

2

114. Jahrgang
Februar 2019, S. 74–84
ISSN 0005-9900
A 1740

Sonderdruck

Beton- und Stahlbetonbau



Deutschlandweit erstmalige Anwendung von UHPFRC im Eisenbahnbrückenbau

Oliver Fischer
Nicholas Schramm
Thomas Lechner

Deutschlandweit erstmalige Anwendung von UHPFRC im Eisenbahnbrückenbau

Teil 1: Konzeption, Realisierung und baupraktische Erfahrungen mit einem vielversprechenden Werkstoff

Ultrahochfester faserbewehrter Beton (UHPFRC) zeichnet sich durch ein extrem dichtes Gefüge und sehr hohe Festigkeiten sowie exzellente Dauerhaftigkeitseigenschaften aus. Dadurch wird eine extrem langlebige, materialsparende und gewichtsreduzierte, schlanke Bauweise ermöglicht, die völlig neue Möglichkeiten und Einsatzbereiche im Fertigteil-Brückenbau eröffnet. Im Zuge der Überbauerneuerung einer bestehenden Bahnbrücke über den Dürnbach auf dem Streckennetz der Tegernsee-Bahn konnte der Werkstoff nun in Deutschland erstmalig für eine Eisenbahnbrücke besonders zweckmäßig und vorteilhaft eingesetzt werden. So konnte damit ein schlankes Bauwerk mit sehr geringer Konstruktionshöhe realisiert werden, das als vergleichsweise leichtes Gesamtfertigteil in einer kurzen Sperrpause eingehoben wurde. Die gewünschte Vergrößerung des Durchflussquerschnitts bei Hochwasser war daher ohne jegliche Anpassung der Gleislage möglich und die bestehenden Widerlager konnten aufgrund des geringen Eigengewichts des neuen Überbaus beibehalten werden. Der Überbau wurde als Fertigteil-Plattenbrücke mit Trogquerschnitt in Spannbetonbauweise ausgeführt. Der vorliegende Teil 1 des Beitrags geht auf die Konzeption und die Realisierung sowie die im Zuge des Projekts gewonnenen Erkenntnisse ein. Im späteren zweiten Teil wird über die Ergebnisse der begleitenden wissenschaftlichen Untersuchungen berichtet werden.

1 Einleitung

1.1 Materialeigenschaften von UHPFRC

Faserbewehrter Ultrahochleistungsbeton (engl. ultra high performance fibre-reinforced concrete „UHPFRC“) ist ein besonders gefügedichter Beton mit einer charakteristischen (Würfel-)Druckfestigkeit von in der Regel mindestens 140 MPa und einer, im Vergleich zu normalfestem Beton, entsprechend höheren (Matrix-)Zugfestigkeit mit Mittelwerten im Bereich von ca. 7–11 MPa [1]. Durch die Zugabe von Stahlfasern können (bei entsprechend hohem Fasergehalt und einer ausreichend großen Faserschlankheit) zentrische Nachrisszugfestigkeiten erreicht werden, die über der Matrixzugfestigkeit des Betons liegen. Durch die Faserbewehrung wird auch die Duktilität bzw. die Verformungsfähigkeit des Verbundwerkstoffs entsprechend erhöht. Zudem ist es durch den Einsatz von Hochleistungsfließmitteln möglich, ultrahochfesten Faserbeton mit selbstverdichtenden Eigenschaften herzustellen. Darüber hinaus verfügt der Faserverbundwerkstoff über exzellente Eigenschaften in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT) und der Gebrauchstauglichkeit (GZG), wie z.B. eine hohe Ausnutzbarkeit der

Germany's first application of UHPFRC in railway bridge construction – Part 1: Conception, realization and practical experiences with a promising material

Ultra-high performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC) is characterized by an extremely dense microstructure and thus very high strengths as well as excellent durability properties. This enables a material-saving and weight-reduced, slim construction method that opens up completely new possibilities and areas of application in precast bridge construction. In the course of the superstructure renewal of an existing railway bridge over the creek Dürnbach on the railway network of the Tegernseebahn, the material could now be used for the first time in Germany for a railway bridge in a particularly practical and advantageous way. Thus, a slim structure with a very low construction height could be realized, which was lifted in as a comparatively light precast element in a short track possession. The desired increase of the flow cross-section in case of flooding was therefore possible without any adjustment of the track position and the existing abutments could be retained due to the low dead weight of the new superstructure. The superstructure was designed as a trough-shaped precast slab bridge in prestressed concrete construction. This contribution deals with the conception, realization and findings gained in the course of the project.

Druckzone, eine reduzierte Rissbildung bzw. eine zuverlässige Begrenzung der Rissbreite oder den möglichen Verzicht auf eine konventionelle Mindestbewehrung aufgrund der vorhandenen Mikrostahtfasern. Durch seine optimierte granulometrische Zusammensetzung zeichnet sich ultrahochfester Beton durch eine geringe Porosität und somit eine dichte, homogene Struktur aus. Hieraus resultieren exzellente Dauerhaftigkeitseigenschaften (vgl. [2, 3]), wie z.B. ein sehr hoher Widerstand gegenüber Frost-Tausalz-Angriff und Chlorideindringung, ein äußerst effektiver Korrosionsschutz für eingebettete Betonstahlbewehrung sowie ein hoher Widerstand gegenüber mechanischer Abrasion.

1.2 Vorteile und Potenziale von UHPFRC im Fertigteil-Brückenbau

Durch die extrem hohen Festigkeitswerte von UHPFRC können die Querschnittsabmessungen (insbesondere in der Druckzone, durch die erzielbaren höheren (Nachriss-)Zugfestigkeiten aber auch in der Zugzone) deutlich reduziert werden, was zu erheblichen Material- und Ge-

wichtseinsparungen führt. Dadurch ergeben sich wiederum günstige sekundäre Effekte, wie z. B. eine leichtere Verlegbarkeit der Bewehrung oder bessere Transportbedingungen. Insgesamt lassen sich durch den Einsatz von UHPFRC somit sehr schlanke, weitspannende Brückentragwerke realisieren, wodurch sich ideale Anwendungsmöglichkeiten bei der Forderung nach einem möglichst großen Lichtraumprofil unter der Brücke oder großen Spannweiten (z. B. für eine stützenfreie Querung von Autobahnen) ergeben. Durch die Möglichkeit, sehr schlanke Querschnitte zu realisieren, lassen sich zudem äußerst ästhetische und architektonisch ansprechende Tragwerke konstruieren (vgl. z. B. [4]). Aufgrund der in die Betonmatrix eingebetteten hochfesten Mikrostahtfasern kann zudem in vielen Bereichen auf eine (Mindest-)Bewehrung verzichtet werden, was wiederum zu Einsparungen bei lohnintensiven Verlegearbeiten führt. Darüber hinaus erleichtern die selbstverdichtenden Eigenschaften des Materials die Produktion deutlich und es kann aufgrund der exzellenten Dauerhaftigkeitseigenschaften zumeist auf aufwendige nachträgliche Beschichtungen der Oberfläche verzichtet werden. Insbesondere für den Spannbetonbau ergeben sich weitere wesentliche Vorteile, da aufgrund der hohen Festigkeiten von UHPFRC sehr hohe Vorspannkraft sowie – in bestimmten Grenzen – auch im GZG Randzugspannungen zugelassen werden können.

Dennoch bedarf der Einsatz von UHPFRC entsprechender Erfahrung mit dem Werkstoff sowie einer konsequenten Überwachung der Materialeigenschaften, da diese (z. B. aufgrund der sich beim Betonagevorgang einstellenden Faserorientierung bzw. der beim Mischen einzubringenden Energie) stark vom Herstellungs- und Verarbeitungsprozess beeinflusst werden können. Darüber hinaus sind die weitaus höheren Materialkosten von UHPFRC in Hinblick auf die sich ergebenden Vorteile nicht in jedem Fall gerechtfertigt. Da jedoch z. B. bei einer Überbauerneuerung die Mehrkosten für Material und Herstellung im Regelfall nur einen Bruchteil der Gesamtkosten betragen, lässt sich der Einsatz eines UHPFRC in vielen Fällen auch wirtschaftlich darstellen, insbesondere wenn die Lebenszykluskosten betrachtet werden.

