

Konstruktive, statische und bauliche Aspekte Die Kienlesbergbrücke in Ulm

■ ■ ■ von Tijana Novoselic, Thomas Klähne, Danny Schönburg

Die als außerordentlich schlanker, semiintegraler Ganzstahlüberbau entworfene Kienlesbergbrücke quert ein stark frequentiertes innerstädtisches Bahngelände. Mit der Zweiteilung des Überbauquerschnitts zwischen dem Fußgänger- und Radfahrbereich und der Fahrbahn, die durch einen teils als Vollwand-, teils als Fachwerkträger ausgebildeten Hauptträger erfolgt, und der dem Momentenverlauf angepassten Gestaltung dieses Trägers stellen sich interessante Aufgaben für die statische Modellierung und die konstruktive Durchbildung des Tragwerkes. Die im Dialog unter Einbeziehung vielfältiger Beteiligten entwickelten Lösungen zur finalen Querschnitts- und Detailgestaltung des Überbaus, zum Berücksichtigen der besonderen räumlichen Bausituation und zu einem gestrafften Bauablauf mit dem Vermeiden relevanter Beeinflussungen des Bahnverkehrs werden in diesem zweiten Teilbericht erläutert.



1 Visualisierung der Kienlesbergbrücke im Ausbautzustand aller Verkehrsachsen
© SWU Stadtwerke Ulm/Neu-Ulm GmbH/Deutsche Bahn AG

1 Semiintegrales Tragwerk des Überbaus

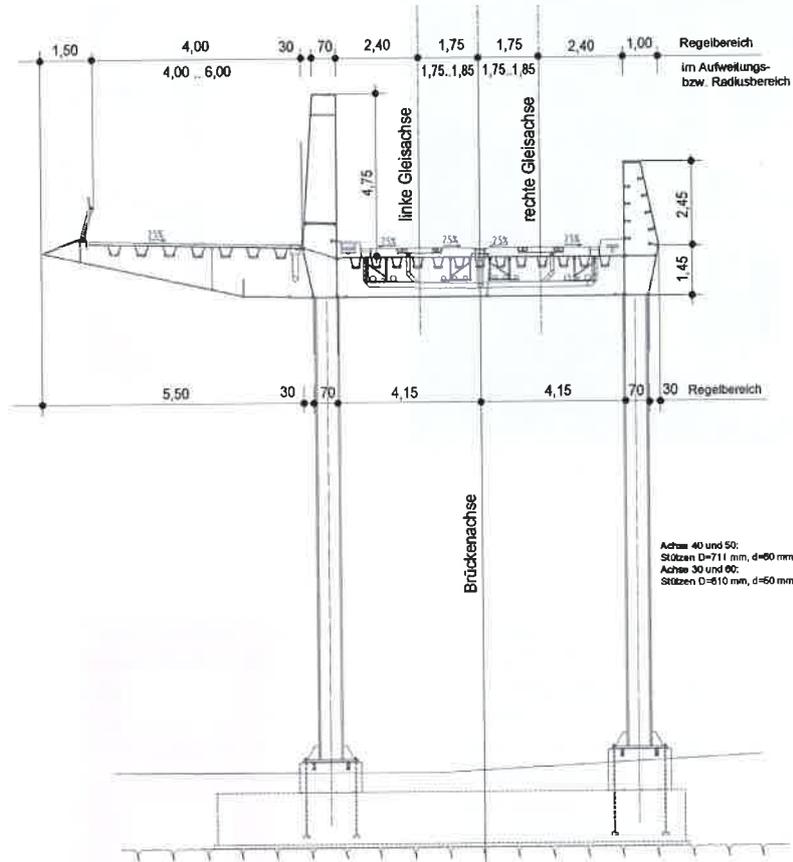
Der Überbau ist als semiintegrales Tragwerk mit zwei Hauptträgern, Querträgern, einem auskragenden Rad- und Gehweg und einer als orthotrope Platte ausgebildeten Fahrbahn ausgelegt. Die Fahrbahn, die sowohl zwei Gleise für die Straßenbahn als auch den Busverkehr

aufnimmt, erhält oberhalb der orthotropen Stahlfahrbahn ein Betondeck. Die Unterseite der Hauptträger weist einen konstanten Abstand zum Fahrbahndeck auf, die Trägerhöhe der Hauptträger folgt demgegenüber dem Momentenverlauf im Endzustand.



