zuge der Ausführungsplanung Widersprüche und Interpretationsspielräume bei der Auslegung der damals gültigen Normenlage aufgezeigt und führten schließlich zu wichtigen Forschungsvorhaben in Bezug auf die Bemessung unter zweiaxialer Belastung beim Einschub auf den Verschlussrippen, sodass nunmehr abgesicherte Erkenntnisse in die Normen einfließen können, um den Stahlverbundbau weiterhin als wirtschaftliche Bauweise fortzuführen.

2.11 Am Bau Beteiligte

Bauherr:
Autobahndirektion Nordbayern
Entwurfs- und Ausschreibungsplanung:
Autobahndirektion Nordbayern
Ausführungsplanung:
Arbeitsgemeinschaft Talbrücke Heidingsfeld Ed.
Züblin AG/Donges SteelTec GmbH
Statische Berechnung Überbau:
Leonhardt, Andrä und Partner, Dresden

Prüfingenieur Überbau:
Prof. Dr.-Ing. Robert Hertle, Graefeling
Bauüberwachung Stahlbau:
INGE Fertigungsüberwachung SWECO/eberhardt –
die Ingenieure
Bauausführung:
Arbeitsgemeinschaft Talbrücke Heidingsfeld Züblin/
Donges

3 Neckarbrücke Neckarsulm im Zuge der BAB A6

3.1 Kurzbeschreibung des Bauvorhabens

Die BAB A6 führt als eine der Hauptquerverbindungen von Saarbrücken an der französischen Grenze bis nach Waidhaus an der deutsch-tschechischen Staatsgrenze. Dabei zählt sie als Teil des paneuropäischen Korridors Nr. IV mit dem Ast über Nürnberg nach Prag zu den wohl wichtigsten Autobahnen in Europa. Als Ost-West-Transversale im innerdeutschen und europäischen Verkehr spielt sie speziell für den Güterverkehr eine herausragende Rolle, so ist bspw. die hieraus resultierende Belastung aus Güterverkehr ca. 2- bis 3-mal höher als bei vergleichbaren Bundesautobahnen. So verwundert es auch nicht, dass der in den 1960er-Jahren erstellte Brückenzug Neckartalübergang bei Heilbronn komplett erneuert werden muss. Der Baulastträger Bundesrepublik Deutschland entschied sich dabei für ein sogenanntes Verfügbarkeitsmodell, bei dem der Ausbau, die Erhaltung und der Betrieb der BAB A6 im Abschnitt AS Wiesloch/Rauenberg bis Autobahnkreuz Weinsberg von einem Betreiberkonsortium realisiert wird. Dazu wird die ca. 47,1 km lange Vertragsstrecke abschnittsweise auf einer Gesamtlänge von ca. 25,5 km sechsstreifig ausgebaut werden, einen wesentlichen Bestandteil bildet hierbei der Ersatzneubau des Neckartalübergangs zwischen der Anschlussstelle Heilbronn/Untereisesheim und der Anschlussstelle Heilbronn/Neckarsulm (Länge ca. 1,3 km). Der Neckartalübergang besteht aus einer Spannbetonvorlandbrücke mit ca. 824 m und der Neckarbrücke, einer Stahlbrücke über die Hauptöffnungen mit insgesamt ca. 515 m Länge. Die nachfolgenden Ausführungen beschränken sich auf die Neckarbrücke.

Aufgrund der Komplexität der Bauaufgabe wurde die Stahlbaufirma von einem Bieterkonsortium bereits für das mehrstufige Angebotsverfahren eingeladen, den Leistungsbereich Stahlbau-Überbau mit den Bestandteilen Planung, Fertigung, Montage und Ausstattung zu bearbeiten. Mit den dabei zur Verfügung gestellten Entwurfsunterlagen der Neckarbrücke musste eine möglichst genaue vorstatische Berechnung und in deren Folge eine Massen- und Materialermittlung sowie ein Leistungsverzeichnis vom Arbeitnehmer Stahlbau und dessen Planungspartner erstellt werden. Dem Risiko des nicht von Erfolg = Auftrag gekrönten erheblichen Einsatzes von personellen und finanziellen Ressourcen