TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN Institut für Massivbau www.massivbau.tu-dresden.de

31. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN

07. UND 08. JUNI 2022

© 2022 Technische Universität Dresden
Alle Rechte vorbehalten.
Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit schriftlicher Genehmigung des Herausgebers.
Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von jedermann frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Technische Universität Dresden
Institut für Massivbau
01062 Dresden
Redaktion: Silke Scheerer
Layout: Ulrich van Stipriaan
Anzeigen: Harald Michler

Titelbild: Drackensteiner Hang (1936) – Foto: Martin Hahn, LAD

Druck: addprint AG, Am Spitzberg 8a, 01728 Bannewitz / Possendorf

ISSN 1613-1169
ISBN 978-3-86780-709-8

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

Institut für Massivbau http://massivbau.tu-dresden.de

Tagungsband
31. Dresdner Brückenbausymposium

Institut für Massivbau
Freunde des Bauingenieurwesens der TU Dresden e.V.
TUDIAS GmbH

07. und 08. Juni 2022

Inhalt

Herzlich willkommen zum 31. Dresdner Brückenbausymposium 2022! 7

Grußwort des Sächsischen Staatsministers für Regionalentwicklung..... 11

**Brücken auf geokunststoffbewehrten Widerlagern –
schnell, umweltgerecht und kostengünstig 13**
Gero Marzahn, Jörg Kranz, Dietmar Placzek, Thomas Oehler

**Brücken mit Verbunddübelleisten –
Entwurf, Bemessung und Ausführungsbeispiele..... 27**
Günter Seidl, Victor Schmitt, Wojciech Lorenc

**Die Filstalbrücken im Zuge der NBS Wendlingen–Ulm –
Integrale Bauwerke mit besonderen statisch-konstruktiven Herausforderungen 43**
Anton Braun

**Zugglieder aus Faserverbundwerkstoff im Brückenbau –
Besonderheiten beim Einsatz von Netzwerkhängern aus Carbon 57**
Lorenz Haspel

**Verstärken von Bestandsstrukturen
mittels Verbundankerschrauben 75**
Jürgen Feix, Johannes Lechner

**Verstärkung von Stahl- und Spannbetonbrücken mit Carbonbeton –
Aktuelles aus Praxis und Forschung..... 89**
Oliver Steinbock, Thomas Bösche

**Integration of FEM Analysis and Construction Geometry Management
on the Example of the Thu Thiem 2 Cable Stayed Bridge 107**
Antti Karjalainen

Brückendenkmalpflege – Erfahrungen aus Baden-Württemberg 121
Michael Hascher, Sabine Kuban

smartBRIDGE Hamburg – die Brückeninstandhaltung der Zukunft 139
Marc Wenner, Steffen Marx, Markus Meyer-Westphal, Martin Herbrand, Christof Ullerich

**Risikobasiertes Anlagemanagement der Brücken der SBB –
Methode und erste Anwendungserfahrungen 151**
Dirk Proske, Herbert Friedl, Jean-Baptiste Payeur, Blaise Girardin

Die Schorgasttalbrücke – Herzstück der Ortsumgehung Untersteinach 163
Bernhard Schäpertöns, Daniel Schäfer, Werner Kuhnlein, Christoph Schultheiß

Nachhaltige Brücken aus vorgespanntem Carbonbeton 175
Andreas Apitz, Frank Jesse, Mike Schlaich

Fertigung und Montage der Chenab Railway Bridge in Indien – Ein Erfahrungsbericht ...191
Frank Bauchspiess

Chronik des Brückenbaus 207
Zusammengestellt von Sabine Wellner

Die Filstalbrücken im Zuge der NBS Wendlingen–Ulm

Integrale Bauwerke mit besonderen statisch-konstruktiven Herausforderungen

Dipl.-Ing. Anton Braun
SSF Ingenieure AG, München

1 Einleitung

Im Zuge der Neubaustrecke Wendlingen–Ulm ist im PFA 2.2, dem sogenannten Albaufstieg zwischen den Portalen der Boßler- und Steinbühltunnel das Filstal zu überqueren (Bild 1). Die Tunnel wurden jeweils eingleisig mit dem bautechnisch erforderlichen Abstand von 30 m trassiert – das namensgebende Tal der Fils wird mit zwei getrennten und damit sehr schmalen 485 bzw. 470 m langen Talbrücken überspannt.

Mit einer lichten Höhe von ca. 75 m entsteht hier die dritthöchste Eisenbahnbrücke im Netz der Deutschen Bahn.

Neben den hohen technischen Anforderungen für den Hochgeschwindigkeitsverkehr auf fester Fahrbahn wurden aufgrund der exponierten Lage ebenso hohe Anforderungen an die Gestaltung der Bauwerke gestellt. Eine Ausführung nach der Rahmenplanung Talbrücken (RIL 804.9020) mit Regelstützweiten von 40–45 m war von vorneherein undenkbar.

2 Beschreibung der Bauwerke

Die Bauwerke wurden als semiintegrale Rahmentragwerke mit biegesteifer Verbindung des Überbaus mit den Pfeilern und zwängungsfreier Lagerung an den Widerlagern entworfen. Die Bauwerke haben folgende Gesamtlängen (Bild 2):

Rechtes Gleis:
44 – 95 – 150 – 93 – 58 – 45 m (L = 485 m),

Linkes Gleis:
44 – 95 – 150 – 88 – 50 – 45 m (L = 472 m).

Die beiden an das 150 m lange Hauptfeld angrenzenden Pfeiler in den Achsen 30 und 40 verzweigen sich im oberen Bereich in zwei flach geneigte Schrägstreben.

Jeder Überbau ist ein längs vorgespannter Hohlkastenquerschnitt mit variabler Konstruktionshöhe von 2,80 m bzw. 3,0 m an den Widerlagern, 4,0 m in Feldmitte der Hauptöffnung

