Erfahrungen bei Planung und Herstellung

Semiintegrale Verbundbrücke über die Saar bei Dillingen

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

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

1 Autobahndreieck Saarlouis und Saarbrücke-Ersatzneubau

Das Autobahndreieck Saarlouis verknüpft die Autobahn A 8 zwischen Luxemburg und Karlsruhe mit der A 620 in Richtung Landeshauptstadt Saarbrücken. Es stellt sowohl regional als auch international einen bedeutsamen Knotenpunkt im Bundesfernstraßennetz dar. Entsprechend hoch ist die Verkehrsbelastung rund um das Autobahndreieck mit im täglichen Durchschnitt zwischen 38.631 Kfz und 56.064 Kfz. vgl. [3] Im Jahr 2009 wurde im Rahmen einer Brückennachrechnung festgestellt, dass die A-8-Saarbrücke im Bereich des Autobahndreiecks Saarlouis statische Defizite aufweist. Als Sofortmaßnahme hatte der Landesbetrieb für Straßenbau Saarland (LfS) zur Entlastung des Bauwerks die Fahrstreifen der Richtungsfahrbahn Neunkirchen an den südlichen Brückenrand verschoben, so dass in Brückenmitte ein verkehrsfreier Streifen entstand. Aufgrund der bedeutsamen Lage im saarländischen Autobahnnetz waren eine Anpassung des Bauwerkes an die derzeit gültigen Vorschriften und die künftigen Belastungen zwingend erforderlich. Eine Sanierung und Verstärkung erwiesen sich als wirtschaftlich nicht darstellbar, und damit kam es zum Ersatzneubau.
Zur Minimierung von Verkehrsbehinderungen und zur Erhaltung aller Verkehrsbeziehungen im Autobahndreieck »rückt« die Saarbrücke um eine halbe Breite nach Norden in Richtung Hafen. Zunächst wird neben dem bestehenden Bauwerk ein neues Teilbauwerk errichtet. Das neue Teilbauwerk übernimmt in den darauffolgenden Bauabschnitten eine vierstreifige Verkehrsführung mit allen Verkehrsbeziehungen im Autobahndreieck, während das alte Bauwerk komplett abgerissen und hälftig neu errichtet wird.
Baulast- und Kostenträger ist jeweils das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI). Das saarländische Ministerium für Wirtschaft, Arbeit, Energie und Verkehr (MWAEV) sowie das (LfS) waren für Planung und Bau zuständig. Ab dem 01.01.2021 wechselte die Zuständigkeit für den Bau zur Autobahn GmbH des Bundes Niederlassung West.

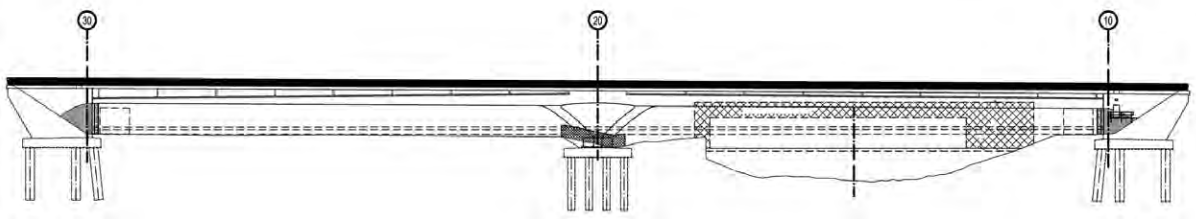
2 Saarbrücke: Tragwerk, Stützweiten, Querschnitte

2.1 Ersatzneubau

2.1.1 Verbundbrücke

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

1 *Bestandsbrücke am 18. Oktober 2017*
© SEH Engineering GmbH



2 *Ansicht von Unterstrom*
© Landesbetrieb für Straßenbau Neunkirchen

Bei dem Neubau handelt es sich um eine semiintegrale Brücke mit einer Gesamtlänge von 174 m, bei der sich der Festpunkt als V-förmige Stütze in der Mitte des Bauwerks befindet.
Die bestehende Spannbetonbrücke wird durch eine Verbundbrücke mit Stahlbetonfahrbahnplatte und begehbaren Hohlkästen aus Stahl ersetzt.