Im nahen Ausland wurden bereits entsprechende Regelwerke eingeführt und UHPFRC im Brückenbau erfolgreich angewendet. So sei beispielsweise auf bestehende Normen in Frankreich [5, 6] oder in der Schweiz [7] hingewiesen. Die baupraktischen Anwendungen von UHPFRC in Deutschland beschränken sich bisher leider nur auf wenige Beispiele (vgl. [8–10]), was sich künftig durch die zeitnahe Einführung einer Richtlinie „Ultra-hochfester Beton“ des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) (vgl. [11, 12]) wünschenswerterweise ändern kann. Die Richtlinie regelt dabei sowohl Eigenschaften, Herstellung und Konformität als auch die Bemessung und konstruktive Durchbildung. Zudem soll sie auch die Qualitätssicherung im Fertigteile- und Transportbetonwerk sowie die Bauausführung umfassen.

Flankierend ist die Realisierung von Pilotprojekten erforderlich, um den Werkstoff schrittweise in die Praxis zu bringen und entsprechende Erfahrung mit der konstruktiven Anwendung zu sammeln. Im Zuge der Erneuerung des Überbaus der EÜ Dürnbach bestand in diesem Zusammenhang die besondere Möglichkeit zu einer ersten Pilotanwendung im Eisenbahnbrückenbau, auf die nachfolgend im Detail eingegangen wird. Während sich der vorliegende Teil 1 des Fachbeitrags auf die Konzeption und die Ausführung des Überbaus konzentriert, wird in einem später folgenden Teil 2 über erste Erfahrungen des Einsatzes im Betrieb und die messtechnische Begleitung (einschließlich einer durchgeführten Probelastung) berichtet.

2 Pilotbrücke EÜ Dürnbach

2.1 Bauaufgabe und Gründe für die Verwendung von UHPFRC

Im Zuge der Überbauerneuerung einer Eisenbahnbrücke auf dem Streckennetz der Tegernsee-Bahn, einer 12,4 km langen, nicht bundeseigenen Bahnstrecke zwischen Schafnach und Tegernsee in Oberbayern, konnte der Werkstoff UHPFRC in Deutschland erstmalig im Eisenbahnbrückenbau eingesetzt werden. Es handelt sich um eine eingleisige Bahnstrecke, die insbesondere für den Personenverkehr durch die bayerische Oberlandbahn genutzt wird. Die maximalen Achslasten entsprechen dabei ca. 20 t, sodass für die Lastermittlung ein Klassifizierungsfaktor des LM71 von $\alpha = 0,8$ angesetzt wurde. Entsprechend den Vorgaben der Ril804 [13] wurde für den neuen Brückenüberbau ein Lichtraumprofil zwischen den Schotterhalterungen mit einer Breite von 4,40 m gefordert.

Aufgrund des schlechten baulichen Zustands musste die bestehende Brückenkonstruktion über den Dürnbach (Baujahr 1929) ersetzt werden. Bei dem Bestandsbauwerk handelte es sich um eine Brücke in Walzträger-in-Beton(WiB)-Bauweise, die eine Bauhöhe (gemessen von der Schienenoberkante bis zur Konstruktionsunterkante) von ca. 98,5 cm aufwies. Dabei wurde, mit Blick auf einen möglichst einfachen Bauablauf und einen geforderten größeren Durchflussquerschnitt für den überführten und regelmäßig Hochwasser führenden Bach, angestrebt, ein möglichst schlankes Bauwerk mit einer im Vergleich zu einer konventionellen Lösung deutlich geringeren Konstruktionshöhe zu realisieren. UHPFRC bot hierzu entsprechende Möglichkeiten. So ließ sich damit ein neuer Brückenüberbau konzipieren, der als ein vergleichsweise leichtes Fertigteilelement im Rahmen einer kurzen Sperrpause der Bahnstrecke auf die bestehenden Widerlager gehoben werden konnte. Durch die Verwendung von UHPFRC für die Erneuerung des Überbaus konnten, trotz der größeren Brückenbreite, die Widerlager der alten Brücke aufgrund des geringen Eigengewichts des neuen Brücken-Fertigteils beibehalten werden. Zudem konnte (aufgrund der bereits genannten Materialeigenschaften von UHPFRC) u. a. auf eine gesonderte Abdich-

tung und den erforderlichen Schutzbeton verzichtet werden. Zusammen mit neuartigen Beton-Flachschwelen [14] waren im Vergleich zu einer konventionellen Betonlösung eine Reduktion der erforderlichen Bauhöhe um insgesamt etwa 25 cm und damit auch die gewünschte Vergrößerung des Durchflussquerschnitts bei Hochwasser ohne jegliche Anpassung der vorhandenen Gleislage möglich.

2.2 Konzeption

Die Wahl der Querschnittsform bzw. des Strukturtyps wurde streng an die Forderung angelehnt, die erforderliche Konstruktionshöhe des Überbaus möglichst zu minimieren. Daher wurde von den dem Werkstoff klassisch entsprechenden Strukturtypen (vgl. auch [15]) abgewichen und eine Platte mit Trogquerschnitt favorisiert (vgl. Regelquerschnitt in Bild 1), bei dem die monolithisch integrierten Schotterhalterungen zu einer kombinierten Längs- und Quertragwirkung der Überbauplatte führen und diese zudem versteifen. Der 4,57 m breite Überbau wurde als ein auf acht Elastomerlagern schwimmend gelagertes Fertigteilelement in Spannbetonbauweise ausgeführt.

Durch Verwendung von UHPFRC konnte die Dicke der vorgespannten Platte mit nur 20 cm Konstruktionshöhe unter den Schienen im Regelbereich extrem gering gehalten werden. Die Bauhöhe beträgt somit lediglich 74 cm. Das Fertigteile weist eine Längsvorspannung mit sofortigem Verbund (52 Litzen, 0,5") und eine Quervorspannung in den Auflagerbereichen, durch je drei 6-5 Spannlieder (jeweils 5 Litzen 0,62", im Flach-Hüllrohr) mit nachträglichem Verbund, auf. Die Spannlieder in Querrichtung waren dabei erforderlich, um die aus dem zweiaxialen Lastabtrag resultierenden Querspannungen

zu reduzieren. Im Auflagerbereich wurde eine Voutung der Überbauplatte auf eine Dicke von 28 cm vorgesehen, um Platz für die Spanngliedverankerungen zu schaffen. Die Schotterhalterungen konnten mit minimalen Dicken von lediglich 8 cm ausgeführt werden. Für den Überbau wurde ein UHPFRC C150/155 mit 2,5 Vol.-% Mikrostauffasern verwendet. Konventionelle Stabstahlbewehrung wurde nur lokal sowie für den Anschluss der in einem zweiten Arbeitsschritt nachträglich aufbetonierten Schotterhalterungen und – zur Steigerung der Robustheit und als Mindestbewehrung zur Vermeidung eines Versagens ohne Vorankündigung – im mittleren Plattenbereich als untere Querbewehrung eingebaut. Entgegen der Regelbauweise wurden die Geländer sowie der Dienstweg in Form eines Gitterrosts (inkl. außen liegendem GFK-Kabeltrog) über einbetonierte Verankerungselemente seitlich am Überbau befestigt (vgl. Bild 1).

3 Bemessung und Qualitätskontrolle

3.1 Ableitung von Rechenwerten und Überwachung der Materialeigenschaften

Aus statischer Sicht wurde eine hohe zentrische Nachrisszugfestigkeit angestrebt, um den Nachweis der zulässigen Randzugspannungen in der häufigen Einwirkungskombination aufweichen zu können (Zulassen gewisser Randzugspannungen) und um einen ausreichend hohen Ermüdungswiderstand unter Zugbeanspruchung im Falle von (Mikro-)Rissbildung zu gewährleisten. Daher wurde gutachterlich ein Stauffasergehalt von 2,5 Vol.-% mit einer vergleichsweise hohen Faserschlankeheit von 71,4 ($l_f = 12,5 \text{ mm}$, $d_f = 0,175 \text{ mm}$) gefordert. Aus früheren Erfahrungen der Fa. Max Bögl wurden demgegenüber hohe Anforderungen an die Konsistenz des Frischbetons (selbstverdichtende Eigenschaften, Setzfließmaß mindes-

