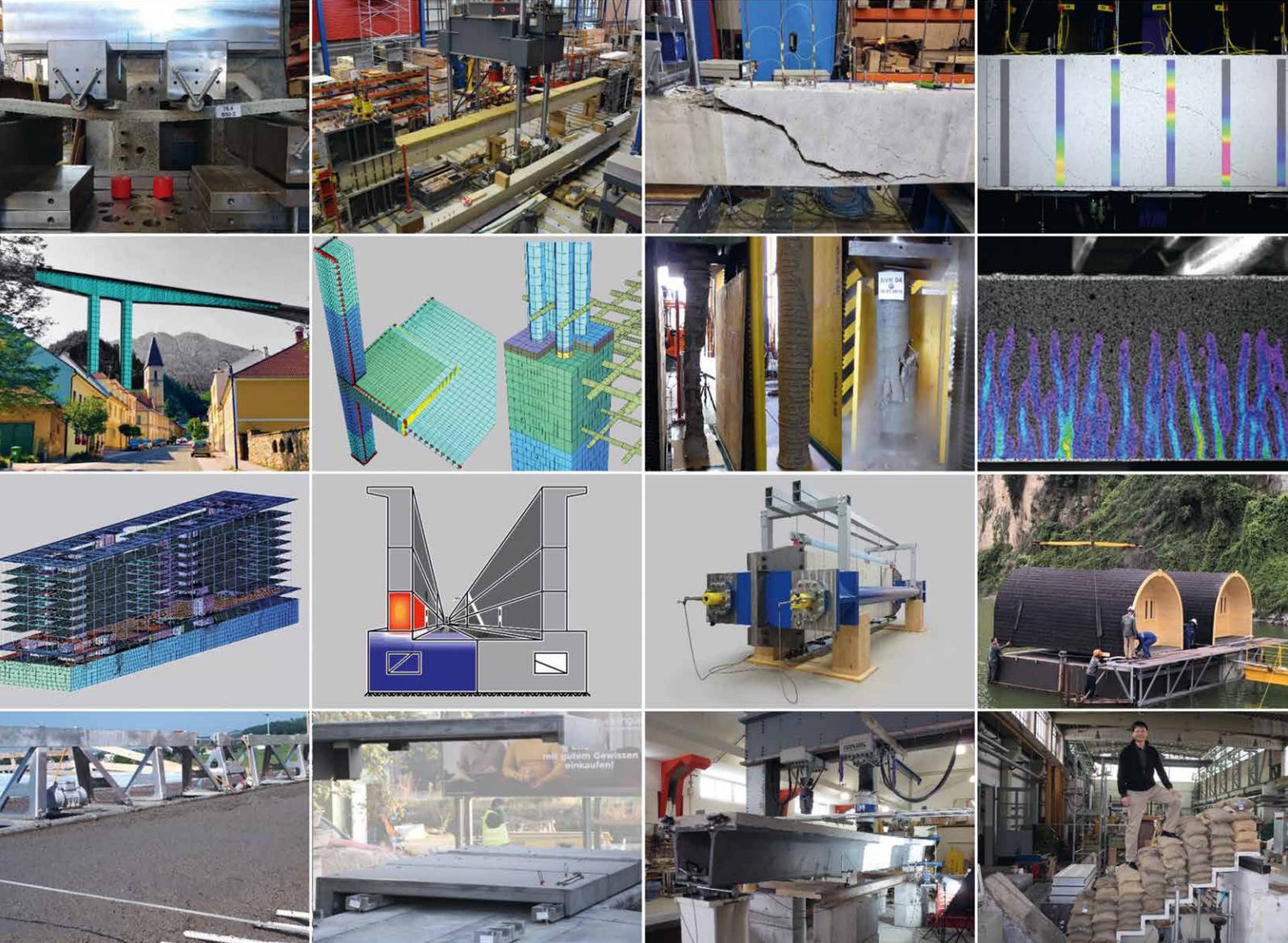


2022

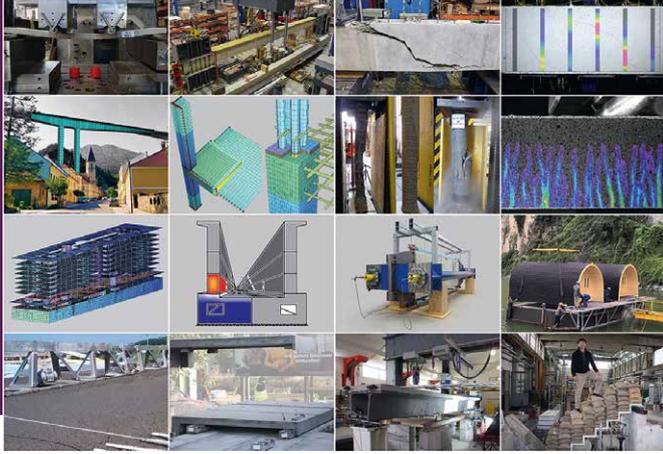
117. Jahrgang
September 2022
ISSN 0932-8351

Sonderdruck

Beton- und Stahlbetonbau



- FE-basierte Verifikation der Rissbreitenberechnung nach DAfStb-Heft 466
- Schlankes und elegantes integrales Brückenbauwerk in Leipzig – die neue Messebrücke
- Brückennachrechnung mit erweiterten Nachweisen zur Querkrafttragfähigkeit im Haupttragsystem
- Energiebasierte direkte Berechnung der Bewehrung zur Rissbreitenbegrenzung
- Erneuerung von Stahlbetonbrücken mithilfe von UHFB
- Zusammenwirken von Faser- und Betonstahlbewehrung bei biegebeanspruchten UHPC-Bauteilen



Inhalt Sonderdruck

VORWORT

4 Anlässlich des 65. Geburtstags von Professor Tue

AUFSÄTZE UND BERICHTE

5 Dirk Schlicke, Christina Krenn, Michael Mayer, Christoph Betschoga **FE-basierte Verifikation der Rissbreitenberechnung nach DAfStb-Heft 466**

19 Michael Reichel, Rüdiger Langkabel, Jörg Sander **Schlankes und elegantes integrales Brückenbauwerk in Leipzig – die neue Messebrücke**

30 Josef Hegger, Maximilian Schmidt, Viviane Adam **Brückennachrechnung mit erweiterten Nachweisen zur Querkrafttragfähigkeit im Haupttragsystem**

40 Ekkehard Fehling, Paul Lorenz, Dirk Schlicke **Energiebasierte direkte Berechnung der Bewehrung zur Rissbreitenbegrenzung**

49 Eugen Brühwiler **Erneuerung von Stahlbetonbrücken mithilfe von UHFB**

62 Michael Huß, Roland Waldenhofer, Bernhard Freytag, Nguyen Viet Tue **Zusammenwirken von Faser- und Betonstahlbewehrung bei biegebeanspruchten UHPC-Bauteilen**

117. Jahrgang
September 2022, Heft 9
ISSN 0005-9900 (print)
ISSN 1437-1006 (online)

Peer-reviewed journal

Die Beton- und Stahlbetonbau ist im Journal Citation Report von Clarivate Analytics (vormals Thomson Reuters), sowie in Scopus von Elsevier gelistet.

Impact Factor 2021: 0,888
CiteScore 2021: 2,1

Wiley Online Library

<http://wileyonlinelibrary.com/journal/best>

 Ernst & Sohn
A Wiley Brand

www.ernst-und-sohn.de/beton-und-stahlbetonbau



Anlässlich des 65. Geburtstags von Professor Tue

„neugierig“, „begeisterungsfähig“, „motiviert“, „wissbegierig“, „unermüdlich“, „hilfsbereit“, „großherzig“, „bodenständig“, „direkt“, „geradlinig“, „bescheiden“, „einzigartig“ und „angesehen“ ist das Ergebnis einer aktuellen Umfrage unter den derzeitigen Mitarbeitern am Institut für Betonbau der TU Graz, bei der Professor Tue mit nur einem einzigen Adjektiv beschrieben werden sollte. In nüchternen Zahlen ausgedrückt steht Professor Tue an der TU Graz für:

- mehr als 2500 Stunden im Hörsaal,
- 98 Diplom- bzw. Masterarbeiten,
- 19 Doktorarbeiten, davon 5 kurz vor Fertigstellung,
- 1 Habilitation,
- 3 Post Docs, die als Professoren an renommierte Universitäten berufen worden sind und
- mehr als 150 Fachpublikationen.

Diese Zahlen entstanden in den letzten 12 Jahren und nachdem er an seinen anderen maßgeblichen Wirkungsorten TU Darmstadt (1987 Diplom, 1991 Promotion und 1997 Habilitation), KHP Frankfurt am Main (1997 – 2001 als Tragwerksplaner), KHP Leipzig (seit 2001 Geschäftsführer) und Universität Leipzig (2002 – 2009 Professor für Massivbau) ebenso beeindruckende Spuren hinterlassen hat.

Professor Tue ist zweifelsohne ein Ausnahmetalent und einer der begeistertsten Stahlbetonbauer seiner Zeit. Ein wesentliches Merkmal seiner Forschung ist es, komplexe Fragestellungen durch mechanisch fundierte Analysen zu beantworten und die Erkenntnisse mit anwendungsfreundlichen und transparenten Lösungen in die Praxis zu übertragen. Inhaltlich spannt er dabei den Bogen von

- Rissbreitenberechnung und Mindestbewehrung über
- Ermüdungsverhalten von Spannstahl,

- Schubtragverhalten,
- Hochhäuser aus hochfestem Beton, hochfester Bewehrung und Bewehrungsgraden $> 20\%$,
- integrale Brücken und fugenloser Hochbau,
- nichtlineare FE-basierte Analysen,
- innovative Bauweisen mit zementbasierten Hochleistungswerkstoffen, insbesondere UHPC,
- Verformungsverhalten von Freivorbaubridgen im Gebrauchszustand bis hin zu
- Probabilistik im konstruktiven Ingenieurbau.

Sein Enthusiasmus für neue Herausforderungen, seine Begeisterungsfähigkeit und seine schier unbegrenzte Unterstützung auf dem Weg der Erkenntnis machen das Arbeiten unter seiner Leitung einzigartig. Es ist aber auch sein offener und ehrlicher Umgang in allen Lebenslagen, der für seine Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter ein gewinnbringendes Miteinander schafft.

Die nachfolgenden Fachbeiträge wurden ihm zu Ehren anlässlich seines 65. Geburtstags von Mitarbeitern, Fachkollegen und Freunden erstellt und sind im Heft 09/2022 der Fachzeitschrift Beton- und Stahlbetonbau veröffentlicht. An einem dieser Beiträge hatte er sogar selbst mitgewirkt, wobei der Anlass für diesen Beitrag für ihn bis zuletzt eine Überraschung blieb :-)

Lieber Tue, mit diesem Sonderheft möchten wir Dir von ganzem Herzen zu deinem 65. Geburtstag gratulieren. Wir wünschen Dir vor allem Gesundheit und, dass Dir deine Begeisterung ein steter Begleiter bleibt.

**„Deine Mannschaft“
aus Graz**

FE-basierte Verifikation der Rissbreitenberechnung nach DAfStb-Heft 466

Herrn Prof. Nguyen Viet Tue zu seinem 65. Geburtstag gewidmet

Ein wesentliches Element der Erfolgsgeschichte des Stahlbetonbaus ist die Beherrschung der Rissbildung, sodass die Rissbreiten im Gebrauchszustand auf ein tolerierbares Maß begrenzt werden können. Mehr als 60 Jahre nach den ersten gezielten Forschungsarbeiten zur Rissbreitenentwicklung in Stahlbeton mit Rippenbewehrung besteht aber noch immer kein Konsens darüber, wie die Rissbreite rechnerisch prognostiziert werden sollte. Dieser Beitrag greift die mechanische Modellvorstellung aus DAfStb-Heft 466 nach König/Tue zur Berechnung der maximalen Rissbreite [1] auf und vergleicht die Ergebnisse mit modernen numerischen Simulationsmethoden. Besonderes Augenmerk wird hierbei auf den Einfluss der Betondeckung auf die Oberflächenrissbreite und die Bedeutung einer rissbreitenabhängigen Verbundspannung in der Berechnung gelegt. Dabei zeigt sich, dass das mechanische Modell zur maximalen Rissbreite durch die numerische Simulation sehr gut bestätigt werden kann.

Stichworte Rissbreitenberechnung; mechanisches Modell; Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung; analytische Lösung; Oberflächenrissbreite

1 Einführung

Der Stahlbetonbau ist in doppelter Hinsicht eine gerissene Bauweise. Einerseits ist das Verformungsvermögen des Betons unter Zugbeanspruchung so gering, dass bereits im Gebrauchszustand grundsätzlich mit Rissbildung zu rechnen ist und die Rissbildung somit als ein immanenter Bestandteil der Stahlbetonbauweise verstanden werden kann. Andererseits wird durch die gezielte Anordnung von Bewehrung im Stahlbeton eine sehr wirtschaftliche und dauerhafte Bauweise erreicht. Ein wesentliches Element der Erfolgsgeschichte des Stahlbetonbaus ist aber die Beherrschung dieser Rissbildung, sodass die Rissbreiten im Gebrauchszustand auf ein tolerierbares Maß begrenzt werden können. In der Praxis werden hierfür üblicherweise der Bewehrungsdurchmesser in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Gebrauchszustand und vom Rissbreitenkriterium begrenzt sowie eine Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite infolge von Zwangbeanspruchung vorgesehen. Diesbezügliche Bemessungshilfen lassen sich im Allgemeinen aus detaillierten Überlegungen zur Berechnung der Rissbreite ableiten. Die entsprechenden Regelungen in unseren derzeitigen Normen [2, 3] gehen grundsätzlich auf die mechanisch basierte Modellvorstellung in Heft 466 des DAfStb [1] zurück, bei der eine theoretisch maximal mögliche Riss-

FE-based verification of crack width calculation according to DAfStb bulletin 466

Dedicated to Prof. Nguyen Viet Tue on the occasion of his 65th birthday

The success story of reinforced concrete construction is closely related to the control of cracking so that crack widths in the service condition can be limited to a tolerable extent. However, more than 60 years after the first targeted research on crack width development in reinforced concrete with deformed reinforcement, there is still no consensus on how crack width should be predicted analytically. This paper refers to the mechanical model from DAfStb bulletin 466 according to König/Tue for the calculation of the maximum crack width [1] and compares the results with modern numerical simulation methods. Special attention is given to the influence of the concrete cover on the surface crack width and the importance of a slip-dependent bond stress in the calculation. It is shown that the mechanical model for the maximum crack width can be verified very well by the numerical simulation.

Keywords crack width calculation; mechanical model; bond stress-slip relation; analytical solution; surface crack width

breite unter Ansatz der Zugbruchdehnung des Betons zugrunde gelegt wird. Demgegenüber basieren die Regelungen im Eurocode Basisdokument [4] auf einem kalibrierten Modell, bei dem das Verhältnis aus einer charakteristischen Rissbreite aus Versuchsbeobachtungen zur mittleren Rissbreite abgeleitet wird, ähnlich wie in [5] oder [6]. Im Zuge der Revision des EC2 [7] wurde zuletzt eine sehr kontroverse Diskussion zu den Vor- und Nachteilen dieser unterschiedlichen Modellvorstellungen und der Bedeutung verschiedener weiterer Einflussfaktoren geführt. Einzelheiten hierzu können u. a. in [8, 9] nachgelesen werden.

Bei der direkten Berechnung der Rissbreite im Stahlbeton ergeben sich darüber hinaus weitere Diskussionspunkte hinsichtlich des Einflusses der Betondeckung auf die Rissbreite an der Oberfläche sowie der adäquaten Berücksichtigung des verschieblichen Verbunds in der Berechnung. Hierzu beschäftigt sich der vorliegende Beitrag mit einer detaillierten Betrachtung der Interaktion von Beton und Bewehrung im Einleitungs- bzw. Schlupfbereich. Grundsätzlich wird diese Interaktion sehr stark von inneren Rissen im Krafteinleitungsbereich geprägt, die in der vielbeachteten Publikation von Yukimasa Goto [10] sehr anschaulich dargestellt wurden und daher auch Goto-Risse genannt werden. In üblichen Berechnungsmodellen wer-

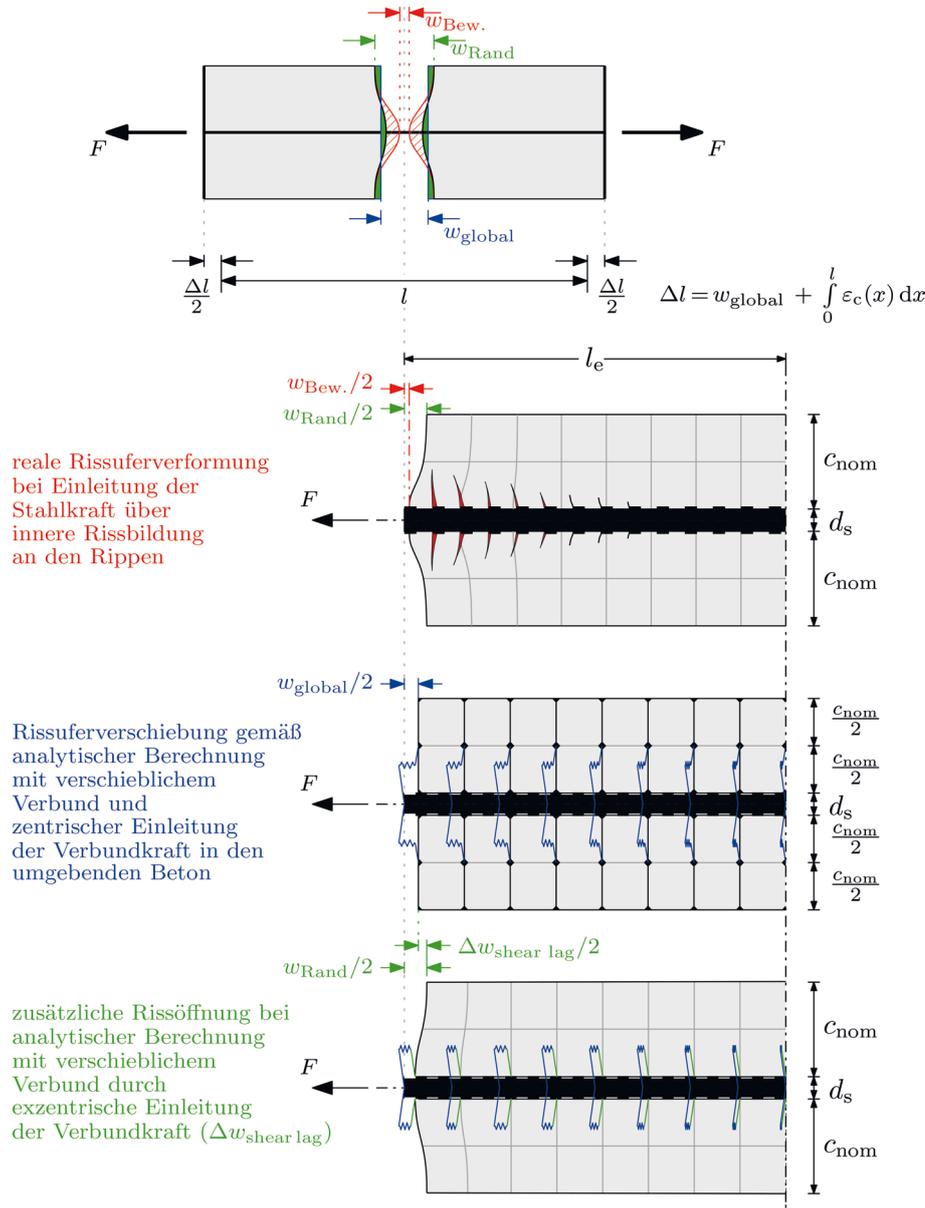


Bild 1 Schematische Darstellung zur Rissuferverformung je nach Berechnungsansatz
Schematic illustration of crack deformation over the cover depending on the calculation approach

den diese inneren Risse aber nicht mehr explizit berücksichtigt, sondern nur mehr die einhergehenden Nachgiebigkeiten zwischen Beton und Bewehrung durch verschiebliche Kopplungen gemäß experimentell ermittelter Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen abgebildet. Diese Vereinfachung ist allerdings nicht frei von Kritik. Insbesondere werden die experimentell ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen kritisch hinterfragt, da diese aus Pull-out-Versuchen stammen und somit andere Randbedingungen als im tatsächlichen Bauteil aufweisen. Einerseits wird die lokale Verbundspannung im Pull-out-Versuch nur verschmiert über die Versuchskörperdicke erfasst, andererseits ist der Beton im Pull-out-Versuch eher gedrückt und nicht gezogen, wie im tatsächlichen Bauteil, bspw. [11, 12]. Zu dieser Kritik kommt hinzu, dass die Rissbreitenberechnung auf Basis von Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen die Auswirkungen der inneren Rissbildung im Einleitungsbereich auf die lokale Rissuferverformung im Berechnungsmodell nicht mehr expli-

zit abbildet. In den analytischen Modellen wird zudem (meist) noch auf eine exzentrische Einleitung der Verbundkraft in der Betondeckung verzichtet, sodass auch die damit einhergehende zusätzliche Rissuferverformung, auch bekannt als Shear-lag-Effekt, im Berechnungsergebnis nicht erfasst wird. Bild 1 veranschaulicht diesen Zusammenhang schematisch.

Hinsichtlich der tatsächlichen Rissuferverschiebungen existieren verschiedene experimentelle Beobachtungen und Darstellungen, wie in Bild 2 anhand von [13–15] gezeigt. Unter Verweis auf solche Ergebnisse werfen andere wissenschaftliche Untersuchungen nun die Frage auf, inwiefern die existierenden Modelle zur Rissbreitenberechnung geeignet sind, die Rissbreite an der Bauteiloberfläche zutreffend zu prognostizieren. Insbesondere bei größeren Betondeckungen wird eine erhebliche Unterschätzung der tatsächlichen Oberflächenrissbreite vermutet, bspw. [16, 17]. In der Literatur finden sich zudem

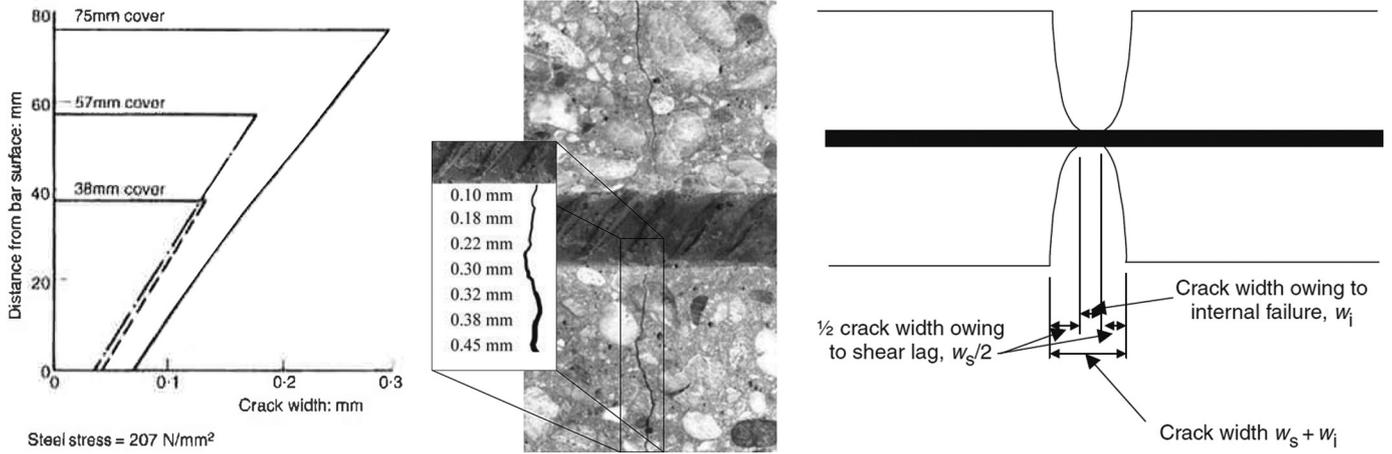


Bild 2 Experimentelle Beobachtungen und Darstellungen in der Fachliteratur zur Rissuferverformung, links: [13], mittig: [14], rechts: [15]
Experimental observations and representations in the literature on crack deformation over the cover, left: [13], center: [14], right: [15]

Korrekturvorschläge zur Bestimmung der Oberflächenrissbreite, bspw. in Form von pauschalen Aufschlägen [18] oder durch verfeinerte Berechnungen [11].

In der Baupraxis interessiert vor allem die Rissbreite an der Oberfläche. Diesbezüglich zeigt der Vergleich der schematischen Rissuferverformungen in Bild 1, dass die analytisch berechnete Rissbreite unter Berücksichtigung des verschieblichen Verbunds bei gleichzeitiger Vernachlässigung des Shear-lag-Effekts (w_{global}) zwischen der tatsächlichen Oberflächenrissbreite (w_{Rand}) und der Rissbreite an der Bewehrung (w_{Bew}) liegt. Die schematische Darstellung in Bild 1 zeigt aber auch, dass die experimentell ermittelte Zunahme der Rissbreite über die Betondeckung, wie bspw. in [13, 14], nicht einfach auf die analytisch berechnete Rissbreite (w_{global}) übertragen werden kann. Grund hierfür ist, dass die Rissuferverformung im Experiment aus einer Kombination der Rissuferverformungen durch innere Rissbildung und exzentrischer Einleitung der Verbundkraft resultiert. Dahingegen vernachlässigt die Berechnung auf Basis des verschieblichen Verbunds nur Letzteres. Somit bezieht sich die analytisch berechnete Rissbreite keineswegs auf die tatsächliche Rissbreite an der Bewehrungsoberfläche, so wie dies oft fälschlicherweise dargestellt wird, vgl. bspw. [16]. Andererseits kann auch mit heutigen Möglichkeiten der Messtechnik ebenso wenig aus Versuchen abgeleitet werden, inwiefern die analytisch berechnete Rissbreite von der Oberflächenrissbreite abweicht. Schlussfolgerungen zur enormen Bedeutung der Betondeckung auf die Oberflächenrissbreite sind somit stets dahingehend kritisch zu hinterfragen, inwiefern hier die beiden Effekte (Rissuferverformung durch innere Rissbildung vs. Rissuferverformung durch exzentrische Einleitung der Verbundkraft) wirkungsgerecht voneinander getrennt wurden. In den viel diskutierten Schlussfolgerungen zur Änderung der Rissbreite über die Betondeckung in [13, 14, 17, 26] erfolgte die Auswertung der Untersuchungsergebnisse jedenfalls ohne diese Differenzierung.