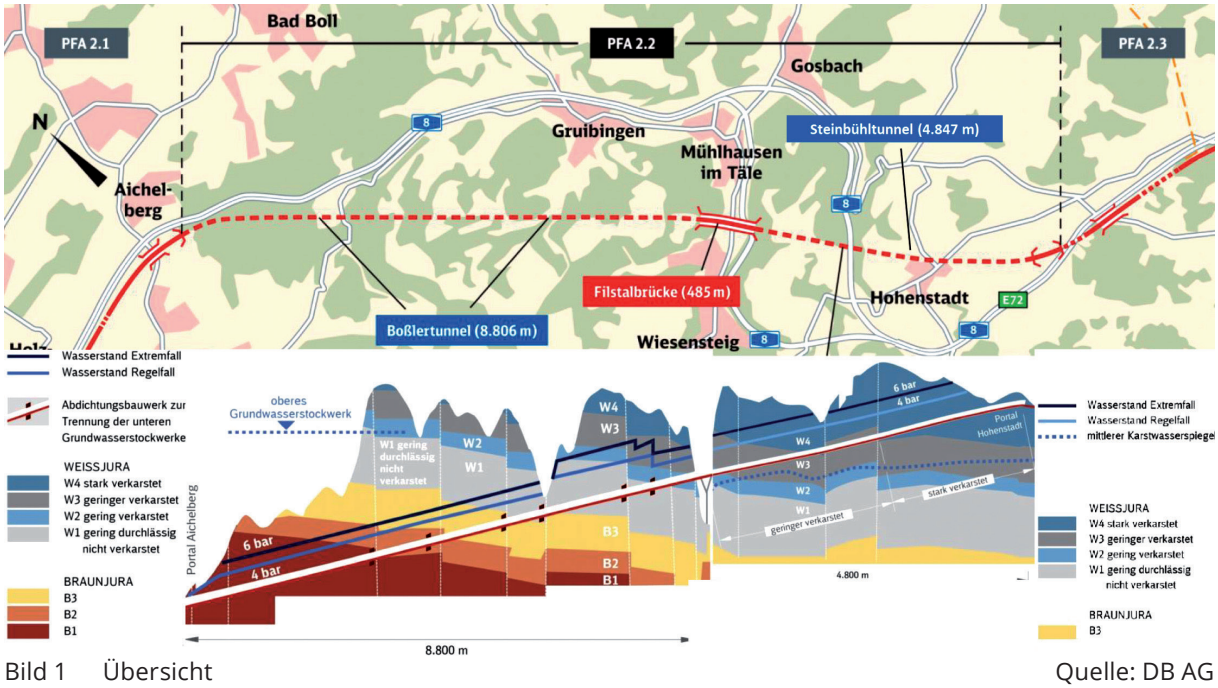

Bild 1 Übersicht Quelle: DB AG

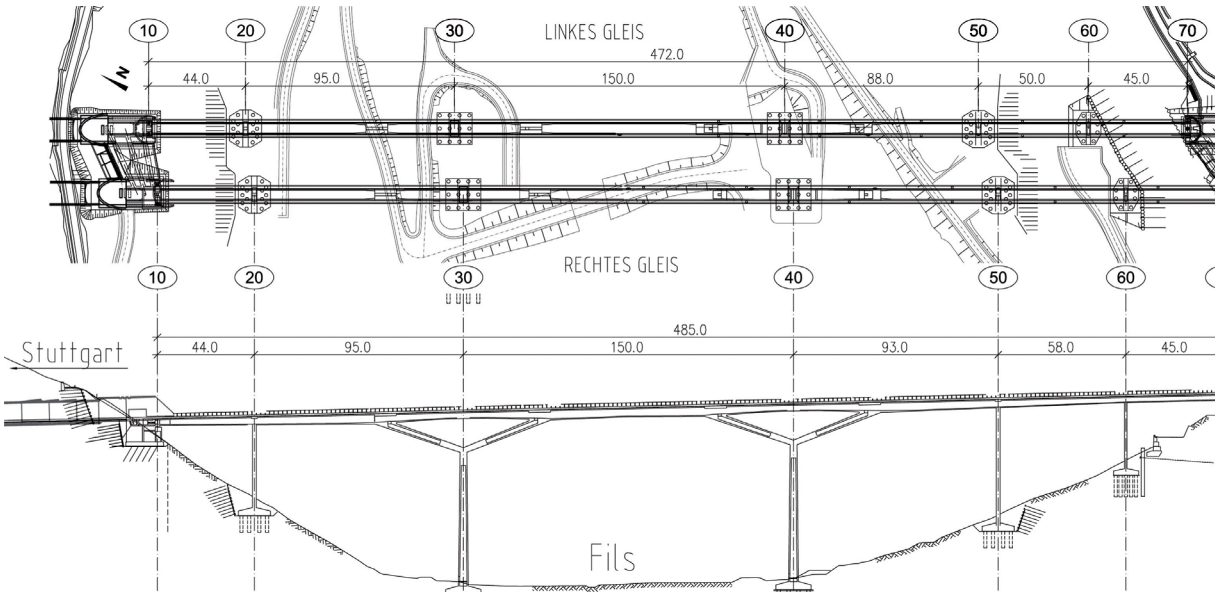

Bild 2 Längsschnitt (rechtes Gleis) und Grundriss Quelle: SSF Ingenieure AG

und 4,65 m an der Einbindung der Schrägstiele. Der Hohlkasten hat vertikalen Stege und ist konstant 5,30 m breit, mit den beiden 1,15 m langen Kragarmen ergibt das eine Gesamtbreite des Überbaus von 7,60 m (Bild 3).

Die Randwege dienen als Flucht- und Rettungsweg, sind für den Einsatz von Besichtigungsfahrzeugen zur Brückeninspektion ausgelegt und zudem, wie auch die feste Fahrbahn, mit luftbereiften Rettungsfahrzeugen befahrbar. An den Außenseiten der Kappen werden Windschutzwände befestigt, die zugleich als Abkommensschutz für die Rettungsfahrzeuge dienen.

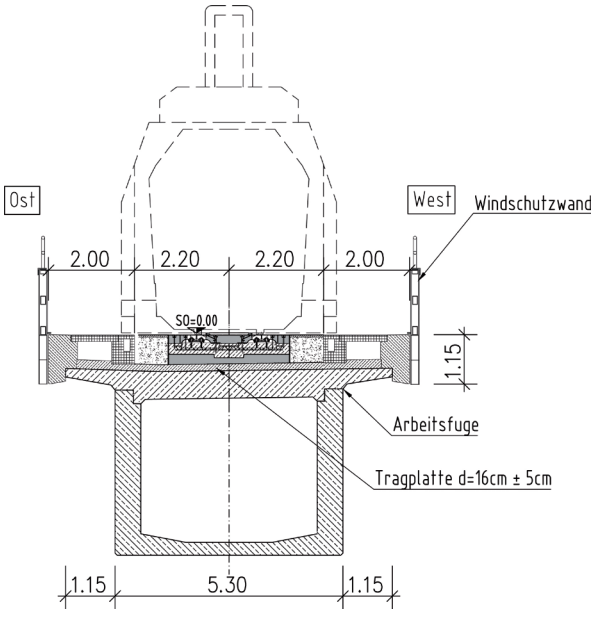

Bild 3 Überbauquerschnitt
Quelle: SSF Ingenieure AG

Die Schäfte der beiden Hauptpfeiler mit Schrägstreben in den Achse 30 und 40 werden bis auf den Verzweigungsbereich hohl ausgeführt. In Brückenlängsrichtung ist die Breite der Pfeiler variabel von ca. 4,50 m am Fundament bis zu 3,10 m am Verzweigungspunkt. Die weiteren Pfeiler sind massive Rechteckquerschnitte mit einer Breite von 1,80 m in den Achsen 20 und 50 und 1,10 m in Achse 60. In Brückenquerrichtung nimmt die Breite bei allen Pfeilern von 5,30 m am Anschnitt zum Überbau mit einem Anzug von 70:1 nach unten zu. Die sehr schlanken Pfeiler bescheren der Brücke nicht nur ein sehr elegantes Erscheinungsbild, es werden auch die Zwangsbeanspruchungen aus Temperatur, Schwinden und Kriechen klein gehalten.

Die bei Eisenbahnbrücken auftretenden, hohen Horizontalkräfte können über den weichen Rahmen natürlich nicht abgetragen werden. Dafür wurden an den Überbauenden hydraulische Kriechkopplungen, sogenannte Hydrobremsdämpfer vorgesehen (Bild 4). Deren Wirkung ist abhängig von der Belastungsgeschwindigkeit. Die ölgefüllten Zylinder werden jeweils durch einen Stempel, welcher mit dem Überbau verbunden ist, in zwei Kammern geteilt. Über eine dünne Öffnung können die beiden Kammern kommunizieren. Bei langsamen Bewegungen (z. B. aus Temperatur) reicht der Ölfluss durch die kleine Öffnung aus, die Bewegung wird somit ohne nennenswerten Widerstand zugelassen. Bei plötzlichen Einwirkungen, beispielsweise infolge Bremsen, ist der Druckausgleich über die kleine Öffnung nicht möglich, der Hydrobremsdämpfer wirkt