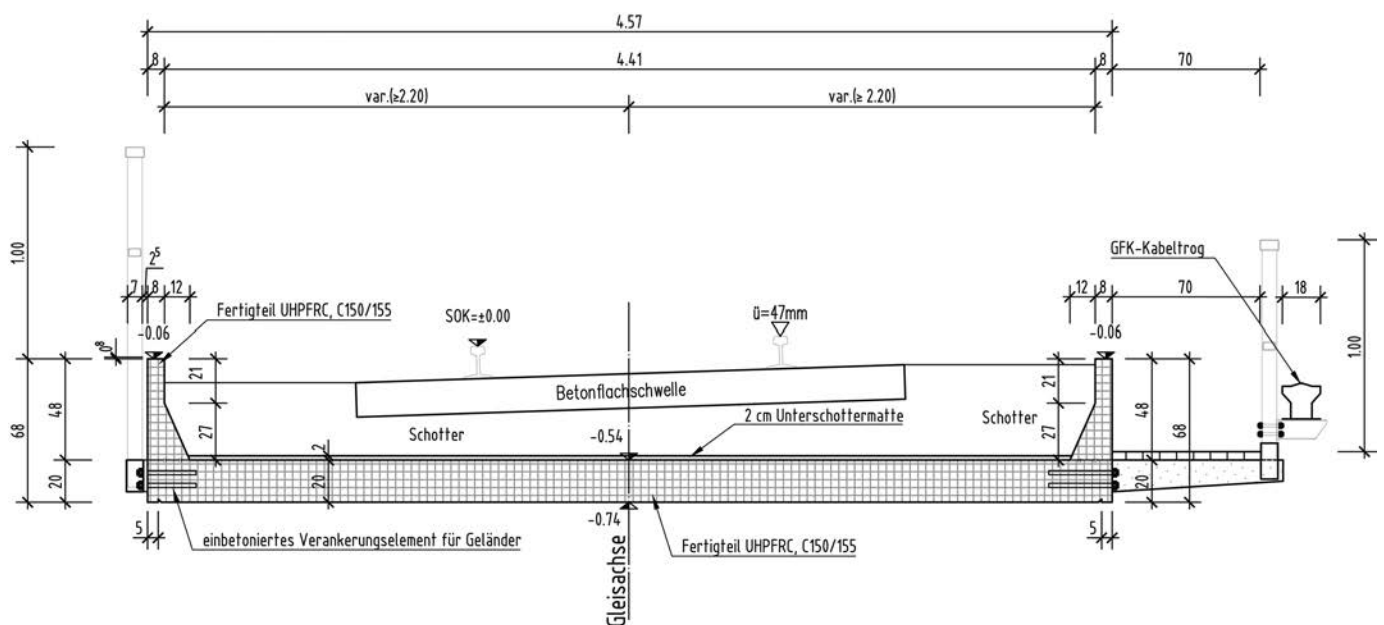


Bild 1 Regelquerschnitt der EÜ Dürnbach
Standard cross section of the EÜ Dürnbach

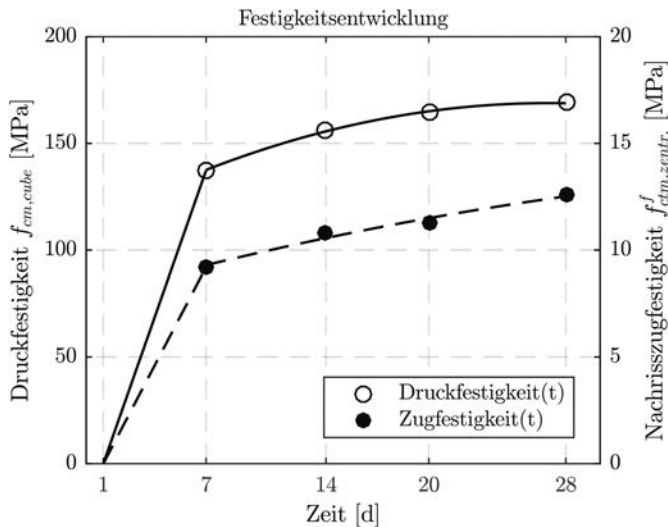


Bild 2 Zeitliche Entwicklung der mittleren (Würfel-)Druckfestigkeit und mittleren zentralen Nachrisszugfestigkeit für den verwendeten UHPFRC
Time-dependent development of (cube) compressive strength and residual tensile strength for the used UHPFRC (mean values)

tens 700 mm) und Verarbeitungszeit (mindestens 90 Minuten) gestellt. In enger Abstimmung mit der Heidelberg-Cement AG wurde die Rezeptur des Compounds dahingehend optimiert und vor Ort in der Mischanlage im Rahmen einer vorgeschalteten Probestonage eingestellt. Im Zuge dessen wurden umfangreiche Begleitversuche durchgeführt, um die in der Bemessung ansetzbaren Rechenwerte der Druck- und Zugfestigkeit (Matrixzugfestigkeit und Nachrisszugfestigkeit) sowie des E-Moduls zu ermitteln. Dabei wurde insbesondere auch die zeitliche Entwicklung der Festigkeiten untersucht, indem die Versuchskörper nach 7, 14, 20 und 28 Tagen geprüft wurden, um entsprechende Werte für die Bauzustände (z. B. Ablassen der Vorspannung, Verkehrsübergabe nach < 28 d) zu erhalten, die auch der Berechnung zugrunde gelegt wurden. Bild 2 zeigt die zeitliche Festigkeitsentwicklung des verwendeten UHPFRC, die aus den Mittelwerten der experimentell ermittelten Materialkennwerte abgeleitet wurde.

Die zentralen Matrixzugfestigkeit sowie die zentrale Nachrisszugfestigkeit wurden aus 4-Punkt-Biegeversuchen an ungekerbten Balken nach DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [16] bestimmt. Zur Bestimmung der Matrixzugfestigkeit (Betonmatrix ohne Stahlfaserwirkung) wurde das Verfahren nach [5] (Anhang D.4) angewendet und der Wert aus der Biegezugspannung beim Übergang in den nichtlinearen Bereich rückgerechnet. Die Ermittlung der zentralen Nachrisszugfestigkeit erfolgte in Anlehnung an [17], wobei ausschließlich der Wert der Nachrisszugfestigkeit für eine Durchbiegung von 0,5 mm bestimmt wurde. Die Werte für den Umrechnungsfaktor $\beta_{0,5}$ von Biegezugfestigkeiten auf zentrale Nachrisszugfestigkeiten lagen dabei zwischen 0,57 und 0,66. In den durchgeführten Begleitversuchen (Biegezugversuche nach DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [16]) wurde für den verwendeten UHPFRC eine vergleichsweise geringe Streuung (Variationskoeffizient

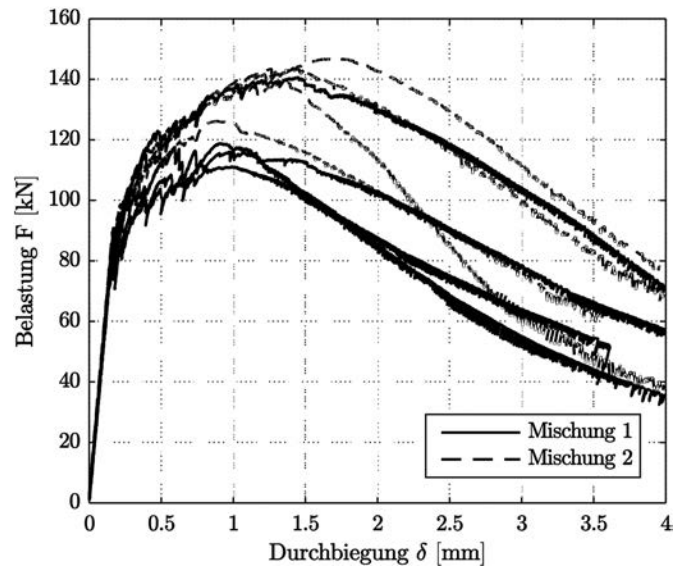


Bild 3 Ergebnisse der Biegezugversuche für acht Proben aus zwei Mischungen
Results of the tests to determine the residual flexural tensile strength for eight test specimens from two batches

$V_x = 0,055$ für Werte der Biegezugfestigkeiten bei 0,5 mm Durchbiegung) festgestellt. In Bild 3 sind beispielhaft die Ergebnisse von acht Biegezugversuchen aus zwei Mischungen für die Endbetonage des Überbau fertigteils dargestellt.