Eine weitere Frage ergibt sich aus der Berücksichtigung des verschieblichen Verbunds als solchem. In den ein-

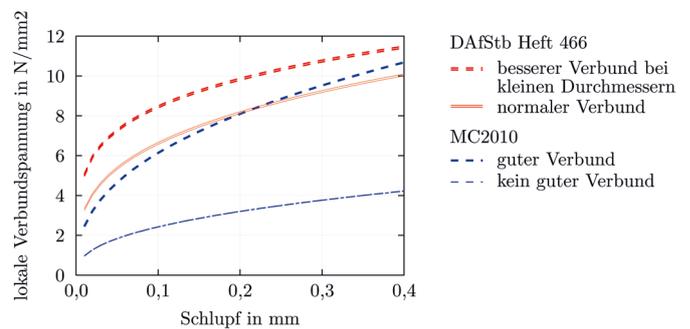


Bild 3 Ausgewählte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen im relevanten Bereich der Rissbreitenberechnung
Selected bond stress-slip relationships in the relevant range of crack width calculation

schlägigen Massivbaunormen wird mit einer konstanten Verbundspannung unabhängig von der Rissbreite gerechnet, bspw. $\tau_{sm} = 1,8 f_{ct,eff}$. Damit sind die Verbundeigenschaften, und hierbei insbesondere die Verbundsteifigkeit, unabhängig vom Risszustand. Dies widerspricht allerdings den Verbundgesetzen. Einerseits zeigen diese in dem für die Rissbreite von Stahlbeton relevanten Schlupfbereich bis 0,2 mm (korrespondiert mit einer Rissbreite von 0,4 mm) eine deutliche Zunahme der Verbundspannung. Andererseits nimmt die Verbundsteifigkeit ab einer Rissbreite von ca. 0,05 mm sehr stark ab. Hierzu zeigt Bild 3 den Anfangsbereich von ausgewählten Verbundgesetzen.

Vor diesem Hintergrund scheint es erforderlich, die Berechnung der Rissbreite auf einer rissbreitenabhängigen Verbundspannung aufzubauen. Im Gegensatz zu der Annahme einer von der Rissbreite unabhängigen mittleren Verbundspannung kann eine solche Vorgehensweise den tatsächlichen Rissbildungsprozess im Stahlbeton deutlich realistischer und vor allem im Hinblick auf das Verbundgesetz auch mechanisch konsistent abbilden. Dennoch wird nicht nur in der Praxis, sondern oftmals auch in der Wissenschaft noch immer mit einer mittleren Verbundspannung unabhängig von der Rissbreite gearbeitet, vgl. [16, 19, 20].

Der vorliegende Beitrag greift die beiden Diskussionspunkte zum Zusammenhang zwischen berechneter Rissbreite und Oberflächenrissbreite sowie der Bedeutung der Berücksichtigung des verschieblichen Verbunds in der Rissbreitenberechnung auf. Hierzu wird zunächst die analytische Rissbreitenberechnung unter Berücksichtigung des verschieblichen Verbunds gemäß den theoretischen Überlegungen nach DAfStb-Heft 466 [1] vorgestellt. Anschließend wird ein volumetrisches nichtlineares Finite-Elemente-Modell mit expliziter Bewehrungsgeometrie erstellt, wodurch der Rissbildungsprozess der zuvor betrachteten Fälle simuliert werden konnte. Die numerischen Untersuchungen geben Aufschluss über die Oberflächenrissbreite und Rissuferverformung je nach Belastungszustand und insbesondere auch deren Änderung im Übergang vom Risszustand mit Einzelrissen zur abgeschlossenen Rissbildung.

2 Allgemeine Untersuchungsparameter

Die Untersuchungen erfolgten allesamt an zentrisch bewehrten Zugstäben (Rechteckquerschnitt mit einem mittleren Bewehrungsstab) unter Verwendung eines Betons der Güte C30/37 sowie eines Bewehrungsstabs der Güte B500. Die erforderlichen Eingangsgrößen sind in Tab. 1 gegeben. In der nachfolgenden Untersuchung wurden der Bewehrungsdurchmesser und die Betondeckung in fünf Betrachtungsfällen gemäß Tab. 2 variiert. Die Variationen wurden in erster Linie so gewählt, dass sie Aufschluss über die Rissuferverformung in der Betondeckung bei unterschiedlichen Dicken und Bewehrungsgraden liefern.

3 Analytische Rissbreitenberechnung unter Berücksichtigung des verschieblichen Verbunds

Nachfolgend wird die analytische Rissbreitenberechnung auf Basis des verschieblichen Verbunds behandelt. Grundvoraussetzung für diese Berechnung ist ein Verbundgesetz, das üblicherweise in folgender Form vorliegt:

$$\tau_s(x) = C s^\alpha(x) \tag{1}$$

mit:

- $\tau_s(x)$ lokale Verbundspannung an der Stelle x , wobei sich die Stelle $x = 0$ am Ende der Einleitungslänge bzw. in der Mitte zwischen zwei Rissen befindet
- C Faktor in Abhängigkeit von der Bewehrungsoberfläche und der Betonfestigkeit
- $s(x)$ lokaler Schlupf an der Stelle x (direkt am Riss bei $x = l_e$ gilt $s(x) = w/2$ und am Ende der Einleitungslänge bei $x = 0$ gilt $s(x) = 0$)
- α Exponent in Abhängigkeit von der Verbundbeschaffenheit

Für die Verbundparameter C und α sind in der Literatur unterschiedliche Werte zu finden. Die Parameter für die geläufigsten Verbundgesetze für Stahlbeton sind in Tab. 3 gegenübergestellt.

Tab. 1 Verwendete Materialparameter in der Untersuchung
Material parameters used in the investigation

	Parameter	Wert	Einheit
Beton C30/37	Druckfestigkeit f_{cm}	38	N/mm ²
	Zugfestigkeit f_{ctm}	2,9	
	E-Modul E_{cm}	32.000	
Betonstahl B500	Fließgrenze f_{yk}	500	
	E-Modul E_s	200.000	

Tab. 2 Betrachtungsfälle in der Untersuchung
Investigated cases

Fall	Bewehrungsdurchmesser d_s	Betondeckung c_{nom}	Bewehrungsgrad ρ_s bzw. ρ_{eff}
1	12 mm	25	3,0%
2	12 mm	35	1,7%
3	12 mm	45	1,0%
4	20 mm	35	4,0%
5	20 mm	60	1,6%

Zur Veranschaulichung der analytischen Berechnung werden zunächst die Verbundparameter gemäß DAfStb-Heft 466 für normalen Verbund verwendet. Im späteren Vergleich mit den Ergebnissen der FE-Analyse wird das analytische Modell dann sowohl für normalen als auch für besseren Verbund gemäß DAfStb-Heft 466 ausgewertet, da insbesondere die Simulationen mit Bewehrungsdurchmesser $d_s = 12$ mm im Grunde sehr gute Verbundbedingungen abbilden. Das Verbundgesetz nach MC2010 wird an dieser Stelle nicht weiterverfolgt, da die Verbundsteifigkeit bei kleinen Rissbreiten als zu gering erachtet wird.

Für die weitere Anwendung des Verbundgesetzes aus Gl. (1) bei der Berechnung der Relativverformungen zwi-

Tab. 3 Verbundparameter von Stahlbeton bis zu einem Schlupf kleiner als 0,5 mm
Parameters for the bond laws of reinforced concrete for slip smaller than 0.5 mm

Literaturstelle	Anmerkung	C	α
DAfStb-Heft 466	normaler Verbund	$0,31 \beta_{Wm} \sim 0,35 f_{cm}$	0,3
	kleine Durchmesser mit besserem Verbund	$0,32 \beta_{Wm} \sim 0,36 f_{cm}$	0,22
Modelcode 2010	guter Verbund	$2,5 \sqrt{f_{cm}}$	0,4
	kein guter Verbund	$1,25 \sqrt{f_{cm}}$	0,4

^{*)} β_{Wm} = mittlere Würfeldruckfestigkeit in der früheren Schreibweise nach DIN 1045-1

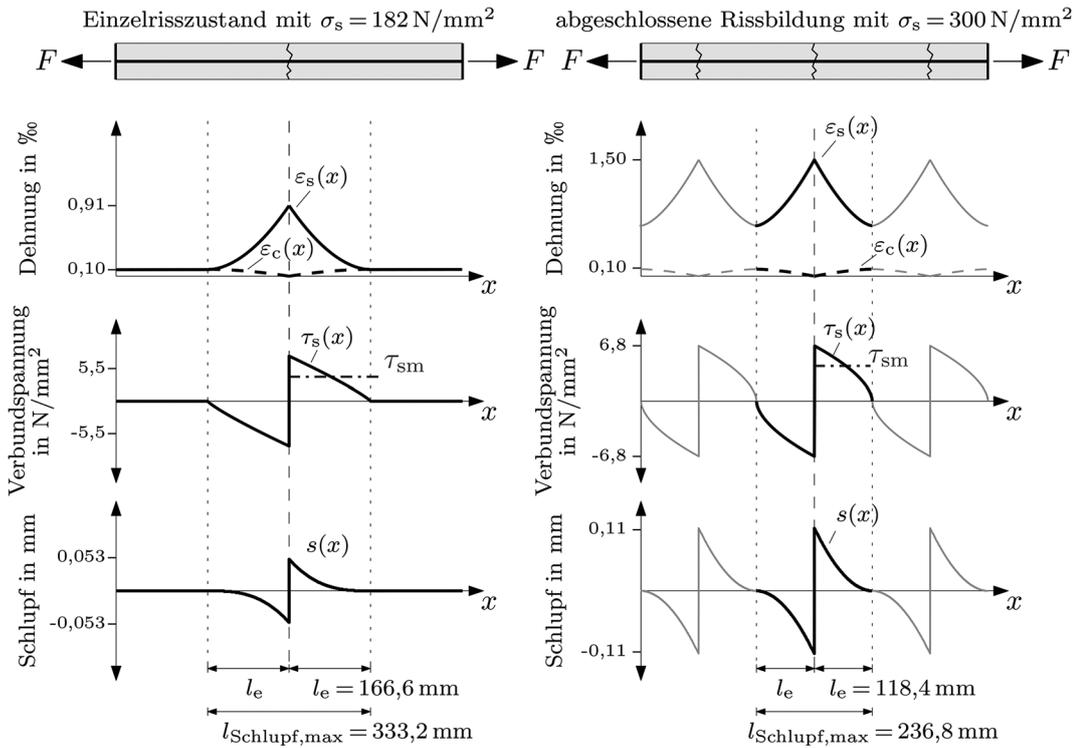


Bild 4 Schlupfverläufe, zugehörige lokale Verbundspannungen und daraus resultierende Dehnungsverteilungen in der Bewehrung und im Beton für den Fall 2 der Untersuchung; links: Einzelrisszustand; rechts: abgeschlossene Rissbildung
Slip distributions, associated local bond stresses, and resulting strain distributions in reinforcement and concrete for case 2 of the study; left: single crack stage; right: stabilized crack formation

schen Beton und Bewehrung im Einleitungsbereich muss der Schlupfverlauf bekannt sein. Dieser Schlupfverlauf kann gemäß [21] in Abhängigkeit von der resultierenden Rissbreite sowie unter Berücksichtigung der sich ändernden Verbundsteifigkeit mit zunehmender Stahlspannung bei abgeschlossener Rissbildung wie folgt angenommen werden:

$$s(x) = \frac{w}{2} \left(\frac{x}{l_e} \right)^\lambda \quad (2)$$

mit:

λ vorab unbekannter Faktor, der gemäß [21] wie folgt bestimmt werden kann:

- für Einzelrisszustand: $\lambda = \frac{2}{1-\alpha}$
- für abgeschlossene Rissbildung:

$$\lambda = 1 + \left(\frac{1+\alpha}{1-\alpha} \right) \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^{1,5}$$

mit σ_s = Stahlspannung im Riss in der betrachteten Laststufe und σ_{sr} = Stahlspannung im gerissenen Querschnitt unter der Einwirkungskombination, die zur Erstrissbildung führte

Mit Gln. (1) und (2) können nun die Dehnungsverteilungen für Bewehrungsstahl und Beton je nach Risszustand bestimmt werden. Für das Gleichgewicht gilt hierbei allgemein:

$$\pi d_s \tau_s(x) dx = d\varepsilon_c E_c A_c = -d\varepsilon_s E_s A_s \quad (3)$$

mit:

- d_s Bewehrungsdurchmesser
- $\varepsilon_c, \varepsilon_s$ Dehnungen im Beton und in der Bewehrung
- A_c, A_s Querschnittsflächen des Betons und der Bewehrung
- E_c, E_s E-Moduln des Betons und der Bewehrung

Das Ergebnis der vorgestellten Gleichungen wird in Bild 4 anhand einer Auswertung für den Fall 2 aus Tab. 2 (C30/37, $d_s = 12$ mm, $c_{nom} = 35$ mm, $\rho_s = 1,7\%$, normaler Verbund mit $C = 0,35 f_{cm}$ und $\alpha = 0,3$) in Form von Schlupfverläufen, Verbundspannungsentwicklungen sowie daraus resultierenden Dehnungsverteilungen im Beton und in der Bewehrung für beide Risszustände veranschaulicht. Links im Bild 4 ist mit einer Stahlspannung von $\sigma_s = 182$ N/mm² der Einzelrisszustand kurz vor dem Übergang zur abgeschlossenen Rissbildung dargestellt. Rechts im Bild findet sich der Risszustand mit abgeschlossener Rissbildung mit einer verhältnismäßig hohen Stahlspannung von $\sigma_s = 300$ N/mm².

Insgesamt ist die mathematische Beschreibung des Zusammenspiels zwischen Schlupfverlauf, zugehörigen lokalen Verbundspannungen sowie daraus resultierenden Dehnungsverteilungen im Beton und in der Bewehrung nicht trivial. Die Verwendung einer mittleren Verbundspannung in der Schlupflänge, wie in Bild 4 angedeutet, bietet eine erhebliche Erleichterung in der praktischen Anwendung. Theoretisch kann die mittlere Verbundspannung wie folgt berechnet werden:

$$\tau_{sm} = \frac{C}{l_e} \int_0^{l_e} s^\alpha(x) dx \quad (4)$$

Im Risszustand mit Einzelrissen ist Gl. (4) noch analytisch lösbar und die mittlere Verbundspannung lässt sich direkt bestimmen, vgl. u.a. [22]. Im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung ergibt sich allerdings eine partielle Differentialgleichung für die mittlere Verbundspannung, die nur unter Annahme eines Schlupfverlaufs zwischen zwei Rissen gelöst werden kann. Für den Schlupfverlauf gemäß Gl. (2) gilt nach [21]:

$$\tau_{sm} = \frac{C}{1 + \lambda \alpha} \left(\frac{w}{2} \right)^\alpha \quad (5)$$

Bei der Auswertung von Gl. (5) ist zu beachten, dass die Eingangswerte λ und w im Falle der abgeschlossenen Rissbildung von der Stahlspannung im Riss abhängig sind. Streng genommen gelingt die Darstellung der mittleren Verbundspannung in Abhängigkeit von der Rissbreite somit nur für eine bestimmte Querschnittskonfiguration. Zur Veranschaulichung zeigt Bild 5 die Auswertung von Gl. (5) für den Referenzfall sowie zwei weitere Querschnittskonfigurationen. Zudem ist in Bild 5 die weitverbreitete Vereinfachung $\tau_{sm} = 1,8 f_{ct,eff}$ enthalten. Grundsätzlich steigt die mittlere Verbundspannung über den gesamten Bereich der relevanten Rissbreiten erkennbar an. Für abgeschlossene Rissbildung ist ein weiterer Anstieg zu verzeichnen, da hier die Schlupflänge im Vergleich zum Einzelriss abnimmt (Rissabstand wird kleiner), sodass größere Rissbreiten nur durch größere Schlupfwerte auf kürzerer Länge entstehen. Gemäß Bild 5 nimmt dieser Anstieg mit größerem effektivem Bewehrungsgrad noch weiter zu. Im Vergleich zu der weitverbreiteten Vereinfachung $\tau_{sm} = 1,8 f_{ct,eff}$ zeigt sich, dass hiermit die mittlere Verbundspannung im Einzelrisszustand deutlich überschätzt wird, wohingegen die Größenordnung im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung für bestimmte Konstellationen bei größeren Rissbreiten zutrifft. Im Anwendungsbereich von kleinen Rissbreiten ist $\tau_{sm} = 1,8 f_{ct,eff}$ allerdings unzutreffend. Zudem muss festgehalten werden, dass Versuchsauswertungen auf Basis von $\tau_{sm} = 1,8 f_{ct,eff}$ nicht geeignet sind, um zuverlässige Aussagen zur Rissmechanik über die gesamte Bandbreite an Rissbreiten zu gewinnen.

Auf Basis der mittleren Verbundspannung kann die Rissbreite je nach Risszustand über die bekannte Vorgehensweise ermittelt werden. Umfangreiche Einzelheiten zu diesen Herleitungen finden sich in [23]. Die Bestimmungsgleichungen sind:

- für den Risszustand mit Einzelrissen:

$$w_k = \frac{\sigma_s d_s}{2 \tau_{sm} (1 + \alpha_E \rho_s)} \cdot \left(\frac{\sigma_s}{E_s} (1 - k_t) \right) \quad (6)$$

- und für die abgeschlossene Rissbildung:

$$w_k = \frac{d_s f_{ctm}}{2 \tau_{sm} \rho_{eff}} \left(\frac{\sigma_s}{E_s} - k_t \frac{f_{ctm}}{E_s \rho_{eff}} (1 + \alpha_E \rho_{eff}) \right) \quad (7)$$

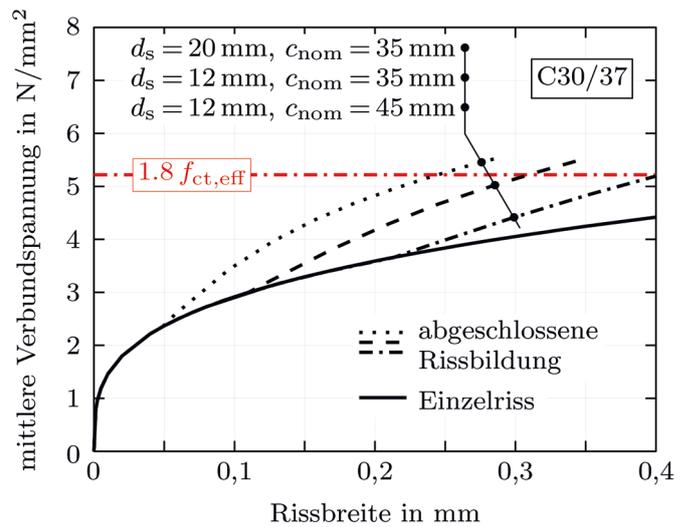


Bild 5 Mittlere Verbundspannung in Abhängigkeit von der Rissbreite für verschiedene Fälle
Mean bond stress as a function of crack width for different cases

Der darin enthaltene Völligkeitsbeiwert k_t zur Berücksichtigung der Form der Dehnungsverteilung kann hierbei gemäß [21] in Abhängigkeit vom Beanspruchungslevel wie folgt bestimmt werden:

$$k_t = \frac{1 + \beta \cdot \alpha}{2 + \beta \cdot \alpha} \quad (8)$$

mit:
 β Beiwert für den Schlupfverlauf, $\beta = 1 + 1,85 \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_s} \right)^{1,5}$

Der Faktor k_t gilt zunächst für eine kurzzeitige Belastung. Die Abnahme der Verbundsteifigkeit infolge Verbundkriechens bei lang andauernder Belastung kann hierbei vereinfacht mit einer Reduktion des Beiwerts k_t um 33% berücksichtigt werden.

Für die Bestimmung der maßgebenden Rissbreite erfordert die Anwendung von Gln. (6) und (7) eine Unterscheidung nach dem Risszustand. In Analogie zu [3, 4] kann dies über folgende Gleichung erfolgen:

$$w_k = \min \left\{ \frac{\sigma_s d_s}{2 \tau_{sm} (1 + \alpha_E \rho_s)}; \frac{d_s f_{ctm}}{2 \tau_{sm} \rho_{eff}} \right\} \dots \dots \dots \max \left\{ \frac{\sigma_s}{E_s} (1 - k_t); \frac{\sigma_s}{E_s} - k_t \frac{f_{ctm}}{E_s \rho_{eff}} (1 + \alpha_E \rho_{eff}) \right\} \quad (9)$$

Zusammenfassend kann demnach gesagt werden, dass die schlupfabhängige Berücksichtigung des Verbundgesetzes bei der Berechnung der Rissbreite über die Näherungslösung in [1] bzw. [21] gelingt. Der Unterschied zu der gängigen Vereinfachung mit $\tau_{sm} = 1,8 f_{ct,eff}$ wird eindrucksvoll in Bild 5 aufgezeigt.

4 Finite-Elemente-Berechnung

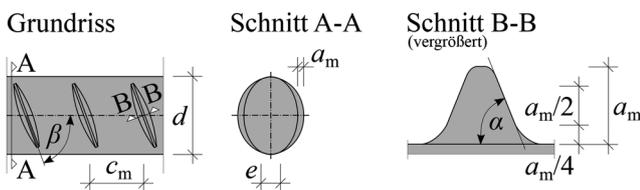
4.1 Grundlagen für die Modellerstellung

In FE-Simulationen werden die komplexen Vorgänge direkt am Bewehrungsstab im Regelfall entweder gänzlich vernachlässigt oder durch vereinfachte Verbund-Schlupf-Beziehungen erfasst, da der Einfluss auf das Tragverhalten globaler Strukturen vernachlässigbar ist. Im vorliegenden Beitrag wird jedoch das Verformungs- und Rissverhalten in unmittelbarer Nähe zur Bewehrung untersucht, weshalb eine genauere volumetrische Abbildung der Bewehrungsgeometrie zwingend erforderlich ist.

Bereits frühe Modellvorstellungen [24–26] weisen den Bewehrungsrippen die dominierende Rolle zur Kraftübertragung zwischen der Bewehrung und dem umliegenden Beton für baupraktisch relevante Belastungszustände zu. Dies wurde in jüngster Zeit erneut mittels neuartige faseroptische Messmethoden eindrucksvoll bestätigt [27]. Durch die Kraftübertragung an den Rippen entstehen komplexe mehraxiale Spannungszustände, welche maßgeblich von der Rippengeometrie des Bewehrungsstabs abhängig sind. Die bezogene Rippenfläche f_R ist proportional zu a_m/c_m mit den Haupteinflussparametern der Rippenhöhe (a_m) und dem mittleren Rippenabstand (c_m) und wurde daher als geeignete Größe zur Beschreibung des Verbundverhaltens eines Bewehrungsstabs eingeführt, vgl. [25]. Zulässige Bewehrungsgeometrien werden in Anlehnung an [28] in Bild 6 dargestellt und dienen als Vorlage der FE-Modellierung.

Die Rippengeometrie des Bewehrungsstabs wurde in der nachfolgenden Untersuchung in Anlehnung an [28] gewählt. Der mittlere Rippenabstand sowie die Rippenhöhe wurden in Abhängigkeit vom Bewehrungsdurchmesser

Bewehrungsstahl nach ÖNORM B 4707:2017-06:



Idealisierung Bewehrungsstahl und Beton:

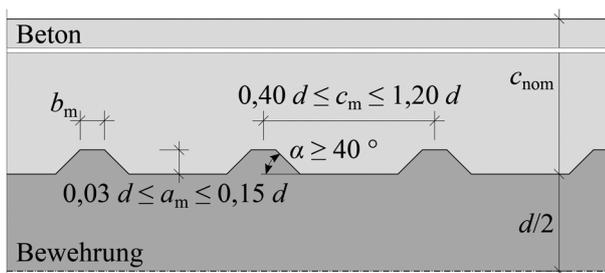


Bild 6 Rippengeometrie (oben) bzw. vereinfachte Darstellung mit Grenzwerten nach [28]
Rib geometry (top) or simplified representation with limit values according to [28]

mit $c_m = 0,95d$ bzw. $a_m = 0,07d$ gewählt. Der Flankenwinklungswinkel wurde mit $\alpha = 60^\circ$ konstant gehalten. Die Rippenaufstandsfläche b_m wurde mit der Rippenhöhe a_m gleichgesetzt (Bild 6). Ähnliche Geometriediskretisierungen wurden bereits von [29–31] erfolgreich eingesetzt.

4.2 Finite-Elemente-Idealisierung

Die Modellierung erfolgte in der Softwareumgebung „ATENA Science Studio v5.6“ [32]. Die volumetrische Abbildung der Bewehrung und des umliegenden Betons wurde mittels isoparametrischer linearer Hexaeder-Elemente unter Ausnutzung von Symmetriebedingungen realisiert. Am vorderen Ende des Bewehrungsstabs befindet sich eine „freie“ Fläche, welche später zur Auswertung der Rissöffnung herangezogen wird. Die Modellierung einer solchen freien Fläche impliziert eine Vernachlässigung von zwischen den Rissufern auftretenden Interaktionskräften (z. B. Softening-Effekt). Die Last wird verformungsgesteuert durch eine inkrementell erhöhte gleichmäßige Knotenverformung aller Knoten am vorderen Ende des Bewehrungsstabs (grüne Fläche in Bild 7) aufgebracht. Bild 7 zeigt beispielhaft das FE-Modell für den Referenzfall.

Herstellungsbedingt besitzen Bewehrungsrippen keine konstante Höhe und sind nicht entlang des gesamten Stabumfangs vorhanden (Bild 6, Schnitt A–A). In der FE-Diskretisierung wurden die Rippen daher nur über 2/3 des Umfangs modelliert, Bild 7. Um das Riss- und Verformungsverhalten realitätsnahe zu erfassen, werden aufgrund des komplexen Spannungszustands in der Nähe der Bewehrung erhöhte Anforderungen an das Materialmodell gestellt. Bei den durchgeführten Untersuchungen wurde daher das ATENA-interne Materialmodell „CC3D-NonLinCementitious2“ verwendet. Die Eignung dieses Materialmodells zur Erfassung des komplexen Tragverhaltens von Stahlbetonkonstruktionen wurde bereits für eine Vielzahl an unterschiedlichen Fällen verifiziert [33–35]. Jüngst wurde dieses Materialmodell von [31] erfolgreich zur numerischen Berechnung der Verbundspannungen mit vergleichbaren volumetrischen FE-Modellen angewendet. Die Bewehrung wurde mit einer bilinearen Arbeitslinie nach von Mises abgebildet.