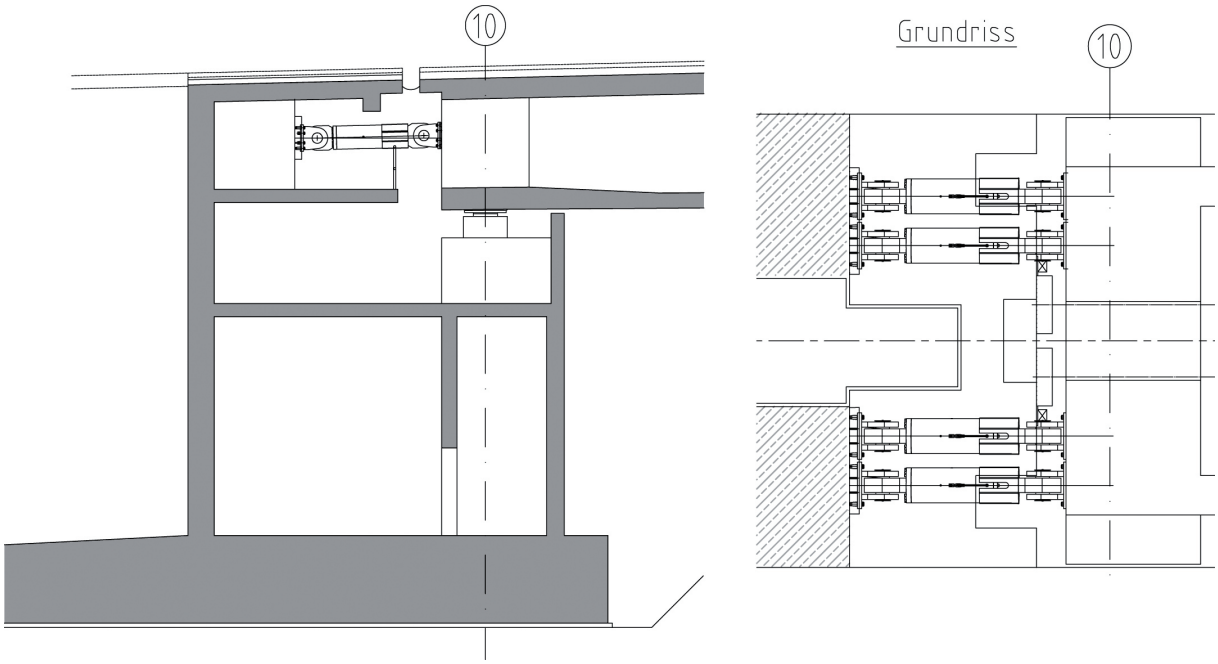

Bild 4 Widerlager mit Hydrobremsdämpfern Quelle: SSF Ingenieure AG

dann als starre Verbindung zwischen Überbau und Widerlager.

Die maßgebenden Kräfte in Brückenlängsrichtung infolge Bremsen, Anfahren und Wind werden also über die Hydrobremsdämpfer direkt vom Überbau in die Widerlager und von dort in den Baugrund eingeleitet, ohne nennenswerte Beanspruchungen im Rahmen zu erzeugen. An den Bauwerksfugen sind im Oberbau Ausgleichsplatten und Schienenauszüge erforderlich.

3 Besonderheiten in der Ausführungsplanung

3.1 Abweichungen vom Regelwerk

Das Bauwerk kann nach dem geltenden Regelwerk bemessen werden – jedoch sind sowohl semiintegrale Konstruktionen dieser Größenordnung als auch die Hydrobremsdämpfer bei der DB keine bewährten Bauweisen und es liegen keine ausreichenden Erfahrungen insbesondere unter Betrieb vor [1].

Für beide Sachverhalte wurden im Zuge der Entwurfsplanung unternehmensinterne Genehmigungen (UiG) bei der DB AG und Zustimmungen im Einzelfall (ZiE) beim Eisenbahnbundesamt beantragt. Die Genehmigungen wurden mit Hinweisen und Auflagen für die Ausführungsplanung sowie den Bau, den Betrieb und die Inspektion der Bauwerke erteilt.

3.2 Anforderungen aus der semiintegralen Bauweise

In Brückenlängsrichtung ist das Tragwerk durch die biegesteife Verbindung der Pfeiler mit dem Überbau ein statisch unbestimmtes Rahmensystem. Aus dieser statisch unbestimmten Wirkung resultieren Zwangsschnittgrößen aus Temperatur, Setzungen, Vorspannung sowie Schwinden und Kriechen. Die Größe dieser Zwangsbeanspruchung wird durch Steifigkeiten des Tragwerks inkl. Gründung sowie durch das Schwind- und Kriechverhalten des Betons beeinflusst.

Besondere Aufmerksamkeit ist auch den vertikalen Verformungen zu schenken, da aufgrund der monolithischen Bauweise in den Pfeilerachsen eine Nachstellmöglichkeit der Lager nicht möglich ist.

Zum Ausgleich von Verformungen und Bautoleranzen wurde die Tragplatte für die feste Fahrbahn zusätzlich mit einer Ausgleichsschicht von maximal 10 cm Dicke geplant, die in der Berechnung feldweise ungünstig wirkend überlagert wurde.

3.2.1 Variation der Baugrund- bzw. Gründungssteifigkeiten

Um das Trag- und Verformungsverhalten der Gründung möglichst realitätsnah zu erfassen, wurden vertikale und horizontale Pfahlprobebelastungen durchgeführt. Baugrund und Gründung wurden in 3D-Kontinuumsmodellen

abgebildet, die anhand der Ergebnisse der Probebelastungen kalibriert wurden. Die Auswertung der Pfahlprobebelastungen zeigte, dass der Baugrund erheblich tragfähiger ist, als es die Baugrunduntersuchungen vermuten ließen. Die Gründung wurde gegenüber dem Entwurf optimiert. In Achse 20 konnte flach gegründet werden und in den Achsen 30–50 wurden Pfahllängen und die Anzahl der Pfähle reduziert.

Die Gründungsebenen der Pfeiler kommen in den steilen Talflanken und im Talgrund in unterschiedlichen Bodenschichten zu liegen. In unmittelbarer Nähe der Achse 30 verläuft eine Störzone der Filstalverwerfung, in der die Schichten des oberen Braunjura und des unteren Weißjura vertikal um ca. 40 m gegeneinander verschoben sind [2]. Es war möglich, dass in einigen Achsen obere und in anderen Achsen untere Werte der Baugrundsteifigkeiten vorliegen und daher war vorab zu untersuchen und festzulegen, wie die Gründungssteifigkeiten zu kombinieren sind. Theoretisch sind bei sieben Bauwerksachsen 2^7 = 128 Kombinationen möglich. Mit umfangreichen Sensitivitätsanalysen konnte nachgewiesen werden, dass der Einfluss auf das Rahmenbauwerk wegen der Biegeweichheit der Pfeiler vergleichsweise gering ist und somit ein einheitlicher Ansatz von nur oberen bzw. nur unteren Grenzwerten über alle Achsen gerechtfertigt ist.

3.2.2 Variation des E-Moduls der Betone

Für die zur Verwendung vorgesehenen Betone wurden die E-Moduln experimentell bestimmt. Um die Abweichungen zwischen Bauwerk und Versuch abzudecken, war bei den Berechnungen eine Streuung von ±10 % der E-Moduln als Grenzwerte zu berücksichtigen.

3.2.3 Variation von Kriech- und Schwindbeiwerten

Die Verformungen infolge des Kriechens und Schwindens der Betone können je nach verwendeter Betonrezeptur um bis zu 30 % von den in der Norm angegebenen Mittelwerten abweichen. Für die Verformungsberechnungen und bei der Ermittlung der Zwangsschnittgrößen infolge Kriechen und Schwinden sollten daher die mittlere Kriechzahl und die mittlere Schwindverformung um ±30 % variiert werden, sofern nicht durch geeignete Versuche geringere Bandbreiten nachgewiesen werden [1].