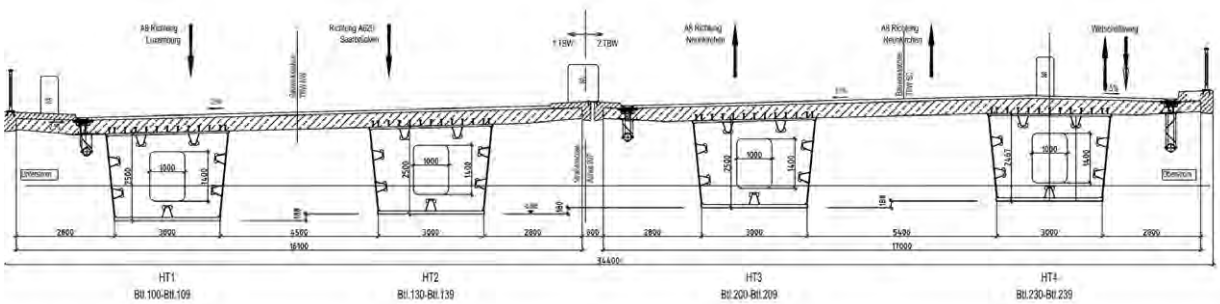
2.1.2 Mittelstütze
Unter jedem Hohlkasten des Überbaus wird eine V-förmige Stütze biegesteif mit dem Hohlkasten verschweißt und am Fußpunkt auf einer Pfahlkopfplatte ebenfalls biegesteif verankert.
Die Stützen weiten sich mit einem Bogenradius von ca. 29 m unter 45° aus. Je nach Stütze beträgt die Länge zwischen 9,00 m und 10,50 m. [4]
Die Stützenhohlkästen haben eine Höhe von 1,40 m und eine Breite von 3,00 m.

2.1.3 Überbau
Jedes Teilbauwerk besteht aus zwei Stahlhohlkästen, welche an der Unterseite eine Breite von ca. 3,00 m und an der Oberseite von ca. 3,50 m aufweisen.
Im Mittel beträgt die Höhe der Hohlkästen 2,50 m und wird im Bereich der V-Stützen zur optischen Gestaltung auf 2,00 m verengt.
Zur Herstellung des Verbundquerschnittes werden jeweils zwei Hohlkästen eines Teilbauwerks mit einer ca. 0,40 m dicken, schlaff bewehrten Ortbetonplatte verdübelt, so dass zwei voneinander getrennte Überbauten entstehen.

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

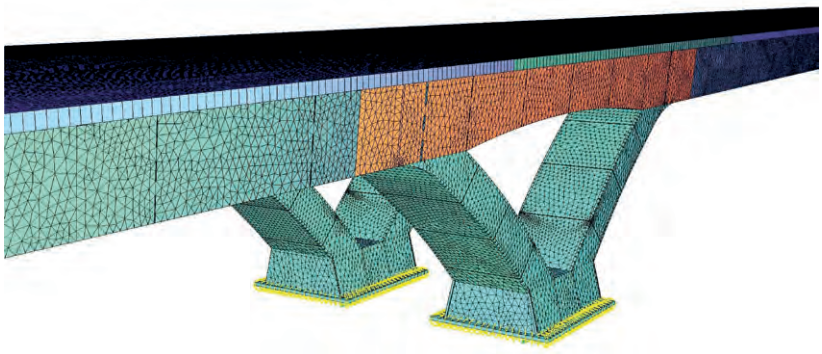
2.2 Statisch-konstruktive Besonderheiten