Der Übergang vom Bewehrungsstab zum Betonkörper wurde mittels spezieller Interface-Elemente realisiert. Diese weisen ein Coulombsches Bruchkriterium mit Zugausfall auf. Nach Überschreiten der zulässigen Spannungen wird für diese Elemente ein herkömmliches Reibungsgesetz verwendet [36]. In Anlehnung an [31, 30] wurden der Reibungskoeffizient mit 0,5 und die Zugfestigkeit im Interface mit $3,0 \text{ N/mm}^2$ festgelegt. Die Kohäsion wurde hinsichtlich der numerischen Stabilität mit $3,5 \text{ N/mm}^2$ angenommen [36]. Zur Vermeidung von verfälschenden Verformungen in der Interfaceschicht wurde die Dicke mit $0,01 \text{ mm}$ gewählt und die Steifigkeit dieser Elemente im Hinblick auf die numerische Stabilität des Modells maximiert.

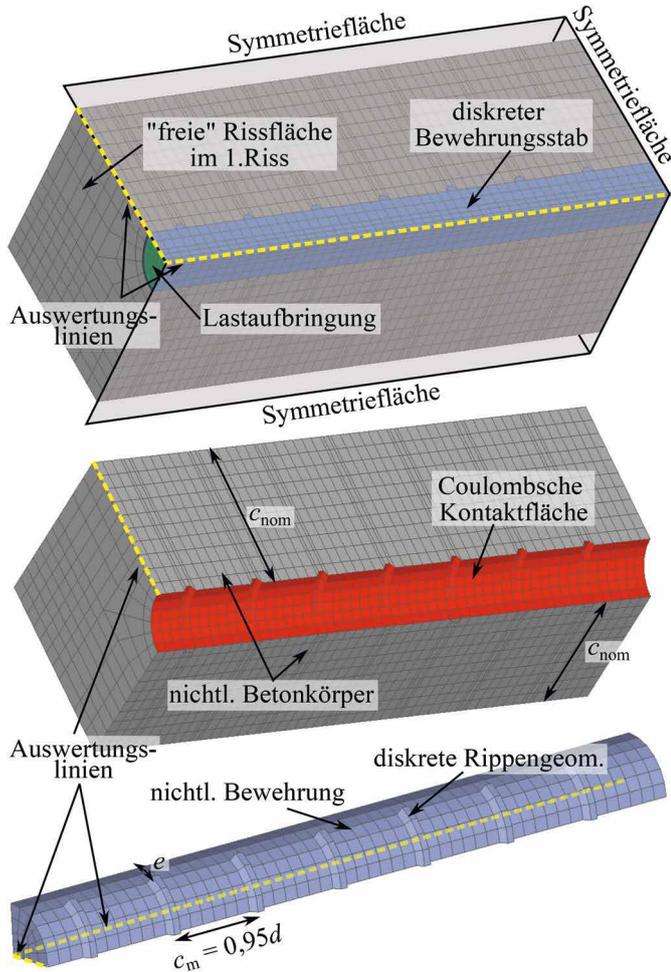


Bild 7 Beispielhafte Darstellung der erstellten FE-Modelle; oben: Gesamtmodell mit Betonkörper und Bewehrung; Mitte: Darstellung der Kontaktfläche; unten: Detailbetrachtung des Bewehrungsstabs
Exemplary representation of the created FE models; top: overall model with concrete body and reinforcement; middle: representation of the contact area; bottom: detailed view of the reinforcing bar.

4.3 Auswertung des FE-Modells am Beispiel des Falls 2

Nachfolgend wird das Auswerteschema der FE-Berechnungen im Detail erläutert und anhand des Falls 2 der Untersuchung (C30/37, $d_s = 12$ mm, $c_{nom} = 35$ mm, $\rho_s = 1,7\%$) veranschaulicht. Als Ergebnisse der FE-Berechnungen werden einerseits die Rissbreite und hier insbesondere die Rissuferverformung anhand von Knotenverschiebungen betrachtet; andererseits wird die zugehörige Stahlspannung entlang der Bauteilachse ausgewertet. Für die Knotenverschiebungen und Stahlspannungen werden die in Bild 7 markierten Auswertungslinien herangezogen. Aufgrund der geringen Spannungsabweichung im Bewehrungsquerschnitt (Bild 8) wird die Stahlspannung $\sigma_s = F_s/A_s$ vereinfacht durch alleinige Auswertung der Symmetrieknoten bestimmt.

Der Verlauf der Stahlspannung entlang des Bewehrungsstabs wird in Bild 9 für unterschiedliche Spannungsniveaus und Risszustände dargestellt. Bis zu einer Stahlspannung von $\sigma_s = 182$ N/mm² wird nur der erste Riss in der Symmetrieebene geöffnet. Danach entstehen sukzes-

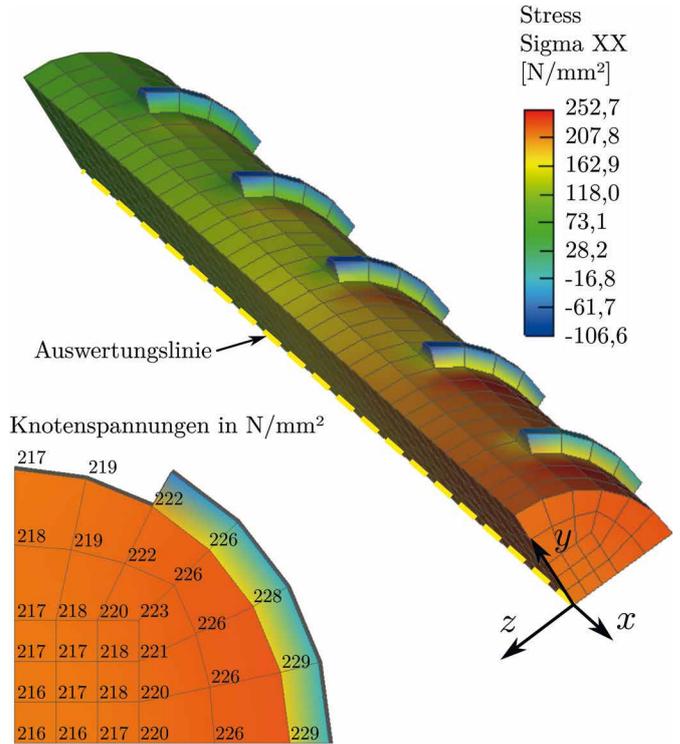


Bild 8 Exemplarische Darstellung der Knotenspannungen im Bewehrungsstahl in globaler X-Richtung kurz vor dem 2. Riss für $d_s = 12$ mm
Exemplary representation of the nodal stresses in the reinforcing steel in global X-direction shortly before the 2nd crack for $d_s = 12$ mm

sive Riss 2, 3 und 4 bei geringer Laststeigerung. Der Entstehungsort des jeweils nächsten Risses ist hierbei nicht durch das Ende der Einleitungslänge vorgegeben, sondern entsteht im FE-Modell ohne Streuungen in der Zugfestigkeit und der Verbundeigenschaften fast zufällig im Bereich hinter der Einleitung. Ab einer Stahlspannung von $\sigma_s = 192$ N/mm² liegt abgeschlossene Rissbildung mit Inkompatibilität der Stahl- und Betondehnungen über die gesamte Stablänge vor. Mit der weiteren Laststeigerung bis $\sigma_s = 300$ N/mm² wird im vorliegenden Fall nur mehr die Dehnungsdifferenz vergrößert, ohne dass weitere Risse entstehen. Zu Vergleichszwecken ist das Rissbild für den Lastzustand $\sigma_s = 300$ N/mm² beigefügt. Dieses Rissbild kann direkt mit der analytischen Lösung verglichen werden, da im FE-Modell keine Streuungen hinsichtlich der Zugfestigkeit und der Verbundeigenschaften entlang der Bauteillänge abgebildet werden.

Zur Überprüfung dieses Ergebnisses wird die Stahlspannungsverteilung im Bereich des Primärrisses mit der analytischen Lösung verglichen. Hierzu werden die Stahlspannungen in Stahldehnungen umgerechnet und in den beiden Laststufen $\sigma_s = 182$ N/mm² (Einzelrisszustand) und $\sigma_s = 300$ N/mm² (deutlich im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung) mit der analytischen Lösung verglichen. Als Verbundgesetze wurden normaler und besserer Verbund gemäß DAfStb-Heft 466 berücksichtigt. Das Ergebnis dieser Betrachtung zeigt Bild 10.

Der Vergleich der Stahlspannungsverläufe gemäß FE-Simulation und analytischer Berechnung liefert im Falle

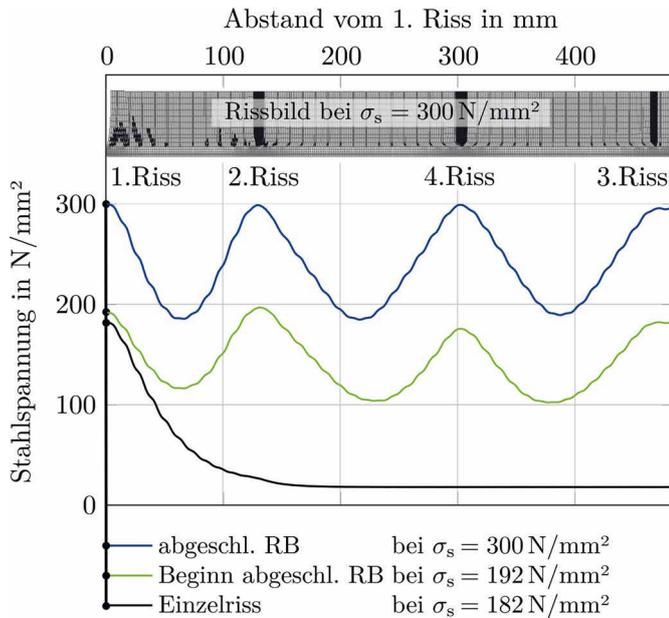


Bild 9 Stahlspannungsverläufe für unterschiedliche Spannungsniveaus aus der FE-Simulation
Steel stress curves for different stress levels from FE simulation

einer analytischen Berechnung mit besserem Verbund eine akzeptable Übereinstimmung für beide Risszustände. Hinsichtlich der Verbundsteifigkeit scheint dieser Vergleich auch zutreffend zu sein, da hier mit einem Bewehrungsdurchmesser $d_s = 12$ mm ein kleiner Durchmesser und mit $c_{nom} = 35$ mm auch eine ausreichende Betondeckung vorliegt. Demgegenüber ist die Verbundsteifigkeit in der analytischen Berechnung mit normalen Verbund-

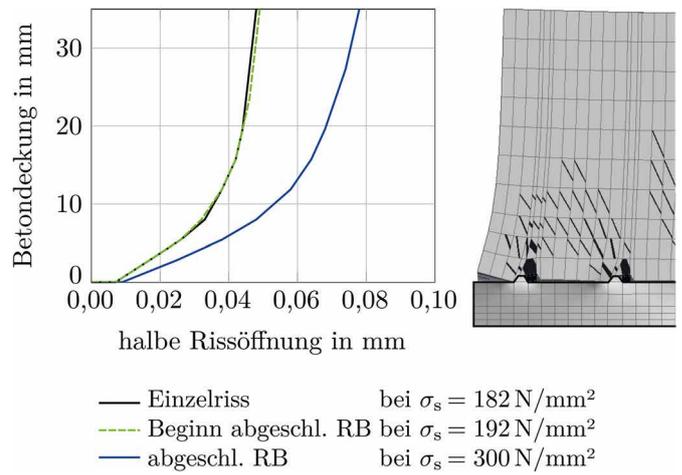


Bild 11 Rissuferverformung entlang der Betondeckung
Crack deformation over the concrete cover

bedingungen geringer, sodass sich größere Schlupflängen und damit auch größere Abweichungen gegenüber der FE-Simulation einstellen.

Die maximale Rissbreite ergibt sich aus der Differenz der Knotenverschiebungen zwischen Beton und Bewehrung in der freien Rissfläche des 1. Risses (Auswertungslinie in Querrichtung in Bild 7). In Bild 11 ist die Rissuferverformung entlang der Betondeckung für unterschiedliche Stahlspannungen aufgetragen. Zusätzlich ist in 50-facher Verformungsüberhöhung der zu einer Stahlspannung von $\sigma_s = 300$ N/mm² gehörende Lokalausschnitt aus dem FE-Modell dargestellt.

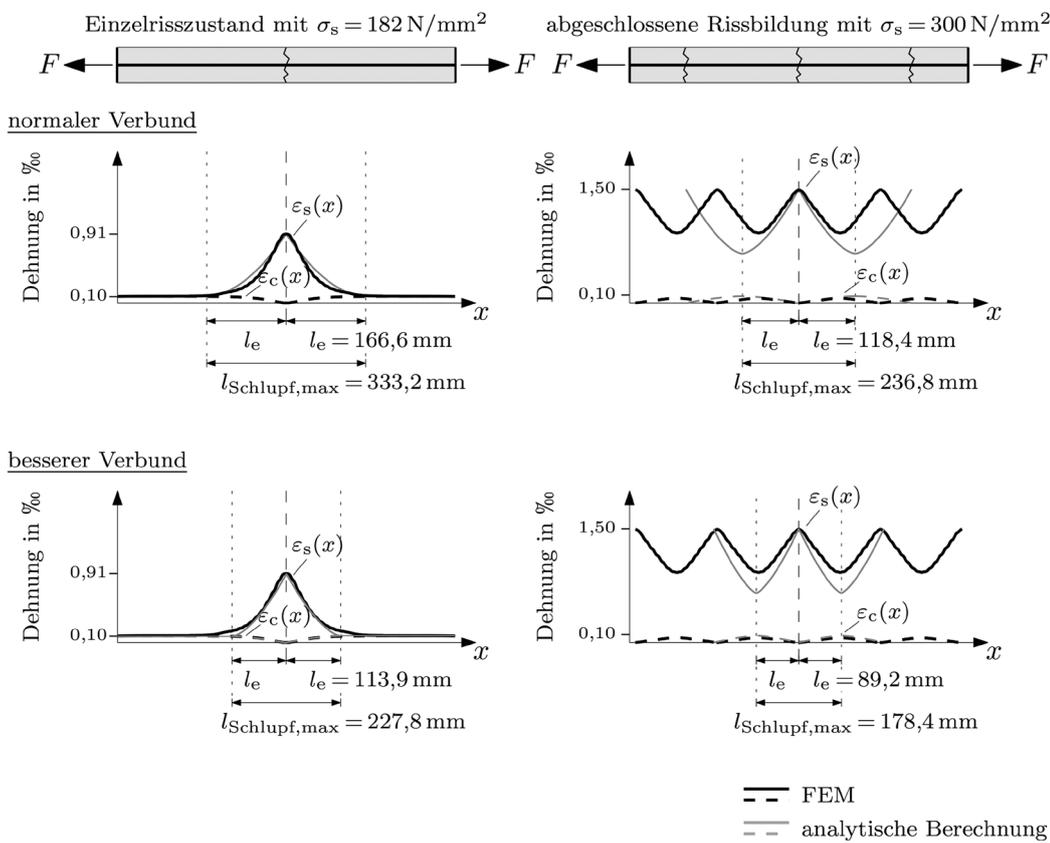


Bild 10 Vergleich der Stahlspannungsverläufe gemäß FE-Simulation und analytischer Berechnung
Comparison of steel stress curves according to FE simulation and analytical calculation

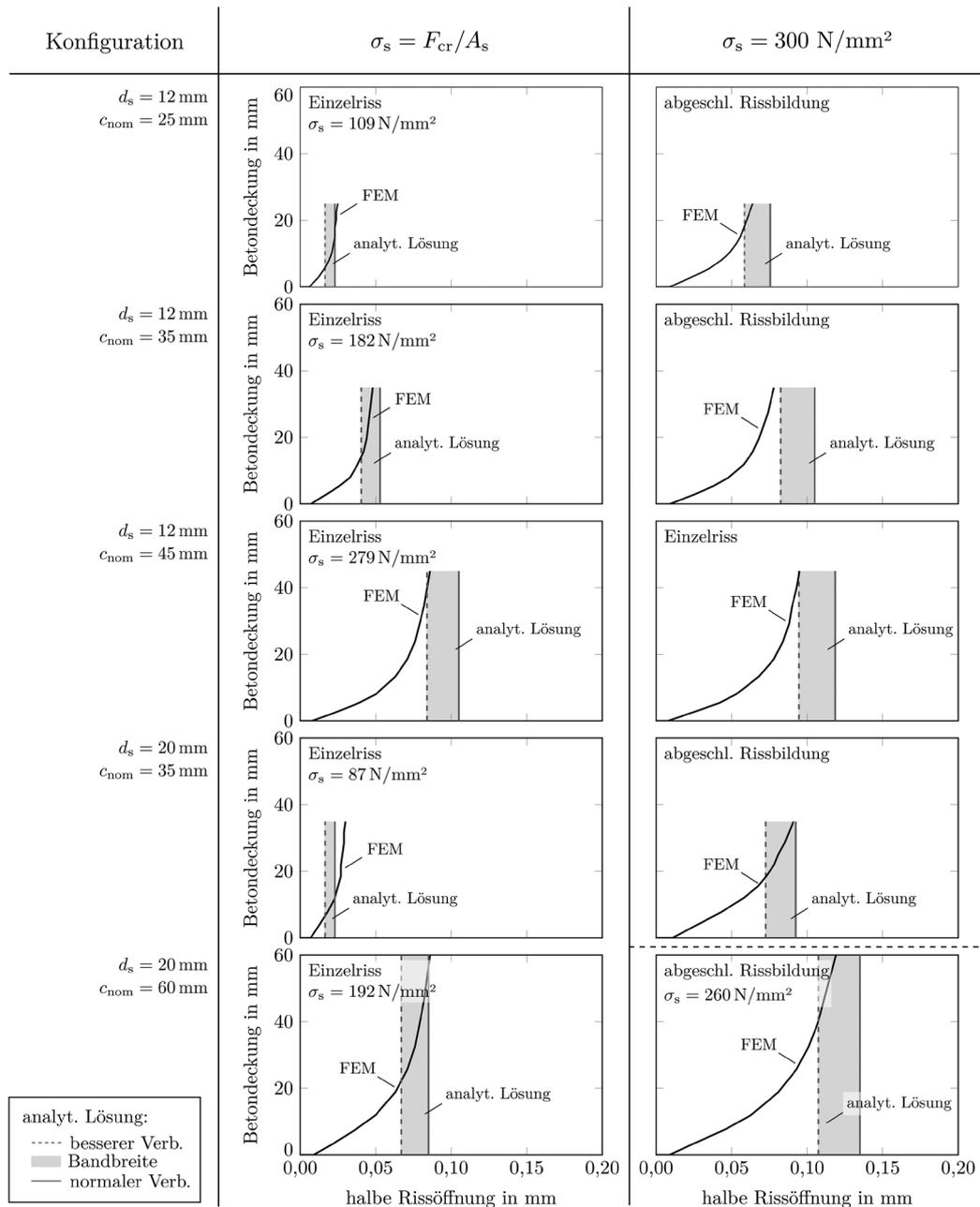


Bild 12 Gegenüberstellung der Rissuferverformung aus FE und der globale Rissbreite aus der analytischen Lösung für unterschiedliche Fälle
 Comparison of crack deformation over the cover from FE and global crack width from analytical solution for different cases

In der FE-Berechnung entsteht eine deutliche Rissuferverformung, die eine fünffache Rissbreitenvergrößerung von der Bewehrung hin zur Betonoberfläche beinhaltet. Grundsätzlich entspricht die Größenordnung den Versuchsbeobachtungen (vgl. Bild 2), wobei auf Grundlage dieses Ergebnisses noch nicht gesagt werden kann, zu welchen Teilen diese Rissuferverformung aus der inneren Rissbildung und der exzentrischen Einleitung der Verbundkraft resultiert.

5 Fallstudie

5.1 Erläuterung

Nachfolgend werden ausgewählte Ergebnisse der analytischen und numerischen Betrachtung der in Tab. 2 vorge-

stellten Fälle hinsichtlich der Bedeutung der Betondeckung auf die Rissbreite an der Oberfläche und der Bedeutung des verschieblichen Verbunds in der Berechnung diskutiert.

5.2 Bedeutung der Betondeckung auf die Rissbreite an der Oberfläche

In Bild 12 werden zunächst die Rissuferverformungen in den FE-Simulationen dargestellt und die analytisch berechneten Rissbreiten hinterlegt. Dabei werden zwei unterschiedliche Spannungsniveaus ($\sigma_s = F_{cr}/A_s$ mit $F_{cr} = f_{ct,eff} \times A_c$ und $\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$ bzw. $\sigma_s = 260 \text{ N/mm}^2$ im Fall 5, da die Berechnung danach divergierte) ausgewertet. Für die analytische Lösung wird außerdem die Bandbreite zwischen normalen und besseren Verbundbe-

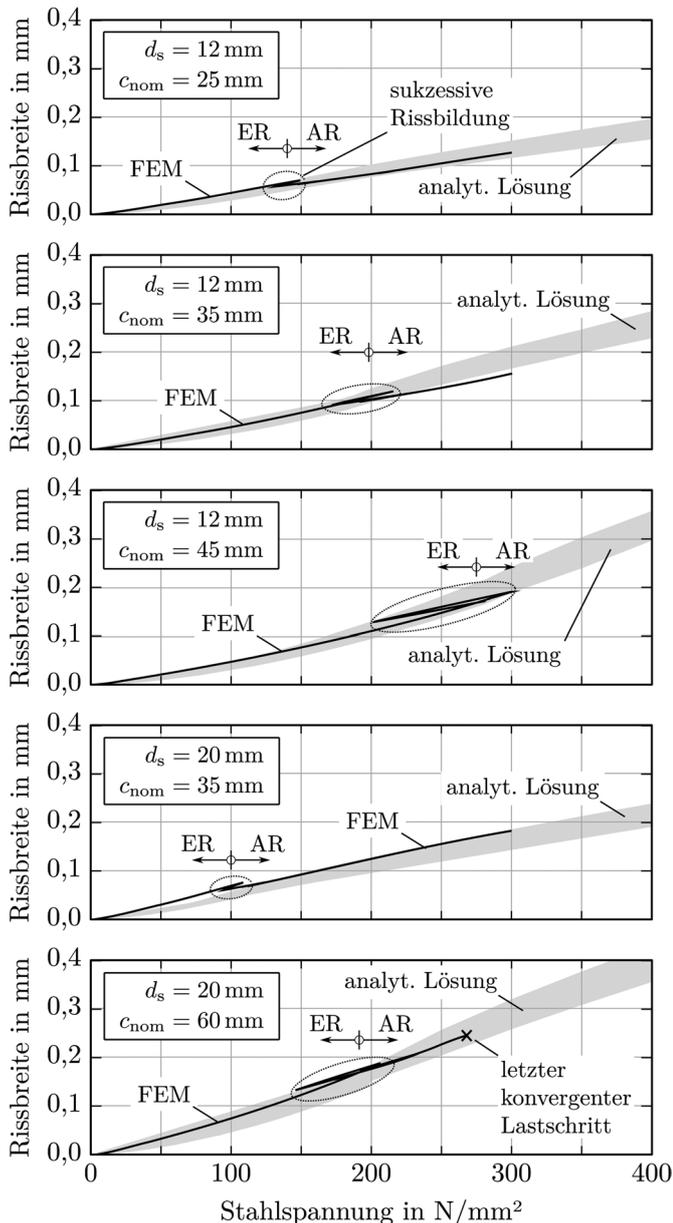


Bild 13 Rissbreite in Abhängigkeit von der Stahlspannung für unterschiedliche Fälle
Crack width as a function of steel stress for different cases

dingungen gemäß DAfStb-Heft 466 dargestellt. Die Ergebnisse der FE-Simulationen zeigen in allen Berechnungen nahezu unabhängig vom Spannungsniveau signifikante Rissuferverformungen über die Betondeckung (analog zu Bild 11). Im Vergleich mit den analytisch berechneten Rissbreiten zeigt sich, dass diese in etwa den Oberflächenrissbreiten der FE-Simulationen entsprechen. Im Einklang mit den Angaben zu den Verbundgesetzen ist die Übereinstimmung im Falle der Bewehrungsstäbe mit $d_s = 12$ mm etwas besser, wenn in der analytischen Berechnung mit besseren Verbundbedingungen gerechnet wird; bei den Bewehrungsstäben mit $d_s = 20$ mm ist es umgekehrt.

Ergänzend erfolgt in Bild 13 für die betrachteten Fälle ein Vergleich der Oberflächenrissbreite der FE-Ergebnisse mit der Rissbreite der analytischen Lösung. Auch hier zeigt sich eine zufriedenstellende Übereinstimmung in

Abhängigkeit von der Stahlspannung. Bedingt durch die verformungsgesteuerte Berechnung beinhalten die Ergebnisse mehrmalige Spannungsabfälle im Übergang zwischen Einzelriss und abgeschlossener Rissbildung. Dieser Bereich der sukzessiven Rissbildung ist in Bild 13 hervorgehoben.

Die Oberflächenrissbreite im Bereich der Einzelrissbildung (ER) ist unabhängig von der Betondeckung. Erst im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung (AR) steigt die Rissbreite mit Zunahme der effektiven Betonzugfläche ($A_{c,eff}$) an. Dies ist anhand des Unterschieds der Rissbreiten zwischen den betrachteten Fällen 1–3 bzw. 4–5 ersichtlich.

5.3 Bedeutung des verschieblichen Verbunds auf die Berechnungsergebnisse

Die Bedeutung des verschieblichen Verbunds auf die Berechnungsergebnisse wird an dieser Stelle nur für die analytische Rissbreitenberechnung diskutiert. Hierfür zeigt Bild 14 den resultierenden Zusammenhang zwischen Stahlspannung und Rissbreite für die betrachteten Fälle anhand einer Auswertung von Gl. (9) mit τ_{sm} gemäß Gl. (5). Für den schlupfabhängigen Verbund wurden normale Verbundbedingungen unterstellt und für den Faktor k_t wurde eine kurzzeitige Belastung unterstellt. Diesen Verläufen werden die Ergebnisse mit Annahme einer konstanten Verbundspannung von $\tau_{sm} = 1,8 f_{ct,eff}$ gegenübergestellt. Hierbei erkennt man, dass die vereinfachte Berechnung mit $\tau_{sm} = 1,8 f_{ct,eff}$ die rechnerische Rissbreite unter Berücksichtigung einer rissbreitenabhängigen Verbundspannung um bis zu 30 % unterschätzt.