Obwohl die experimentelle Ermittlung der Schwind- und Kriechwerte sehr lange dauert und mit relativ hohen Kosten verbunden ist, hat sich die Arge schon sehr früh dafür entschieden, entsprechende Versuche durchführen und gutachterlich begleiten zu lassen. Es konnte nachgewiesen werden, dass auch hier eine Streuung von ±10 % um die experimentell ermittelten Werte ausreichend ist.

3.2.4 Zu untersuchende Kombinationen

In einer weiteren Sensitivitätsanalyse wurde untersucht, wie die Variablen Baugrund, E-Modul und Schwinden und Kriechen zu kombinieren sind. Hier genügten zwei Grenzbetrachtungen mit jeweils nur oberen bzw. nur unteren Werten leider nicht. Um das Bauwerk mit ausreichender Sicherheit zu bemessen und eine ausreichende Bandbreite der Verformungen abzudecken, waren insgesamt vier Systeme mit folgenden Kombinationen zu untersuchen (Tabelle 1).

3.3 Dynamisches Verhalten

3.3.1 Resonanz aus Zugüberfahrt

In dem in der Norm vorgegebenen Geschwindigkeitsbereich von 160–300 km/h liegen die dynamischen Schnittkräfte deutlich unter den φ-fachen Schnittgrößen aus dem LM 71. Aufgrund der sehr niedrigen Eigenfrequenzen des Tragwerks wurde der zu untersuchende Geschwindigkeitsbereich nach unten von 160 km/h auf 45 km/h ausgeweitet, um auch hier eine Resonanzgefährdung ausschließen zu können.

Die dynamischen Untersuchungen wurden für die HSLM-Züge, den ICE 3 und den ICE 4 geführt. Im Zuge der dynamischen Berechnung wurden folgende Nachweise geführt:

- ❑ vertikale Beschleunigung des Wagenkastens (Fahrkomfort),

Tabelle 1 Untersuchte Systeme

System Nr.	Baugrundsteifigkeit	E-Modul Beton	Kriechen und Schwinden
1	steif	hoch	hoch
2	steif	hoch	niedrig
3	weich	niedrig	hoch
4	weich	niedrig	niedrig

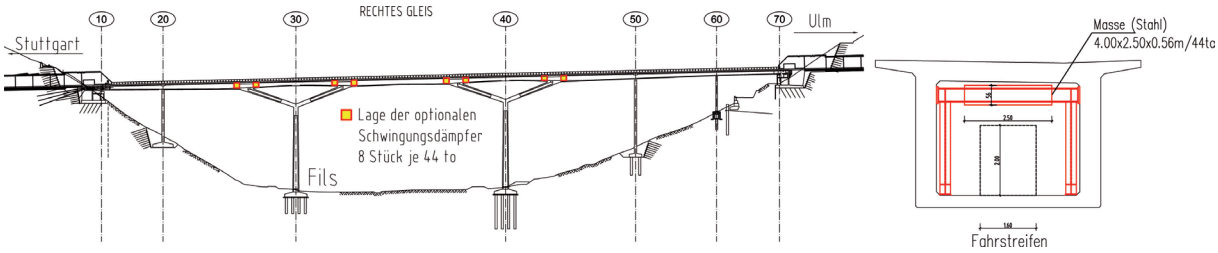

Bild 5 Optionale Schwingungsdämpfer Quelle: SSF Ingenieure AG

- ❑ vertikale Beschleunigung des Überbaus (Grenzzustand der Verkehrssicherheit),
- ❑ vertikale Verformungen des Überbaus aus Zugüberfahrt.

3.3.2 Schwingungen in Brückenquerrichtung

Durch die Eingleisigkeit ist das Bauwerk auch in Brückenquerrichtung sehr schlank. Die Eigenfrequenz des Tragwerks in Brückenquerrichtung liegt entsprechen niedrig bei ca. 0,2Hz. Die dynamischen Untersuchungen gem. DIN 1055-4 haben ergeben, dass das Bauwerk nicht schwingungsanfällig hinsichtlich böenerregter Schwingungen ist.

Zusätzlich wurde eine Anregung des Bauwerks in Querrichtung durch Eisenbahnverkehr untersucht und konnte ebenfalls ausgeschlossen werden.

3.3.3 Vorsorgliche Maßnahmen zur Schwingungsdämpfung

Obwohl die Schwingungsanfälligkeit für beide Effekte rechnerisch ausgeschlossen wurde, sollte die Möglichkeit der nachträglichen Anordnung von Maßnahmen zur Schwingungsdämpfung in der Planung berücksichtigt werden.

Dazu wurde ein Konzept mit aktiven Dämpfern ausgearbeitet. Normalerweise ordnet man Dämpfer an der Stelle der maximalen Auslenkung (ca. Feldmitte) an. Die Zusatzlasten aus den optionalen Dämpfern sind allen Nachweisen, und insbesondere auch beim Nachweis der Dekompression zu berücksichtigen – und hätten daher zu deutlich höheren Aufwendungen geführt. Zudem wäre die Bandbreite der möglichen Verformungen – mit und ohne Dämpfer – weiter vergrößert worden und die für die Bauausführung zur Verfügung stehenden Toleranzen würden noch geringer ausgefallen.

Daher hat man sich entschieden, die optionalen Dämpfer an der dynamisch ungünstigeren, aber statisch wesentlich günstigeren Position jeweils vor und nach dem Anschluss der Schrägstreben vorzusehen (Bild 5). Die gemittelte Wirksamkeit beträgt 65 %, d. h. es ist die 1,55-fache, theoretisch optimierte Dämpfermasse erforderlich.

Da die Dämpfer mit an Sicherheit grenzender Wahrscheinlichkeit ohnehin nicht eingebaut werden, sind die fiktiven höheren Kosten für die Dämpfer unerheblich im Vergleich zu den jedenfalls erzielten Einsparungen bei den Herstellkosten.

3.4 Nachweis und konstruktive Durchbildung der Knotenpunkte

Die statischen Nachweise und konstruktive Durchbildung der Knotenpunkte waren eine weitere besondere Herausforderung.

Am Übergang vom Überbau in die Schrägstreben sind im Grenzzustand der Tragfähigkeit ca. 180 MN über eine verzahnte Arbeitsfuge in die Schrägstreben einzuleiten.

Am Verzweigungspunkt zum Pfeilerschaft, dem sogenannten Y-Knoten (Bild 6) treten zusätzlich noch erhebliche Biegemomente auf. Die Bemessung ergab an der Unterseite fünf Bewehrungslagen Ø 32/15 cm und an der Oberseite sieben Lagen Ø 32/15. Insgesamt wurden in jedem Y-Knoten ca. 100 t Bewehrung verbaut. Als „Montageeisen" wurde ein stählernes Traggerüst eingebaut, das später auch als Auflagerkonstruktion für die darüberliegende Hilfsstütze gebraucht wurde.