2 Längsschnitt in rechter Gleisachse
© Knight Architects/Krebs+Kiefer Ingenieure GmbH

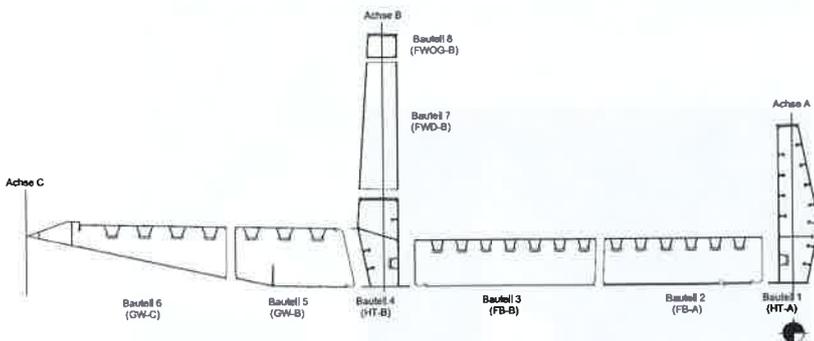
Der nördliche Hauptträger besteht aus einem wellenförmig gestalteten Hohlkasten aus verschweißten Blechen [1], deren Dicke in Längsrichtung variiert. Der südliche und damit linke Hauptträger ist ebenfalls wellenförmig gestaltet, wobei die Trägerhöhe bei den beiden mittleren Wellen bis zu 5,90 m beträgt und der Träger hier zu einem Vierendeel-Träger aufgelöst wird. Die monolithische Verbindung des Fahrbahndecks mit den tragenden Stahlrohrstützen und die Lagerung im Bereich der Widerlager mit konventionellen Lagern erzeugt so das statisch relevante semi-integrale Tragwerk. Neben der Stützenlagerung der Mittelfelder werden die Randfelder in den Achsen 20–70 auf Kalottengleitlagern gelagert. Die Doppelstützen werden als Stahlrundrohrstützen ausgebildet und nach dem Abstapeln mit dem Überbau verschweißt. Die Rundrohrstützen werden biegesteif mit den Fundamenten verpannt.



3 Querschnitt im Stützenbereich (Achse 50)
© SEH Engineering GmbH

2 Konstruktionsdetails

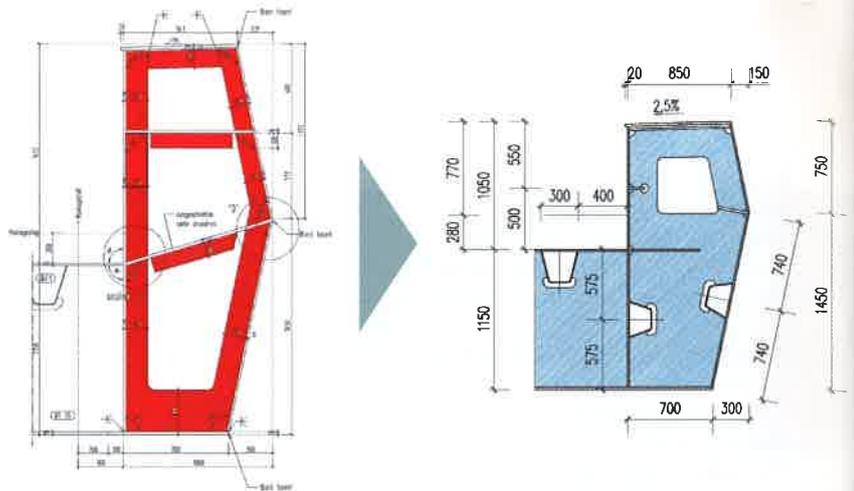
Der Überbau der Kienlesbergbrücke ist in Längsrichtung in zwölf Schüsse gegliedert. [3] Jeder Schuss besteht aus zwei Hauptträgern, zwei Fahrbahn- sowie zwei Geh- und Radwegbauteilen. Hinzu kommen für den den Geh- und Radweg tragenden Hauptträger in den Aufweilungsbereichen über den Stützen der Achsen 40 und 50 die Fachwerk-Baugruppen mit dem Fachwerk-Obergurt und den -Diagonalen.



4 Gliederung der Bauteile im Querschnitt
© SEH Engineering GmbH



5 Querschnittsentwicklung: 1:1-Holzmodell zur Visualisierung
© SEH Engineering GmbH

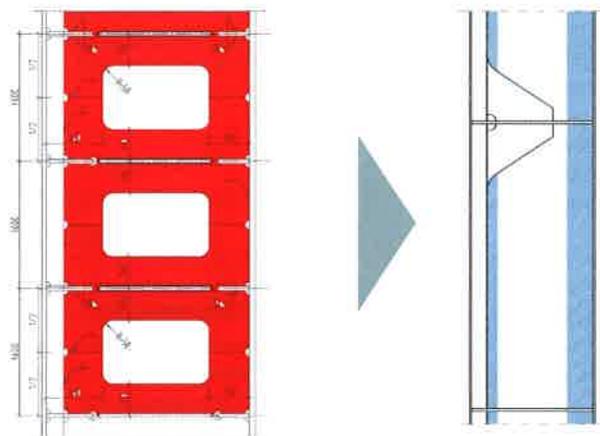


6 Querschnittsentwicklung: Änderung der Querschottausbildung und -anzahl
© SEH Engineering GmbH

Die beiden Hauptträgerkästen sind durch Querschotte und Längssteifen verstärkt worden. Die quer orientierten Verstärkungsschotte sind jeweils im Querträgerbereich und einer Zwischenachse angeordnet. Der Querträgerabstand wurde auf ca. 4,50 m festgelegt, damit beträgt der Zwischenschottabstand ca. 2,20 m. Die in Längsrichtung verlaufenden Aussteifungen der Hauptträger bestehen aus bis zu zehn Flachstahlsteifen und einer Trapezsteife.