6 Diskussion

In Bezug auf die FE-basierte Verifikation der Rissbreitenberechnung nach DAfStb-Heft 466 liegen die FE-Ergebnisse hinsichtlich der Dehnungsverteilungen, der Schlupflängen (Einleitungslänge im Einzelriss bzw. Rissabstand bei abgeschlossener Rissbildung) und der berechneten Rissbreiten an der Oberfläche in der Ergebnisbandbreite der analytischen Lösung. Neben dieser grundsätzlichen Übereinstimmung lassen sich außerdem die nachfolgenden Schlussfolgerungen ableiten.

- Die analytisch berechnete Rissbreite unter Berücksichtigung des schlupfabhängigen Verbunds entspricht in etwa der numerisch ermittelten Oberflächenrissbreite. Die gesamte Rissuferverformung ist somit bereits im Ansatz des verschieblichen Verbunds erfasst. Die zusätzliche Berücksichtigung etwaiger Rissuferverformungen infolge einer exzentrischen Einleitung der Verbundkraft, wie in Bild 1 anhand Δw_{shear} lag schematisch dargestellt, ist somit nicht erforderlich. Die Rissuferverformung ist daher weniger als eine Zunahme der Rissbreite über die Betondeckung, sondern

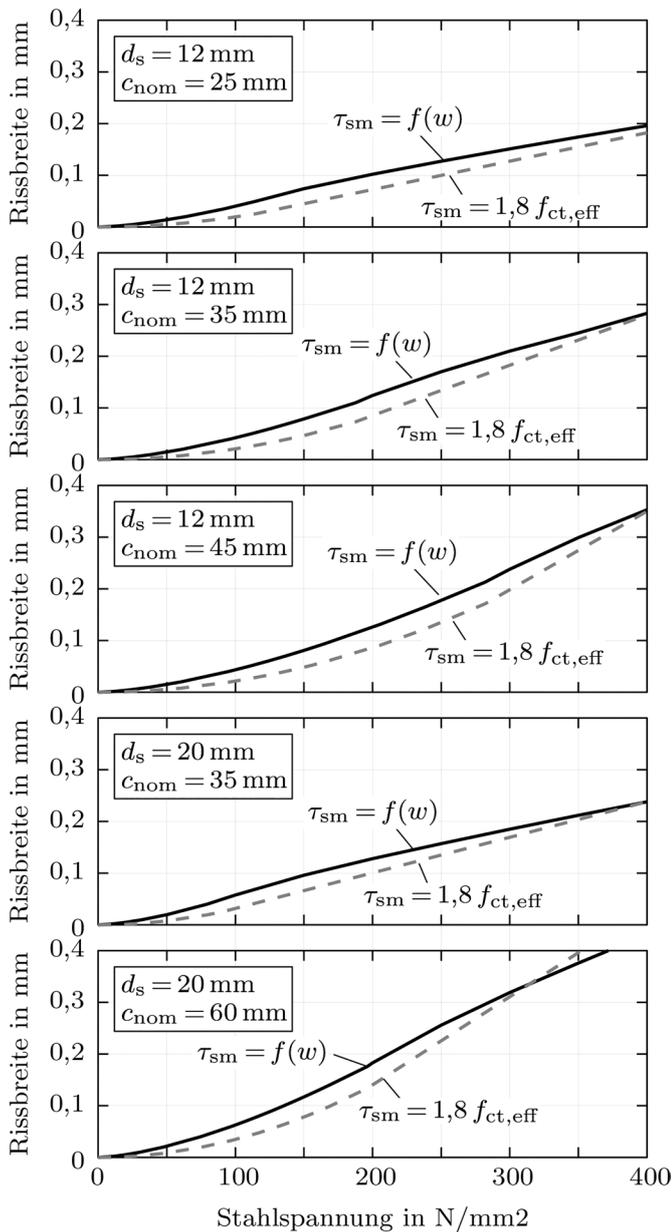


Bild 14 Rissbreite in Abhängigkeit von der Stahlspannung unter Berücksichtigung des verschieblichen Verbunds über ein schlupfabhängiges τ_{sm} als Funktion der Rissbreite ($f(w)$) gemäß Gl. (5) und $\tau_{sm} = 1,8 f_{ct,eff}$; beide Fälle mit k_t für kurzzeitige Belastung
 Crack width as a function of steel stress taking into account the sliding bond via a slip-dependent τ_{sm} as a function of crack width ($f(w)$) according to Eq. (5) and $\tau_{sm} = 1,8 f_{ct,eff}$; both cases with k_t for short-time loading

vielmehr als eine Abnahme der Rissbreite hin zur Bewehrung zu behandeln.

- Da die berechnete Rissbreite nicht die Rissbreite an der Bewehrung widerspiegelt, ist die in [37] zur Ermittlung der Oberflächenrissbreite bei Biegebauteilen vorgeschlagene lineare Extrapolation der berechneten Rissbreite über die gesamte Betondeckung ($w_{Rand} = w_{global} \times (h - x)/(d - x)$) unzutreffend. Das tatsächliche Ausmaß einer zusätzlichen Öffnung des Risses an der Oberfläche infolge der Dehnungsebene bei Biegebauteilen muss in zukünftigen Forschungsarbeiten geklärt werden.

- Die überproportionale Bedeutung der Betondeckung auf die Rissbreite, unabhängig vom Verhältnis Bewehrungsdurchmesser zu Bewehrungsgrad der Effektivzone ($d_s/\rho_{s,eff}$), die insbesondere in [16, 17] auf Basis von Versuchsauswertungen mit vereinfachter Berücksichtigung des Verbunds (Stichwort $\tau_{sm} = 1,8 f_{ct,eff}$) und oftmals auch ohne Unterscheidung des Risszustands herausgearbeitet wurde, kann bei einer Berechnung mit schlupfabhängigem Verbund und Unterscheidung des Risszustands nicht bestätigt werden.
- Das Auftreten einer verbundfreien Vorlänge im Anfangsbereich der Krafteinleitung, was in verschiedenen Regelwerken als Vergrößerung des Rissabstands im abgeschlossenen Rissbild über ein Vielfaches der Betondeckung berücksichtigt wird, bspw. $k_0 \times c$ im EC2-Basisdokument, kann in den Dehnungsverteilungen der FE-Ergebnisse selbst bei großen Stahlspannungen nicht beobachtet werden. Dies bekräftigt die Einschätzung in [38], dass die mechanischen Überlegungen zur verbundfreien Vorlänge eher theoretischer Natur sind und diese verbundfreie Vorlänge vor allem als Steuerungsterm zur Reduktion der Streuung in kalibrierten Berechnungsmodellen dient.
- Die vereinfachte Berücksichtigung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung über eine schlupfunabhängige mittlere Verbundspannung, bspw. $\tau_{sm} = 1,8 f_{ct,eff}$, stellt eine grobe Vereinfachung dar, die insbesondere bei kleinen Rissbreiten zu einem Berechnungsergebnis auf der unsicheren Seite führt. Bei Bemessungsaufgaben mit hohen Anforderungen an die Rissbreite ist es daher empfehlenswert, mit einer schlupfabhängigen mittleren Verbundspannung zu rechnen, zumal dies keine wesentliche Erschwernis für die Berechnung bedeutet. Demgegenüber ist die Berücksichtigung einer schlupfabhängigen mittleren Verbundspannung als zwingende Voraussetzung bei wissenschaftlichen Versuchsauswertungen zu sehen.
- Die Schlussfolgerungen zum Zusammenhang zwischen berechneter Rissbreite und Rissbreite an der Oberfläche gelten grundsätzlich gleichermaßen für die Rissbreite unter Last und unter Zwang. Inwiefern es bei dickeren Bauteilen mit randnaher Bewehrungsanordnung aufgrund der Exzentrizität zwischen Zugkraft im ungerissenen Querschnitt und Zugkraft in der Effektivzone im gerissenen Querschnitt zu einer zusätzlichen Öffnung des Risses an der Oberfläche kommen kann, muss in zukünftigen Forschungsarbeiten geklärt werden.

Dank

Im Namen der gesamten Belegschaft des Instituts für Betonbau der TU Graz soll an dieser Stelle Herrn Professor Nguyen Viet Tue für seine Begeisterung und Motivation bei der Lösungsfindung anspruchsvoller Fragestellungen herzlich gedankt werden.

Literatur

- [1] König, G.; Tue, N. V. (1996) *DAfStb-Heft 466: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton*. Berlin: Beuth Verlag.
- [2] DIN EN 1992-1-1/NA (2013) *Nationaler Anhang – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Berlin: Beuth.
- [3] ÖNORM B 1992-1-1 (2018) *Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1)*. Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- [4] EN 1992-1-1 (2015) *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Berlin: Beuth.
- [5] Schießl, P. (1989) *Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite*. DAfStb-Heft 400. Berlin: Beuth, S. 157–175.
- [6] Leonhardt, F. (1985) *Zur Behandlung von Rissen in Beton in den deutschen Vorschriften*. Beton- und Stahlbetonbau 80, H. 7, S. 179–184 und H. 8, S. 209–215.
- [7] prEN 1992-1-1 (2020) *D6 Working_file (2020-10-05 Rev. 7)*. CEN/TC 250/SC 2 N 1808, 10. Juni 2020.
- [8] Pérez Caldentey, A.; García, R.; Gribniak, V.; Rimkus, A. (2020) *Tension versus flexure: Reasons to modify the formulation of MC 2010 for cracking*. Structural Concrete, pp. 2101–2123.
- [9] Tue, N. V.; Fehling, E.; Schlicke, D.; Krenn, C. (2021) *Rissbreitennachweis und Mindestbewehrung nach EC 2 – aktuelles Modell versus Vorschlag für die Revision*. Beton- und Stahlbetonbau 116, H. 11, S. 837–858. <https://doi.org/10.1002/best.202100038>
- [10] Goto, Y. (1971) *Cracks formed in concrete around deformed tension bars*. ACI Journal, Proceedings 68, No. 4, pp. 244–251.
- [11] Windisch, A. (2017) *Crack control: an advanced calculation model – Part II: The model*. Concrete Structures, pp. 40–47.
- [12] Debernardi, P. G.; Guglia, M.; Taliano, M. (2013) *Effect of Secondary Cracks for Cracking Analysis of Reinforced Concrete Tie*. ACI Materials Journal 110, No. 2, pp. 207–214.
- [13] Husain, S. I.; Ferguson, P. M. (1973) *Discussion of Cracking and Bond Slip in Concrete Beams*. ASCE Journal of the Structural Division, Nr. 12, pp. 2495–2497.
- [14] Borosnyói, A.; Snóbli, I. (2010) *Crack width variation within the concrete cover of reinforced concrete members*. Építőanyag, pp. 70–74.
- [15] Beeby, A. W. (2004) *Discussion on “The influence of the parameter ϕ/ρ eff on crack widths*. Structural Concrete, pp. 71–83.
- [16] Beeby, A. W. (2004) *The influence of the parameter ϕ/ρ eff on crack widths*. Structural Concrete. Structural Concrete, pp. 155–165.
- [17] Pérez Caldentey, A.; Corres Peiretti, H.; Peset Iribarren, J.; Giraldo Soto, A. (2013) *Cracking of RC members revisited: influence cover, ϕ/ρ s, ef and stirrup spacing – an experimental and theoretical study*. Structural Concrete, pp. 69–78.
- [18] Empelmann, M.; Krakowski, W. (2015) *Erweitertes Modell zur Berechnung der Rissbreite*. Beton- und Stahlbetonbau 110, H. 7, S. 458–467. <https://doi.org/10.1002/best.201400112>
- [19] Debernardi, P. G.; Guglia, M.; Taliano, M. (2013) *Effect of secondary cracks for cracking analysis of reinforced concrete tie*. ACI Materials Journal, Nr. M20, pp. 207–214.
- [20] Debernardi, P. G.; Taliano, M. (2016) *An improvement to Eurocode 2 and fib Model Code 2010 methods for calculating crack width in RC structures*. Structural Concrete, pp. 365–376.
- [21] Tue, N. V.; König, G. (1992) *Calculating the mean bond and steel stress in reinforced and prestressed concrete members*. Darmstadt Concrete, Nr. 6, pp. 77–86.
- [22] Krips, M. (1985) *Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton*. Darmstadt: Mitteilungen aus den Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt.
- [23] König, G.; Tue, N. V.; Schenck, G. (2007) *Grundlagen des Stahlbetonbaus*. Leipzig: Vieweg+Teubner Verlag.
- [24] Gambarova, P. G.; Rosati, G. P. (1996) *Bond and Splitting in reinforced concrete: test results on bar pull-out*. Materials and Structures 29, Nr. 189, pp. 267–276.
- [25] Rehm, G. (1961) *Über Grundlagen des Verbunds zwischen Stahl und Beton*. DAfStb-Heft 138. Berlin: Ernst & Sohn.
- [26] Tepfers, R. (1979) *Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforing bars*. Magazine of Concrete Research 31, Nr. 106, pp. 3–12.
- [27] Cantone, R.; Ruiz, M. F.; Muttoni, A. (2021) *A detailed view on the rebar-to-concrete interaction based on refined measurement techniques*. Engineering Structures 226, 111332. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111332>
- [28] ÖNORM B 4707 (2017) *Bewehrungsstahl – Anforderungen, Klassifizierung und Prüfung*. Wien: Österreichisches Normungsinstitut.
- [29] Daoud, A.; Maurel, O.; Laborderie, C. (2013) *2D mesoscopic modelling of bar-concrete bond*. Engineering Structures 49, pp. 696–706.
- [30] Seok, S.; Haikal, G.; Ramirez, J.; Lowes, L.; Lim, J. (2020) *Finite element simulation of bond-zone behavior of pullout test of reinforcement embedded in concrete using concrete damage-plasticity model 2 (CDPM2)*. Engineering Structures 221, 110984. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110984>
- [31] Jakubovskis, R.; Kaklauskas, G. (2019) *Bond-stress and bar-strain profiles in RC tension members modelled via finite elements*. Engineering Structures 194, pp. 138–146. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.05.069>
- [32] Červenka Consulting (2022) ATENA [Software]. Prag: Červenka Consulting s.r.o. <https://www.cervenka.cz/products/atena>
- [33] Červenka, V.; Červenka, J.; Jendele, L.; Šmilauer, V. (2014) *ATENA simulation of crack propagation in CONCRACK benchmark*. European Journal of Environmental and Civil Engineering 18, pp. 828–844.
- [34] Červenka, J.; Jendele, L. (2006) *Finite element modelling of reinforcement with bond*. Computers and Structures 84, pp. 1780–1791.
- [35] Červenka, V.; Pukl, R. (2007) *ATENA – ein Werkzeug für wirklichkeitsnahe Berechnungen von Stahlbetonstrukturen*. Kongress: Bautechnik und Naturgefahren.
- [36] Červenka, V.; Jendele, L.; Červenka, J. (2018) *ATENA Program Documentation – Part 1: Theory*. Prag.
- [37] fib (2013) *Model Code for Concrete Structures 2010*. International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne.
- [38] Empelmann, M.; Busse, D. (2018) *Vergleich von normativen Modellen zur Berechnung der Rissbreite*. Beton- und Stahlbetonbau, H. 113, S. 298–306. <https://doi.org/10.1002/best.201700082>

[39] Schlicke, D.; Dorfmann, E. M.; Fehling, E.; Tue, N. V. (2021) *Calculation of maximum crack width for practical design of reinforced concrete*. Civil Engineering Design, pp. 45– 61.

[40] Windisch, A. (2016) *Crack control: an advanced calculation model – Part I: Review of classic tests*. Concrete Structures, pp. 41–48.

Autorin und Autoren



Assoc. Prof. Dr. techn. Dirk Schlicke
(Korrespondenzautor)
dirk.schlicke@tugraz.at
Technische Universität Graz
Institut für Betonbau
Lessingstraße 25
A-8010 Graz



Dipl.-Ing. Christina Krenn
christina.krenn@tugraz.at
Technische Universität Graz
Institut für Betonbau
Lessingstraße 25
A-8010 Graz



Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Michael Mayer
mayer@tugraz.at
Technische Universität Graz
Institut für Betonbau
Lessingstraße 25
A-8010 Graz



Dipl.-Ing. Christoph Betschoga
betschoga@tugraz.at
Technische Universität Graz
Institut für Betonbau
Lessingstraße 25
A-8010 Graz

Zitieren Sie diesen Beitrag

Schlicke, D.; Krenn, C.; Mayer, M.; Betschoga, C. (2022) *FE-basierte Verifikation der Rissbreitenberechnung nach DAfStb-Heft 466*. Beton- und Stahlbetonbau 117, H. 9, S. 1–14.
<https://doi.org/10.1002/best.202200055>

Dieser Aufsatz wurde in einem Peer-Review-Verfahren begutachtet.
Eingereicht: 23. Mai 2022; angenommen: 4. Juli 2022.

Schlankes und elegantes integrales Brückenbauwerk in Leipzig – die neue Messebrücke

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue zur Vollendung seines 65. Lebensjahrs gewidmet

Die neue Messebrücke verbindet das Alte Messegelände und den dem Leipziger Völkerschlachtdenkmal vorgelagerten Wilhelm-Külz-Park über die Gleise der Deutschen Bahn AG. Das Bauwerk ist Teil der prägnanten städtebaulichen und denkmalgeschützten Sichtachse zwischen Neuem Rathaus und Völkerschlachtdenkmal, welche zum Großteil Alleencharakter aufweist. Bei dem Bauwerk handelt es sich um den Ersatzneubau für ein altes Straßenbrückenbauwerk als dreifeldriges vollintegrales Sprengwerk in Stahl- und Spannbetonbauweise mit hohem gestalterischem Anspruch. Der Querschnitt ist als sehr schlanker zweistegiger Plattenbalken mit einer weit auskragenden Fahrbahnplatte ausgebildet. Die schrägen Widerlagerwände wurden direkt gegen die bindemittelstabilisierte Böschung betoniert. Für die geneigten Widerlagerwände und Stützen kam selbstverdichtender Beton zum Einsatz. Wegen kurzer Sperrpausen und zur Vermeidung einer überhöhten, sehr aufwendigen Herstellung auf Lehrgerüst besteht das Mittelfeld über dem Bahnbereich aus Längs- und Quertfertigteilen, die mit Ortbeton ergänzt wurden. Die Randfelder wurden dagegen klassisch auf Lehrgerüst hergestellt. Im Folgenden werden Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Montage und Ausführung des vollintegralen Sprengwerks beschrieben.

Stichworte Spannbetonbrücke; Sprengwerk; integrale Bauweise; Fertigteilbauweise; selbstverdichtender Beton; Boden-Bauwerk-Interaktion; Modellierung

1 Einleitung und Wettbewerbsentwurf

1.1 Alte Brücke und Vorgeschichte

Die alte Messebrücke im Zuge der Straße des 18. Oktober wurde 1912 in Sichtweite des Leipziger Völkerschlachtdenkmal als dreifeldrige Stahlbetonträgerrostkonstruktion errichtet. Sie diente als Straßenbrücke für die Zufahrt über mehrere Gleise der DB AG zur westlich gelegenen Alten Messe aus östlicher Richtung vom Völkerschlachtdenkmal, Bild 1. Wegen der zunehmenden Schäden wurde die denkmalgeschützte Brücke sukzessive für den Straßenverkehr gesperrt. Zuletzt mussten Sicherungsarbeiten vorgenommen werden, um die Standsicherheit der alleinigen Konstruktion aufrechtzuerhalten. Es erfolgten regelmäßige Wartungsarbeiten, bei denen lose Bestandteile des Überbaus abgeklopft werden mussten. Die Standsicherheit der Widerlager musste mit Rückverhängungen erhöht werden. Wegen der zahlreichen, zum Teil starken Schäden sowie der hohen laufenden Wartungskosten wurden durch die Stadt Leipzig der Abbruch

Slender and elegant integral bridge in Leipzig – The New Messebrücke

The new Messebrücke connects the old trade fair grounds and the Wilhelm-Külz-Park in front of the Leipziger Völkerschlachtdenkmal across the German Railway. The structure is part of the striking urban development and landmarked visual axis between the New Town Hall and the Völkerschlachtdenkmal, most of which has avenue architecture. The new bridge is a replacement for an old road bridge into the form of a 3-span fully integral frame structure with high architectural requirements consisting of reinforced and prestressed concrete. The cross section is designed as a very slender twin rib deck with widely cantilevered deck slab. The inclined abutment walls were concreted directly against the hydraulic binder-stabilized embankment. Self-compacting concrete was used for the inclined piers and abutment walls. Due to short rail traffic closures and in order to avoid elevated and very costly construction with falsework the midspan above the railway consists of longitudinal and transverse precast elements, which were supplemented with in-situ concrete. The side spans are casted-in-place on formwork. The following describes the architectural and structural design, the construction and erection of the fully integral frame bridge.

Keywords prestressed concrete bridge; concrete frame structure with inclined struts; integral structure; precast construction; self-compacting concrete; soil-structure-interaction; modelling

und ein Ersatzneubau des Brückenbauwerks beschlossen. Aufgrund der bedeutenden städtebaulichen Lage direkt angrenzend zum Völkerschlachtdenkmal sowie der Verbindungsachse Neues Rathaus/Völkerschlachtdenkmal



Bild 1 Ansicht alte denkmalgeschützte Brücke
View of the old listed bridge

im breiten Alleencharakter wurde ein Gestaltungswettbewerb für Architekten durchgeführt. Als Sieger ging das Architekturbüro DNR Daab Nordheim Reutler hervor. KHP Leipzig wurde zur weiteren Umsetzung des Gestaltungsentwurfs hinzugezogen.

1.2 Umfeld, Wettbewerbsentwurf und dessen Optimierung

Die neue Messebrücke verbindet das Alte Messegelände und den dem Leipziger Völkerschlachtdenkmal vorgelagerten Wilhelm-Külz-Park über die Gleise der Deutschen Bahn AG im Zuge der Straße des 18. Oktober, welche eine prägnante städtebauliche und denkmalgeschützte Sichtachse zwischen Neuem Rathaus und Völkerschlacht-denkmal bildet, Bild 2. Der Wettbewerbsentwurf sieht eine Brückenbreite von 18,13 m in Anlehnung an das

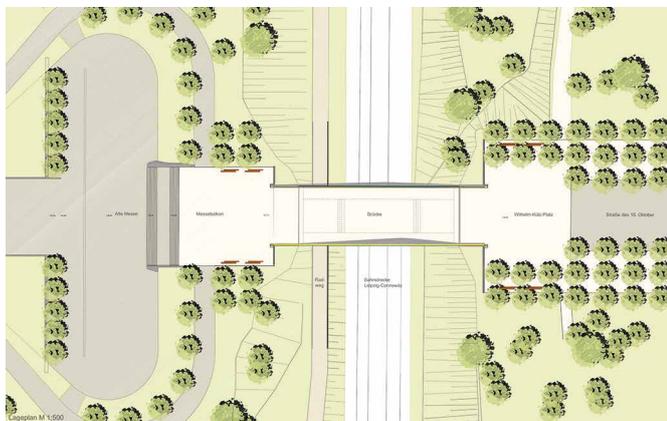


Bild 2 Lageplan Wettbewerbsentwurf DNR
Site plan competition design DNR

Jahr der Völkerschlacht zu Leipzig vor. Damit wird die Sichtachse, deren Alleencharakter durch den Kronenabstand der Baumallee des Wilhelm-Külz-Parks geprägt ist, zwischen Völkerschlachtdenkmal und Altem Messegelände in seiner vollen Breite über die Bahngleise bis zum Gelände der Alten Messe kontinuierlich weitergeführt.

Auf der Messeseite mündet die Brücke zunächst in einen großzügig ausgelegten und mit Bänken ausgestatteten Vorplatz, der den Übergang zum sogenannten „Stadtbalkon“ mit Blick auf das Neue Leipziger Rathaus bildet. Auf der anderen Seite geht die Brücke ebenso über einen großzügigen Vorplatz mit Bänken in die mit Bäumen gesäumte breite Parkallee des Wilhelm-Külz-Parks über.

Der Wettbewerbsentwurf des Architekturbüros DNR Daab Nordheim Reutler sah ein Betontragwerk als einfaches Dreifeldbauwerk mit Plattenquerschnitt, bestehend aus Fertigteilen und Ortbetoneergänzung, sowie klassischer Lagerung vor, Bild 3. Das bestimmende Gestaltungselement ist der bogenartige Schwung des architektonisch gestalteten Brückengeländers, das sich aus der massiven Brüstung im Widerlagerbereich in ein aus einfachen Stahllamellen bestehendes Geländer fortsetzt. Der Berührungsschutz ist in Form von Glasscheiben zwischen die Lamellen integriert und tritt somit als eigenes Bauteil nicht in Erscheinung. Aus der Schrägansicht wirkt das Geländer blickdicht, je stärker man sich nähert, desto transparenter wird es. Die Belagsoberfläche soll im gesamten Bereich der Brücke hell eingefärbt werden.

Dem Denkmalschutz der alten Bestandsbrücke wurde man durch die Beibehaltung der großzügigen breiten Vor-



Bild 3 Brückentragwerk nach dem Wettbewerbsentwurf von DNR Architekten
Bridge structure according to the competition design by DNR Architects

plätze und durch Integration der alten Ornamente in Form der Zierköpfe in die neuen Brückenbrüstungen der Widerlager gerecht.

Die Aufgabenstellung für die weitere Brückenplanung von KHP Leipzig war, den Wettbewerbsentwurf für das Brückentragwerk in Zusammenarbeit mit den Architekten von DNR zu optimieren. Vorgegebene Schwerpunkte waren dabei unter anderem die Schaffung einer möglichst wartungsarmen und robusten Konstruktion sowie die Überarbeitung der Pfeilergeometrie.

Grundsätzlich beibehalten werden sollten die Materialität Beton und das Dreifeldtragwerk. Damit wurden von vornherein Stahl- oder Stahlverbundkonstruktionen bei der Optimierung ausgeschlossen.