Bei den T-Knoten am Übergang der Pfeiler zum Überbau in den Achsen 20, 50 und 60 ist in der Mitte des Hohlkastens eine Durchgangsöffnung mit 1,20 m Breite zur Begehbarkeit erforderlich. Die schlaufenartige Anschlussbewehrung aus den Pfeilern musste daher auf die verbleibende Breite von je 2,05 m seitlich konzentriert werden (Bild 7). Um Platz für die schlaffe Bewehrung zu schaffen, wurden die

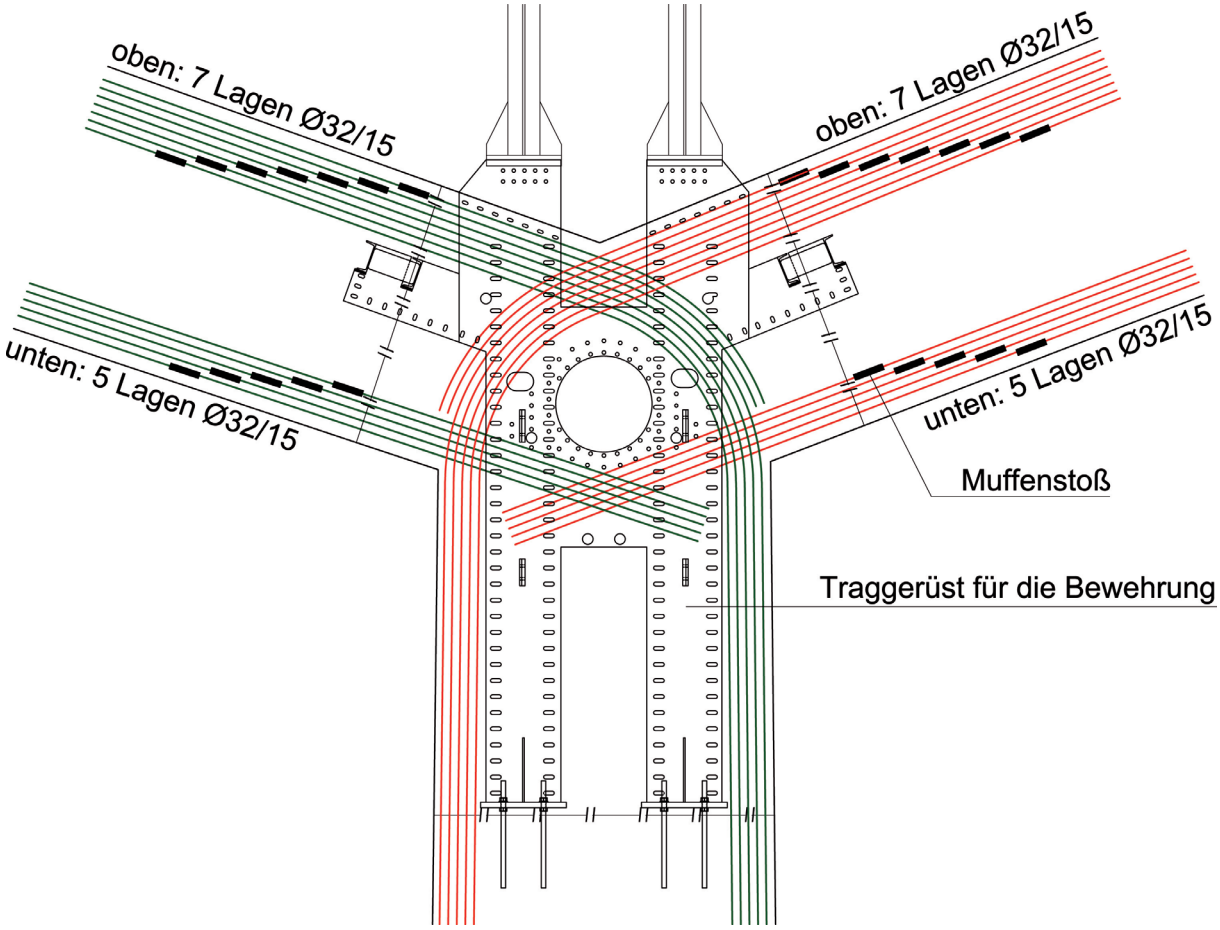

Bild 6 Bewehrungsführung Y-Knoten Quelle: SSF Ingenieure AG

Spannglieder in der Fahrbahnplatte in die Mitte verzogen.

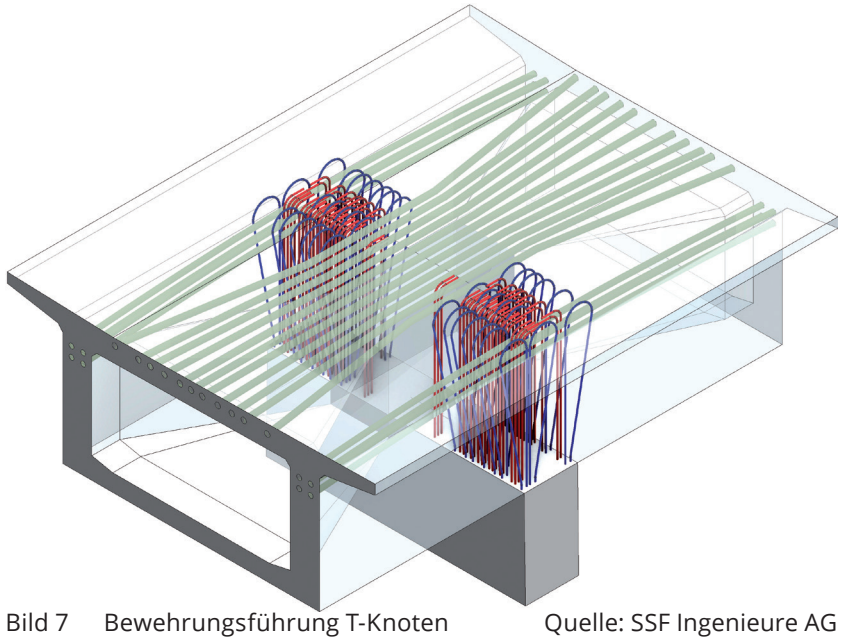

Bild 7 Bewehrungsführung T-Knoten Quelle: SSF Ingenieure AG

4 Fortgeschriebener Bauwerksentwurf – Alternative Längskraftabtragung

4.1 Veranlassung

Im Rahmen der Ausführungsplanung wurden die Festpunkte der Brücken, entgegen dem ursprünglichen Konzept mit theoretischem Festpunkt ca. in Brückenmitte, in das Widerlager Achse 10 verlegt (Bild 8). Zielsetzung war der Entfall der zur Längskraftabtragung vorgesehenen je vier Hydrobremsdämpfer je Widerlager (in Summe 16 Stück). Durch diese Maßnahme können die Instandhaltungskosten sowie betriebliche Einschränkungen über den gesamten Lebenszyklus der Brücken reduziert werden [3]. Als diese Entscheidung getroffen wurde, waren die Pfeiler in den Achsen 20, 30, 40 und 50 am rechten Gleis bereits hergestellt.

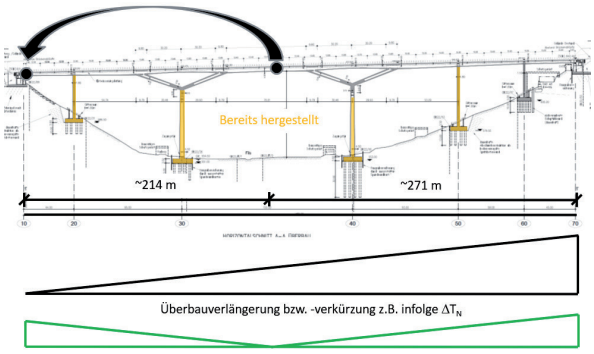

Bild 8 Festpunktwechsel
Quelle: SSF Ingenieure AG

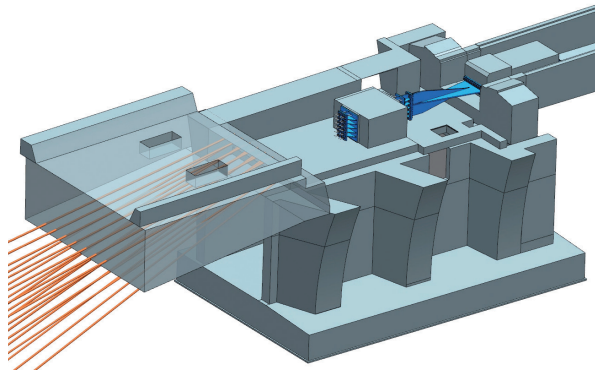

Bild 9 Festhaltung Widerlager Achse 10
Quelle: Max Bögl

4.2 Rückverankerung der Widerlager in Achse 10

Die Zug- und Druckkräfte am Festpunkt betragen im Grenzzustand der Tragsicherheit ca. 25 MN. Zur Aufnahme der Zugkräfte wird das Widerlager mit insgesamt 21 Ankern à 12 Litzen aus Spannstahl St 1660/1860 mit dem Baugrund verspannt (Bild 9). Auf Druck werden die Kräfte aus Vorspannung und äußeren Lasten von in Summe ca. 50 MN über das Widerlager und eine massive Übergangsplatte in das anstehende Gebirge eingeleitet.