Bei der Gesamtlänge dieses semiintegralen Bauwerks von 174 m zwischen den Endauflagern betragen die Einzelstützweiten 87,00 m. Jeder Überbau besteht aus zwei begehbaren Stahlkästen mit geneigten Stegen, auf die die Stahlbetonverbundplatte mittels Kopfbolzendübel schubfest aufbetoniert wird.
In den Widerlagerachsen befinden sich Endquerträger aus Stahlbeton, die mit den Hauptträgern mittels Kopfbolzendübel und entsprechender Anschlussbewehrung gemäß Variante C der ZTV-ING, Teil 4, Abschnitt 2, Bild A.4.2.1 kraftschlüssig angeschlossen sind. Weitere Querträger auch im Bereich der V-Stützen sind nicht vorhanden. Die Querverteilung der Lasten erfolgt nur über die Stahlverbundplatte.
Die längsverschieblichen Brückenlager sind jeweils in Hauptträgerlängsachse unter dem Endquerträger angeordnet, so dass für die Endquerträger im Wesentlichen die Torsionsmomente aus dem Versatz der mittels Kopfbolzendübel angeschlossenen Hauptträger bemessungsrelevant sind.

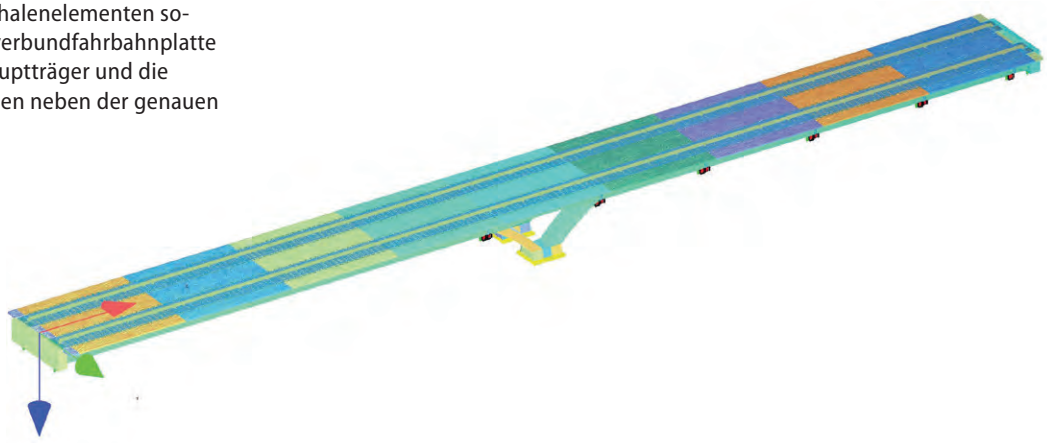


4 *Regelquerschnitt mit Betonfahrbahnplatte*
© SEH Engineering GmbH

Den Festpunkt und den Temperaturruhepunkt der Brücke bilden die in Brückenmitte positionierten V-Stützen. Die oberen Anschlüsse an die Hauptträger liegen im Abstand von ca. 16 m. Die geneigten Stützen münden dabei am Fußpunkt in einen Stahlkasten, der mittels 66 Spannankern in der Pfahlkopfplatte der Bohrpfahlgründung eingespannt ist.
Aus unsymmetrischen Belastungen in den einzelnen Feldern resultieren daher Rotationsbewegungen der V-Stütze um den Fußpunkt und erzeugen bemessungsrelevante Einspannmomente.
Die Verdrehsteifigkeit am Fußpunkt der V-Stütze ist abhängig von Steifigkeitsverhältnissen des Bodens, so dass hier die Boden-Bauwerk-Interaktion eine entscheidende Rolle bei der Bemessung der Fußpunkteinspannung spielt. Des Weiteren hat die Verdrehsteifigkeit Einfluss auf die Verformungen des Überbaus und in der Folge auch auf die zu berücksichtigenden Überhöhungen.
Die Bemessung erfolgte zusätzlich zu den Anforderungen der Eurocodes auf Grundlage der RE-ING, Teil 2, Abschnitt 5 für intergrale Brücken. Die Federsteifigkeiten wurden aufgrund der Einstufung des Brückenbauwerks in Anforderungsklasse 4 in enger Abstimmung mit dem Prüfingenieur mit dem 0,5-fachen Mittelwert für den unteren Grenzwert und dem zweifachen Mittelwert für den oberen Grenzwert angesetzt. Auf dieser Grundlage wurden untere und obere Werte für Dreh- und Wegfedern an der Unterkante der Fußpunkte ermittelt und im Hauptmodell angesetzt.