Da die hohen Mittelstützen der gewünschten Dreifeldkonstruktion im Verhältnis zu den sich ergebenden, eher kurzen Spannweiten zu einem optisch ungünstig wirkenden Gesamteindruck führten, wurden die Mittelstützen in einem ersten Schritt geneigt. Damit stützen sich diese optisch in die Böschung des leicht V-förmigen Geländeeinschnitts und die Länge der Stützen wurde reduziert. Mit Schrägstellung der Stützen wurden diese monolithisch an den Überbau angeschlossen. Das einfache Standard-Dreifeldtragwerk wurde somit in eine spannungsvolle, den Kraftfluss visualisierende Sprengwerkstruktur überführt, welche sich in die vorhandene Topografie der „Bahnschneise“ gut einfügt. Um die so entstehenden Horizontalkräfte an den Stützenfüßen mit den Widerlagerwänden kurzzuschließen, wurden die Widerlagerwände 49° nach hinten in die Böschung geneigt ausgebildet. Somit entstand ein möglichst großzügig wirkender Lichtraum unter der Brücke und trotz der großen Höhe und Fläche fügen sich die Widerlager dezent in die angrenzende Böschung ein. Die angrenzenden Bö-

schungen orientieren sich an der Neigung der Widerlagerwände. Wegen der sich ergebenden Steilheit wurden die Böschungen als Bewehrte-Erde-Konstruktion ausgebildet. Weiterhin wurden die massiven scheibenartigen Stützen in eine leichter und transparent wirkende V-Form überführt und der ursprüngliche Plattenquerschnitt zur Anpassung an die V-Form in einen gewichtsoptimierten zweistufigen Plattenbalkenquerschnitt aufgelöst. Die Optimierung der seitlichen Überbauauskragungen führte zu einer schlanken Wirkung der Überbauplatte im Erscheinungsbild.

Die Ausbildung als vollintegrale monolithische Konstruktion ohne Fugen und Lager erfüllte die Forderung nach einer robusten und wartungsarmen Konstruktion. Die Steifigkeiten bzw. Querschnitte des Tragwerks wurden im Hinblick auf einen wirtschaftlichen Kraftfluss und gleichzeitig zur Vermeidung von Zwangsbeanspruchungen optimiert. Die Brücke ist grundsätzlich für Rad- und Fußgängerverkehr konzipiert, allerdings für das Lastmodell 1 gemäß DIN EN 1991-2/NA zur Überfahrt von Feuerwehrfahrzeugen bemessen, Bild 4.

2 Entwurf und Konstruktion

Das Brückendeck besitzt eine Breite zwischen den Geländern von 17,43 m. Der Querschnitt weist eine Längsneigung von 0,7 % auf und erhält in der Querrichtung ein Dachgefälle mit einer Neigung von 2,5 %. Die Länge der Brücke beträgt 50,44 m und unterteilt sich in Spannweiten 15,02/20,40/15,02 m. Die Dehnfugen sind hinter den horizontal liegenden Schleppplatten angeordnet, sodass die Gesamtlänge des Bauwerks 63,44 m beträgt.

Der Querschnitt der Brücke ist als zweistufiger Plattenbalkenquerschnitt in Stahlbetonbauweise ausgebildet,

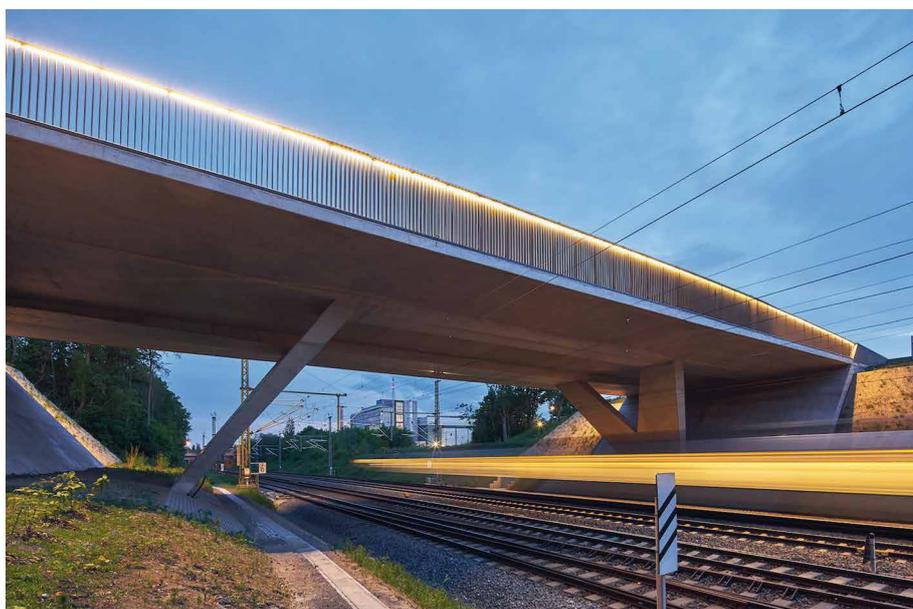


Bild 4 Fertiggestellte Brücke
Completed bridge

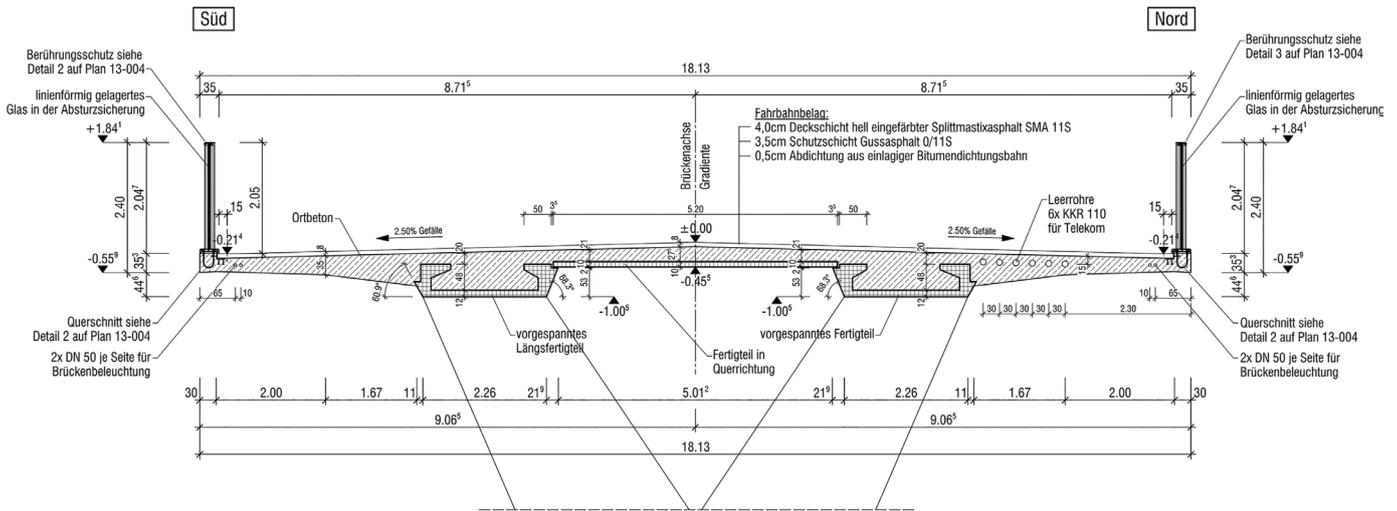


Bild 5 Regelquerschnitt Mittelfeld
Cross section midspan

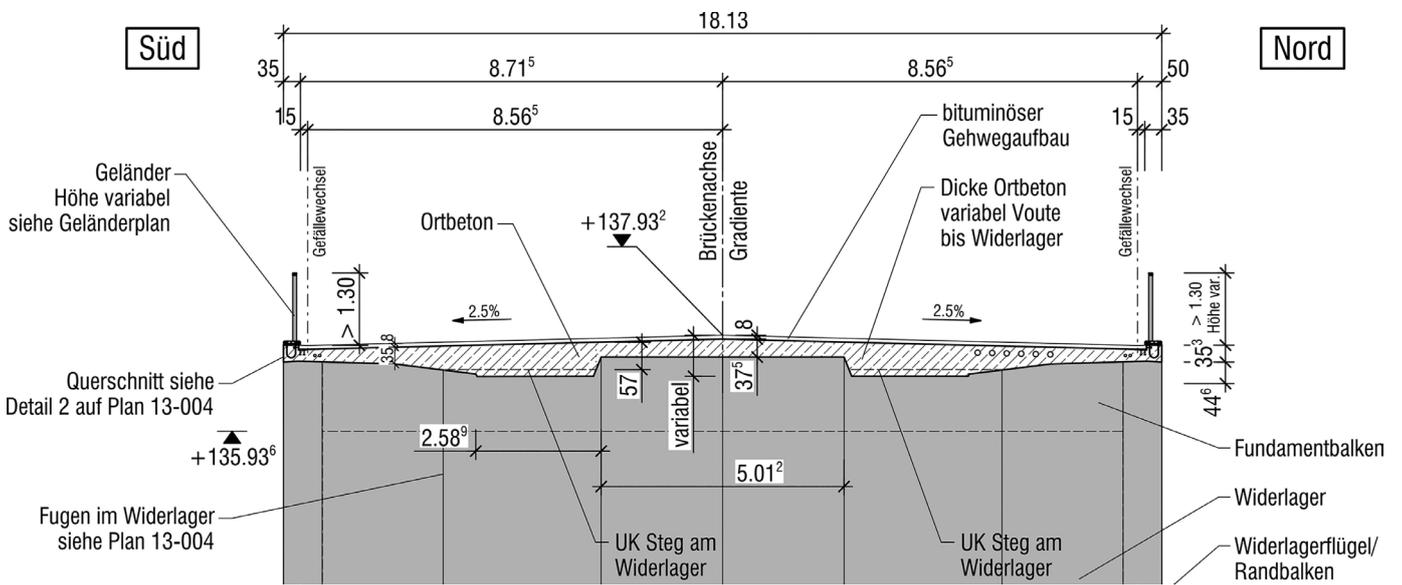


Bild 6 Überbauquerschnitt Übergang zum Widerlager
Cross section deck at the abutment

Bild 5. Nur im Mittelfeld wurde eine Vorspannung angeordnet. Die Randfelder sind ausschließlich betonstahlbewehrt. Zu den Widerlagern hin verjüngen sich die Bauhöhen der Stege fast bis zur reinen Plattendicke, um die Zwangsschnittgrößen an der Einspannung in die Widerlager zu minimieren, Bild 6. Im Mittelfeld weist der Überbau eine maximale Bauhöhe von 0,86 m und am Übergang zu den Widerlagern von 0,57 m auf.

Bedingt durch die Herstellung über den Bahnanlagen mit kurzen Sperrzeiten und knappem Abstand zum Lichtraumprofil der Bahn bestehen die Stege im Mittelfeld aus im Spannbett vorgespannten Betonfertigteilen mit U-förmigem Querschnitt. Nach dem Einheben der Längs- und Quertfertigteile wurden zunächst die längs gerichteten U-Querschnitte ausbetoniert. Nach Errichtung der Schalung für die seitliche auskragende Überbauplatte und der Randfelder wurde in einem finalen Schritt der Ortbeton aller drei Felder ergänzt. Die Randfelder wurden konven-

tionell in Ortbeton auf einem Traggerüst hergestellt. Zu den Widerlagern hin verjüngen sich die Bauhöhen der Stege bis zur reinen Plattendicke, um die Zwangsschnittgrößen in diesem Bereich zu minimieren.

Die geneigten Mittelstützen verjüngen ihre Bauteildicke zu den Gründungen, um die Zwangsschnittgrößen ebenfalls gering zu halten. In der Brückenquerrichtung weiten sich die Stützen zu den Stegen des Überbaus V-förmig auf. Ihre Bauteildicke beträgt am Stützenfuß 0,50 m und am Übergang zum Überbau 0,79 m. Die Geometrie der Knotenbereiche zum Überbau wird im Wesentlichen durch den Platzbedarf für die Bewehrung und die Geometrie der angrenzenden Längsfertigteile bestimmt.

Die Widerlagerwände sind ca. 49° geneigt ausgebildet und besitzen mit den Sprengwerkpfählern eine gemeinsame Pfahlkopfplatte. Am oberen Ende werden die Widerlagerwände zu Auflagerbalken verstärkt, die die

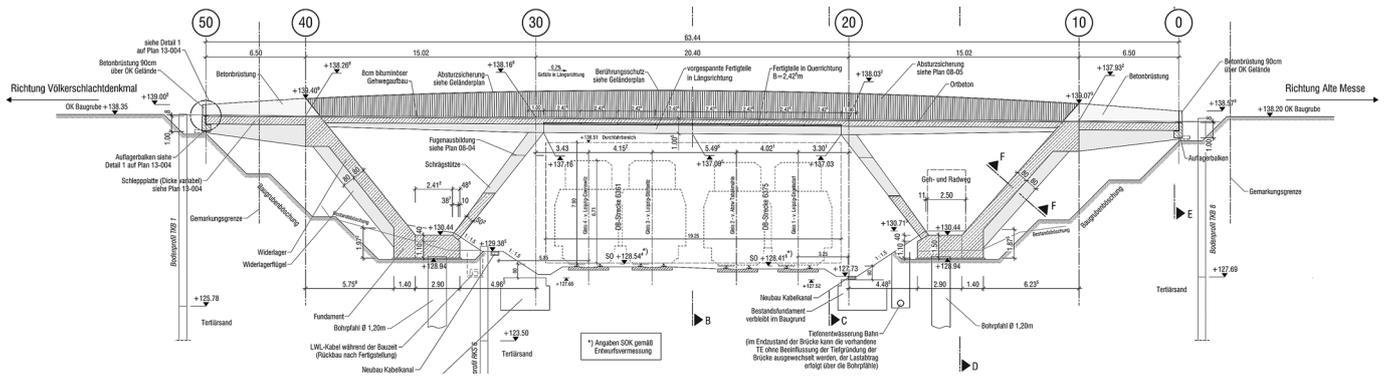


Bild 7 Längsschnitt
Longitudinal section

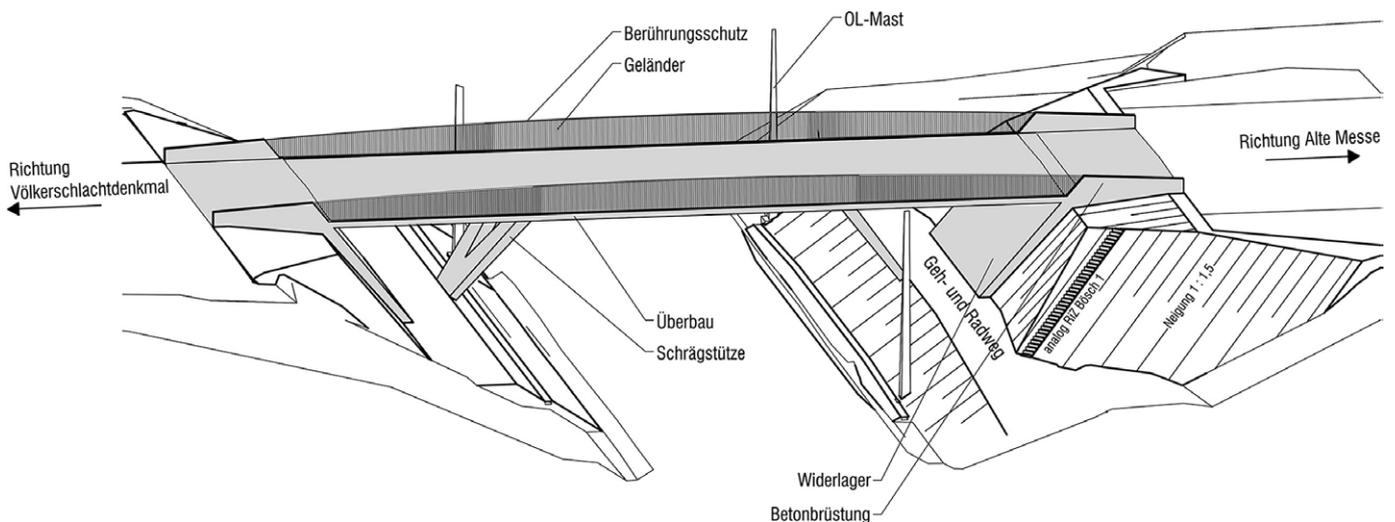


Bild 8 Isometrie Entwurfsphase
Isometry during design stage

Knotenpunkte zum Überbau und zur Schleppplatte bilden, Bilder 7 und 8. Da ein Einbringen und Verdichten der Bauwerkshinterfüllung hinter den geneigten Widerlagerwänden nicht möglich gewesen wäre, sind diese gegen die vorher entsprechend hergestellte Böschung aus bindemittelverbessertem Boden auf einer Sauberkeitsschicht betoniert worden. Im oberen Bereich binden auskragende Flügelwände an die Widerlagerwände, die die aufgehenden Brüstungswände tragen. Zwischen den Flügel- bzw. Brüstungswänden spannt eine horizontal liegende Schleppplatte. Um beiderseits Relativverschiebungen infolge Temperatur zwischen den seitlichen Brüstungen und der Schleppplatte zu vermeiden, sind diese monolithisch verbunden und die Übergangskonstruktionen jeweils am Schleppplattenende angeordnet.

Um ein hohes Verformungsvermögen zu gewährleisten, erfolgt die Gründung beider Widerlager-Stützen-Paare über gemeinsame Pfahlkopflatten auf jeweils vier einreihig angeordneten Ort betonbohrpfählen mit Durchmesser 120 cm. Die Bohrpfähle wurden unter den gemeinsamen Pfahlkopflatten in Brückenlängsrichtung gesehen so platziert, dass sich eine möglichst geringe Biegung in den Pfahlköpfen einstellt. Die Bohrpfähle sind 12 m lang und

tragen ihre Lasten über Mantelreibung und Spitzendruck in den anstehenden Tertiärsand ab.

Zur Betonage der schrägen Stützen und Widerlagerwände kam aufgrund der starken Neigung der Bauteile, einhergehend mit den hohen architektonischen Anforderungen an die Sichtbetonqualität, selbstverdichtender Beton (SVB) zum Einsatz. Aufgrund der hohen Frischbetondrucke, zusätzlich verstärkt durch den SVB-Einsatz, waren im Vorfeld der Entwurfsplanung detaillierte Überlegungen zur Verankerung der Deckelschalung der Widerlagerwände in die zuvor mit bindemittelverbessertem Boden hergestellte Böschung erforderlich. Die an die Widerlager angrenzende übersteile Böschung ist als begrünte Bewehrte-Erde-Konstruktion ausgebildet.

Das aus vertikalen Stahlblechlamellen bestehende Geländer ist als architektonisch gestaltete filigrane Glas-Stahl-Konstruktion ausgebildet. Über dem Gleisbereich ist der Berührungsschutz aus linien- und punktförmig zwischen zwei Lamellenreihen gehaltenen Verbundsicherheitsglasscheiben integriert. Der Obergurt des beidseitig angeordneten Geländers verläuft in leichtem Bogen über die Brücke, beginnend mit einer Höhe von 1,30 m an den

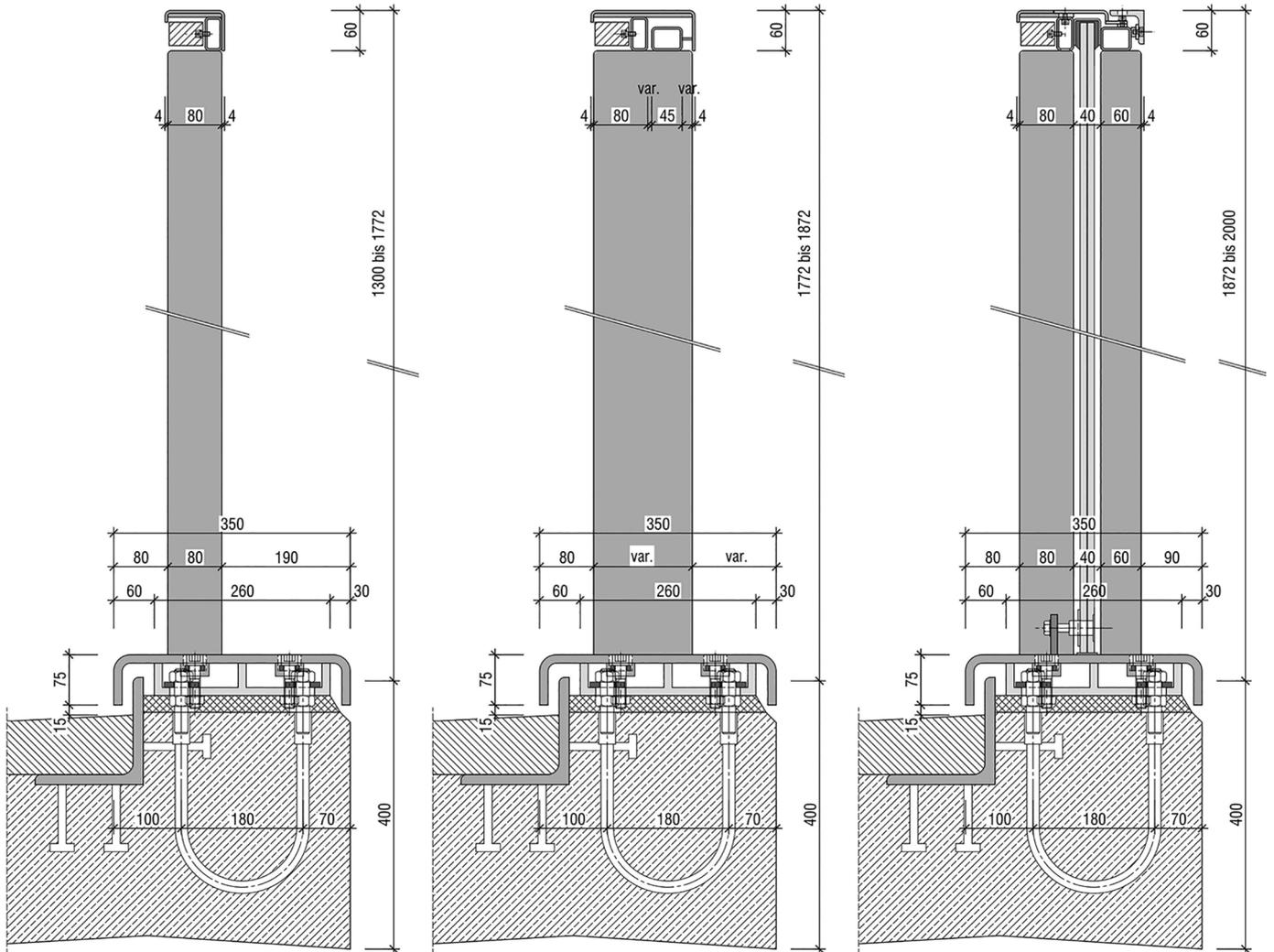


Bild 9 Geländer mit integriertem Berührungsschutz
Railing with integrated touch protection

Widerlagerbrüstungen bis zu ca. 2,00 m in Brückenmitte. Im Bereich des Berührungsschutzes ist ein Teil des Obergurts demontierbar, um die Verbundsicherheits scheiben im Wartungsfall austauschen zu können, Bild 9. Die Fußkonstruktion des Geländers ist zweiteilig aus Montage- und Fußprofil konstruiert. Über das Montageprofil, das zugleich dem Toleranzausgleich dient, erfolgt der Anschluss an den Überbau mithilfe von Betonankern. Auf das Montageprofil wird das Fußprofil montiert, mit welchem die Stahlblechlamellen biegesteif verbunden sind.

Stabelementen. Das Brückendeck wurde durch eine Kombination von Stab- und Schalenelementen abgebildet, um die Querschnittsänderungen der Bauphasen vorteilhaft erfassen zu können. Dazu wurden in der Brückenlängsrichtung die Hauptträger als Stabelemente modelliert und diesen zur Bemessung eine mitwirkende Gurtbreite zugewiesen. Zur Vermeidung von unrealistischen konzentrierten Kraftübertragungen erfolgte die Anbindung der Längsstäbe an die Schalenelemente der Stützen durch Koppellemente über die gesamte Stützen-

3 Berechnung, Bemessung und konstruktive Ausbildung

3.1 Allgemeines zur Berechnung

Als Rechenmodell wurde ein dreidimensionales FE-Modell, kombiniert aus Stab- und Schalenelementen, unter Berücksichtigung aller Systemwechsel während des Herstellungsprozesses verwendet, Bild 10. Widerlagerwände, Stützen, Pfahlkopfplatte, Schleppplatte sowie Brüstungselemente wurden mithilfe von Schalenelementen abgebildet. Die Bohrpfähle bestehen aus elastisch gebetteten



Bild 10 FE-Rechenmodell
FE-model

breite und die Anbindung der Stäbe an die Schalenelemente der Widerlagerwände durch Koppelstäbe über die Breite der mitwirkenden Plattenbreite. Orthotrope Schalenelemente des Überbaus dienen der Querverteilung der Lasten auf die beiden Längsstäbe. Das heißt, die Dehn- und Biegesteifigkeit in Brückenlängsrichtung wurde deaktiviert, um eine Dopplung der Längssteifigkeiten zu vermeiden.

3.2 Besonderheiten Tragstruktur

Aufgrund der Geometrie des Überbaus verhält sich das Tragwerk im Mittelfeld und über den Stützbereichen Achsen 20 und 30 bis ca. Mitte der Randfelder wie ein Plattenbalken. Ab Mitte der Randfelder bis hin zur monolithischen Einbindung in die Widerlager vereinigen sich die Stege zunehmend mit der Überbauplatte, sodass das Tragverhalten in diesen Bereichen dem einer Platte entspricht.

Wegen der bauphasenbedingten mehrfachen Querschnittsänderungen (Wechsel Spannbettfertigteile, Kammerbeton, Ortbeton) im Mittelfeld war es in diesem Bereich von Vorteil, das Tragwerk anhand von Stabelementen mit zugeordneten mittragenden Gurtbreiten abzubilden. Allerdings ist im Bereich der Randfelder eine zutreffende Modellierung durch Stabelemente und das Zuweisen von mittragenden Gurt- und Plattenbreiten nicht mehr praktikabel zu handhaben. Eine alternative Modellierung allein anhand von Schalenelementen scheitert wiederum an den bauphasenbedingten Querschnittsänderungen. Versucht man beide Modelle in einem Modell zu kombinieren, so stellt sich die Frage nach der Lage und der zutreffenden Modellierung des Übergangsbereichs. Schließlich fiel die Entscheidung auf einen praktikablen Kompromiss, die globale Berechnung und Bemessung an zwei unterschiedlichen Modellen durchzuführen, um das Problem des Übergangsbereichs zu umgehen.