4.3 Federlamelle

In der Rahmenplanung Talbrücken wird für den Anschluss des Überbaus die Bodenplatte des Hohlkastens verlängert und mit dem Widerlager verbunden. Diese vorgespannte sogenannte Zungenplatte ist für Verdrehungen aus der Durchbiegung des Überbaus ausreichend weich. Da bei den Filstalbrücken mit ihren hohen schlanken Pfeilern und den schmalen eingleisigen Überbauten auch relativ große horizontale Verformungen auftreten, war auch eine Biegeweichheit in dieser Richtung erfor-

Bild 10 Federlamelle
Quelle: Arge EÜ Filstal

derlich und die Zungenplatte daher nicht geeignet.

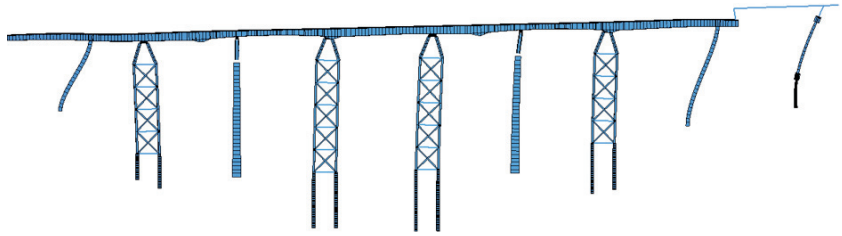

Bild 11 Erste Voreinstellung SSF Ingenieure AG

Als Herzstück des Festpunktes wurde eine doppelt verschränkte Federlammelle als Verbindungselement zwischen Überbau und Widerlager entwickelt. Die Federlamelle (Bild 10) besteht aus zwei senkrecht zueinander angeordneten Blechen mit je 70 mm Stärke der Güte S460. Das liegende Blech am Überbau lässt aufgrund seiner Biegeweichheit Verdrehungen um die horizontale und das stehende Blech am Widerlager Verdrehungen um die vertikale Achse zu. Die Bleche steifen sich im Mittelbreich gegenseitig aus und sorgen so für eine ausreichende Knicksicherheit.

Die Federlamelle wird über Verankerungsstühle mit verbundlosen Stabankern d = 40 mm St 950/1050 mit dem Überbau und dem Widerlager verspannt. Die Verschraubungen sind lösbar, damit könnte die Federlamelle bei Bedarf – wie jedes Lager – ausgewechselt werden.

4.4 Voreinstellung des Bauwerks

Die bereits hergestellten Pfeiler in Achse 40 und 50 erfahren im Endzustand durch den nun deutlich größeren Abstand zum neuen Festpunkt wesentlich höhere Zwangsbeanspruchungen infolge Temperatur sowie Kriechen und Schwinden des Überbaus. Um dies auszugleichen, wurde das Bauwerk während der Herstellung zweimal durch Verschieben des Überbaus mit Pressen in Richtung Achse 70 (weg vom späteren Festpunkt) voreingestellt (Bild 11):

- ❑ nach dem Anschluss der Achse 50 0 mm,
- ❑ beim Einbau der Federlamelle 45 mm.

Falls sich die ungünstigen Ansätze der Schwind- und Kriechverformungen bestätigen, ist ca. 12 Jahre nach Inbetriebnahme eine weitere Voreinstellung erforderlich, indem die Federlamelle gelöst und eine Futterplatte mit d = 45 mm eingebaut wird.

4.5 Gründung in Achse 60

Der Pfeiler in Achse 60, mit dem größten Abstand zum neuen Festpunkt, war für die nun auftretenden Verformungen zu steif. Der Pfeiler war mit 1,10 m Breite schon sehr schlank, daher wurde die erforderliche Nachgiebigkeit in der Gründung geschaffen.

Es wurde auf eine einreihige Pfahlgründung mit sogenannten Hülsenpfählen umgestellt, die bei der EÜ Aurachtal erstmals erfolgreich