Die Anschlüsse der Haupt- an die Querträger im Fahrbahn- sowie Geh- und Radwegbereich sind aus ermüdungstechnischen Gründen entsprechend den Vorgaben aus DIN EN 1993-2 gestaltet. Aufgrund der eingeschränkten Arbeitsräume war der Zusammenbau der Hohlkästen mitbestimmend für die Querschnittsgestaltung. Die sich aus den Vershuberfordernissen ergebenden Querschnittsverstärkungen wurden im Zuge eines Redesigns modifiziert (Bild 5, 6, 7, 8).

Es kam zu einer Reduzierung der vorgesehenen Querschotte, die ursprünglich im Abstand von 600 mm zu verbauen gewesen wären, auf ein Abstandsmaß von ca. 2.200 mm.



7 Querschnittsentwicklung: Änderung der horizontalen Längsschotte und -anzahl
© SEH Engineering GmbH



8 Finale Lösung der Querschnittsentwicklung: Zusammenbau des Hauptträgers
© SEH Engineering GmbH



9 10 Gehweg im Normalbereich aus Gesimskasten mit Fahrbahn und Zweitbauteil im Werk und nach Vormontage
© SEH Engineering GmbH

Die als orthotrope Platte ausgeführte Fahrbahn wird im ungekrümmten Bereich durch Trapezsteifen in den drei Blechdicken 8 mm, 10 mm und 12 mm gebildet. Im gekrümmten Bereich der Brücke werden die Trapezsteifen polygonal ausgeführt. Der Geh- und Radweg wird, analog zur Fahrbahn, durch Trapezsteifen mit einer Blechdicke von 6 mm ausgesteift.

3 Die Montage

3.1 Wesentliche Elemente

Die beschränkten Platzverhältnisse für die Anlieferung von Großbauteilen, die Aussichtslosigkeit einer Kranmontage »am Ort« und der vom Überbau zu überspannende Baugrund als verkehrstechnisch hochbeanspruchtes Bahngelände führten dazu, dass die Montage des Stahlüberbaus auf einer speziell herzustellenden Montageplattform zu erfolgen hatte.

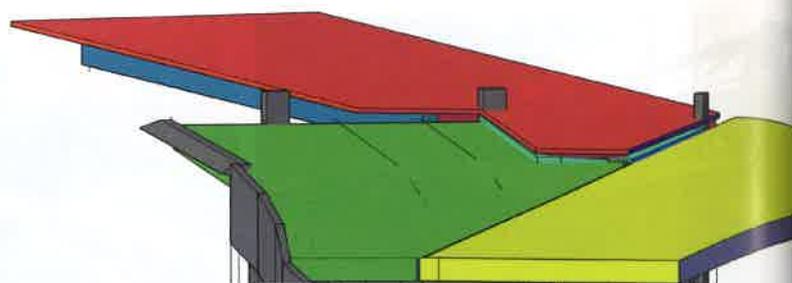
- Die temporär herzustellende und nach ihrer Nutzung wieder zu demontierende Montageplattform,
- die Montage der Stahlkonstruktion im Taktschiebepverfahren,
- die Nutzung der ca. 15 m hohen, schlanken Stützen des finalen Tragwerkes und
- der Einsatz eines ca. 15 m langen Vorbausehens waren somit die wesentlichen Montageplanungs-elemente.



11 Aktuelle Bausituation in Ulm
© SWU Stadtwerke Ulm/Neu-Ulm GmbH



12 Visualisierung des Montagebereichs
© SEH Engineering GmbH



13 Montagebereich aus drei Ebenen: Rampe neu (grün), Rampe Bestand (gelb), temporäre Ebene (rot)
© SEH Engineering GmbH

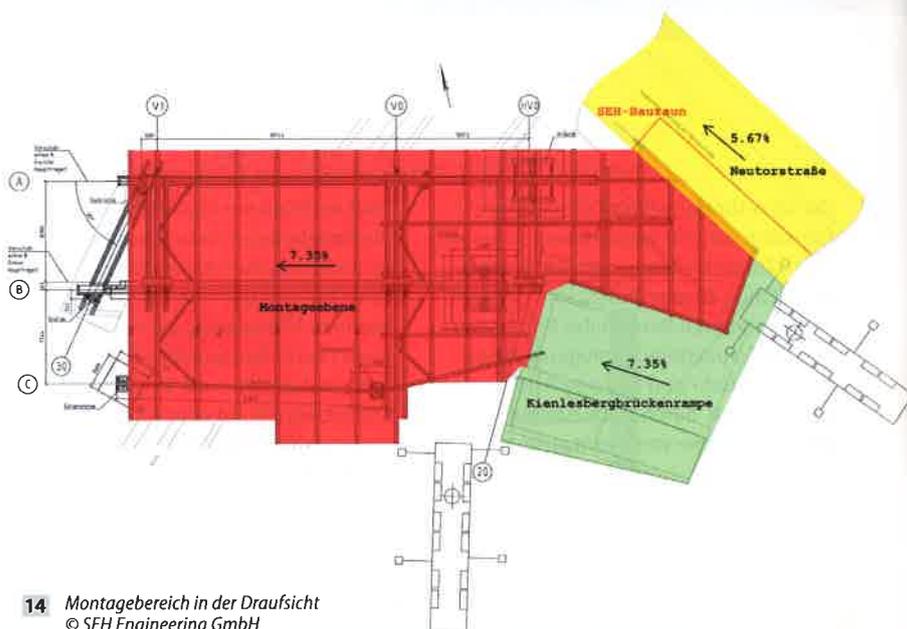
3.2 Komponente: Montageebene

Die montier- und demontierbare Montageebene hat eine Länge von 56 m, eine Breite von ca. 24 m und eine Spannweite von ca. 32 m. Insgesamt werden ca. 230 t Hilfskonstruktion für diese Bühne benötigt.