Im Modell 1 wurde die gesamte Überbauplatte durch Stabelemente mit zugeordneten Querschnitten unter Berücksichtigung der mittragenden Platten- und Gurtbreite abgebildet. Zur Verteilung der Lasten auf die Stabelemente wurden zusätzlich Schalenelemente zur Abbildung des Überbaus eingesetzt, welche eine Steifigkeit nur in Brückenquerrichtung besitzen. Dieses Modell wurde zur Erfassung der Schnittgrößen und Bemessung für die Bereiche des Mittelfeldes und über den Mittelstützen verwendet. Im Modell 2 wurde die Überbauplatte der Randfelder komplett durch Schalenelemente mit entsprechender Längs- und Quersteifigkeit erfasst, der Bereich des Mittelfelds weiterhin mit Stabelementen analog Modell 1. Mit diesem Modell erfolgte die Berechnung und Bemessung der Randfelder und Übergangsbereiche zu den Widerlagerwänden. Für die lokalen Nachweise der Fahrbahnplatte in der Brückenquerrichtung wurde dann für ein weiteres Modell die Steifigkeit der Schalenelemente in beide Tragrichtungen über den gesamten Überbaubereich von Modell 2 aktiviert sowie deren Eigengewicht zugeschaltet.

Mit der zuvor beschriebenen Modellbildung konnte damit das Tragverhalten des kombinierten Platten-/Plattenbalkentragwerks einschließlich aller Querschnitts- und Systemwechsel sowie der Querschnitts- und Systemumlagerungen aus Kriechen und Schwinden bei der Schnittgrößen- und Spannungsermittlung in praktikabler Weise erfasst werden und eine nachlaufende Bemessung erfolgen. Die Berücksichtigung der Rissbildung zur realistischen Ermittlung der Schnittgrößen und Spannungen infolge Zwangsbeanspruchungen erfolgte durch Abminderung der Steifigkeiten entsprechend den normativen Regelungen.

Über die Bauphasen addieren sich an den oberen Rändern der vorgespannten Betonfertigteile hohe Betondruckspannungen. Aus diesem Grund wurden deren Obergurte mit einer möglichst großen Druckfläche so ausgebildet, dass ein Einbringen des Kammerbetons noch möglich ist. Durch einen hohen Anteil an zusätzlicher Betondruckbewehrung konnte der Einsatz von hochfestem Beton und somit das Erfordernis einer ZiE umgangen werden. Infolge des zusätzlichen Zwischenschritts der Kammerbetonage vor Aufbringen des Ortbetons der Überbauplatte konnten die hohen Betondruckspannungen nochmals etwas reduziert werden.

3.3 Interaktion Boden–Bauwerk

Aufgrund der integralen Bauweise war die Interaktion zwischen Bauwerk und Baugrund zu berücksichtigen. Da die schrägen Widerlagerwände mit den schrägen Pfeilern über gemeinsame Pfahlkopfplatten verbunden sind, liegt an den monolithisch miteinander verbundenen Bauteilen einerseits eine Tiefgründung am Fuß der Widerlager/Pfeiler und andererseits eine Flachgründung der Auflagerbalken am oberen Ende der Widerlagerwände vor. Ebenso mussten die dazwischenliegenden stark geneigten Widerlagerwände als Flachgründung betrachtet und damit elastisch gebettet erfasst werden, da ein Ansatz der Erddrucktheorie unzutreffend wäre. Die Ermittlung der Bettungsfedern erfolgte anhand von Setzungsberechnungen mit oberen und unteren Grenzwerten gemäß RE-ING. Da diese angesetzten Bettungsfedern bereits elastische Differenzsetzungen erfassten, wurden nur eventuell bleibende Verformungen als zusätzliche wahrscheinliche und mögliche Setzungsdifferenzen anhand zusätzlicher Lastfälle angesetzt. Diese Vorgehensweise und die Höhe der zusätzlichen bleibenden Setzungsdifferenzen wurden im Vorfeld mit dem Baugrundgutachter abgestimmt.

3.4 Bauablauf

Aufgrund der vielfachen Querschnitts- und Systemwechsel musste der Bauablauf im Rechenmodell einschließlich der Dauer der Bauphasen zur korrekten Berücksichtigung der Auswirkungen des Kriechens und Schwindens realistisch erfasst werden, da die Abfolge der Herstellung und die zeitlichen Dauern der Bauphasen großen Ein-

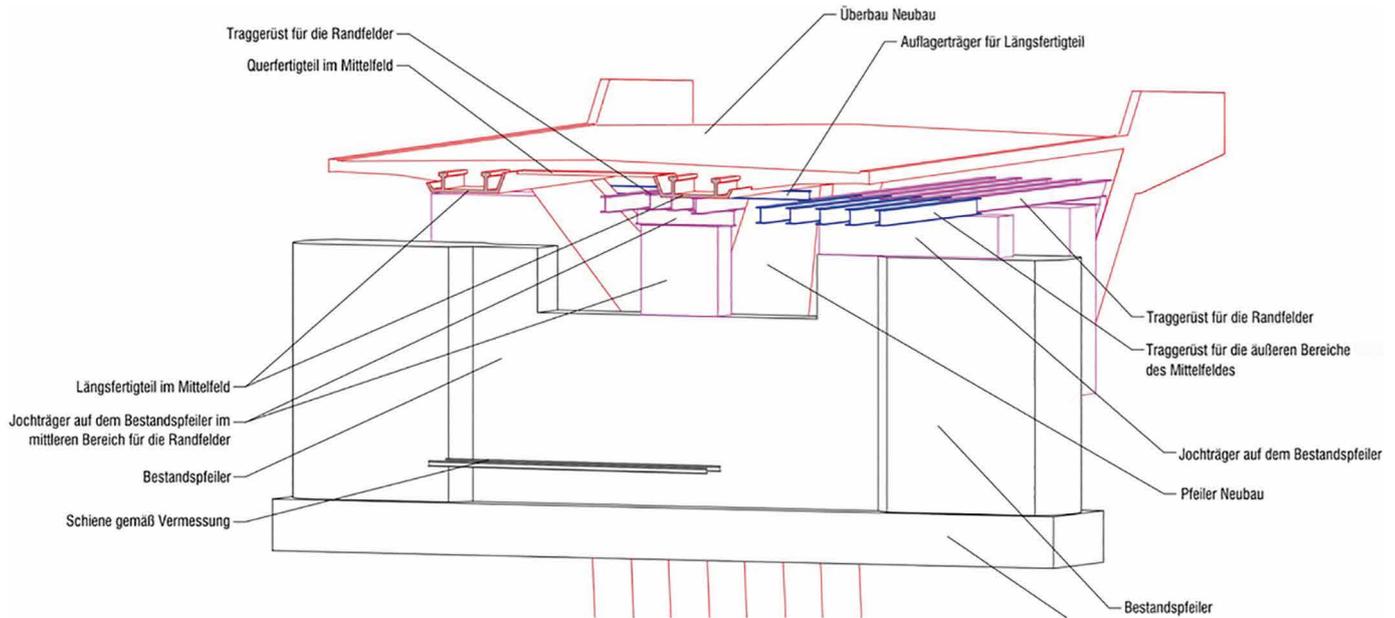


Bild 11 Prinzip Nutzung Bestandspfeiler und Traggerüst
Principle use of old pier and falsework

fluss auf Schnittgrößen, Spannungen und Verformungen haben. Der vorgegebene Bauablauf und die zeitlichen Dauern waren dann bei der Herstellung entsprechend einzuhalten. Im Zuge des Bauwerksentwurfs wurden verschiedene Herstellabfolgen betrachtet, um ein Optimum zwischen Beanspruchungen im Tragwerk und geeigneter Herstellung zu finden.

Neben den zuvor genannten Einflüssen hat die mögliche Rissbildung in den nicht vorgespannten Randfeldern und den anschließenden Stützen und Widerlagerwänden einen großen Einfluss auf die Überhöhungsberechnung. Da die elastischen und zeitabhängigen Materialeigenschaften sowie auch die risserzeugenden Lasten und deren Zeitpunkt der Einwirkung erheblichen Streuungen unterliegen, lässt sich letztlich nur eine praktikable ingenieurmäßige Abschätzung treffen. Die Größenordnungen der Auswirkungen einer möglichen Rissbildung wurden mit verschiedenen Szenarien am Rechenmodell untersucht, um zu einer praktikablen Abschätzung zu kommen. Die Erfahrung, dass unter anderem schwere Baugeräte und Fahrzeuge auf dem Überbau während der Bauphase zu einer zeitigen Rissbildung führen können, hat sich auch im vorliegenden Fall bestätigt. Wie weit man sich schließlich bei der Festlegung der Ergebnisse auf die sichere Seite begibt, hängt unter anderem davon ab, ob die Verformungen lediglich Einfluss auf das Erscheinungsbild oder auch auf einzuhaltende Lichtraumprofile unter der Brücke haben.

4 Herstellung und Bauausführung

Es wurde entschieden, zur Errichtung der neuen Brücke die alten Unterbauten der Brücke als Baubehelf und Abgrenzung zu den Anlagen der DB AG zu verwenden. Dabei dienten die alten verbliebenen Widerlagerteile als

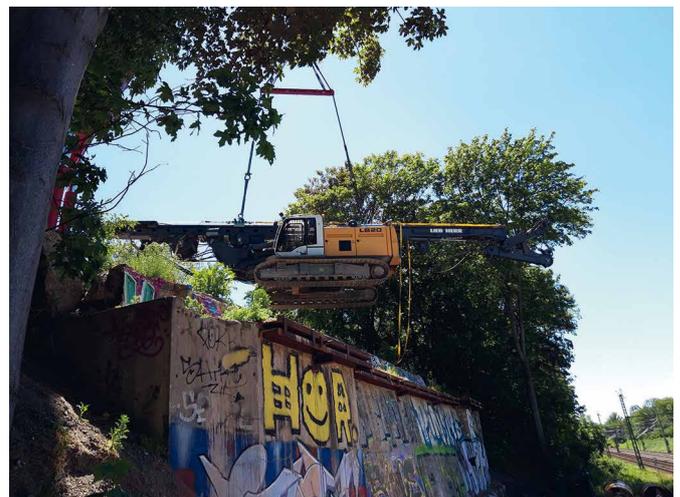


Bild 12 Einhub des Bohrgeräts über die alte Widerlagerwand hinweg
Lifting of the drilling rig over the old abutment wall

Baugrubenverbau, Bild 11. Eine große geböschte Baugrube mit Zufahrtsrampe für Baugeräte konnte zumindest auf der Parkseite wegen der angrenzenden denkmalgeschützten Baumbestände nicht errichtet werden. Die alten massiven Pfeilerscheiben dienten als Anprallschutz sowie Auflager für Traggerüst und Fertigteilträger zugleich. Aus diesem Grund wurden zunächst nur der alte Überbau und die Pfeiler der alten Brücke bis auf eine zuvor festgelegte Abbruche Ebene in einer vorlaufenden Abbruchmaßnahme zurückgebaut.

Zunächst erfolgte die Herstellung der Bohrebenen und Ort betonbohrpfähle im Schutz der alten Widerlagerwände und Pfeilerscheiben. Das Bohrgerät wurde mithilfe eines Mobilkrans eingehoben. Die Zuwegung zur Baugrube für die leichteren Erdbaugeräte erfolgte über eine seitliche Rampe. Zum Einheben des Bohrgeräts mittels

Mobilkran wurden die Brunnengründungen zum Abstützen der Kranpratzen, die bereits für den Abbruch des alten Überbaus errichtet wurden, verwendet, Bild 12. Hierzu erfolgte bereits in der frühen Planungsphase eine Abstimmung mit dem Abbruchplaner zu Geometrie und Lasten für die Brunnengründungen.

Parallel zur Herstellung der Pfahlkopfplatten erfolgten dann der Rückbau der alten Widerlagerwände sowie die Vorbereitung der Böschungen zur Herstellung der neuen Widerlagerwände und der seitlich angrenzenden Bewehrte-Erde-Konstruktion. Wegen der übersteilen Böschungen hinter den Widerlagern war der Einbau eines bindemittelverbesserten Bodengemischs erforderlich.

Zur Erzielung einer Sichtbetonqualität in Sichtbetonklasse 3 im Zusammenspiel mit dem Einsatz von selbstverdichtendem Beton SVB erfolgten im Vorfeld zur Betonage der Pfeiler und Widerlagerwände mehrere Probeteto-

nagen an einem die Bauteilgeometrie und Einbausituation widerspiegelnden, um 45° geneigten Musterbauteil. Bei den Probetetonagen sollte das Einbringen, Verdichten und Nachbehandeln des Musterstücks in der gleichen Art und Weise wie bei der Herstellung der eigentlichen Pfeiler und der Widerlagewände erfolgen. Hauptaugenmerk dieser Probetetonagen war die Einstellung der Frischbetoneigenschaften auf das Einbringen und die korrekte Entlüftung unterhalb der geneigten Deckelschalung des SVB zur Vermeidung von Luftporen sowie die Abstimmung zwischen Schalhaut, Schalöl und Betonrezeptur.

Das Einbringen des Betons erfolgte mit Schlauch im Kontraktorverfahren anstatt durch Pumpen über Einfüllstutzen von unten. Um die Bildung einer Elefantenhaut zwischen den einzelnen Einbauchargen zu vermeiden, wurde der Beton stetig ohne Unterbrechung eingebracht.

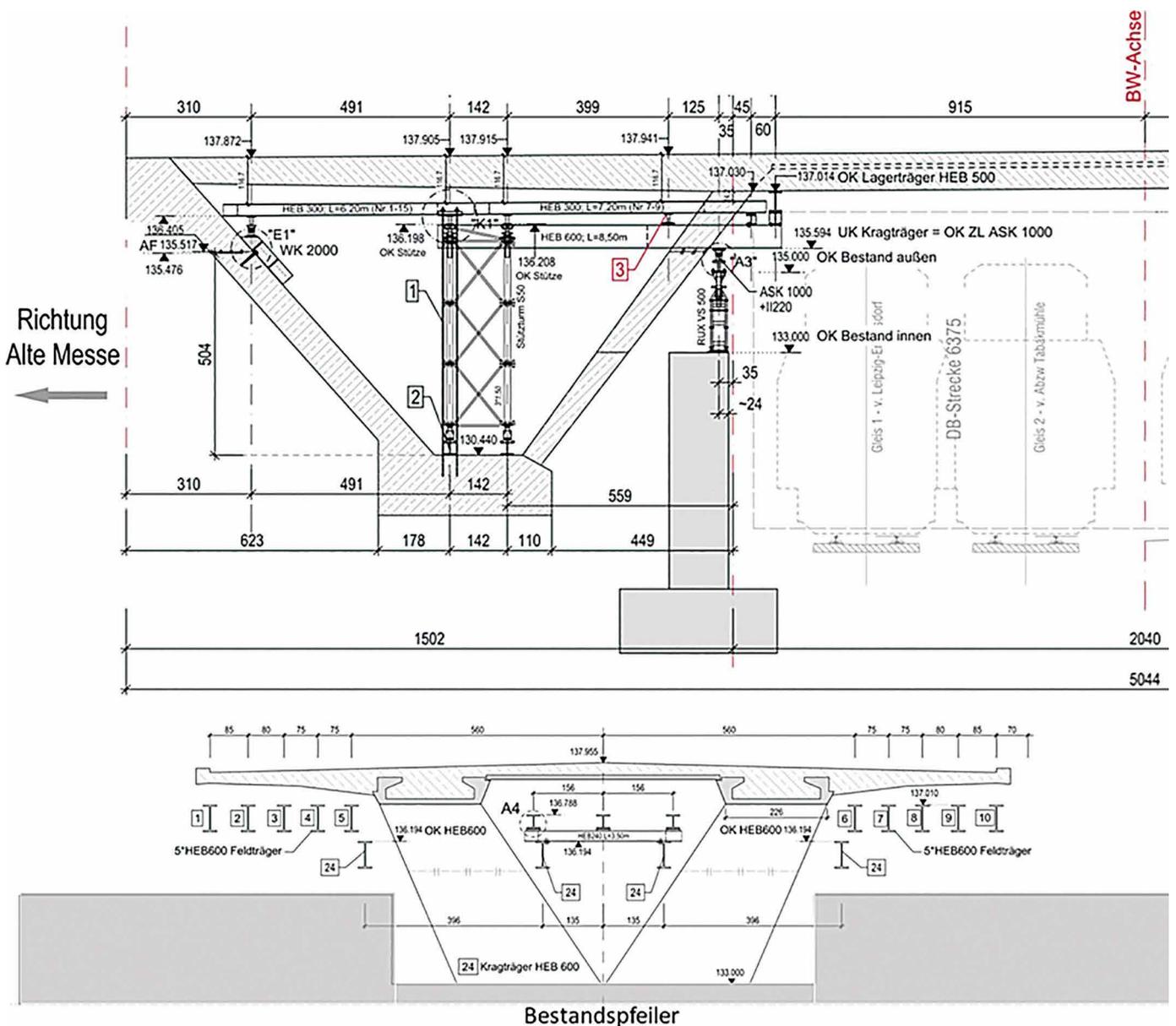


Bild 13 Traggerüst Randfeld und Auflager Fertigteile Mittelfeld
Falsework side span and support for precast elements midspan

Die beim Betonieren mit SVB entstehenden sehr hohen Schalungsdrücke auf die Deckelschalung der Widerlagerwände mussten in die Böschungen zurückverankert werden. Um den Aufwand für die erforderliche Verankerung gering zu halten, wurden die Widerlagerwände in drei Abschnitten über die Höhe hergestellt. Da sich bei SVB an der Oberfläche eine Elefantenhaut bildet, ist diese vor der anschließenden Betonage des Folgeabschnitts abzuarbeiten. Dazu wurde der vorangegangene Betonierabschnitt ca. 5 cm über die für die Arbeitsfuge vorgesehene Trapezleiste hinaus betoniert und anschließend genau bis zur Trapezleiste abgearbeitet, wobei im Randbereich die Fuge geschnitten wurde, um ein ausgefranztes Fugenbild zu vermeiden.

Die Betonage der Pfeiler erfolgte im Schutz der alten Bestands Pfeiler. Die Abstützungen der geneigten Schalung wurden zu einem mit der Bemessung abgestimmten Zeitpunkt entfernt, sodass diese später freistehend mit dem nachfolgend herzustellenden Überbau verbunden werden konnten. Lasten aus Überbaufertigteilen oder Traggerüst wurden nicht auf den geneigten Pfeilern abgesetzt.

Aufgrund des sehr geringen Abstands zur Oberleitungsanlage hätte der Überbau über dem Gleisbereich mit einem überhöhten Lehrgerüst hergestellt und später abgesenkt werden müssen, Bild 13. Um dies, einhergehend mit vielen erforderlichen Bahnsperrenpausen und dem

hohen Aufwand infolge der integralen Bauweise, zu vermeiden, besteht der Überbau im Mittelfeld aus U-förmigen, nachträglich mit Ortbeton gefüllten Spannbettfertigteilen. Der Raum zwischen den beiden Längsfertigteilen wird mit Quertfertigteilen überspannt, um auch hier den Ausbau des Lehrgerüsts mit Schalung im Oberleitungsbereich zu vermeiden. Die seitlichen Kragarmbereiche wurden auf Lehrgerüst hergestellt, da hier das Lehrgerüst/Schalung später nach außen zwischen Überbau und Oberleitung herausgezogen werden konnte. Die Herstellung der Randfelder erfolgte konventionell auf Lehrgerüst. Die Bestands Pfeiler der alten Brücke dienten als Anprallschutz sowie Auflagerung für Lehrgerüst und Längsfertigteile.

Das zur Herstellung der FT-Träger sehr breite Spannbett war nur bei sehr wenigen Fertigteilherstellern verfügbar, was schlechte Verfügbarkeit und einen hohen Preis bedingte. Schließlich einigte man sich mit der ausführenden Firma auf eine Teilung der FT-Träger in zwei direkt parallel aneinanderliegende U-Träger, was sich hinsichtlich Preis, Verfügbarkeit, Transport und Einhub als günstig erwies.

Der Einhub der FT-Träger erfolgte wiederum unter Nutzung der bereits vorhandenen Kranpratzenfundamente, die im Vorfeld mit dem Abbruchplaner abgestimmt wurden, Bild 14. Der Abbruch der alten Bestands Pfeiler unter der neuen Brücke erfolgte durch Hydraulikbagger mit Anbaufräsen.



Bild 14 Verlegen der Fertigteile
Lifting of the precast elements

5 Schlussbemerkung

Mit der neuen Messebrücke Leipzig wurde ein modernes, elegantes und dynamisch wirkendes Bauwerk mit hohem Wiedererkennungswert geschaffen, das sich harmonisch und feinsinnig in sein Umfeld einfügt, Bilder 15 und 16. Durch die integrale Bauweise ohne Fugen und Lager konnte die Stadt Leipzig ein nachhaltiges, hochwertiges und langlebiges Bauwerk mit geringen Unterhaltungskosten, aber hohem gestalterischem Anspruch realisieren. Indem die gesamte Planung einschließlich der Bauüberwachung durch denselben Planer erfolgte, wurde die bau-

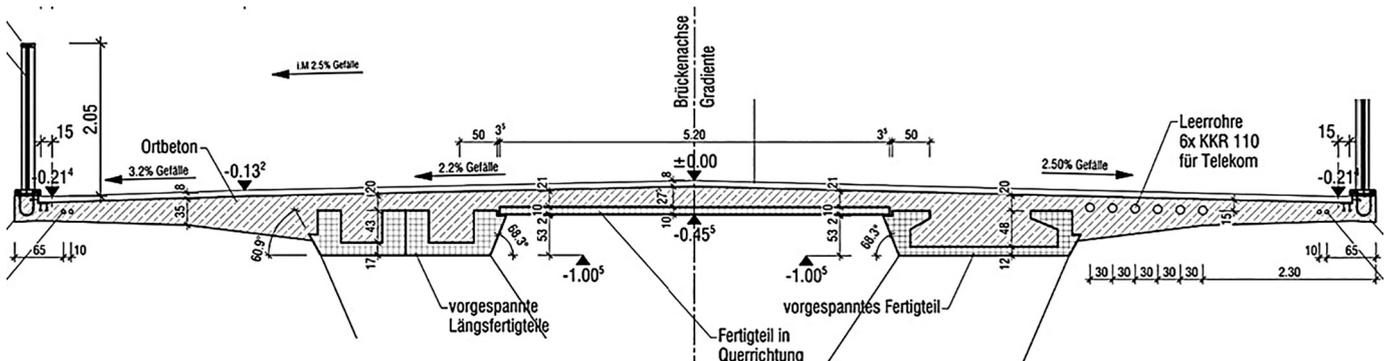


Bild 15 Vergleich FT Träger; zwei Fertigteile links und ein Fertigteil rechts
Comparison PC-girder; two elements left and one element right



Bild 16 Fertiggestelltes Bauwerk
Completed bridge

liche Umsetzung dieses technisch anspruchsvollen Bauwerks mit seinem hohen gestalterischen Anspruch reibungslos umgesetzt.

Dank

Die Autoren bedanken sich bei der Abteilung Brückenbau und -unterhaltung des Verkehrs- und Tiefbauamtes der Stadt Leipzig für die sehr gute und vertrauensvolle Zusammenarbeit und Unterstützung in der Planungsphase und während der Umsetzung dieses besonderen und anspruchsvollen Brückenbauwerks.

Tab. 1 Wichtigste Beteiligte
Main participants

Planung und Bauüberwachung	König und Heunisch Planungsgesellschaft Leipzig mbH
Auftraggeber	Verkehrs- und Tiefbauamt der Stadt Leipzig, Abteilung Brückenbau und -unterhaltung
Ausführende Baufirmen	Glass Ingenieurbau Leipzig
Traggerüst	Röro Traggerüste, Zwenkau
Prüfingenieur	Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach, Curbach Bösche Ingenieurpartner Dresden

Autoren



Dipl.-Ing. Dr. techn. Michael Reichel
(Korrespondenzautor)
reichel@khp-leipzig.de
König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH
Leipzig
Sebastian-Bach-Straße 4–6
04109 Leipzig



Dipl.-Ing. Rüdiger Langkabel
langkabel@khp-leipzig.de
König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH
Leipzig
Sebastian-Bach-Straße 4–6
04109 Leipzig



M.Sc. Dipl.-Ing. (FH) Jörg Sander
sander@khp-leipzig.de
König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH
Leipzig
Sebastian-Bach-Straße 4–6
04109 Leipzig

Zitieren Sie diesen Beitrag

Reichel, M.; Langkabel, R.; Sander, J. (2022) *Schlankes und elegantes integrales Brückenbauwerk in Leipzig – die neue Messebrücke*. Beton- und Stahlbetonbau 117, H. 9, S. 15–25.
<https://doi.org/10.1002/best.202200070>

Brückennachrechnung mit erweiterten Nachweisen zur Querkrafttragfähigkeit im Haupttragsystem

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue zur Vollendung seines 65. Lebensjahrs gewidmet

Die ungünstige Altersstruktur der Bundesfernstraßen in Deutschland und die erhebliche Zunahme des Güterverkehrs sind die wesentlichen Gründe für den allgemein schlechten Gesamtzustand zahlreicher Brückenbauwerke. Zusätzlich ergeben sich durch die Weiterentwicklung der Normen in Verbindung mit den Eurocodes häufig rechnerische Defizite. Genauere Nachweisformate bietet die Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie an, die 2011 erstmals erschienen ist und 2015 ergänzt wurde. Neuere Erkenntnisse zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonbrücken mit geringen Querkraftbewehrungsgraden im Bereich von $\rho_{w,min}$ bilden die Grundlage für die 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie, die in der BEM-ING Teil 2 erscheinen wird. Zur Bewertung der Querkrafttragfähigkeit des Hauptsystems wird ein erweitertes Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil eingeführt, das im Folgenden erläutert und anhand von zwei Fallbeispielen vorgestellt wird.

Stichworte Spannbeton; Bestandsbrücken; Querkraftnachrechnung; verfeinertes Fachwerkmodell; geringe Querkraftbewehrungsgrade; Beispielberechnung

Shear strength assessment of bridge girders using refined design approaches

The unfavourable age structure of bridges of the federal highway system in Germany and the considerable increase in goods traffic are the main reasons for the generally poor overall condition of numerous bridge structures. In addition, the further development of the standards in connection with the Eurocodes often results in computational deficits. More precise verification formats are offered by Level 2 of the assessment guideline, which was first published in 2011 and extended in 2015. Recent findings on the shear behaviour of prestressed concrete bridges with low shear reinforcement ratios in the range of $\rho_{w,min}$ form the basis for the 2nd extension to the assessment guideline, which will appear in BEM-ING Part 2. For the evaluation of the shear capacity of the main system, an extended truss model with additive concrete contribution is introduced, which is explained in the following and presented by means of two case studies.