Die charakteristischen Werte der Zugfestigkeiten wurden entsprechend Eurocode 0 [18] als 5%-Quantilwerte einer Normalverteilung angenommen. Die Streuung der zusätzlichen Unsicherheit aufgrund der geringen Versuchszahl wurde nach einer Student'schen t-Verteilung in Anlehnung an [5] berücksichtigt. Für die Druckfestigkeit, die für das vorliegende Bauwerk nicht voll ausgenutzt werden konnte, wurden für die Bemessung vereinfacht die Festigkeitswerte für einen UHPC der Festigkeitsklasse C150/155 angenommen. Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen an Zylindern und Würfeln konnten die Einhaltung der Festigkeitswerte für einen C150/155 bestätigen. Eine Übersicht der für die Bemessung repräsentativen Werte ist in Tab. 1 gegeben.

Tab. 1 Druck- und Zugfestigkeiten des verwendeten UHPFRC
Compressive and tensile strengths for UHPFRC used

Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} ($d = 150$ mm, $h = 300$ mm)	150 MPa
Charakteristische Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube}$ ($d = 150$ mm)	155 MPa
Mittelwert der zentralen Matrixzugfestigkeit $f_{ctm,el}$	8,0 MPa
Mittelwert der zentralen Nachrisszugfestigkeit $f_{ctm,0,5}^f$	10,6 MPa
Charakteristischer Wert der zentralen Matrixzugfestigkeit $f_{ctk,el}$	7,1 MPa
Charakteristischer Wert der zentralen Nachrisszugfestigkeit $f_{ctk,0,5}^f$	7,5 MPa
Elastizitätsmodul E_{cm}	48.000 MPa

3.2 Bemessungskonzept

3.2.1 Allgemeines

Das Bemessungskonzept bzw. die Regelungen zur Anwendung von UHPFRC für die Überbauerneuerung wurden über eine gutachterliche Stellungnahme definiert. Die Anwendungsregeln wurden dabei insbesondere an den aktuellen Entwurf der DAfStb-Richtlinie „Ultrahochfester Beton“ und weitere, zumeist internationale Vorschriften (vgl. [5, 6, 7, 16]) sowie eigene Forschungsergebnisse und Laborerfahrungen (vgl. u. a. [19, 20]) angelehnt. Nachfolgend wird das Bemessungskonzept auszugsweise vorgestellt.

3.2.2 Berechnung

Zur Modellierung des Überbaus wurde das Programmsystem der SOFiStiK AG verwendet. Bild 4 zeigt das verwendete Modell mit den Schalenelementen und die Anordnung der Längs- und Querspannglieder. Es erfolgte eine linear-elastische Berechnung unter Berücksichtigung der elastischen Verformungseigenschaften und des zeitabhängigen Verhaltens (insbesondere E-Modul, Kriechzahlen und Schwinddehnungen) des UHPFRC.

Durch die schubfeste Verbindung der seitlichen Schotterhalterungen liegt ein Trogquerschnitt vor, bei dem sich bei vertikalen Lasten eine hohe Druckspannung im oberen Bereich der Schotterhalterungen ergibt. Aufgrund der Verwendung von Ultrahochleistungsbeton konnten die Schotterhalterungen sehr dünn ausgeführt werden, ohne den Grenzwert von $0,45 f_{ck}$ im GZG unter der quasiständigen Einwirkungskombination zu überschreiten.

Die ohne Vorspannung rechnerisch an der Brückenunterseite in Längsrichtung auftretenden Zugspannungen werden durch die Längsspannglieder im sofortigen Verbund „kompensiert“. Wegen der Anforderungen an die Bauhöhe konnten in Brückenmitte keine Querspannglieder angeordnet werden. Aufgrund der Konzentration der Längsspannglieder im Randbereich (unterhalb der Schotterhalterungen) ergeben sich in der Brückenmitte Druckspannungen in Querrichtung, die den Zugspannungen aus den vertikalen Lasten entgegenwirken. Durch die Optimierung der Verteilung der Längsspannglieder in Kombination mit den Querspanngliedern im nachträglichen Verbund wurden die Querspannungen in der Brückenmitte so weit reduziert, dass diese unterhalb der in der gutachterlichen Stellungnahme festgelegten Grenzwerte lagen.

3.2.3 Bewehrungs- und Konstruktionsregeln

Durch die Verwendung von UHPFRC ergeben sich einige mögliche Abweichungen aufgrund der besseren Verbundeigenschaften und besseren Dauerhaftigkeitseigenschaften im Vergleich zu normalfestem Beton. So wurde für die verwendeten Spannlitzen (0,5", Querschnitt

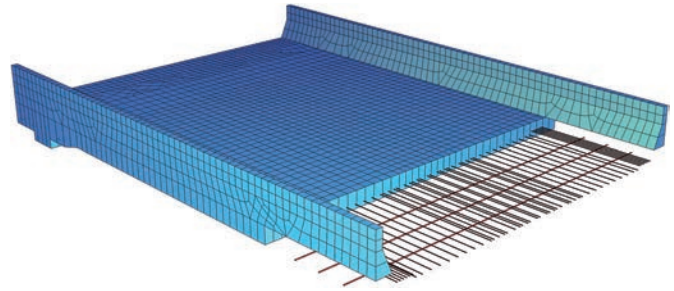


Bild 4 FE-Modell aus Schalenelementen und Anordnung der Längs- und Querspannung
FE model using shell elements and arrangement of longitudinal and transverse prestressing

$A = 93 \text{ mm}^2$) im sofortigen Verbund ein Grundwert der Übertragungslänge von lediglich $l_{pt} = 25 \text{ cm}$ mit linearer Spannkrafteinleitung im Lasteinleitungsbereich der Litzenverankerung angesetzt. Die Festlegung dieses Werts gründet dabei auf eigene Versuchsergebnisse des Lehrstuhls für Massivbau der Technischen Universität München (TUM) (vgl. [21]) sowie auf Untersuchungen von BERTRAM [22]. Der Bemessungswert der Übertragungslänge wurde, aufgrund der vergleichsweise geringen Anzahl an Versuchen und möglichen Schwankungen des Grundwerts aufgrund von anderen Materialeigenschaften, abweichend zu [23] bzw. [24] als der ungünstigere der beiden Werte $l_{pt1} = 0,7 \cdot l_{pt}$ oder $l_{pt2} = 1,3 \cdot l_{pt}$ definiert. Um eine Sprenggrissbildung im Lasteinleitungsbereich der Litzen zu vermeiden, wurden die Rand- und Achsabstände für Spannlitzen analog zu DIN EN 1992-2 [23] gewählt. Dies ist damit begründet, dass UHPFRC durch die hohen Nachrisszugfestigkeiten zwar generell einen weitaus höheren Widerstand gegenüber Sprenggrissbildung aufweist, die Übertragung der Vorspannkraft (aufgrund der hohen übertragbaren Verbundspannungen) jedoch, wie bereits erwähnt, über eine weitaus kürzere Länge erfolgt, sodass sich die Effekte gegenseitig aufheben. Für den Nachweis der Verankerung der Betonstahlbewehrung wurden die Regelungen in [5] angewendet, sodass im Vergleich zu normalfestem Beton reduzierte Verankerungslängen angesetzt werden durften.

Das Nennmaß der Betondeckung für Betonstahl wurde für das Fertigteil mit 25 mm festgelegt. Im mittleren Bereich der Überbauplatte wurden zur Vermeidung von örtlichen Schwächungen keine Abstandhalter verwendet. Die Querbewehrung wurde, falls erforderlich, an den Spannlitzen fixiert und lediglich im Randbereich auf Abstandhaltern gelagert. Dabei wurden dort nur punktförmige Abstandhalter zugelassen.

Auf eine konstruktive Mindestbewehrung zur Sicherstellung einer ausreichenden Robustheit wurde verzichtet, da nachgewiesen werden konnte, dass der nachfolgend definierte Mindestwert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit (vgl. Gl. (1)) für einen C150/155 eingehalten wurde.

$$f_{ctk,min}^f = 0,85 \cdot f_{ctk;0,05}^f = 5,0 \text{ MPa} \quad (1)$$

Eine Mindestbewehrung zur Vermeidung eines Versagens ohne Vorankündigung wurde in Längsrichtung unter Ansatz der Spannlitzen nachgewiesen. In Querrichtung wurde diesbezüglich lokal im mittleren Feldbereich, wie bereits erwähnt, eine einlagige Stabstahlbewehrung vorgesehen.