Die Montageebene bindet weitere, angrenzende Flächen in den Stahlbaumontagebereich ein. Diese Flächen, ein Rampenabschnitt der bestehenden Kienlesbergbrücke und einer der neuen Kienlesbergbrücke, differieren in puncto Neigung von der Montageebene, so dass sich ein zerklüftetes Montageplanum ergibt (Bild 12, 13, 14).

Die Höhenlage der Verschubplattform wurde so gewählt, dass nach erfolgtem Endverschiebung ein Gerüst unter dem Überbau fahren kann, um alle Restarbeiten wie Brückenausrüstung und Korrosionsschutz ohne Beeinflussung des Bahnverkehrs auszuführen.

Das Traggerüst der Montageplattform bilden Kastenträger mit einer Höhe von ca. 1,75 m sowie orthogonal dazu angeordnete Querträger (HEB 600 und HEA 340). Die Kastenträger sind, der Haupt-



14 Montagebereich in der Draufsicht
© SEH Engineering GmbH

beanspruchung folgend, in der Verschubachse angeordnet, die Querträger weisen ein Raster von ca. 3,00 m auf.

Für Entladevorgänge und das Beschicken der Plattform mit neuen Bauteilen sind

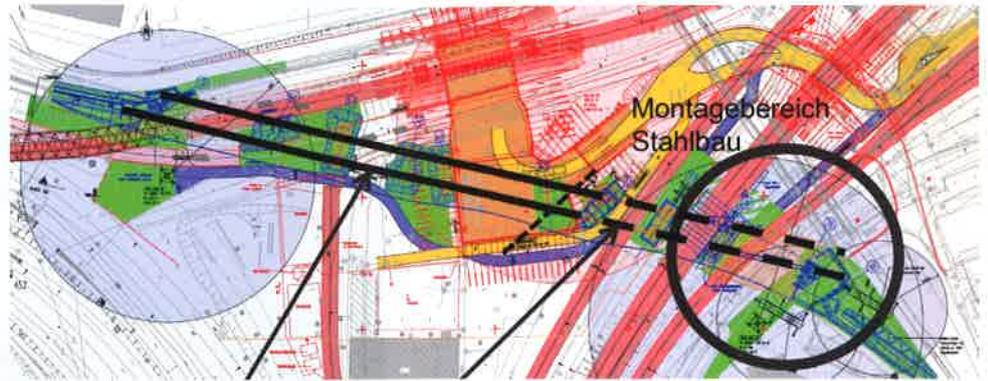
alle Kraneinsätze im Tandemhub auszuführen. Dabei werden Krane jeweils auf einem Rampenabschnitt und neben der Plattform positioniert, das Bauteil wird auf der neuen Rampe bereitgestellt.



15 Montageplattform nach Errichtung
© SEH Engineering GmbH

3.3 Komponente: Taktverschub

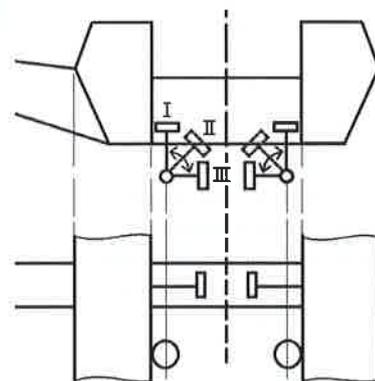
Der Verschub der Brücke erfolgt im Taktchiebeverfahren. Die Brücke weist im Grundriss einen geraden und einen gekrümmten Bereich auf. Das führt dazu, dass die Verlängerung des geraden Verlaufes der Hauptträgerbrückenachse die Verschubachse vorgibt und damit auch die Hauptträgerlage der Plattform bestimmt. Als Verschublager kommen hydraulisch gekoppelte Zylinder mit zentralem Antrieb zum Einsatz. Die hydraulische Kopplung sorgt für eine gleichmäßige Lastenleitung der Lagerlasten in den Steg. Die Querschnittsgestaltung erlaubte keine konstant aktiven Horizontalführungen. Aus diesem Grund werden diese drehbar ausgebildet und beim Durchfahren eines Querträgers deaktiviert.