Keywords prestressed concrete; existing bridges; shear evaluation; refined truss model; small shear reinforcement ratios; worked example

1 Einleitung

Der Großteil der Bundesfernstraßen in Deutschland wurde in der Ausbauphase des Autobahnnetzes zwischen 1960 und 1980 gebaut [1, 2]. Bei der Nachrechnung bestehender Brückenbauwerke werden heute oft rechnerische Defizite festgestellt, die sich häufig auf Verkehrssteigerungen [3] und strengere normative Anforderungen bzw. im Laufe der Jahre veränderte Bemessungsverfahren zurückführen lassen [4, 5]. Zur Verlängerung der verbleibenden Nutzungsdauer der Bestandsbrücken mit rechnerischen Defiziten können verfeinerte Bemessungsansätze Abhilfe schaffen, die höhere rechnerische Tragfähigkeiten erlauben. Diese Bemessungsansätze sind derzeit in der Nachrechnungsrichtlinie (NRR) [6, 7] bzw. demnächst in der BEM-ING Teil 2 [8] geregelt.

Die auf den Regelungen in den DIN-Fachberichten (DIN-FB) [9, 10] basierende NRR ist erstmals im Jahr 2011 erschienen. Die Hintergründe hierzu sind z. B. in [11–13] zu finden. Die NRR darf für Brückenbauwerke angewandt werden, die nicht nach aktuell gültigen Normen geplant bzw. errichtet wurden, und beinhaltet ein vierstufiges Verfahren zur Nachrechnung, Bild 1. Die Stufe 1 der NRR stellt den Ausgangspunkt und somit die Standardberechnung auf Basis der DIN-Fachberichte dar.

In Stufe 2 sind erweiterte Bemessungsansätze im normativen Format geregelt, in Stufe 3 basiert die Bemessung auf ergänzenden Messungen am Bauwerk und in Stufe 4 ist eine Nachweisführung unter Einbeziehung wissenschaftlicher Methoden zugelassen. In Stufe 2 sind u. a. Modifikationen in der Querkraft- und Torsionsbemessung bei Bestandsbrücken in Massivbauweise erlaubt, die in alten Normengeneration festgeschrieben waren (DIN 4227 vor 2003). Die Anwendung wissenschaftlicher Verfahren in Stufe 4 erfordert die Abstimmung mit der zuständigen obersten Baubehörde. Neben entsprechenden Erfahrungen des Anwenders ist sicherzustellen, dass die verfahrensspezifischen Anwendungsgrenzen eingehalten und das erreichbare Sicherheitsniveau sinnvoll ermittelt wird. Auch die Ergebnisse einer Brückennachrechnung nach Stufe 4 sollten durch eine unabhängige Vergleichsberechnung eines mit komplexen Standsicherheitsnachweisen vertrauten Prüfenieurs überprüft werden.

Nach Prüfung und Bewertung der Ergebnisse einer Brückennachrechnung erfolgt eine Einteilung in die Nachweisklassen A bis C. Für eine Einordnung in Nachweisklasse A ist sowohl die Tragfähigkeit als auch die Gebrauchstauglichkeit gemäß Stufe 1 ohne Einschränkungen nach den geltenden Neubauregeln nachzuweisen. Kann ein Brückenbauwerk nach den Stufen 2–4 ohne Nut-

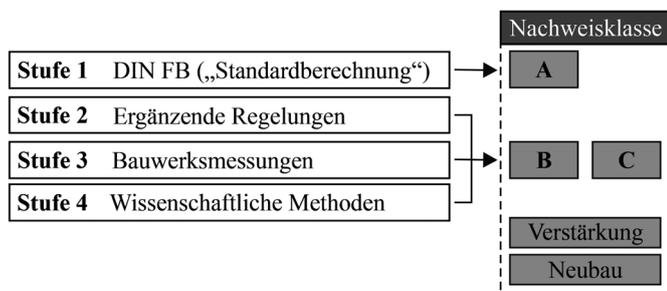


Bild 1 Vierstufiges Verfahren der deutschen NRR zur Bewertung der Standsicherheit von Brückenbauwerken im Bundesbestand
Four level procedure of the German Bridge assessment guideline to evaluate the structural performance of existing federal bridges in Germany

zungseinschränkungen hinsichtlich der Tragfähigkeit nachgewiesen werden, erfolgt eine Einordnung in die Nachweisklasse B. Sind die Nachweise in den Stufen 2–4 nur unter Verwendung eines geringeren Lastniveaus zu erbringen, ist die Bestandsbrücke in Nachweisklasse C einzuordnen und es sind entsprechende Nutzungsaufgaben (z. B. LKW-Gesamtwichtsbeschränkung oder Fahrstreifensperrung) vorzusehen, um das geringere Lastniveau der Bemessung sicherzustellen.

2015 wurde die NRR zum ersten Mal an den aktuellen Stand der Erkenntnisse angepasst [7], indem die Ergebnisse eines BAST-Forschungsvorhabens [14–16] zur Modifikation bestehender Bemessungsansätze herangezogen wurden. Sie basierten einerseits auf Forschungsergebnissen und andererseits auf Erfahrungen aus Nachrechnungen und Gutachten zur Bewertung von Bestandsbrücken. Die seit der 1. Ergänzung gewonnenen Erkenntnisse aus Nachrechnungen von Spannbetonbrücken mit bestandstypischen Merkmalen und neuere Erkenntnisse aus verschiedenen Forschungsvorhaben (z. B. [17–28]) bilden die wesentliche Grundlage für die 2. Ergänzung der NRR bzw. die BEM-ING Teil 2. Nachfolgend werden die bisherigen Regelungen für die Querkrafttragfähigkeit des Längssystem nach aktueller Normung sowie den Regelungen der NRR und ihrer 1. Ergänzung zusammengefasst und die Erweiterungen für die 2. Ergänzung vorgestellt.

2 Querkraftbemessung für Bauteile mit Querkraftbewehrung

2.1 DIN-Fachbericht 102 und EC2

Dem Querkraftbemessungsansatz für Bauteile mit Querkraftbewehrung nach EC2 [29] liegt ein Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung zugrunde. Dabei kann der Druckstrebenwinkel innerhalb vorgegebener Grenzen frei gewählt werden (Plastizitätstheorie). Im Gegensatz dazu ist nach Nationalem Anhang für Deutschland [30] für Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung, wie nach DIN-FB 102 [10], ein Fachwerkmodell mit Rissreibung [31] anzuwenden, Bild 2. Da über die

Schubrisse hinweg Kräfte durch Rissreibung übertragen werden, stellt sich ein Druckstrebenwinkel θ ein, der flacher als der Risswinkel β_r geneigt ist. Der Winkel θ ist dabei in Abhängigkeit von den auftretenden Quer- und Normalkräften definiert. Aufgrund des unterschiedlichen Rissverhaltens von Bauteilen ohne und mit Querkraftbewehrung entspricht der Betontraganteil beim Nachweis für Bauteile mit Querkraftbewehrung ($V_{Rd,c}$ nach DIN-FB 102 und $V_{Rd,cc}$ nach EC2) nicht der Biegeschubtragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung ($V_{Rd,ct}$ nach DIN-FB 102 und $V_{Rd,c}$ nach EC2).

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit umfasst sowohl den Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit $V_{R,max}$ als auch den Nachweis der Zugstreben $V_{R,s}$. Bei Bauteilen mit niedrigen Querkraftbewehrungsgraden tritt überwiegend ein rechnerisches Versagen der Zugstreben ein, da die Druckstrebentragfähigkeit aufgrund der Mindestwerte der Druckstrebenneigung nicht voll ausgenutzt wird. Weitergehende experimentelle Untersuchungen ergaben, dass nach dem teilweisen Ausfall der Rissreibung Umlagerungen auf andere Traganteile stattfinden. Insbesondere bei Bauteilen mit geringen Schubbewehrungsgraden ergibt sich dadurch aus dem Fachwerkmodell mit Rissreibung eine Unterschätzung der Traglast [32–34].

2.2 Zusätzliche Regelungen in der Nachrechnungsrichtlinie für Querkraft

2.2.1 Anpassung des Druckstrebenwinkels für das modifizierte Fachwerkmodell mit Rissreibung

Bei Brückennachrechnungen in Stufe 2 darf der minimal zulässige Druckstrebenwinkel unter bestimmten Voraussetzungen auf $21,8^\circ$ ($\cot\theta = 2,5$) bzw. $18,4^\circ$ ($\cot\theta = 3,0$) verringert werden (anstatt 30° , $\cot\theta = 7/4$). Auf Basis aktueller Erfahrungswerte aus der Nachrechnung von Spannbetonbrücken mit geringen Querkraftbewehrungsgraden ist jedoch bekannt, dass eine Verringerung des Druckstrebenwinkels θ infolge zusätzlicher Begrenzungen im Bemessungsansatz nach [31] in der Regel nicht möglich ist und sich daher nur eine geringe Steigerung der Querkrafttragfähigkeit ergibt.

2.2.2 Hauptzugspannungsnachweis

In der Ergänzung [7] der NRR [6] wurde der Hauptzugspannungsnachweis bei der Nachweisführung gegen Querkraft für statische und ermüdungswirksame Beanspruchungen ergänzt [14–16]. Für eine im GZT berechnete Schnittgrößenkombination kann so die Berechnung der Hauptzugspannungen in einem Nachweischnitt jeweils in verschiedenen Abschnitten entlang der Querschnittshöhe erfolgen. Die maximalen Werte der Hauptzugspannung $\sigma_{I,Ed}$ können für verschiedene Leiteinwirkungen der Schnittgrößen (N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} , T_{Ed}) auftreten.

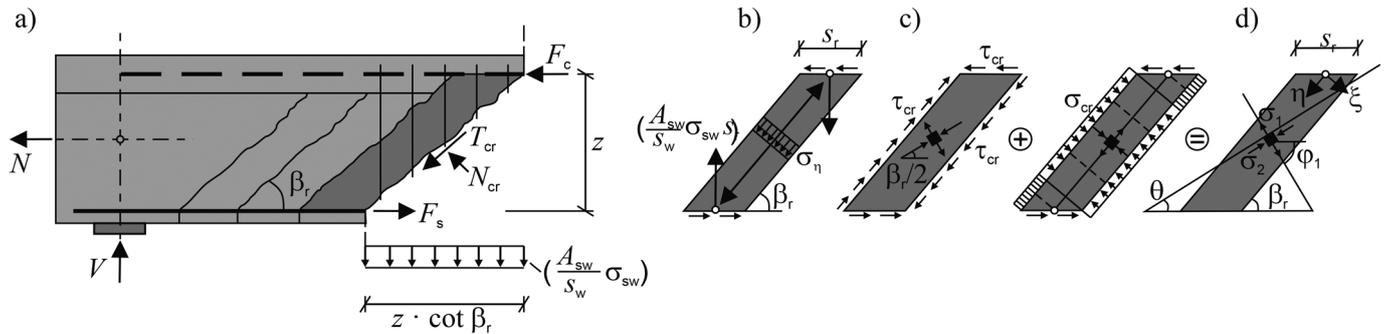


Bild 2 Einfluss der Rissreibung auf den Druckstrebenwinkel θ bei einem querkraftbewehrten Stahlbetonbalken nach [31]: a) Darstellung der Kräfte an entlang des Schubrisses im Winkel β_r ; b)-d): Spannungszustände im Beton und zwischen den Rissen
 Principle of aggregate interlock influencing the strut angle θ in a beam with shear reinforcement acc. to [31]: a) forces along a shear crack at an angle β_r , b)-d) stress states in the concrete and between the cracks

2.3 Erweitertes Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil für die 2. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie

2.3.1 Hintergrund

Zur Bewertung älterer Brücken mit z. B. nach heutiger Definition unzureichender Mindestquerkraftbewehrung sind erweiterte Bemessungsmodelle erforderlich. Zur Klärung offener Fragen wurden in einem Forschungsvorhaben ergänzende experimentelle und theoretische Untersuchungen durchgeführt [27]. Hierfür wurden unter anderem Versuche an elf großformatigen Spannbetondurchlaufträgern an der RWTH Aachen [35] und TU Dortmund [36] sowie elf kurzen Spannbetonsträgerabschnitten (Substrukturversuche) an der TU München [37] durchgeführt, um das Tragverhalten von Durchlaufsystemen unter Querkraftbeanspruchung und teilweise zusätzlicher Torsion zu untersuchen. Dabei wurde u. a. festgestellt, dass sich bei Spannbetonsträgern mit kleinen Querkraftbewehrungsgraden ($\rho_{w,vorh} < \rho_{w,min}$) deutlich höhere Querkrafttragfähigkeiten ergeben, als rechnerisch über das Fachwerkmodell ermittelt werden. Dieses Erkenntnis wird auch durch die Untersuchungen von Huber et al. bestätigt [38–40]. Daher wurde ein erweitertes Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil hergeleitet, das die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonsträgern mit geringem Bügelbewehrungsgrad präziser abbilden kann als aktuelle Ansätze mit einem reinen Fachwerkmodell [17]. Weiterhin wurde ein Ansatz zur Anrechenbarkeit von Spanngliedern auf die Torsionslängsbewehrung formuliert [41] und es wurden Möglichkeiten zur rechnerischen Anwendbarkeit von heute nicht mehr zulässigen Bügelformen in Bestandsbrücken vorgeschlagen [28].

Versuchskörper mit geringen Querkraftbewehrungsgraden weisen beim Versagen einzelne Schubrisse auf anstelle eines gleichmäßig verteilten Schubrisssbilds, das für Bauteile mit höheren Schubbewehrungsgraden typisch ist. Zudem verläuft dieser Schubrisse oft nicht gerade, sondern gekrümmt (z. B. [42, 43]). Dies ist ein typisches Merkmal für das Querkraftversagen von Bauteilen ohne

Querkraftbewehrung. Versuche an Spannbetonsträgern belegen, dass die Querkrafttragfähigkeit besser beschrieben werden kann, wenn die über die Spannweite veränderlichen Druckzonenhöhen berücksichtigt werden [44–46]. Diese und andere Beobachtungen aus experimentellen Untersuchungen [47, 48] bestätigen, dass ein kontinuierlicher Übergang des Tragverhaltens von Trägern ohne zu Trägern mit geringer Querkraftbewehrung existiert [49]. Für den additiven Betontraganteil im erweiterten Fachwerkmodell für die Erweiterung der NRR [27] wurde der bisherige Ansatz für die Biegeschubtragfähigkeit aus dem DIN-Fachbericht 102 übernommen. Der Berechnungsablauf für Bauteile mit geringen Querkraftbewehrungsgraden entsprechend den Gln. (1) bis (9) ermöglicht einen kontinuierlichen Übergang von Bauteilen ohne zu Bauteilen mit Querkraftbewehrung bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Bestandsbrücken. Details zu den Hintergründen und den zugrunde liegenden experimentellen Untersuchungen, die an der RWTH Aachen durchgeführt wurden, können bspw. [17] entnommen werden.

2.3.2 Bemessungsansatz

Die Gesamtquerkrafttragfähigkeit ergibt sich als Summe der Biegeschubtragfähigkeit eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung und einem Traganteil der Querkraftbewehrung nach Gl. (1) zu:

$$V_{Rd,sy} = V_{Rd,ct} + \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot \beta_r \leq V_{Rd,max} \quad (1)$$

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,ct}$ beträgt nach Gl. (2):

$$V_{Rd,ct} = k_{ct} \cdot \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,15 \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

der durch den Mindestwert $V_{Rd,ct,min}$ nach Gl. (3) begrenzt ist.

$$V_{Rd,ct,min} = k_{ct} \cdot [v_{min} - 0,15 \sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d \quad (3)$$

Hierbei ist $k_{ct} = 1,0 + 0,3 \frac{\rho_{w,prov}}{\rho_{w,min}} \leq 1,3$ ein Duktilitätskoeffizient, $\rho_{w,prov}$ der vorhandene Querkraftbewehrungsgrad und $\rho_{w,min}$ der Mindestwert für den Querkraftbewehrungsgrad nach DIN-FB 102. Durch den Faktor k_{ct} wird zum einen das duktilere Verhalten von Bauteilen mit Querkraftbewehrung berücksichtigt und zum anderen der Übergang zwischen den unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten für sprödes und duktileres Versagen kontinuierlich definiert.

Der Höchstwert von Gl. (2) wird durch die nachfolgende Gl. (4) gebildet:

$$V_{Rd,ct,max} \leq 0,2 \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \quad (4)$$

Die einzelnen Parameter ergeben sich entsprechend den Regelungen in DIN-FB 102 [10].

Der rechnerische Schubbrisswinkel β_r darf in den nachfolgend angegebenen Grenzen nach Gl. (5) gewählt werden:

$$\frac{4}{7} \leq \cot \beta_r = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,2 + \frac{f_{cd}}{70 \rho_{w,prov} \cdot f_{yd}} - 1,4 \sigma_{cd} / f_{cd} \\ 3,0 - 10 \frac{V_{Rd,ct}}{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}} \\ 2,25 \end{array} \right. \quad (5)$$

Die Druckstreben­tragfähigkeit ist für Bauteile mit rechtwinkliger Querkraftbewehrung nach Gl. (6) anzusetzen:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (6)$$

mit einem rechnerischen Druckstrebenwinkel nach Gl. (7) von:

$$\cot \theta = \cot \beta_r + \frac{k_{ct} \cdot V_{Rd,ct}}{(A_{sw}/s_w) \cdot z \cdot f_{yd}} \leq \sqrt{\frac{1}{\omega_w} - 1} \quad (7)$$

Der mechanische Querkraftbewehrungsgrad ergibt sich dabei nach Gl. (8) zu:

$$0,1 \leq \omega_w = \frac{\rho_{w,prov} \cdot f_{yd}}{v \cdot f_{cd}} \leq 0,5 \quad (8)$$

Die v -Werte zur Berücksichtigung von Rissbildung und Querzug in den Betondruckstreben sind dabei in Anlehnung an das Grunddokument von EC2 im Vergleich zum EC2+NA(D) geringer anzusetzen:

$$v = \begin{cases} 0,6 & \text{für } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \\ 0,9 - f_{ck}/200 \geq 0,5 & \text{für } f_{ck} > 60 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (9)$$

Die Auswirkungen des Beton­traganteils und der verschiedenen Druckstreben­neigungen lassen sich anschaulich am Plastizitätskreis darstellen (Bild 3).

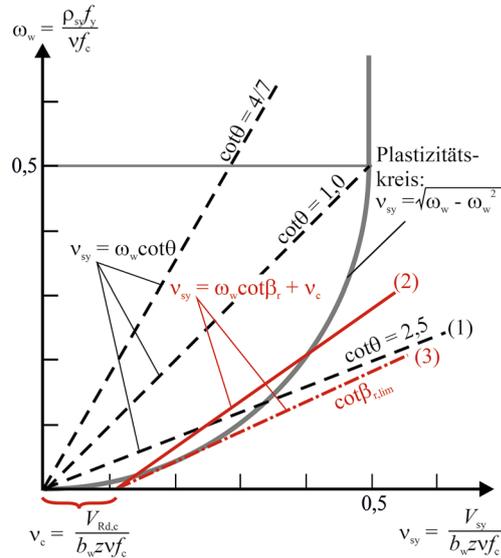


Bild 3 Plastizitätskreis mit (1) Begrenzung des Druckstreben­winkels θ auf $\cot \theta = 2,5$ und (2)/(3) Fachwerkmodelle mit Beton­traganteil nach [27] Plasticity circle: limitation of the strut angle θ to $\cot \theta = 2,5$ (1), and truss models with concrete contribution (2)/(3) acc. to [27]

Die schwarz dargestellten Linien zeigen die bezogene Querkrafttragfähigkeit V_{sy} für verschiedene Druckstreben­winkel in Abhängigkeit vom mechanischen Querkraftbewehrungsgrad. Für die Druckstreben­neigung $\cot \theta = 2,5$ ergibt sich Linie (1). Die rot dargestellten Linien (2) und (3) zeigen die Querkrafttragfähigkeit für das Fachwerkmodell mit additivem Beton­traganteil für unterschiedliche Winkel β_r . Da Werte außerhalb des Plastizitätskreises rechnerisch möglich sind, wird $\cot \beta_r$ nach unten begrenzt, Linie (3). Diese untere Begrenzung wird bereits durch Gl. (5) berücksichtigt. Weitergehende Hintergrundinformationen können [17] entnommen werden.

3 Beispielbauwerke und Ergebnisse

3.1 Allgemeines

Im nachfolgenden Abschnitt wird beispielhaft die Anwendung der verschiedenen Varianten des Fachwerkmodells aus der NRR anhand von zwei Bestandsbrücken dargestellt. Für eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse werden die Nachweise sowohl für die Stufe 1 als auch für die Stufe 2 der NRR mit den gleichen Schnittgrößen geführt. Für die Beispiele in diesem Beitrag wird das einwirkende Torsionsmoment aus Gründen der Vereinfachung nicht betrachtet. Weiter werden lediglich die Nachweise in Längsrichtung betrachtet, auf die Nachweise der Fahrbahnplatte in Querrichtung wird nicht eingegangen. Für ergänzende Informationen und Ergebnisse zur Querkrafttragfähigkeit in Querrichtung wird auf [50–52] verwiesen.

3.2 Anwendungsbeispiel 1

Im ersten Beispiel wird die Nachweisführung an einer Talbrücke aus den 1960-er-Jahren mit einem zweizelligen

Querschnittswerte in Tabelle 2

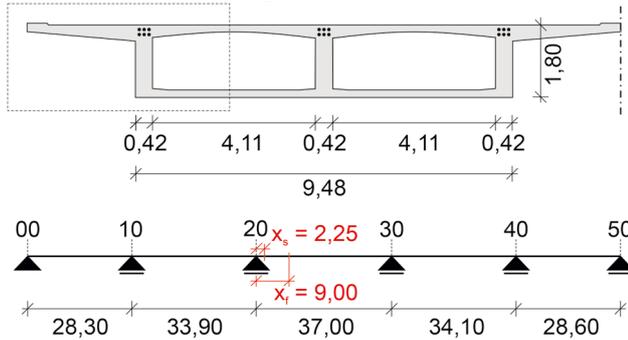


Bild 4 Zweifeldiger Hohlkastenquerschnitt und statisches System in Längsrichtung für Beispielbrücke 1
Double-cell box girder and longitudinal system of bridge worked example 1

Hohlkastenquerschnitt gezeigt. Der Überbau wurde mit nachträglichem Verbund vorgespannt und die ursprüngliche Querkraftbemessung erfolgte nach dem Hauptzugspannungskriterium gemäß DIN 4227 [53] mit dem Verkehrslastmodell SLW 60 nach DIN 1072 [54]. Die Gesamtlänge des Bauwerks beträgt 161,90 m und teilt sich in fünf Felder mit Stützweiten zwischen 28,30 m und 37,00 m auf. Der Bemessungsquerschnitt für eine Fahrtrichtung im Abstand $x_s = 2,25$ m von Achse 20 (entspricht d vom Anschnitt des Querträgers in Achse 20) ist in Bild 4 dargestellt. Sowohl in den Auflagerachsen als auch in der Feldmitte sind Querträger angeordnet. In den Stegen befinden sich parabelförmig geführte Längsspannglieder mit der Festigkeitsklasse St 150/170. Der Betonstahl entspricht der Festigkeitsklasse St IIIb und der Beton der Klasse B450, die der heutigen Betonfestigkeitsklasse C30/37 zugeordnet wird.

In einer Nachrechnung aus dem Jahr 2013 wurden in den Nachweisen nach Stufe 2 der NRR Defizite bei der vorhandenen Querkraftbewehrung und beim Ermüdungsnachweis für das Ziellastniveau BK60/30 festgestellt. Ohne weitere Verstärkungsmaßnahmen wurde die Talbrücke mit Ziellastniveau BK45 bei einer vorläufig eingeschränkten Nutzungsdauer von 20 Jahren in die Nachweisklasse C eingestuft. Im Rahmen der Neubauplanung der betroffenen Bundesautobahn wurde ein Ersatzneubau für die Überführung beschlossen. Bis zur Umsetzung des Ersatzneubaus wurde eine Verstärkung für die 4+0 Verkehrsführung für den südlichen Überbau erforderlich, um das gewünschte Ziellastniveau von BK60/30 zu erreichen. Die Verstärkungsmaßnahmen werden in den nachfolgend vorgestellten Berechnungen nicht berücksichtigt. Die Bemessung wird für das angestrebte Ziellastniveau BK60/30 durchgeführt. In Tab. 1 sind die maximalen Schnittgrößen im Bemessungsquerschnitt für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation für einen Außensteg des Brückenquerschnitts angegeben. Hierbei wurden die Auswirkungen einer geneigten Spanngliederführung bereits in den einwirkenden Schnittgrößen berücksichtigt.

Die in Tab. 2 angegebenen Geometrie- und Materialkennwerte beziehen sich auf den Bemessungsquerschnitt eines

Tab. 1 Schnittgrößen im Abstand d vom Querträger in Achse 20 für BK60/30 für einen Außensteg
Acting forces and moment in a section at a distance d from the crossbeam in axis 20 for BK60/30 for one outer web

Schnittgrößen im Abstand d

V_{Ed}	3,0 MN
M_{Ed}	-7,3 MNm
N_{Ed}	-5,8 MN

Außenstegs mit dazugehörigem Teil der Fahrbahn- und Bodenplatte (vgl. Bild 4). Es handelt sich somit nicht um die Querschnittswerte des gesamten Brückenüberbaus. Die Brücke weist einen Längsbewehrungsgrad von $\rho_l = 0,345\%$ und ein Verhältnis von vorhandenem Querkraftbewehrungsgrad zum Mindestquerkraftbewehrungsgrad nach DIN-FB 102 von $\rho_{w,vorh}/\rho_{w,min} = 3,1$ auf.

Die Ergebnisse der Beispielbemessung sind in Tab. 3 angegeben. Da die Schnittgrößen im Bemessungsschnitt in Tab. 1 für jeweils einen Hohlkastensteg angegeben wurden, werden die Tragfähigkeiten ebenfalls für jeweils einen Steg angegeben.