Für die Bemessung der Dilatationswege sowie die Festlegung der Überhöhungen sind die unteren Grenzwerte maßgebend. Die Bemessung der Fußpunktverankerung wurde mit den oberen Grenzwerten durchgeführt.
Die Bemessung erfolgte an einem räumlichen, baustatischen Finite-Elemente-(FE-)Modell aus Schalenelementen sowohl für die Stahlverbundfahrbahnplatte als auch für die Hauptträger und die V-Stützen. Es wurden neben der genauen Bauwerksgeometrie dazu sämtliche Steifen, Freischnitte, Öffnungen modelliert, so dass in dem Berechnungsmodell bereits die Spannungsüberlagerungen aus lokalen Einflüssen berücksichtigt wurden und auf die Erstellung von Nebenmodellen verzichtet werden konnte.
Zur Dimensionierung der Tragstruktur wurden die durch das Regelwerk geforderten Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit, der Ermüdungssicherheit und gegen örtliches wie globales Stabilitätsversagen geführt. Für die Schotte mit großen Durchstiegen wurden Beulnachweise unter Berücksichtigung der Eigenformen nach Theorie II. Ordnung erbracht.
Entscheidend für die Dimensionierung des Tragwerks ist die Montagefolge. Daher wurde die Reihenfolge sämtlicher Bauzwischenzustände, die Einfluss auf die Spannungen im Endzustand hatten, eng mit der Montageplanung abgestimmt und in der Modellbildung von Beginn an berücksichtigt.
Die Spannungen und die Berechnung der spannungslosen Werkstattform ergeben sich aus der Summe der Belastungen in den jeweiligen Bauzuständen sowie dem Endzustand inklusive Berücksichtigung der Einflüsse aus Kriechen und Schwinden.
Aufgrund der gedrungenen Querschnitte der Hauptträger wurden in den Feldbereichen Blechdicken bis zu 90 mm aus Stahl S355 erforderlich. Im Bereich der V-Stützen ist planmäßig Material der Güte S460 zum Einsatz gekommen. Die Bemessung am räumlichen Schalenmodell hat gezeigt, dass der Übergang der einzelnen Schrägstützen an die Hauptträger sehr hohe lokale Ausnutzungen aufwies, so dass auch im Kopfbereich der V-Stützen Material der Güte S460 erforderlich wurde.
Durch das Lagerschema mit den beiden V-Stützen als Festpunkte in Brückenmitte und den in Brückenquerrichtung frei beweglichen Lagern in den Widerlagerachsen ist der Einfluss aus Schwinden in Querrichtung der Verbundfahrbahnplatte im Bereich der V-Stützen größer als in den Widerlagerachsen. Während in den Endbereichen die Fahrbahnplatte mit dem Endquerträger aus Beton frei schrumpfen kann, entstehen im Bereich der V-Stütze größere Zwangsbeanspruchungen.