16 Verlauf der Verschubachse © SEH Engineering GmbH



17 Verschublager mit hydraulischer Kopplung © SEH Engineering GmbH

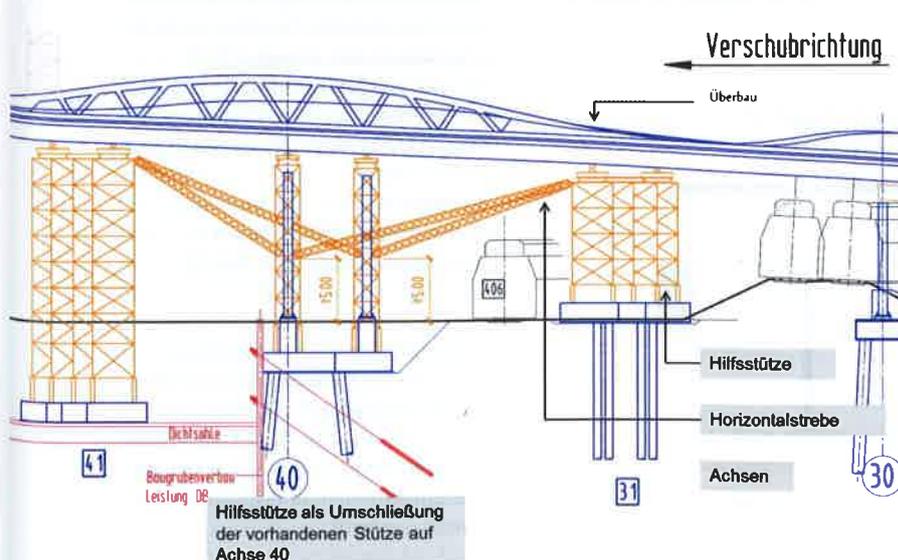


18 Horizontalführung als temporär aktivierbares Drehelement © SEH Engineering GmbH

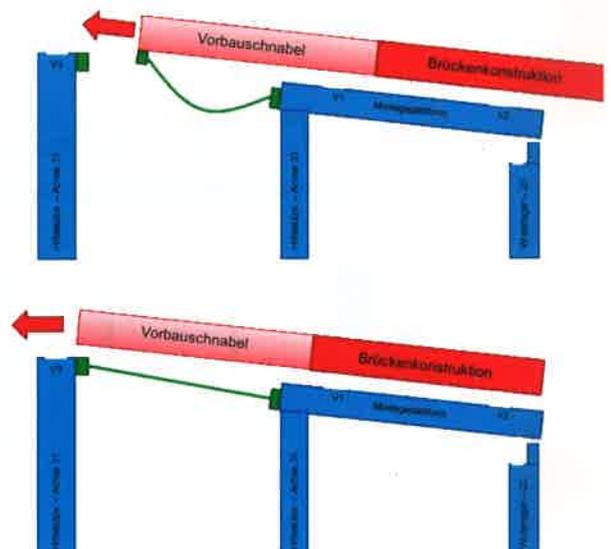
3.4 Komponente: Vorbauschnabel und temporäre Stabilisierung

Eine in der Regel während jeder Verschubplanung [6] zu berücksichtigende Einflussgröße ist die aus den Reiblasten am Verschublager abzuleitende Längskraft, die vom Stützenkopf in die Fundamente bzw. die Verankerungskonstruktion der Stützen oder Hilfsstützen verfolgt werden muss.

Die Basisplanung sah vor, mittels Verstreben den Kopf einer Hilfsstütze mit einer die Kontur einer Endstütze umhüllenden Hilfsstütze zu koppeln. So sollten die Endstützen für die Ableitung von Verschublasten (nur für die Horizontallasten in Längsrichtung) während des Verschubes aktiviert werden (Bild 19).



19 Stabilisierungskonzept in der Basisplanung © SEH Engineering GmbH



20 Stabilisierung mittels »Zug um Zug« aktivierter Rückverspannungen © SEH Engineering GmbH

Es gelang nachzuweisen, dass die Stabilisierung auch mittels »Zug um Zug« aktivierbarer Rückverspannungen möglich ist. Diese Lösung wurde schließlich umgesetzt – und derart eine Vielzahl von Beeinflussungen des Bahnverkehrs und der übrigen Baustellen (unterhalb der Brücke) eben durch jene alternative Ausführung der Rückverspannung vermieden.

Die Verschiebkonstruktion für alle außerhalb der Plattform liegenden Stationen ist so konzipiert, dass:

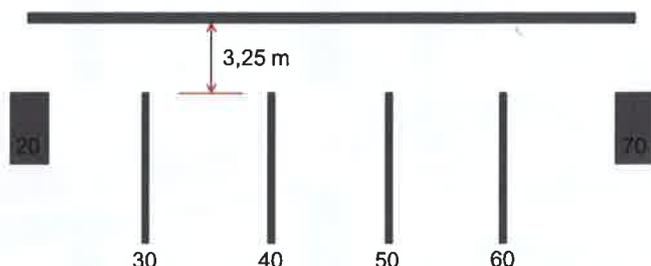
- die schlanken Endstützen mit einer Kopfverlängerung ausgestattet wurden,
- die Kopfverlängerung einen Verschiebriegel erhielt, der seinerseits zur Aufnahme der Verschieblager und einer Arbeitsebene diente und
- der Verschiebriegel als absenkbares Element in einer Höhenlage von -3,50 m unterhalb der Verschiebhöhe gleichzeitig als Abstapelkonstruktion genutzt werden kann.