3.2.4 Faserorientierung und Bemessungswert der Nachrisszugfestigkeit

Die Faserorientierung ist abhängig vom Bauteil und vom Herstellprozess, da sich die Mikrostauffasern entsprechend der Fließrichtung des UHPFRC und in Abhängigkeit von den Schalflächen ausrichten. Die Faserorientierung und Faserkonzentration im Bauteil wurden über einen Orientierungsfaktor K (vgl. [5, 6, 25, 26]) berücksichtigt. Je nach Randbedingungen liegt dieser Faserorientierungsbeiwert (nachfolgend definiert als Orientierungsfaktor K nach [5], mit Werten $\geq 1,0$ und nicht als Faserorientierungsfaktor κ nach [16] mit Werten $\leq 1,0$), um den die zentrische Nachrisszugfestigkeit zur Ermittlung der Bemessungswerte der anzusetzenden Zugfestigkeit entsprechend reduziert wird, zwischen 1,0 und 2,5 [5]. Entgegen dem Vorgehen nach den französischen Richtlinien [5, 6] wurde darauf verzichtet, den Orientierungsbeiwert an aus dem Bauteil herausgeschnittenen Proben experimentell zu ermitteln. Vielmehr wurde für das vorliegende plattenförmige Bauteil auf Erfahrungswerte [5, 6, 25, 26, 27] für den Ansatz des Orientierungsbeiwerts zurückgegriffen. In Ergänzung wurde für das Pilotprojekt jedoch ohnehin ein Vorversuch an einem Mockup-Element der Überbauplatte zur Bestimmung des Biege widerstands und des Einsetzens der Rissbildung durchgeführt. Im Zuge dessen konnten die Annahmen des Bemessungswerts der zentrischen Nachrisszugfestigkeit in Kombination mit dem gewählten Bemessungsansatz für den Biege widerstand ergänzend überprüft werden. Aus Sicht der Autoren ist das Vorgehen, den Faserorientierungsbeiwert anhand von Versuchen zu bestimmen [5, 6] (ausgenommen von Sonderbetrachtungen), im Normalfall nicht baupraktisch bzw. erscheint der damit verbundene Aufwand unverhältnismäßig.

Für das vorliegende Vorhaben wurde ein globaler K -Faktor (für globale Nachweise wie z. B. Biegung mit Längskraft, Rissbreiten etc.) mit $K_{\text{global}} = 1,300$ und ein lokaler K -Faktor (für lokale Nachweise wie z. B. den Nachweis der Spaltzugbewehrung) mit $K_{\text{lokal}} = 1,765$ definiert. Der Bemessungswert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit wurde unter Ansatz eines Teilsicherheitsbeiwerts von $\gamma_{\text{cf}} = 1,25$ (bei zusätzlicher konventioneller Bewehrung) und eines Beiwerts zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen $\alpha_{\text{cf}} = 0,85$ nach Gl. (2) berechnet.

$$f_{\text{ctd},0,5}^{\text{f}} = \frac{f_{\text{ctk},0,5}^{\text{f}} \cdot \alpha_{\text{cf}}}{\gamma_{\text{cf}} \cdot K_{\text{lokal/global}}} \quad (2)$$

Damit ergibt sich der Bemessungswert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit von $f_{\text{ctd},0,5,\text{global}}^{\text{f}} = 3,92$ MPa für globale Nachweise sowie von $f_{\text{ctd},0,5,\text{lokal}}^{\text{f}} = 2,89$ MPa für lokale Nachweise.

3.2.5 Kriechen und Schwinden

Die Kriechzahlen und Schwinddehnungen waren für das vorliegende Bauvorhaben insbesondere für die Berechnung der Verluste der Vorspannkraft erforderlich und hatten somit einen großen Einfluss auf die rechnerisch ermittelten Randzugspannungen an der Unterseite der Überbauplatte. Die Längsvorspannung im Spannbett wurde erst nach drei Tagen abgelassen, um die Verluste aus Kriechen zu reduzieren. Eine Wärmebehandlung wurde nicht vorgenommen. Die Endkriechzahl für diesen Zeitpunkt (Lastübertragung aus der Vorspannung) wurde mit $\varphi(\infty, t_0 = 4\text{d}) = 1,6$ angesetzt. Für die Gesamtschwinddehnung wurde in Anlehnung an [28] sowie eigene Laborerfahrungen, vgl. z. B. [29–31], ein Wert von $\epsilon_{\text{cs}} = 0,8\%$ angesetzt. Zur Überprüfung der so errechneten Spannungsverluste der Längsvorspannung wurden auf einzelnen Spannlitzen Dehnmessstreifen (DMS) appliziert und zu verschiedenen Zeitpunkten (Vorspannen, Ablassen der Vorspannung, Verkehrsübergabe etc.) die Änderungen der Spannkraft gemessen. Die Ergebnisse dieser Messungen werden im Teil 2 des Beitrags präsentiert.

3.2.6 Grenz Zustand der Tragfähigkeit und Ermüdung

Für den Nachweis „Biegung mit Längskraft“ wurde der Beitrag der Betonmatrix auf Zug vernachlässigt und ein gerissener Querschnitt angenommen. Der Faserbeitrag wurde analog zu [32] als Spannungsblock angenommen und zusätzlich zu der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung angesetzt. In Querrichtung entsprach der rechnerische Beitrag der Faserbewehrung am Biege widerstand in etwa der Hälfte des Bemessungswerts des einwirkenden Biegemoments. In einem begleitenden Bauteilversuch an einem Plattenelement mit gleicher Querschnittshöhe konnte ein um Faktor 2,2 höheres Biegemoment im Vergleich zu dem Designwert des rechnerisch ermittelten Bruchmoments erreicht werden, was einem vernünftigen Wert des globalen Sicherheitsniveaus entspricht. Aus diesem Grund und zur Steigerung der Robustheit wurde in Querrichtung im mittleren Plattenbereich eine einlagige Stabstahlbewehrung vorgesehen. In Längsrichtung konnte der Nachweis allein unter Ansatz der Spannlitzen erbracht werden.

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit wurde analog dem Vorgehen in [33] geführt, in dem das bekannte Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung (vgl. [23, 34]) um einen Fasertraganteil $V_{\text{Rd,f}}$ (vgl. Gl. (3)) ergänzt wurde. Für die Bemessung wurde der Querkraftwiderstand vereinfacht auf einen ein Meter breiten Streifen bezogen und der maximalen Schalenschnittgröße der Quer-

kraft gegenübergestellt. Im Rahmen von eigenen experimentellen Untersuchungen [35] konnte jedoch gezeigt werden, dass auch für sehr dünne Plattenquerschnitte aus UHPFRC und auflagernahe Lasten in der Regel kein Querkraft-, sondern ein Biegeversagen entlang von Bruchlinien auftritt. Somit ist davon auszugehen, dass der gewählte Ansatz auf der sicheren Seite liegt.

$$V_{Rd,f} = b_w \cdot z \cdot f_{ctd}^f \cdot \cot\theta \text{ mit } \cot\theta = 1,2 + 2,4 \cdot \sigma_{cp}/f_{cd} \quad (3)$$

mit:

b_w kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts

z Hebelarm der inneren Kräfte

θ Druckstrebenneigung

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 \cdot f_{cd}$

Nach dem rechnerischen Nachweis war keine Querkraftbewehrung für die Überbauplatte erforderlich.

Da es sich bei dem Bauwerk um eine Eisenbahnbrücke handelt, musste neben dem Nachweis für Beton- und Spannstahl auch ein Ermüdungsnachweis für den Beton geführt werden. Der Nachweis einer ausreichenden Ermüdungssicherheit des Beton- und Spannstahls wurde analog den Regelungen von Eurocode 2 [23] geführt, da die maximale Spannungsschwingbreite in Feldmitte und somit außerhalb des Verankerungsbereichs bzw. des Einleitungsbereichs der Spannkraft auftritt und sich für den UHPFRC somit keine wesentlichen Unterschiede im Vergleich zu normalfestem Beton ergeben. Der Ermüdungsnachweis für den Beton wurde sowohl für eine Druckbeanspruchung als auch für eine Zug- und Schubbeanspruchung geführt. Ein Vergleich der Ermüdungsfestigkeiten in einem Goodman-Diagramm zeigt für UHPFRC unter Druckbeanspruchung grundsätzlich ein ähnliches Verhalten wie für normalfesten Beton [36], sodass sich für UHPFRC absolut gesehen ein höherer Ermüdungswiderstand im Vergleich zu normalfestem Beton ergibt. Die Betonermüdung unter Druckbeanspruchung wurde (ähnlich dem Format in Eurocode 2 [23]) nach den Regelungen in der französischen Ergänzung des Eurocode 2 für UHPFRC [5] geführt. Gleiches gilt für die Ermüdungsnachweise des Betons unter Zug- und Schubbeanspruchung. So gilt der Nachweis als erfüllt, wenn nachgewiesen werden kann, dass die Hauptzugspannung bzw. die Summe der resultierenden Schubspannungen aus Querkraft- und Torsionsbeanspruchung im Endzustand in der häufigen Einwirkungskombination unter dem Grenzwert von $0,95 \cdot \min(f_{ctk,el}; f_{ctk,0,5}^f/K_{global})$ liegt. Für das vorliegende Bauwerk musste somit ein entsprechender Grenzwert von 5,5 MPa eingehalten werden.