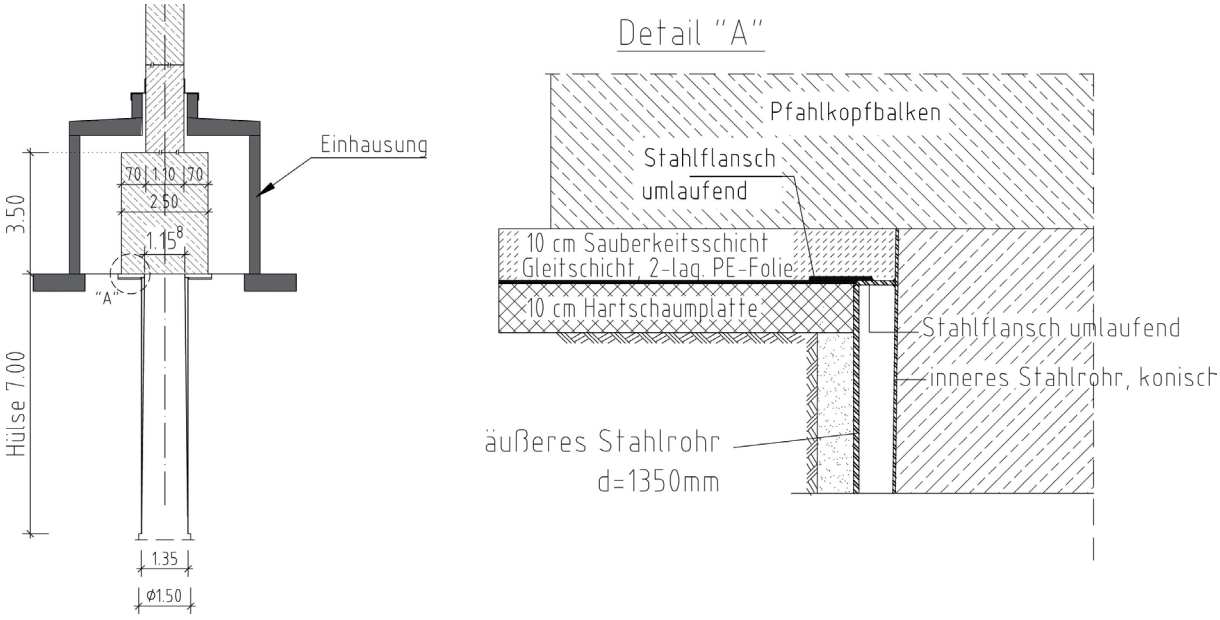

Bild 12 Hülsenpfähle Quelle: SSF Ingenieure AG

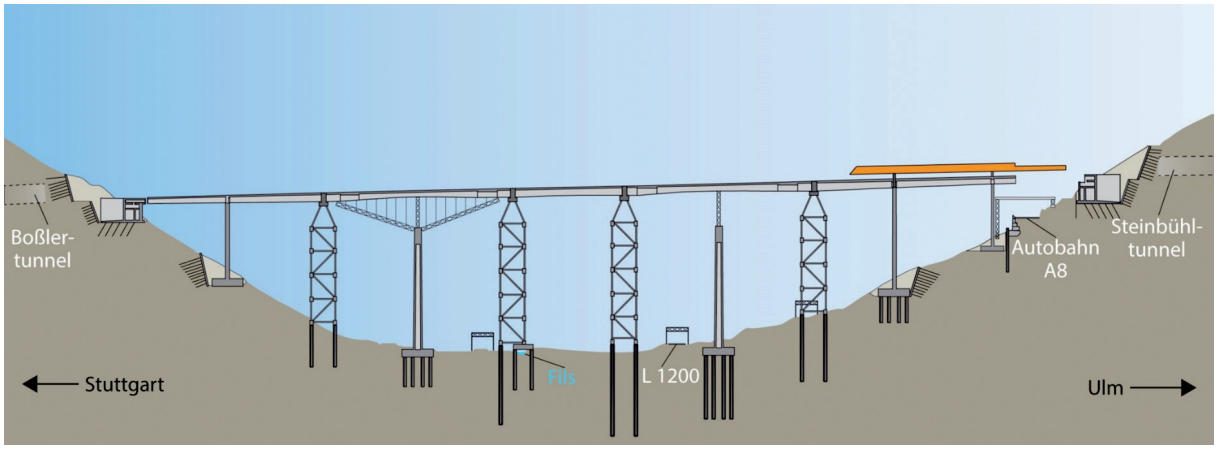

Bild 13 Bauverfahren Quelle: Max Bögl

eingesetzt wurde. Ziel ist es, die horizontale Bettung der Pfähle gegen das Erdreich auf den ersten sieben Metern mit einer stählernen Hülsenkonstruktion zu unterbinden. Diese Hülsenkonstruktion besteht aus einem zylindrischen, äußeren Stahlrohr d = 1.350 mm und einem konischen inneren Stahlrohr mit d = 1.158 mm am Pfahlkopf (Bild 12). In dem verbleibenden Spalt kann sich der Pfahl frei bewegen. Um den Pfahlkopfbalken wurde eine Einhausung gebaut, um auch hier die Bettung gegen das Erdreich abzuschirmen.

5 Besonderheiten aus dem Bauverfahren

5.1 Herstellung des Überbaus mit Vorschubrüstung

Die Herstellung des Überbaus erfolgte mit einer obenliegenden Vorschubrüstung in 10 Bauabschnitten (Bild 13). Dazu waren insgesamt sechs Hilfsunterstützungen, jeweils vor und nach den Schrägstielen und in den Achsen 30 und 40, erforderlich.

Im Bauzustand war der Überbau ein durchlaufender 10-Feldträger – im Endzustand der Riegel eines 6-feldrigen Rahmensystems.

In jedem Bauabschnitt wurde zunächst der Trog hergestellt und vorgespannt und anschließend die Fahrbahnplatte. Das Eigengewicht der Fahrbahnplatte wird entsprechend der Steifigkeiten der Vorschubrüstung und dem bereits hergestellten Trog gemeinsam getragen. Selbstverständlich mussten die Nachweise sowohl für die Bauzustände, den Endzustand zur Verkehrsfreigabe als auch zum Zeitpunkt t = ∞ nach abgeschlossener Umlagerung der Schnittgrößen infolge Schwinden und Kriechen geführt werden.

5.2 Herstellung der Schrägstiele

Nach Fertigstellung des Überbaus waren die Schrägstiele zu ergänzen. Die dafür erforderliche, ca. 135 t schwere Schalung wurde im Tal vormontiert, mit Litzen nach oben gezogen und anschließend mit Stabankern im Meterraster am Überbau angehängt. Die Betonage der Schrägstiele erfolgte in Abschnitten – wobei der fünfte und letzte, der sogenannte Lückenschluss, sehr klein gehalten wurde (Bild 14).

Die nachträgliche Herstellung der Schrägstiele hatte den Vorteil, dass die gesamte Vorspannkraft allein auf den Überbau wirkt. Verformungen aus Schwinden und Abfließen der Hydratationswärme der vorab hergestellten Teile der Schrägstiele (BA 1–4) werden nicht behindert. Zudem hatten die Schrägstiele und der Überbau bei der Lastumlagerung bereits ein deutlich höheres Betonalter und damit ein vermindertes Kriechvermögen. Damit konnte das ungewollte und sowohl für den Überbau als auch für die Schrägstiele ungünstige „Abfließen“ der Vorspannkraft in die Schrägstiele infolge Schwinden und Kriechen deutlich reduziert werden.

Der Anschluss an den Überbau, immerhin auf eine Fläche von 50 m² (BA 4), wurde mit selbst-

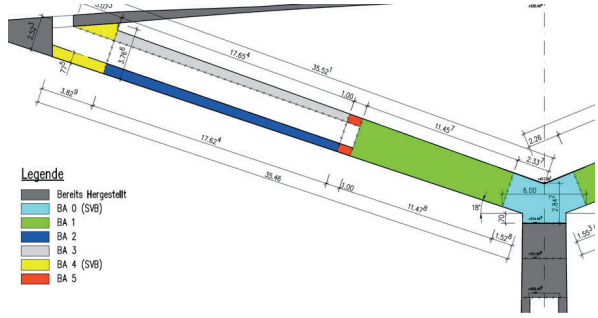

Bild 14 Herstellung Schrägstiele und Lückenschluss Quelle: SSF Ingenieure AG

verdichtendem Beton (SVB) in der Betongüte C 50/60 ausgeführt. Die Betonage erfolgte durch Hüllrohre aus dem bereits hergestellten Überbau. Die Machbarkeit wurde vorab in zwei Großversuchen auf der Baustelle nachgewiesen und gutachterlich im Rahmen einer weiteren UiG und ZiE begleitet.

5.3 Lückenschluss

Mit dem Lückenschluss liegt ein hochgradig statisch unbestimmtes System vor, in dem rasch hohe Zwangsbeanspruchungen entstehen können. Die ca. 70 m hohen Hilfsstützen aus Stahl reagieren wesentlich schneller auf Schwankungen der Umgebungstemperatur und Sonneneinstrahlung als die benachbarten Betonpfeiler. Um dem zu begegnen, wurde vor der Betonage der Schlusslücke eine vorab installierte Pressensteuerung auf den Hilfstürmen aktiviert. Damit wurde das unterschiedliche Verformungsverhalten durch Anheben bzw. Absenken kompensiert und die Kraft auf den Lückenschluss entsprechend der Entwicklung der Betonfestigkeit reguliert.

5.4 Restarbeiten

Für das rechte Gleis gab es noch einen weiteren spektakulären Zustand zu betrachten, da die Vorschubrüstung auf dem Überbau mit SPMT (*Self-Propelled Modular Transporter*) zurückgefahren wurde – wobei aus bauzeitlichen Gründen noch nicht alle Spannglieder angespannt und verpresst waren. Nachdem auch diese Spannvorgänge abgeschlossen waren, konnte der weitere Ausbau mit Herstellung der Kappen, Tragplatte für die feste Fahrbahn, Windschutzwand etc. erfolgen. Danach wurde das Bauwerk nochmals durch eine Verschiebung des Überbaus um 45 mm in Richtung Achse 70 voreingestellt und die Federlamelle eingebaut. Anschließend konnte das Bauwerk zum Einbau der festen Fahrbahn und der bahntechnischen Ausrüstung übergeben werden.

5.5 Monitoring

Da für eine semiintegrale Konstruktion dieser Größenordnung keine ausreichenden Erfahrungen insbesondere unter Betrieb vorliegen, wurde bereits im Rahmen der UiG/ZiE eine messtechnische Überwachung des Bauwerks gefordert. Hierfür wurde das Bauwerk mit einer umfassenden Sensorik ausgestattet. Zum Einsatz kamen u. a.:

- Temperatursensoren am Bauwerk,
- Dehnmessstreifen (Bewehrung, Bauteiloberfläche),
- geodätische Vermessungen,
- Neigungssensoren und Wegaufnehmer,
- Beschleunigungsaufnehmer,
- Kraftmessdosen an den Baugrundankern.