3.5 Komponente: Abstapeln

Die Nutzung der Montageplattform und die notwendige Verschiebhöhe und -gradienten führen nach dem erfolgten Verschieb zu einer um 3,25 m höheren Lage des Stahlüberbaus, als das in der Endlage der Fall ist.

Für die zügige Überwindung dieses hohen Abstapelweges wurde in Kooperation mit der Universität Braunschweig [4] ein Abstapelsystem entwickelt und zum Patent angemeldet, das ein gesteuertes Abstapeln innerhalb einer Zeit von ca. 8 h zulässt.

Höhenlage des Überbaus nach dem Verschieb und vor dem Abstapelvorgang



22 Prinzipdarstellung der Abstapelsituation
© SEH Engineering GmbH



21 Stützenkonstruktion mit Kupferweiterung und Überbau mit Vorbauschnabel
© SEH Engineering GmbH

4 Statische Modellierung

4.1 Grundsätzliche Kriterien

Der Verschieb erfolgt über die Innenstege der Hauptträger [3]. Wegen der unterschiedlichen Schiefe der Auflagerachsen erreicht der Vorbauschnabel die beiden Stützen einer Achse immer zu unterschiedlichen Zeitpunkten. Der Verschieb wird höhenmäßig aber so organisiert, dass der Vorbauschnabel erst auf beide Stützen aufsetzt, wenn die zweite Stütze erreicht wird; damit werden nicht aufnehmbare Torsionsbeanspruchungen für den Vorbauschnabel ausgeschlossen. Durch den Verschieb über die Innenstege der beiden Hauptträgerkästen kommt es zu Torsionsbelastungen der Hauptträger. Die daraus entstehenden Torsionsspannungen, insbesondere die örtlichen Wölbnormalspannungen zwischen den Schottblechen sowie die Eintragung der Torsion

in die Kästen über die Schottbleche in den Kästen wurden in Zusatzuntersuchungen an einem einfachen Drei-Stubmodell ermittelt. Das heißt, es ergab sich unter Berücksichtigung der Torsions- und Wölbsteifigkeit der Hohlkästen ein Verteilungsschlüssel für die Abtragung der Torsionslasten über die Schotte. So trägt das direkt über dem Verschieblager liegende Schott ca. 40 % der Torsionslasten ab, die benachbarten Schotte sowie die Verwölbung des Hauptträgerkastens übernehmen die restliche Belastung. Diese Betrachtungen waren für eine wirtschaftliche Bemessung der Schotte und Anschlussnähte erforderlich.

Als Einwirkungen wurden neben dem Eigengewicht des Stahlüberbaus und des Vorbauschnabels folgende Beanspruchungen berücksichtigt und kombiniert:

- Temperaturlasten gemäß DIN EN 1991-1-5 wie im Endzustand,
- Verkehrslasten im Verschiebzustand $q = 0,20 \text{ kN/m}^2$ und in Haltezuständen $q = 0,90 \text{ kN/m}^2$,
- Lagerreibung: 4 %,
- Windlasten mit Abminderung in Verschiebzuständen nach DIN EN 1991-1-4,

Mit dem Modell wurden die Schnittgrößen sowie Auflagerkräfte in vertikaler und horizontaler Richtung (auch für die Lager auf dem Vormontageplatz) und Verformungen einschließlich Endtangentialwinkel zum Anbau der neuen Schüsse und die Spannungen für die Spannungsnachweise ermittelt.

4.2 Schnittgrößen

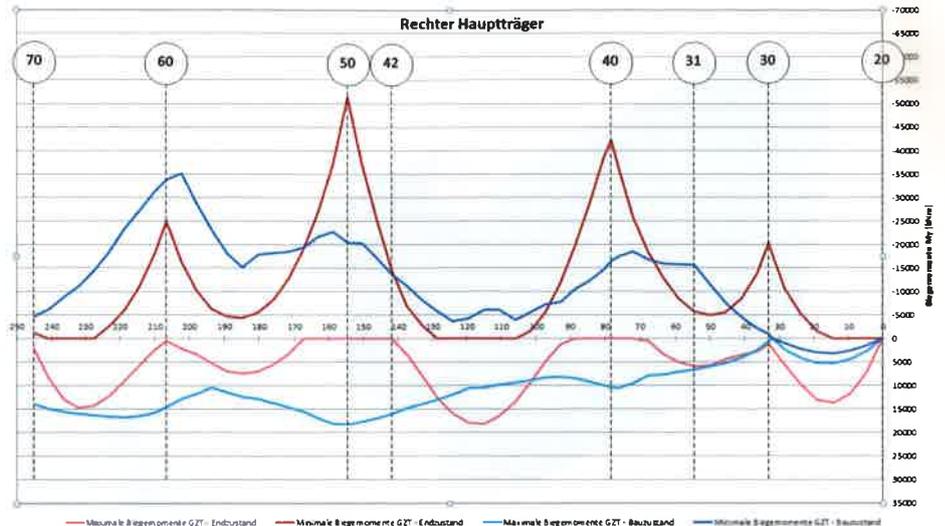
Die Schnittgrößen für Endzustand und Bauzustand für Hauptträger, Fachwerk, Querträger und Stützen wurden mit den beschriebenen globalen Stabwerksmodellen berechnet. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit wurden sie entsprechend DIN EN 1991-2 kombiniert. In Bild 23 sind die Umhüllenden der Hauptbiegemomente für den Endzustand und die Bauzustände beispielsweise für den rechten Hauptträger angegeben.