3.2.7 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Durch die dichtere Betonmatrix und die höheren Zugfestigkeiten ergeben sich im Vergleich zu normalfestem Beton weitaus günstigere Dauerhaftigkeitseigenschaften, so-

dass in einigen Bereichen von den auf eine Verbesserung der Dauerhaftigkeit abzielenden Regelungen für normalfesten Beton, z. B. bezüglich Betondeckung, abgewichen werden konnte.

So wurde auch entgegen den Regelungen der Ril804 [37] für bundeseigene Eisenbahnbrücken auf eine (in der Regel zweilagige) Beschichtung sowie die Aufbringung einer Schutzschicht verzichtet. Somit konnten die entsprechend aufwendigen (Verlege-)Arbeiten eingespart werden. Zudem war so eine weitere Reduktion der Überbau- bzw. Oberbauhöhe (Betonschutzschichten in der Regel mindestens 5 cm, Gussasphaltschichten mindestens 3 cm) möglich. Lediglich eine Unterschottermatte wurde aus schallschutztechnischen Gründen auf der Überbauplatte vorgesehen, vgl. auch Bild 1.

Die Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreiten konnte alleine unter Ansatz der Stahlfaserbewehrung (vgl. [38]) nachgewiesen werden.

Für den Rissbreitennachweis unter Lastbeanspruchung wurde vereinfacht angenommen, dass die Überbauplatte ungerissen bleibt und der Nachweis der Rissbreitenbeschränkung erfüllt ist, wenn unter der häufigen Einwirkungskombination (mit $\psi_1 = 1,0$ und somit charakteristischer Einwirkung aus Verkehr) nachgewiesen werden kann, dass die maximal vorhandene Randzugspannung kleiner als der charakteristische Wert der zentrischen Zugfestigkeit der Betonmatrix $f_{ctk,el}$ ist. Dieser Grenzwert lag für das vorliegende Bauwerk bei $f_{ctk,el} = 7,1$ MPa und konnte knapp eingehalten werden, sodass auf weitere Nachweise verzichtet wurde.

Für den Nachweis der zulässigen Randzugspannungen im Bau- und Endzustand wurden, aufgrund der verglichen mit normalfestem Beton weitaus höheren zentrischen Zug- bzw. Biegezugfestigkeiten von UHPFRC, abweichende zulässige Randzugspannungen angesetzt. Wegen der plattenförmigen Ausbildung des Überbaus und der erzeugten kombinierten Tragwirkung wurde dabei für den Nachweis nicht zwischen Brückenlängs- und Brückenquerrichtung unterschieden. Für den Bauzustand wurde (abweichend zu den Regelungen nach Eurocode 2-2 [23]) eine maximale Randzugspannung im GZG von $0,85 \cdot f_{ctm,el}$ (Grenzwert für das vorliegende Bauwerk somit 6,8 MPa) in der häufigen Einwirkungskombination toleriert. Im Endzustand wurde in Anlehnung an die Regelungen aus [5] eine maximale Randzugspannung in der häufigen Einwirkungskombination von $2/3 \cdot \min(f_{ctm,el}; f_{ctm,0,5}^f/K_{global})$ zugelassen. Im Vergleich zu den Regelungen nach EC 2-2 [23], die in dieser Einwirkungskombination für Eisenbahnbrücken Dekompression fordern, wurde für das vorliegende Bauwerk eine maximal vorhandene Randzugspannung von 5,33 MPa toleriert. Im Vergleich zur Verwendung von normalfestem Beton konnten die Spannlitzen somit (ohne die Anordnung einer oberen Litzenlage) mit einer maximalen Exzentrizität von 5 cm angeordnet werden. Zudem war durch das werkstoffspezifisch modifizierte Nachweisformat der Dekompression

im Endzustand eine Reduktion der rechnerisch erforderlichen Anzahl an Spannlitzen möglich.

4 Bauausführung

4.1 Herstellung im Fertigteilwerk

Die Herstellung des vorgespannten Fertigteils erfolgte im Fertigteilwerk der Firma Max Bögl in Sengenthal. Hierzu wurde ein Compound der Firma HeidelbergCement AG verwendet. Dem Compound wurde aus wirtschaftlichen Gründen ein geringer Anteil an Basaltzuschlag (10 Vol.-%, $D_{\max} = 8 \text{ mm}$) hinzugefügt, sodass es sich effektiv um einen Grobkorn-UHPC handelt. Übliche Ausgangsstoffe von Compounds sind dabei neben Zement in der Regel Gesteinsmehle, Quarzsand, Mikrosilika und ggf. Flugasche (vgl. [28]). Aufgrund von regulären Silokapazitäten bei Fertigteilwerken ist aus baupraktischer Sicht die Verwendung eines Compounds anzustreben (vgl. hierzu auch [39]). Der UHPFRC wurde in der werkseigenen Mischanlage mit einem Doppelwellenmischer hergestellt. Hierzu wurden jeweils vier Mischungen à $1,1 \text{ m}^3$ in einem Fahr-mischer zusammengeführt und anschließend mit einem Betonsilo in die Schalung eingefüllt (Bild 5). Um das Bauteil nahezu ohne Unterbrechung stetig zu betonieren, kamen zwei Fahrzeuge zum Einsatz, die bei der Fertigung aufeinanderfolgend getaktet wurden. Die Mischzeit einschließlich des Einbringens der Stahlfasern betrug unter fünf Minuten und eine Verarbeitbarkeit mit selbstverdichtenden Eigenschaften (Setzfließmaß 710 mm) war über 90 Minuten lang möglich. Auf ein Verdichten des Betons konnte komplett verzichtet werden. Die Stahlfasern der Fa. Krampe Harex (2,5 Vol.-%, $l_f = 12,5 \text{ mm}$, $d_f = 0,175 \text{ mm}$, Zugfestigkeit 2.800 MPa) wurden (aufgrund der vergleichsweise geringen Menge) händisch, sackweise am Ende des Mischvorgangs in den Mischer eingefüllt.

Um das Bauteil in Positivlage betonieren zu können, um zu hohe Randzugspannungen aus Vorspannung in den Schotterhalterungen zu vermeiden und um die wirksame Betonquerschnittsfläche der Längsvorspannung zu reduzieren, wurde zuerst die Platte betoniert, anschließend die Längsvorspannung abgelassen und schließlich die Schotterhalterungen nachträglich (raue Arbeitsfuge) aufbetoniert. Aufgrund der dynamischen Beanspruchung im Bahnbetrieb wurde keine Adhäsion (Beton-Beton-Verbund) in der Arbeitsfuge angesetzt und eine Fugenbewehrung mit konventionellen einschnittigen Bügeln vorgesehen.

Zur begleitenden Qualitätskontrolle wurden je Betoncharge im Fahr-mischer sechs Zugknochen für zentrische Zugversuche (ungekerbte prismatische Körper $50 \times 50 \text{ mm}^2$ mit verstärkten Lasteinleitungsbereichen), sechs Balken ($700 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$) und sechs Prismen ($160 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$) für Biegezugversuche, zwölf Würfel (150 mm Höhe) und acht Zylinder ($300 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$) hergestellt und nach 28 Tagen geprüft. Zudem wurden vor dem Einbringen jeder Charge die Betontemperatur, der Luftporengehalt sowie das Setzfließmaß bestimmt.