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



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

2.3 Konstruktion des Überbaus

2.3.1 Bauteilgliederung

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

2.3.2 Querschnitte

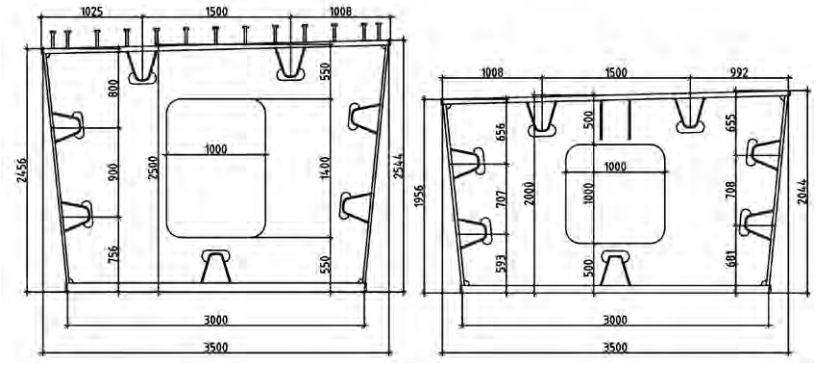
Zur Aussteifung der Hohlkästen wurden Querschotte eingebracht, mit jeweils einer Öffnung von 1,40 m x 1,00 m, um die Begehbarkeit zu gewährleisten. Im Bereich über den V-Stützen hat dieser Freischnitt aufgrund der Verringerung des Querschnitts eine Größe von 1,00 m x 1,00 m.

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

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

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

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



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

9 *Zusammenbau einer V-Stütze*
© Heinz Schnorpfeil Bau GmbH

3 Die Unterbauten

Die kastenförmigen Widerlager aus Stahlbeton in Achse 10 und Achse 30 werden je Teilbauwerk auf zwölf Großbohrpfählen (d = 1,50 m) gegründet, die Pfahlkopfplatte des Mittelpfeilers in Achse 20 auf 20 Bohrpfählen mit d = 1,20 m. Alle Bohrpfähle binden mindestens 3 m in den anstehenden Fels ein.

Bei den Widerlagern handelt es sich um Kastenwiderlager mit Wartungsgang und monolithisch verbundenen Flügelwänden. Die Widerlager werden in zwei Bauabschnitten errichtet.

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

PERFORMANCE.
SPIRIT.
TEAM.