Man erkennt, dass die negativen Biegemomente in den Achsen 70–50 und die positiven Biegemomente vor allem im Bereich der Stützen bemessungsmaßgebend werden. Dies resultiert aus den negativen Kragmomenten beim Verschub, die auch bei Einsatz des Vorbausechnabels nicht weiter reduziert werden können, und den während des Verschlusses in jedem Querschnitt auftretenden positiven Feldmomenten. Der gleiche Effekt, nur in stärkerem Maß, ließ sich beispielsweise beim Einschub der Hochmeselbrücke feststellen. [6] Für die Bemessung ergaben sich für die größeren negativen Momente der Bauzustände teilweise Verstärkungen; für die größeren positiven Momente war die Materialverteilung im Endzustand im Wesentlichen ausreichend.

4.3 Nachweisführung

Die Schnittkraftermittlung und Vorbemessung erfolgten zunächst für den Endzustand. Danach wurden die Bauzustände berechnet und bemessungsmaßgebende Schnittgrößen erkannt, womit bereichsweise Querschnitte geändert wurden mussten. Auf der Grundlage der nun gefundenen Materialverteilung wurden Zusatzbetrachtungen hinsichtlich Vergleichsspannungen (Zusammenwirken Längssystem–Quersysteme), globaler und lokaler Lastwirkungen (orthotrope Fahrbahnplatte), Beulstabilität (Festlegung der Anordnung von Längssteifen, vor allem beim Einschub), Ermüdung (Schweißnahtdetails, konstruktive Ausbildung, Schuss- und Reiheneinteilung) gemacht und sich daraus ergebende Korrekturen der Materialverteilung vorgenommen. Hier zeigte sich, dass in den Stützenbereichen sowohl die Untergurte der Hauptträger als auch die schlanken Stützen selbst in S 460 hergestellt werden müssen.

Danach erfolgten die notwendigen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit, zunächst für den Endzustand und danach für die Bau-



23 Biegemomentverteilung Endzustand und Bauzustände, rechter Hauptträger © SEH Engineering GmbH

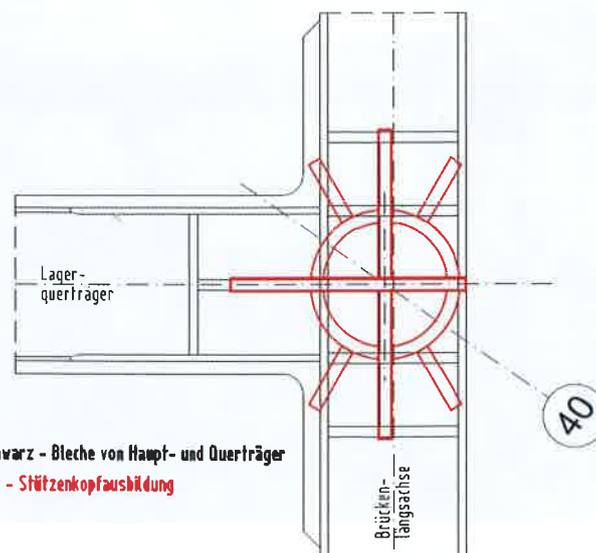
zustände. Es ist erwähnenswert, dass die Nachweisführung für die Bauzustände mindestens den gleichen Aufwand erzeugt wie die Nachweisführung im Endzustand. Nachfolgend werden nur Besonderheiten der Nachweisführungen mitgeteilt, alles andere ist Ingenieurhandwerk.

4.4 Detailnachweise

Einen kritischen Punkt für die Konstruktion, Montage und Nachweisführung bildet der Anschluss des Stützenkopfes an den Überbau. Aus Gründen der Gestaltung trifft hier die rechteckige Ausschottung des Hohlkastens auf den runden Stützenquerschnitt, der zwar mit einem eingeschweißten Stützenkreuz versehen, aber konstruktiv und ermü-

dungstechnisch ungünstig ausgebildet ist. Die Konstruktion an dieser Stelle ist eine Rahmenecke, wenn man, wie auch statisch wirksam, die eingespannten Stützen und den Auflagerträger als Auflagerahmen begreift. Die Anschlussmomente in Rahmenebene müssen in der Rahmenecke übertragen werden, zusätzlich sind die Längsdruckspannungen aus Haupttragwirkung im Untergurt zu berücksichtigen.

Zunächst wurde dieses Konstruktionsdetail konstruktiv durch Anordnung der Bleche so weit optimiert, dass es sowohl vom Kraftfluss, aber auch seitens der Werkstatt und Montage umsetzbar ist. In Bild 24 sind die Aussteifungsbleche des Hohlkastens und die Stützenbleche übereinandergelagert.



schwarz - Bleche von Haupt- und Querträger
rot - Stützenkopfausbildung

24 Blechanordnung: Ausschottung von Hauptträger (schwarz) und Stützenkopf (rot) © SEH Engineering GmbH

Der Auftrag zum Bau der Kienlesbergbrücke wurde im Mai 2015 der Arbeitsgemeinschaft aus den Firmen SEH Engineering GmbH und Geiger + Schüle GmbH & Co. KG, Ulm, erteilt.