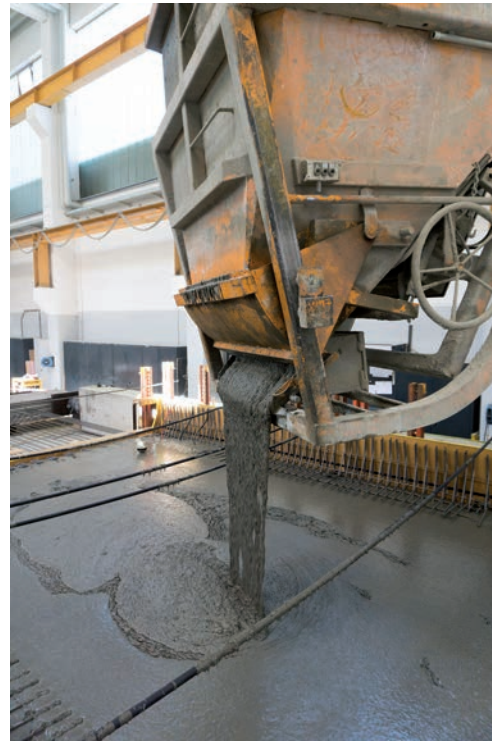


Bild 5 Betonieren des vorgespannten Fertigteils im Werk der Fa. Max Bögl
Concreting of the prestressed precast element in the precast factory of Max Bögl (© Firmengruppe Max Bögl)

Die Nachbehandlung des Fertigteils erfolgte durch das Aufsprühen eines standardmäßigen Nachbehandlungsmittels sowie ein luftdichtes Abdecken mit Folie.

4.2 Montage auf der Baustelle

Für die Erneuerung der EÜ Dürnbach stand nur eine sehr kurze Sperrpause zur Verfügung. Innerhalb von fünf Tagen mussten der Rückbau des Bestandsüberbaus inklusive der oberen Bereiche der Widerlagerwände sowie die Überbauerneuerung erfolgen. Um einen möglichst schnellen und reibungsfreien Ablauf zu gewährleisten, erfolgte der Neubau der Brücke mit fünf vorgefertigten Elementen, die alle mit einem Mobilkran eingehoben werden konnten.

Das System besteht neben dem UHPFRC-Überbau aus zwei Auflager-Fertigteilen (aus normalfestem Beton) und zwei Stützwand-Fertigteilen, die im oberen Bereich (aus optischen Gründen) aus UHPFRC und im restlichen Bereich aus normalfestem Beton hergestellt wurden. Bild 6 zeigt eine Bauwerksübersicht mit diesen Fertigteilen. Nach dem Rückbau des Überbaus und der Widerlager auf die gewünschte Höhe konnten die beiden Auflager-Fertigteile versetzt werden. Diese wurden konstruktiv über eingeklebte Bewehrungsstäbe mit dem Bestandswiderlager verbunden und hatten eine Aussparung für die Lager mit vorbereiteter Lagersockelbewehrung. Die obere Lagerankerplatte wurde bereits im Werk in die UHPFRC-Platte einbetoniert, wodurch das Einheben inklusive der Lager erfolgte (Bild 7). Auf der Baustelle mussten daher nur

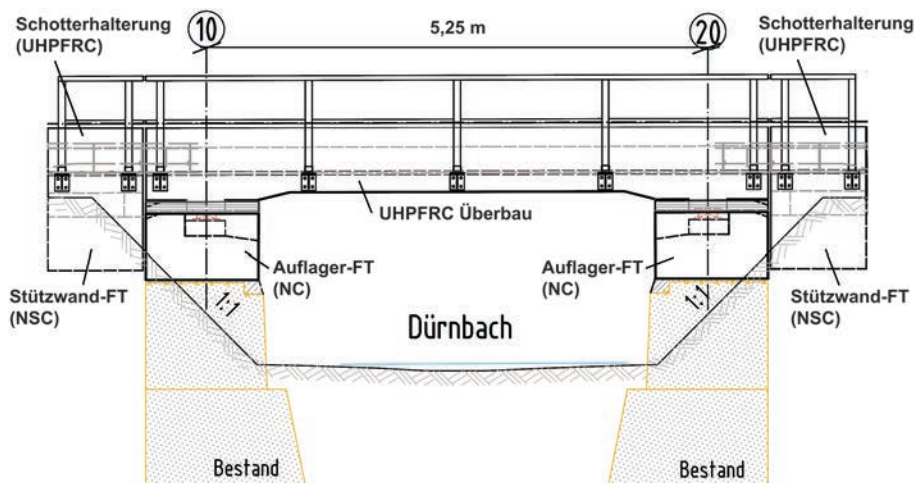


Bild 6 Bauwerksübersicht mit allen Fertigteilen
Overview of construction with all prefabricated parts

noch die Lagersockel vergossen werden. Abschließend konnten die beiden Stützwand-Fertigteile (normalfester Beton; integrierte Schotterhalterung ebenfalls aus UHPFRC) gesetzt werden, die wie eine Flügelwand wirken und eine Schottereinfassung ermöglichen.

Durch die konsequente Verwendung eines modularen Systems und die Reduktion der erforderlichen Arbeiten auf der Baustelle war es möglich, den vorgegebenen engen Terminplan zu halten. Gleichzeitig konnte durch die Verwendung von UHPFRC das Gewicht des Überbaus so weit reduziert werden (nur 22 Tonnen), dass sowohl der Transport als auch das Einheben problemlos und mit kleinem Gerät möglich waren (Bild 7).



Bild 7 Einheben des Überbau-Fertigteils mithilfe eines Autokrans
Lifting of the prefabricated superstructure using a mobile crane

5 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen der Pilotanwendung von UHPFRC für die Eisenbahnbrücke „EÜ Dürnbach“ konnten einige wichtige planerische und ausführungstechnische Erkenntnisse und Erfahrungen gewonnen werden. Das Projekt veranschaulicht die Vorteile der Bauweise wie z. B. die mögliche geringe Überbauhöhe, den Verzicht auf Beschichtungen/Schutzschichten und ein einfaches und schnelles Einheben sowie den Erhalt von bestehenden (häufig gering tragfähigen) alten Widerlagern aufgrund des geringen Eigengewichts. Dabei hat das Projekt auch gezeigt, dass die vergleichsweise hohen Materialkosten des UHPFRC (Überbau) im Vergleich zu den Projektgesamtkosten und unter Abwägung der durch die Anwendung entstehenden Vorteile vernachlässigbar waren und eine Überbauerneuerung mit UHPFRC auch wirtschaftlich eine interessante Alternative darstellen kann, insbesondere wenn auch die späteren Unterhaltskosten einbezogen werden.

Es bleibt zu hoffen, dass durch die vorgestellte Umsetzung der ersten Eisenbahnbrücke aus UHPFRC in der EU wichtige Impulse für eine baupraktische Anwendung des

Werkstoffs in Deutschland gesetzt wurden und dass durch die zeitnahe Einführung einer entsprechenden nationalen Richtlinie für den Werkstoff UHPFRC dem planenden Ingenieur in Zukunft ein fundiertes Werkzeug zur Verfügung steht.

Durch die messtechnische Begleitung der Herstellung und im Betrieb sowie durch eine gesonderte Probelastung mit definierten Lasten und Laststellungen konnten zusätzlich zu den Laborerfahrungen weitere wertvolle Erkenntnisse gewonnen werden: Hierzu finden sich in Teil 2 des Beitrags ausführliche Erläuterungen. Bild 8 zeigt die seit dem 05.08.2018 fertiggestellte Eisenbahnbrücke über den Dürnbach (Wiederaufnahme des Betriebs) während betriebsbegleitender Messungen. Um dabei den sich einstellenden Dehnungszustand in der Überbauplatte möglichst genau zu erfassen, kamen neben konventioneller Messtechnik auch quasikontinuierlich messende faseroptische Sensoren zum Einsatz (vgl. z. B. [40]), die jeweils auf die Betonoberfläche geklebt wurden.



Bild 8 Eisenbahnbrücke EÜ Dürnbach während Messungen im Betrieb
Railway bridge EÜ Dürnbach during measurements in operation

Projektbeteiligte und Dank

Die Autoren danken allen Projektbeteiligten (vgl. Tab. 2) für die sehr gute Zusammenarbeit, den hohen persönli-

Tab. 2 Projektbeteiligte
Project participants

Bauherrin	Tegernsee-Bahn Betriebsgesellschaft mbH
Idee, Konzeption, Entwurfsplanung, wissenschaftliche Begleitung	TUM, Lehrstuhl für Massivbau in Kooperation mit der Büchting+Streit AG, München
Ausführungsplanung	SSF Ingenieure AG, München
Prüfingenieur	Dr.-Ing. ANDREAS JÄHRING, München
Projektmanagement	Nickol & Partner GmbH
Fertigteilerherstellung	Max Bögl Fertigteilerwerke GmbH & Co. KG, Sengenthal
Bauausführung	PORR Bau GmbH, Kematzen in Tirol

chen Einsatz und die Unterstützung bzw. das Entgegenkommen bei der Umsetzung des Pilotprojekts.