Bereits während der Herstellphase wurden relevante Daten aufgezeichnet und ausgewertet. Dadurch war es nicht nur möglich, die Herstellphase zu überwachen, vielmehr wurde eine Datendecke geschaffen, welche als Grundlage für zahlreiche Untersuchungen dienen kann. So konnte die Richtigkeit wesentlicher Berechnungsgrundlagen (z. B. Steifigkeiten, Kriech- und Schwindverhalten der Betone usw.) und damit objektiv die Übereinstimmung des Berechnungsmodells mit der Realität bestätigt werden.

Eine Langzeitauswertung der in diesem herausragenden Bauwerk verbauten Sensorik verspricht für die Zukunft noch einen außerordentlichen Erkenntnisgewinn.

6 Weitere Projektanforderungen

Beitrag und Vortrag konzentrieren sich auf die technischen Anforderungen bei Planung und Bau der beiden Hauptbauwerke. Dazu kamen noch zahlreiche weitere Herausforderungen, wie die folgenden Beispiele zeigen:

- Die Baustelle liegt im Wasserschutz- und Überschwemmungsgebiet der Fils. Daher stehen für die Baustelleneinrichtung nur sehr begrenzt Flächen zur Verfügung.
- An den beidseits extrem steilen Talflanken mussten Baustraßen und Baugruben angelegt und mit bis zu 24 m hohen vernagelten Spritzbetonwänden gesichert werden.
- Zur Schaffung der Bohrebene in der Achse 60 entlang der BAB A 8 war eine 14 m hohe Aufschüttung mit bewehrter Erde erforderlich – ein für sich schon imposantes Ingenieurbauwerk.
- Für den reibungslosen Betrieb und zur Entfluchtung sind insgesamt noch 20 weitere Bauwerke wie z. B. Löschwasserbecken,

Bild 15 Baustelle Quelle: Arge EÜ Filstal

Betriebsgebäude, Rettungszufahrten, Überfahrtsbauwerke und Portalhauben etc. erforderlich.

7 Schlussbemerkung

Die EÜ Filstal zeigt eindrucksvoll, wie die funktionalen Anforderungen aus dem Hochgeschwindigkeitsverkehr mit einem sehr schlanken, ästhetisch ansprechenden Bauwerk erfüllt werden können. Die semiintegrale Bauweise ist der optimale Ansatz – das Ergebnis ist „Klasse“ statt „Masse“.

Insbesondere beim Festpunktwechsel hat sich gezeigt, dass das integrale Bauwerk gerade wegen seiner Nachgiebigkeit sehr gutmütig auf die Systemänderung reagiert hat.

Die Langzeitauswertung der in diesem herausragenden Bauwerk verbauten Sensorik verspricht für die Zukunft noch einen außerordentlichen Erkenntnisgewinn und wird die integrale Bauweise im Netz der DB hoffentlich weiter fördern.

Die technischen Herausforderungen bei gleichzeitig sehr engen Terminvorgaben für die Umsetzung des Festpunktwechsels konnten dank des bei diesem Projekt außergewöhnlich partnerschaftlichen und kollegialen Handelns aller Beteiligten gemeistert werden.

Der Bauherr, die ausführenden Firmen und die Planer sind sich einig, dass bei zukünftigen Bauvorhaben mit ähnlich innovativem Lösungsansatz die Genehmigungs- und Ausführungsplanung bereits vor der Vergabe der Bauleistung erfolgen sollte, so dass auf weitere Abstimmungen und Genehmigungsverfahren während der Bauausführung verzichtet werden kann [4].

Derzeit laufen die Hochtastfahrten auf dem rechten Gleis. Am Sonntag, den 11. Dezember 2022, wird planmäßig der Regelbetrieb auf der Neubaustrecke Wendlingen–Ulm aufgenommen.

Projektbeteiligte

Bauherr	DB Netz AG
Auftraggeber	DB Projekt Stuttgart–Ulm GmbH
EBA Prüfingenieur	Büchting + Streit AG, Kempfert + Partner Geotechnik
ZiE Gutachter (semi-integrale Bauweise)	Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer, Prof. Dr.-Ing. Kempfert
Entwurfsverfasser	Leonhardt, Andrä und Partner AG
Ausführungsplanung	SSF Ingenieure AG, SRP – Ingenieure-Consult GmbH
Geotechnische Fachplanung	Boley Geotechnik GmbH – VEES I PARTNER
Monitoring	Marx Krontal Partner GmbH
Bauausführung	MAX BÖGL Stiftung / Porr Deutschland GmbH

Literatur

[1] Müller, J.; Kraus, R.; Lippert, P.: UiG Unternehmensinterne Genehmigung TM 2010-1216 I.NVT 4 EÜ Filstal, Integrale Bauweise. 2011

[2] Boley, C.; Wilfing, L.; Raithel, M.; Zimmerer, M.; Hierl, M.; Zaidman, I.: Geotechnische Herausforderungen bei der Planung der Filstalbrücke als semiintegrales Bauwerk auf der Neubaustrecke Wendlingen–Ulm. Bautechnik 96 (2019) 10, S. 773–779 – DOI: 10.1002/bate.201900051

[3] Müller, J.-R.: Die Filstalbrücke im Zuge der NBS Wendlingen-Ulm, ein herausragendes Bauwerk mit besonderen statisch-konstruktiven Herausforderungen. In: Förderverein Massivbau der TU München e.V. (Hrsg.): Tagungsband 23. Münchner Massivbau Seminar, 22.11.2019 an der TU München, München, 2019, S. 75–85

[4] Zaidmann, I.; Schumm, M.; Kotz, P.; Steigerwald, T.: Außergewöhnliche Eisenbahnbrücke über das Filstal. Bautechnik 99 (2022) 4, S. 262–271 – DOI: 10.1002/bate.202200009

7 Herzlich willkommen zum 31. Dresdner Brückenbausymposium 2022

11 Grußwort des Sächsischen Staatsministers für Regionalentwicklung

13 Brücken auf geokunststoffbewehrten Widerlagern –
schnell, umweltgerecht und kostengünstig

27 Brücken mit Verbunddübelleisten –
Entwurf, Bemessung und Ausführungsbeispiele

43 Die Filstalbrücken im Zuge der NBS Wendlingen–Ulm –
Integrale Bauwerke mit besonderen statisch-konstruktiven Herausforderungen

57 Zugglieder aus Faserverbundwerkstoff im Brückenbau –
Besonderheiten beim Einsatz von Netzwerkhängern aus Carbon

75 Verstärken von Bestandsstrukturen mittels Verbundankerschrauben

89 Verstärkung von Stahl- und Spannbetonbrücken mit Carbonbeton –
Aktuelles aus Praxis und Forschung

107 Integration of FEM Analysis and Construction Geometry Management
on the Example of the Thu Thiem 2 Cable Stayed Bridge

121 Brückendenkmalpflege – Erfahrungen aus Baden-Württemberg

139 smartBRIDGE Hamburg – die Brückeninstandhaltung der Zukunft

151 Risikobasiertes Anlagemanagement der Brücken der SBB –
Methode und erste Anwendungserfahrungen

163 Die Schorgasttalbrücke – Herzstück der Ortsumgehung Untersteinach

175 Nachhaltige Brücken aus vorgespanntem Carbonbeton

191 Fertigung und Montage der Chenab Railway Bridge in Indien – Ein Erfahrungsbericht

207 Chronik des Brückenbaus

ISSN 1613-1169
ISBN 978-3-86780-709-8