Neue Kattwykbrücke in Hamburg

SEH Engineering GmbH

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

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

EIFFAGE
SEH

In Kooperation mit

BUILDING TRUST Sika®

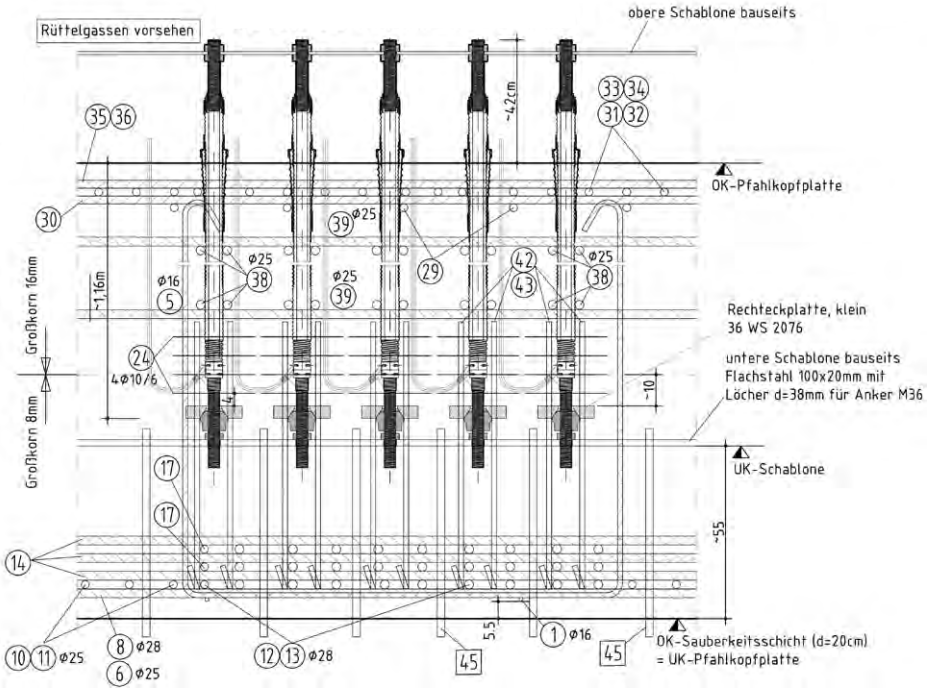
ACTEMIUM

Otto Wulf

EIFFAGE SPH

DILLINGER

www.seh-engineering.de



10 *Auszug Bewehrungsplan: Pfahlkopfplatte des Mittelpfeilers*
© Heinz Schnorpfeil Bau GmbH

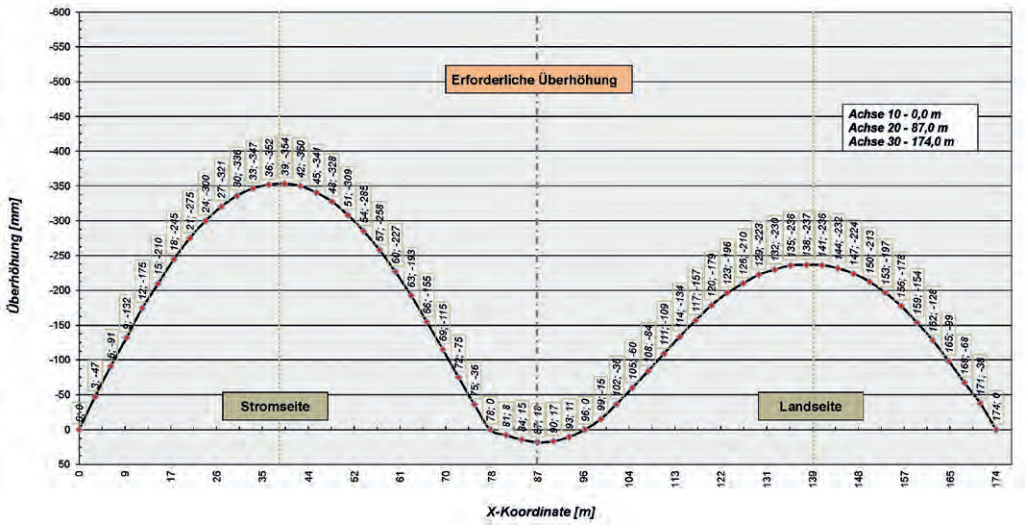
Des Weiteren ergab sich eine hohe Konzentration der Bewehrung (bereichsweise: acht Lagen mit 28-mm-Bewehrungsstäben übereinander) im Bereich der Zugbänder an der Anschlussbewehrung der Bohrpfähle.

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

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

11 *Bewehrung und Spannanker der Mittelpfeiler-Pfahlkopfplatte*
© Heinz Schnorpfeil Bau GmbH

12 *Spannanker am Fußkasten der Mittelpfeiler*
© Heinz Schnorpfeil Bau GmbH



13 *Überhöhungen auf Strom- und Landseite*
© Anwikar Consultants GmbH

4 Die Montage und das Betonierkonzept

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

Neben der Reihenfolge der einzelnen Betonierabschnitte galt es auch sämtliche Zwischenzustände der Stahlbaumontage zu berücksichtigen, die durch einen Wechsel des statischen Systems Einfluss auf die Gesamtausnutzung und Überhöhung des Bauwerks hatten.

Der Bauablauf sah vor, dass in einem ersten Schritt die V-Stützen aufgebaut und landseitig die Hauptträger in vier Schüssen auf Hilfsstützen aufzulegen sind. Danach waren alle Bauteile mit der V-Stütze final zu verschweißen. Das Flussfeld wurde durch einen Längs- und Querverschub mittels SPMT und eines Pontons in Endlage gebracht.