Die Neuplanung des Stahlüberbaus begann im Januar 2016. Seit dem August 2016 erfolgen die Montagearbeiten und der Taktverschiebung in einem Zeitraster von zwei bis vier Kalenderwochen. Das Abstackeln des Stahlüberbaus ist am 31. Mai 2017 vorgesehen.

Die Gesamtfertigstellung der Brücke einschließlich der Rampen und Widerlager ist zum Jahresende 2017 vereinbart.

Autoren:

Tijana Novoselic M. Eng.
 Danny Schönburg M. Eng.
 SEH Engineering GmbH,
 Hannover
 Dr.-Ing. Thomas Klähne
 Klähne Beratende Ingenieure
 im Bauwesen GmbH,
 Berlin

Literatur

- [1] SWU Ulm (Hrsg.): Neubau einer ÖPNV-Brücke zum Kienlesberg in Ulm, Ausschreibungsunterlagen, Ulm, 2015.
- [2] o. V.: Emilia Margaretha. Online-Bericht, 23. Mai 2015 auf www.detail.de.
- [3] Novoselic, T.; Klähne, T.; Schönburg, D.; Tschepago, I.; Heiland, U.: Neubau einer ÖPNV-Brücke für Straßenbahn, Radfahrer und Fußgänger zum Kienlesberg in Ulm; in Stahlbau 2017 (zur Veröffentlichung eingereicht).
- [4] Heiland, A.: Abstackeln von Brückenüberbauten nach dem Verschiebungsvorgang. Bachelorarbeit, Institut für Stahlbau, Technische Universität Braunschweig, September 2016.
- [5] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.): RE-ING, Teil 2 Brücken, Abschnitt 5 Integrale Bauwerke. Bonn, Stand 2013/10.
- [6] Hagedorn, M.; Heiland, U.; Klähne, T.: Die Hochmoselbrücke. Herstellung, Montage und Planung des Stahlüberbaus; in: Stahlbau, 84 Jg., 2015, Heft 2, S. 85–103.

Bauherr

SWU Stadtwerke Ulm/Neu-Ulm GmbH, Ulm

Planung

Knight Architects, High Wycombe, Bucks (Entwurf)
 Krebs+Kiefer Ingenieure GmbH, Karlsruhe
 (Entwurfs- und Genehmigungsplanung)
 SEH Engineering GmbH, Hannover (Konstruktive
 Durchbildung Stahlbau)
 Klähne Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH,
 Berlin (Entwurf und Tragwerksplanung Stahlüberbau)

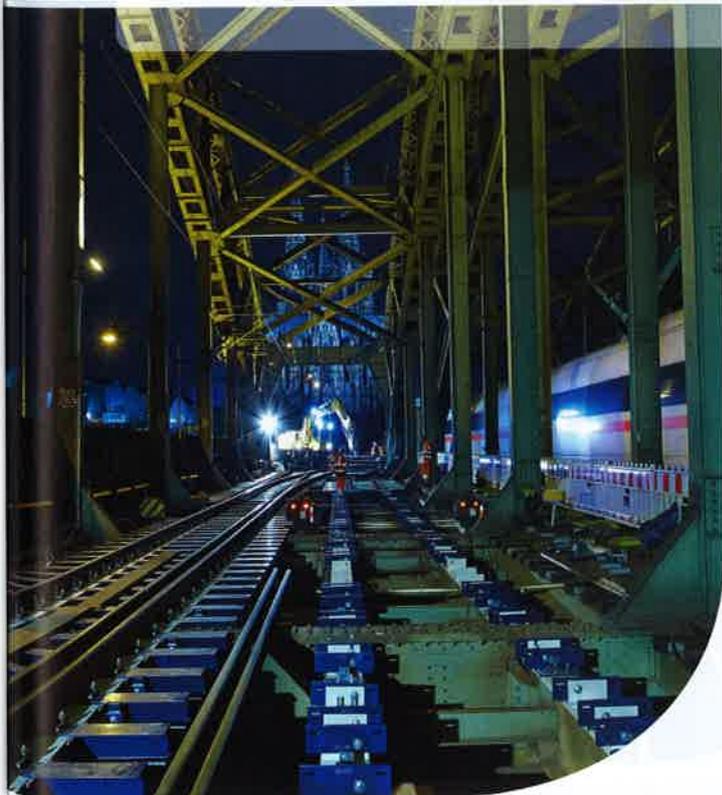
Prüfingenieur

Dr.-Ing. Bernd-Friedrich Bornscheuer, Stuttgart

Bauausführung

SEH Engineering GmbH, Hannover
 Geiger + Schüle Bau GmbH & Co. KG, Ulm

Die Nord-Lock **SC-Keilsicherungsscheiben**®



Die original Nord-Lock SC-Keilsicherungsscheiben 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



Deutsches
 Institut
 für
 Bautechnik

DIBt

www.nord-lock.de

NORD-LOCK®
 PART OF THE NORD-LOCK GROUP