Besonderer Dank gilt der Tegernsee-Bahn für das Vertrauen und die Bereitschaft zur Erstanwendung des neuen Werkstoffs sowie der Stiftung Bayerisches Baugewerbe für die finanzielle Unterstützung der Begleitung und messtechnischen Überwachung der Pilotbrücke.

Literatur

- [1] FEHLING, E. et al.: *Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultra-Hochfester Betone (UHPC)*. Forschungsbericht DFG FE 497/1-1, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 1, kassel university press, Kassel 2005.
- [2] LUDWIG, H.-M.: *Bewertung ultrahochfester Betone unter dem Aspekt der Dauerhaftigkeit*. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Heft 2, S. 116–123.
- [3] FEHLING, E.; SCHMIDT, M.; WALRAVEN, J.; LEUTBECHER, T.; FRÖHLICH, S.: *UHPC*. Beton-Kalender 2013. Lebensdauer und Instandsetzung, Brandschutz. Wiley, 2013, S. 117–239.
- [4] VOO, Y. L. et al.: *The Current State of Art of Ultra-High Performance Concrete Bridge Construction in Malaysia*. Proceedings of the 12th International Conference on Concrete Engineering and Technology 2014 (CONCET 2014), 2014, S. 95–102.
- [5] *French Standard NF P18-470, Concrete – Ultra-high performance fibre-reinforced concrete – Specifications, performance, production and conformity*. 29.07.2016.
- [6] *French Standard NF P 18-710, National addition to Eurocode 2 – Design of concrete structures: specific rules for Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC)*. 16.04.2016.
- [7] Merkblatt SIA 2052:2016: *Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB), Baustoffe, Bemessung und Ausführung*. Schweizer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich, 2016.
- [8] SCHMIDT, M. et al.: *Brückenfamilie aus Ultra-Hochfestem Beton in Niestetal und Kassel*. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Heft 3, S. 198–204.
- [9] FEHLING, E. et al.: *The „Gärtnerplatzbrücke“ Design of First Hybrid UHPC-Steel Bridge across the River Fulda in Kassel, Germany*. Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, 2008.
- [10] OETTEL, V.; EMPELMANN, M.: *Brückenbau mit UHPFRC-Fertigteilen – Beispiele aus dem deutschsprachigen Raum*. In: Beton Bauteile 2018, S. 184–191. Gütersloh: Bauverlag, 2017.
- [11] SCHMIDT, M.; ALFES, C.: *Die neue DAfStb-Richtlinie UHFB – Teil 1: Betontechnik und Ausführung*. BFT International 02/2018.
- [12] LEUTBECHER, T.: *Die neue DAfStb-Richtlinie UHFB – Teil 2: Bemessung und Konstruktion*. BFT International 02/2018.
- [13] *Richtlinie 804 – Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten*. DB Netz AG, 2013.
- [14] *Flachschwelle FS150*. Moll Betonwerke, o. J., www.mollbetonwerke.de/de/pdf/107.pdf [Zugriff am 08.12.2018].
- [15] SUDA, J.: *Entwurf von Brücken aus Ultra-Hochleistungsbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Heft 2, S. 203–206.
- [16] *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton*. Ausgabe November 2012.
- [17] OETTEL, V.; EMPELMANN, M.: *Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung für UHPFRC in Anlehnung an DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015), Heft 7, S. 468–478.
- [18] EN 1990:2002+AC:2010-Grundlagen der Tragwerksplanung & NA 12/2010. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010.
- [19] SCHRAMM, N.; FISCHER, O.: *Precast options for PC bridge construction using ultra-high performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC) – laboratory tests and railway bridge pilot application*. Proc. 12th Japanese-German Bridge Symposium, München 2018.
- [20] SCHRAMM, N.; FISCHER, O.: *Zur Anwendung von Ultra-hochleistungsbeton im modernen Parkhausbau*. 59. Forschungskolloquium des DAfStb, München 2018, S. 41–53.

- [21] SPP 1542 – *Leicht Bauen mit Beton. Grundlagen für das Bauen der Zukunft mit bionischen und mathematischen Entwurfsprinzipien*. Abschlussbericht zum DFG Schwerpunktprogramm 1542, im Druck.
- [22] BERTRAM, G.: *Zum Verbund- und Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern aus ultra-hochfestem Beton*. Dissertation, RWTH Aachen, 2012.
- [23] DIN EN 1992-2:2005+AC:2008-Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken: Bemessungs- und Konstruktionsregeln & NA 04/2013. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Dezember 2010.
- [24] DIN EN 1992-1-1:2004+AC:2010-Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau & NA 01/2013. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Januar 2011.
- [25] WILLE, K. et al.: *Fiber distribution and orientation in UHPFRC beams and their effect on backward analysis*. Materials and Structures (2014), Heft 47, 2014.
- [26] SIMON, A. et al.: *Feedback of a ten years assessment of fibre distribution using K factor concept*. RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, UHPFRC 2013, Marseille, France.
- [27] AFGC SETRA.: *Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes – Interim Recommendations, Annex 8: Proposed design safety factors for UHPFRC: the experience of Bourglès-Valence*. 2002.
- [28] *Heft 561 – Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin, 2008.
- [29] HENKE, M.: *Tragverhalten von formoptimierten Druckgliedern aus UHPFRC*. Dissertation (in Vorbereitung), TU München, 2019.
- [30] SCHMIDT, A.; CURBACH, M.; HENKE, M.; FISCHER, O.: *Formvariationen von Druckgliedern*. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 11, S. 792–803.
- [31] HENKE, M., FISCHER, O.: *Leicht Bauen mit Beton – räumliche filigrane Stabtragwerke aus ultrahochfestem Beton und CFK-Bewehrung*. Bauingenieur 88 (2013), Heft 11, S. 453–462.
- [32] STÜRWALD, S.; FEHLING, E.: *Design of reinforced UHPFRC in flexure*. In: SCHMIDT, M.; FEHLING, E.; GLOTZBACH, C.; FRÖHLICH, S.; PIOTROWSKI, S. (eds.) Proceedings of HIPERMAT 2012 3rd International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials. Kassel, Germany: Kassel University Press, 2012:443–450.
- [33] THIEMICKE, J.: *Zum Querkrafttragverhalten von UHPC-Balken mit kombinierter Bewehrung aus Stahlfasern und Stabstahl*. Dissertation, Universität Kassel, 2014.
- [34] REINECK, K.-H.: *Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung*. Bauingenieur (2001), Band 76, S. 168–179.
- [35] FISCHER, O. et al.: *Nachhaltiges Bauen mit vorgespannten Tragelementen aus ultrahochfestem Beton (UHPC); Anwendung für Parkhäuser*. Abschlussbericht TU München, Lehrstuhl für Massivbau. ISBN 978-3-7388-0233-7, Fraunhofer IRB Verlag, 2018.
- [36] BERGMEISTER, K.; FINGERLOOS, F.; WÖRNER, J.-D. (Hrsg.): *Betonkalender 2018, Schwerpunkte: Bautenschutz, Brandschutz*. Band 1, 2018.
- [37] *Richtlinie 804 – Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten*. DB Netz AG, 2013.
- [38] LEUTBECHER, T.: *Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC)*. Dissertation, Universität Kassel, 2007.
- [39] *Zusammenfassung Ultrahochfester Beton (UHFB) im Transportbetonwerk*. Betreuungsgruppe Ultrahochfester Beton, 2010, www.transportbeton.org/fileadmin/transportbeton.../2010-10-08-Zsfsg_UHFB.pdf [Zugriff am 10.10.2018].
- [40] SCHMIDT-THRÖ, G.; SCHEUFLER, W.; FISCHER, O.: *Kontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung im Stahlbetonbau*. Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016), Heft 8, S. 496–504.

Autoren



Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer
Technische Universität München
Lehrstuhl für Massivbau
Theresienstraße 90, Gebäude N6
80333 München
oliver.fischer@tum.de



Nicholas Schramm, M. Sc.
Technische Universität München
Lehrstuhl für Massivbau
Theresienstraße 90, Gebäude N6
80333 München
nicholas.schramm@tum.de



Dr.-Ing. Thomas Lechner
SSF Ingenieure AG
Domagkstraße 1a
80807 München
tlechner@ssf-ing.de