Da das Freisetzen der Schüsse des Landfeldes nach dem vollständigen Verschweißen und die Errichtung der landseitigen Hilfsstütze vor der V-Stütze erst nach dem Betonieren stattfanden, ergaben sich asymmetrischen Verformungen bzw. Überhöhungen in den jeweiligen Feldern, wobei die landseitigen Verformungen geringer als jene im Stromfeld waren.

Nach Fertigstellung der Stahlbaumontage betonierte man die Endquerträger. Das Betonieren der Verbundfahrbahnplatte erfolgte in neun Abschnitten. Im Zuge der Abschnitte 1–4 wurde das landseitige Feld vom Widerlager in Achse 20 aus bis zu der im negativen Momentenbereich liegenden V-Stütze mittels Schalwagen betoniert. Von der Achse 10 ausgehend, betonierte man anschließend in vier weiteren Abschnitten das Flussfeld bis zur V-Stütze. Im neunten und letzten Betonierabschnitt wurde der Abschnitt im negativen Momentenbereich über der V-Stütze betoniert, mit dem Ziel, die Rissneigung in diesem Bereich infolge Betoneigengewicht auf ein Minimum zu reduzieren.

5 Ausbau

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

14 *Einsatz des Schalwagens über dem Landbereich*
© Heinz Schnorpfeil Bau GmbH

6 Interaktion Verbundbauwerk, Tragwerk und Baugrund

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

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

- Nach der Fertigstellung des Stahlüberbaus wurden Verformungsabweichungen nach Freisetzen des Stahltragwerkes von ca. 26 mm festgestellt.
- Nach der Betonage des ersten Plattenabschnittes erhöhte sich diese Abweichung auf ca. 40 mm.
- Eine detaillierte Ursachenanalyse inklusive umfangreicher statischer Vergleichsrechnungen konnte keine Ursache oder Ursachenkombination identifizieren.
- Es wurde zur Justierung der elastischen Eigenschaften des Tragwerkes eine Probebelastung durchgeführt. Die Durchführung bzw. Auswertung der Probebelastung bestätigten die Sensibilität des Tragwerkes

Die Ursache für die oben beschriebenen Abweichungen wurden in

- der sensiblen Bauwerksreaktion infolge
  - der Mittelstützung (V),
  - des Gründungs- und Verankerungskonzepts,
  - der semiintegralen Bauweise der Brücke
- und der Komplexität der Modellierung aller Effekte an einer Verbundbrücke erkannt.

Dies erforderte ein Reagieren durch eine Änderung des Betonierkonzeptes.

Eine zusätzliche Stützung wurde konzipiert und umgesetzt, damit erfolgte (teilweise) ein Übergang vom Verkehrsverbund zum Eigengewichtsverbund des Verbundträgers.

In einer Gesamtbetrachtung des ersten Bauabschnittes zeigte sich dann, dass auch mit dem geänderten Betonierkonzept geringe Abweichungen zwischen Berechnung und Vermessung auftreten. Sie bewegten sich aber in einem Toleranzrahmen, der im Verbundbrückenbau als üblich betrachtet wird.

7 Zusammenfassung

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

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

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

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

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

Literatur

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

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

Planung
Anwikar Consultants GmbH, Würzburg

Prüfingenieur
Neuser Ingenieure PartG mbB, Rödermark

Bauausführung
Heinz Schnorpfeil Bau GmbH, Treis-Karden
SEH Engineering GmbH, Hannover

ANWIKAR CONSULTANTS GmbH

Ingenieurgesellschaft
für Bauwesen

ANWIKAR CONSULTANTS GmbH · Max-Born-Straße 19 · 97080 Würzburg · Tel. 0931 98096-0 · info@anwikar.de · www.anwikar.de