NRR (2011) – Stufe 1/DIN-FB 102

Der Nachweis ohne Querkraftbewehrung (Biegeschubnachweis gemäß 4.3.2.3(1) nach DIN-FB 102) kann erwartungsgemäß nicht erbracht werden. Für die einwirkende Querkraft $V_{Ed} = 3,0$ MN ergibt sich im Nachweis mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung ein Druckstrebenwinkel von $\cot\theta = 1,65$. Zur Erfüllung des Querkraftnachweises ist Querkraftbewehrung von $31,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\eta = 1,39$) erforderlich. Wird die Tragfähigkeit für eine vorhandene Querkraftbewehrung von $22,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ ermittelt, ergibt sich $\cot\theta = 1,73$ mit einem resultierenden Ausnutzungsgrad von $\eta = 1,32$. Für eine Bemessung (Bestimmung der erforderlichen Bewehrung) ergibt sich ein anderer Druckstrebenwinkel als für eine Bestimmung der Tragfähigkeit bei gegebener Querkraftbewehrung. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Einwirkung in die Bestimmung des Widerstands eingeht und somit eine direkte Auswirkung auf die Tragfähigkeit aus-

Tab. 2 Geometrie- und Materialkennwerte des Bemessungsquerschnitts für einen Außensteg
Geometry and material properties in the design section for one outer web

Geometrie- und Materialkennwerte

d/z	1,75 m/1,58 m
A_c	2,1 m ²
a_{sw}	22,6 cm ² /m
ρ_l	0,35%
f_{ck}/f_{cd}	30 N/mm ² /17 N/mm ²
f_{yk}/f_{yd}	420 N/mm ² /365 N/mm ²

übt. Auf den Nachweis der Betondruckstrebe am Auflager wird in diesem Vergleich nicht eingegangen.

NRR (2011) – Stufe 2

Durch die ergänzenden Regeln in Stufe 2 der NRR kann keine geringere Ausnutzung erzielt werden, da die Begrenzung der Druckstrebenneigung auf $\cot\theta = 1,75$ nach wie vor maßgebend ist.

1. Ergänzung der NRR (2015) – Stufe 2

In Stufe 2 der 1. Ergänzung der NRR findet bei der Berechnung des Druckstrebenwinkels θ eine Berücksichtigung des Risswinkels β_r statt. Daher ist für das ausgewählte Bemessungsbeispiel in dieser Nachweisstufe ein flacherer Druckstrebenwinkel zulässig ($\cot\theta = 1,86$), als sich nach den vorher dargestellten Stufen ergibt. Hierdurch kann rechnerisch eine höhere Querkrafttragfähigkeit erreicht werden. Gleichzeitig nimmt durch den flacheren Druckstrebenwinkel die Maximaltragfähigkeit ab. Der Ausnutzungsgrad ergibt sich zu $\eta = 1,23$.

Tab. 3 Nachweise in Stufe 1 und Stufe 2 nach NRR 2011, NRR 2015 und NRR2020 (BEM-ING) (Brücke 1)
Level 1 and 2 shear design according to the assessment guideline (2011) and its first (2015) and second (2020) supplement (BEM-ING) (Bridge 1)

Nachweisstufe		Stufe 1	Stufe 2	Stufe 2	Stufe 2
Bemessungsgrundlage		DIN-FB 102	NRR 2011	NRR 2015	NRR 2020
Lastmodell		BK 60/30			
Nachweisschnitt		d vom Anschnitt des Querträgers in Achse 20			
ρ_l	–	0,345 %			
σ_{cp}	N/mm ²	–2,8			
$\rho_{w,vorh}/\rho_{w,min}$	–	3,1			
V_{Ed}	MN	3,0			
k_{ct}	–	–	–	–	1,3
$V_{Rd,ct}$	MN	0,46	0,46	0,46	0,67
$V_{Rd,ct,min}$	MN	0,40	0,40	0,40	0,60
$V_{Rd,ct,max}$	MN	–	–	–	1,35
$V_{Rd,c}$	MN	0,40	0,40	0,40	–
$\cot\theta$	–	1,73	1,73	1,86	2,05
$\cot\beta_r$	–	–	–	1,55	1,55
$V_{Rd,sy}$	MN	2,26	2,26	2,42	2,70
$V_{Rd,max}$	MN	3,67	3,67	3,53	2,67
$\eta = V_{Ed}/V_{Rd}$	–	1,32	1,32	1,23	1,12
$\cot\theta$	–	1,65	1,65	–	–
$a_{s,erf}$	cm ² /m	31,6	31,6	–	–
$\eta = a_{sw,erf}/a_{sw,vorh}$	–	1,39	1,39	–	–

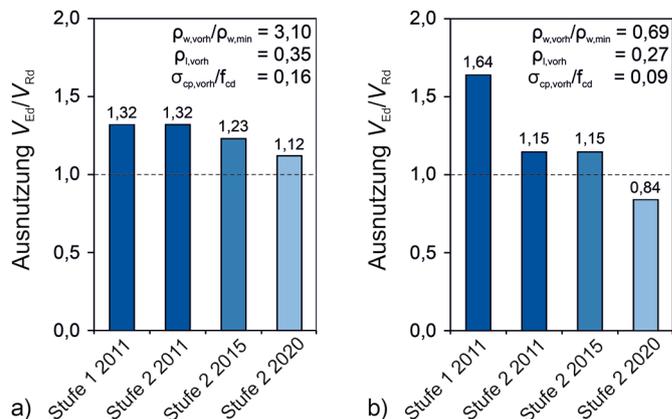


Bild 5 Ausnutzungsgrad der Querkrafttragfähigkeit von Beispiel 1 für a) den Stützbereich; b) den Feldbereich
Degree of utilization of the shear capacity of worked example 1, a) in the support section, b) in the span

2. Ergänzung der NRR – Stufe 2

In Stufe 2 der 2. Ergänzung der NRR darf der Nachweis durch das Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil in Schnitten im Abstand $\geq d$ vom Auflager geführt werden. Hierbei ist die Summe aus Bügeltragfähigkeit und zusätzlichem Betontraganteil $V_{Rd,ct}$ auf die Maximaltragfähigkeit $V_{Rd,max}$ beschränkt. Der Nachweis der Betondruckstrebe am Auflager darf mit einem alternativen Verfahren aus Stufe 2 der NRR geführt werden.

Die reine Bügeltragfähigkeit nach dem Fachwerkmodell wird mit dem Risswinkel β_r ermittelt, der innerhalb der Grenzen von Gl. (5) gewählt werden darf. Hierdurch bietet sich die Möglichkeit, die rechnerischen Tragfähigkeiten der Bügelbewehrung und der Maximaltragfähigkeit anzunähern. Im Beispiel ergibt sich so für $\cot\theta = 2,05$ ein Ausnutzungsgrad von $\eta = 1,12$. In Bild 5 sind die Ausnutzungsgrade der Nachweise im Stütz- und im Feldbereich dargestellt. Im Feldbereich (Abstand $x_f = 9,00$ m von Auflagerachse 20) treten zwar deutlich geringere Querkräfte auf, jedoch ist hier der vorhandene Querkraftbewehrungsgrad deutlich geringer und liegt unterhalb des Mindestquerkraftbewehrungsgrads nach DIN-FB 102 ($\rho_{w,vorh}/\rho_{w,min} = 0,69$). Es ist zu erkennen, dass der Nachweis nach Stufe 2 der 2. Ergänzung der NRR (Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil) für geringe Querkraftbewehrungsgrade einen deutlich geringeren Ausnutzungsgrad im Vergleich zu Stufe 1 der NRR liefert. Verglichen mit dem Nachweis in Stufe 1 mit $\eta = 1,64$ kann der Ausnutzungsgrad in Stufe 2 nach der 2. Ergänzung der NRR im Feldbereich mit $\eta = 0,84$ auf etwa 50% reduziert werden. Bei einem deutlich höheren Querkraftbewehrungsgrad im Stützbereich kann der Ausnutzungsgrad in Stufe 2 nach der 2. Ergänzung der NRR mit $\eta = 1,12$ nur auf 85% des Werts in Stufe 1 ($\eta = 1,32$) gesenkt werden.

Im Rahmen einer Brückennachrechnung ist der Nachweis in verschiedenen Schnitten bzw. an verschiedenen Stellen der Brücke entlang der Längsachse zu führen. Darauf wird in den hier dargestellten Vergleichen verzichtet.

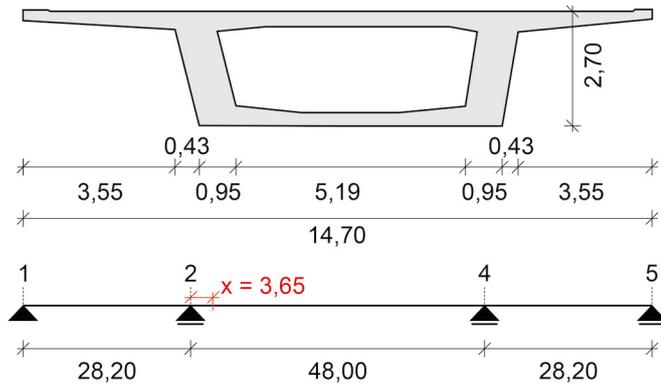


Bild 6 Einzelliger Hohlkastenquerschnitt im Bemessungsschnitt und statisches System in Längsrichtung für die Beispielbrücke 2
Single-cell box girder and longitudinal system of bridge worked example 1

3.3 Anwendungsbeispiel 2

Im zweiten Bemessungsbeispiel wird die Nachweisführung an einer einzelligen Hohlkastenbrücke einer Autobahnanschlussstelle aus dem Jahr 1970 gezeigt, Bild 6. Die dreifeldrige Spannbetonbrücke mit Stützweiten zwischen 28,2 m und 48,0 m bei einer Gesamtlänge von 105,9 m besitzt für jede Fahrtrichtung einen eigenen Überbau. Die Konstruktionshöhe des Querschnitts beträgt durchgängig 2,70 m. Im Bemessungsschnitt beträgt die maßgebende Stegbreite 0,95 m. In Längsrichtung ist der Überbau mit Spanngliedern aus Spannstahl St 150/170 im nachträglichen Verbund vorgespannt. Für den Überbau wurden ein Betonstahl BSt IIIb und ein Beton mit einer Festigkeitsklasse B450 verwendet, die einem C30/37 entspricht. Die Nachweise werden in diesem Beispiel mit Schnittgrößen aus dem Lastmodell 60 nach DIN 1072 [54] geführt, die in Tab. 4 im maßgebenden Schnitt im Abstand d vom Anschnitt des Querträgers in Auflagerachse 2 angegeben sind. Hierbei wurden die Auswirkungen einer geeigneten Spanngliedführung bereits in den einwirkenden Schnittgrößen berücksichtigt. Der Stützquerträger hat eine Breite von 2,0 m. Hieraus ergibt sich ein bemessungsrelevanter Abstand von $x = 3,65$ m von Auflagerachse 2.

Alle für die Bemessung relevanten Geometrien und Materialkennwerte sind in Tab. 5 angegeben.

Mit einem Verhältnis zwischen vorhandenem Querkraftbewehrungsgrad und Mindestquerkraftbewehrungsgrad

Tab. 4 Schnittgrößen im Abstand d vom Querträger in Achse 2 für BK60 für den Gesamtquerschnitt
Acting forces and moment in a section at a distance d from the crossbeam in axis 2 for BK60 for the whole cross-section

Schnittgrößen im Abstand d	
V_{Ed}	7,8 MN
M_{Ed}	-16,4 MNm
N_{Ed}	-24,4 MN

Tab. 5 Geometrie- und Materialkennwerte des Bemessungsquerschnitts, angegeben für den Gesamtquerschnitt
Geometry and material properties in the design section given for the whole cross-section

Geometrie- und Materialkennwerte	
d/z	2,65 m/2,39 m
A_c	10,84 m ²
a_{sw}	55,8 cm ² /m
$A_{sl,FBP}/A_{sl,BP}$	145,4 cm ² /22,0 cm ²
f_{ck}/f_{cd}	30 N/mm ² /17 N/mm ²
f_{yk}/f_{yd}	420 N/mm ² /365 N/mm ²

von $\rho_{w,vorh}/\rho_{w,min} = 1,3$ weist Beispielbrücke 2 einen deutlich geringeren Querkraftbewehrungsgrad im Nachweisquerschnitt auf als Beispielbrücke 1. Die Ergebnisse der Querkraftnachweise sind in Tab. 6 zusammengefasst.

In Bild 7 sind die Ergebnisse der Nachrechnung von Beispielbrücke 2 zusammengefasst. Da der Ausnutzungsgrad der Querkraftbemessung mit $\eta = 1,13$ in Stufe 1 der Nachweise nur geringfügig überschritten wird, kann bereits mit

Tab. 6: Nachweise in Stufe 1 und Stufe 2 nach NRR 2011, NRR 2015 und NRR2020 (BEM-ING) (Brücke 2)
Level 1 and 2 shear design according to the assessment guideline (2011) and its first (2015) and second (2020) supplement (BEM-ING) (Bridge 2)

Nachweisstufe		Stufe 1	Stufe 2	Stufe 2	Stufe 2
Bemessungsgrundlage		DIN-FB 102	NRR 2011	NRR 2015	NRR 2020
Lastmodell		Lastmodell 60			
Nachweisschnitt		d vom Anschnitt des Querträgers in Achse 2			
ρ_l	-	0,289%			
σ_{cp}	N/mm ²	-2,3			
$\rho_{w,vorh}/\rho_{w,min}$	-	1,3			
V_{Ed}	MN	3,9			
k_{ct}	-	-	-	-	1,3
$V_{Rd,ct}$	MN	1,3	1,3	1,3	1,9
$V_{Rd,ct,min}$	MN	1,2	1,2	1,2	1,7
$V_{Rd,ct,max}$	MN	-	-	-	4,6
$V_{Rd,c}$	MN	1,4	1,4	1,4	-
$\cot\theta$	-	1,75	2,10	2,38	2,66
$\cot\beta_r$	-	-	-	1,66	1,66
$V_{Rd,sy}$	MN	3,5	4,2	4,7	5,3
$V_{Rd,max}$	MN	12,4	10,9	10,3	7,6
$\eta = V_{Ed}/V_{Rd}$	-	1,13	0,94	0,83	0,74
$\cot\theta$	-	1,75	2,18	-	-
$a_{s,erf}$	cm ² /m	25,6	20,6	-	-
$\eta = a_{s,erf}/a_{sw,vorh}$	-	1,13	0,90	-	-

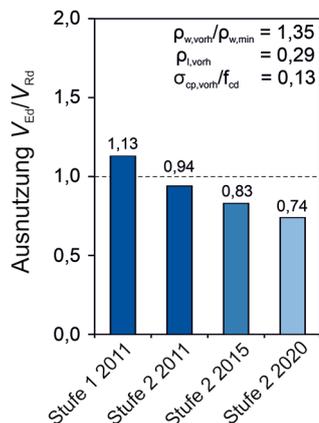


Bild 7 Ausnutzungsgrad des Querkraftnachweises im Stützbereich von Brücke 2
Degree of utilization of the shear capacity of worked example 2 in the support section

der ersten Fassung der Nachrechnungsrichtlinie (NRR2011) der Nachweis ($\eta = 0,94$) erbracht werden. Mit den weiter optimierten Nachweisgleichungen der Fortsetzungen der Nachrechnungsrichtlinie (1. und 2. Ergänzung der NRR) lässt sich der Ausnutzungsgrad des Querkraftnachweises auf $\eta = 0,83$ bzw. $\eta = 0,74$ verringern. Auch in diesem Beispiel wird das bereits zuvor geschilderte Verhalten der Nachweisgleichung in Stufe 2 der 2. Ergänzung der NRR bestätigt. Bei geringen Querkraftbewehrungsgraden im Bereich der Querkraftmindestbewehrung wirkt sich der zusätzliche Betontraganteil stärker aus als bei Querschnitten mit größeren Querkraftbewehrungsgraden. Für den geringen Querkraftbewehrungsgrad von Beispiel 2 wird der Ausnutzungsgrad im Querkraftnachweis von $\eta = 1,13$ in Stufe 1 auf $\eta = 0,74$ in Stufe 2 der 2. Ergänzung der NRR (65% von Stufe 1) vermindert. Bei geringeren Querkraftbewehrungsgraden ist die relative Tragfähigkeitssteigerung nach dem Nachweisformat mit additivem Betontraganteil deutlich effektiver als bei hohen Querkraftbewehrungsgraden.

4 Schlussfolgerungen und Zusammenfassung

Um das Tragverhalten von Straßenbrücken im Bestand besser beschreiben zu können, wurden in den vergangenen Jahren verfeinerte Bemessungsansätze abgeleitet. Die verfeinerten Bemessungsansätze wurden in der

Nachrechnungsrichtlinie veröffentlicht, die derzeit in der BEM-ING Teil 2 weiter fortgeschrieben wird. Die Anwendung der aktuellen und zukünftigen Bemessungsansätze für Querkraft der Nachrechnungsrichtlinie (NRR) auf die Längsträger zweier über 50 Jahre alter Spannbetonbrücken verdeutlicht die stufenweise gesteigerte Leistungsfähigkeit dieser Nachweise. Der Nachweisschnitt wurde im Abstand d vom Auflager bzw. von der Vorderkante der Querträger in der Auflagerachse geführt. Die Steigerung der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit ist von verschiedenen Randbedingungen abhängig. So ergibt sich bei geringeren Querkraftbewehrungsgraden eine für das neue erweiterte Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil deutlich größere Tragfähigkeitssteigerung im Vergleich zum Nachweis in Stufe 1 als für höhere Querkraftbewehrungsgrade. Bei großen Querkraftbewehrungsgraden und flachen Druckstrebenwinkeln kann die rechnerische Druckstrebentragfähigkeit eine obere Grenze der Tragfähigkeit darstellen, da die Druckstrebentragfähigkeit durch den Beiwert ν in Anlehnung an das Grunddokument von Eurocode 2 im Vergleich zum Nachweis nach DIN-FB 102 reduziert ist. Durch diese angepasste obere Begrenzung soll einer Überschätzung der Tragfähigkeit vorgebeugt werden, die sich durch den additiven Betontraganteil bei hohen Bewehrungsgraden ergeben könnte. Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass der neue Nachweis mit Fachwerkmodell und additivem Betontraganteil insbesondere für Bauteile mit sehr geringen Querkraftbewehrungsgraden größere rechnerische Tragfähigkeiten liefert während die Tragfähigkeitssteigerung für höhere Querkraftbewehrungsgrade geringer ausfällt, die jedoch größer ist als nach den bisherigen Fassungen der Nachrechnungsrichtlinie.

Dank

Der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) wird für die Förderung des Projekts gedankt. Dieser Veröffentlichung liegen Teile der im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen, unter FE-Nr. 15.0661/2018/FRB durchgeführten Forschungsarbeit zugrunde. Die Verantwortung für den Inhalt liegt allein bei den Autoren

Literatur

- [1] Naumann, J. (2010) *Brücken und Schwerverkehr – Strategie zur Ertüchtigung des Brückenbestands in Bundesfernstraßen*. Bauingenieur 85, H. 5, S. 210–216.
- [2] Hegger, J.; Mark, P. [Hrsg.] (2021) *Stahlbetonbau-Fokus: Brückenbau – Beispiele zu Entwurf, Bemessung und Konstruktion*. Berlin: Beuth.
- [3] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (2018) *Bericht „Stand der Modernisierung von Straßenbrücken der Bundesfernstraßen“*.
- [4] Naumann, J. (2010) *Brücken und Schwerverkehr – Eine Bestandsaufnahme*. Bauingenieur 85, H. 1, S. 1–9.
- [5] Haveresch, K. (2011) *Nachrechnen und Verstärken älterer Spannbetonbrücken*. Beton- und Stahlbetonbau 106, H. 2, S. 89–102. <https://doi.org/10.1002/best.201000085>
- [6] BMVBS (2011) *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand – Nachrechnungsrichtlinie*. Bonn.
- [7] BMVBS (2015) *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand 1. Ergänzung – Nachrechnungsrichtlinie*. Bonn.

- [8] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (2021) *Regelungen und Richtlinien für die Berechnung und Bemessung von Ingenieurbauten (BEM-ING) Entwurf*.
- [9] DIN-Fachbericht 101:2009-03 (März 2009) *DIN-Fachbericht 101 – Einwirkungen auf Brücken*. Berlin: Beuth.
- [10] DIN-Fachbericht 102:2009-03 (März 2009) *DIN-Fachbericht 102 – Betonbrücken*. Berlin: Beuth.
- [11] Maurer, R. et al. (2012) *Erläuterungen und Hintergründe zur Nachrechnungsrichtlinie – Betonbrücken*. Bauingenieur 87, S. 24–35.
- [12] Schnell, J. et al. (2012) *Erläuterungen und Hintergründe zu den Werkstoffkennwerten der Nachrechnungsrichtlinie für bestehende Straßenbrücken aus Beton*. Bauingenieur 87, S. 15–23.
- [13] Hanswille, G.; Neumann, W. (2012) *Erläuterungen und Hintergründe zur Nachrechnungsrichtlinie – Stahl- und Stahlverbundbrücken*. Bauingenieur 87, S. 36–51.
- [14] Hegger, J. et al. (2014) *Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – Kurzfristige Lösungsansätze*. Institutsbericht 326/2013.
- [15] Hegger, J. et al. (2014) *Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit des Längssystems von Spannbetonbrücken im Bestand*. Bauingenieur 89, S. 500–510.
- [16] Hegger, J. et al. (2015) *Zur Anwendung des Hauptzugspannungskriteriums bei der Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken*. Beton- und Stahlbetonbau 110, H. 2, S. 82–95. <https://doi.org/10.1002/best.201400106>
- [17] Herbrand, M. (2017) *Shear Strength Models for Reinforced and Prestressed Concrete Members* [Dissertation]. RWTH Aachen University.
- [18] Adam, V.; Herbrand, M.; Hegger, J. (2020) *Querkrafttragfähigkeit von Brückenträgern aus Spannbeton mit geringen Querkraftbewehrungsgraden*. Bauingenieur 95, H. 11, S. 397–407. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2020-11-55>
- [19] Herbrand, M.; Classen, M.; Adam, V. (2017) *Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Rechteck- und I-Querschnitt*. Bauingenieur 92, H. 11, S. 465–473. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2017-11-51>
- [20] Adam, V. et al. (2020) *Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung von Brücken im Bestand unter vorwiegend konzentrierten Radlasten*. Bauingenieur 95, H. 11, S. 419–429. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2020-11-77>
- [21] Schramm, N.; Fischer, O. (2020) *Zur Anrechenbarkeit von nicht normgemäßen Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken*. Bauingenieur 95, H. 11, S. 408–418. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2020-11-66>
- [22] Zilch, K.; Tecusan, R. (2017) *Sicherheitsaspekte bei nicht-linearen FEM Berechnungen*. Bauingenieur 92, H. 12, S. 518–527. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2017-12-34>
- [23] Gleich, P.; Maurer, R. (2020) *Das Erweiterte Druckbogenmodell für die Nachrechnung von Spannbetonbrücken – Theoretische Hintergründe*. Bauingenieur 95, H. 11, S. 430–439. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2020-11-88>
- [24] Maurer, R.; Stakalies, E. (2020) *Versuche und Bemessungsvorschlag zur Anrechenbarkeit von Spanngliedern auf die Torsionslängsbewehrung*. Bauingenieur 95, H. 1, S. 1–11. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2020-01-25>
- [25] Müller, M.; Maurer, R. (2017) *Untersuchungen zum Tragverhalten von Druckgurtanschlüssen in Hohlkastenbrücken*. Beton- und Stahlbetonbau 112, H. 2, S. 60–74. <https://doi.org/10.1002/best.201600062>
- [26] Müller, M.; Maurer, R. (2020) *Nachweis des Druckgurtanschlusses bei der Nachrechnung von Betonbrücken*. Bauingenieur 95, H. 11, S. 446–454. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2020-11-104>
- [27] Hegger, J. et al. (2020) *Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – erweiterte Bemessungsansätze*. Brücken- und Ingenieurbau Heft B 150.
- [28] Schramm, N.; Fischer, O.; Scheufler, W. (2019) *Experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Durchlaufträger-Teilsystemen zum Einfluss nicht mehr zugelassener Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit*. Bauingenieur 94, H. 1, S. 9–20. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2019-01-55>
- [29] EN 1992-1-1:2004 (2004) *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*.
- [30] DIN EN 1992-2/NA:2013-04 (2013) *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln*. Berlin: Beuth.
- [31] Reineck, K.-H. (2001) *Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung*. Bauingenieur 76, H. 4, S. 168–179.
- [32] Görtz, S. (2004) *Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton* [Dissertation]. RWTH Aachen.
- [33] Herbrand, M. et al. (2016) *Einheitliches Querkraftmodell zur Bemessung von Stahl- und Spannbetonbrücken im Bestand*. Beton- und Stahlbetonbau 111, H. 2, S. 58–67. <https://doi.org/10.1002/best.201500055>
- [34] Hegger, J.; Sherif, A.; Görtz, S. (2004) *Investigation of Pre- and Postcracking Shear Behavior of Prestressed Concrete Beams Using Innovative Measuring Techniques*. ACI Structural Journal 101, Nr. 2, pp. 183–192.
- [35] Herbrand, M.; Adam, V.; Hegger, J. (2018) *Shear Tests on Prestressed Concrete Continuous Beams* in: Kim, Y. J.; Myers, J. J.; Nanni, A. [Eds.] *The Concrete Convention and Exposition*. Salt Lake City, UT, USA, pp. 119–134.
- [36] Gleich, P.; Maurer, R. (2018) *Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Plattenbalkenquerschnitt*. Bauingenieur 93, H. 2, S. 51–61. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2018-02-31>
- [37] Schramm, N.; Fischer, O.; Scheufler, W. (2019) *Experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Durchlaufträger-Teilsystemen zum Einfluss nicht mehr zugelassener Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit*. Bauingenieur 94, H. 1, S. 9–20. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2019-01-55>
- [38] Huber, P.; Huber, T.; Kollegger, J. (2019) *Experimental and theoretical study on the shear behavior of single- and multi-span T- and I-shaped post-tensioned beams*. Structural Concrete 25, Nr. 3, pp. 266. <https://doi.org/10.1002/suco.201900085>
- [39] Huber, P. et al. (2016) *Rechnerische Beurteilung der Schubtragfähigkeit einer Spannbetonbrücke mit geringem Querkraftbewehrungsgrad*. Beton- und Stahlbetonbau 111, H. 11, S. 706–715. <https://doi.org/10.1002/best.201600050>
- [40] Huber, P. et al. (2016) *Experimentelle Untersuchung zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern mit geringer Schubbewehrung*. Bauingenieur 91, H. 6, S. 238–247. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2016-06-56>
- [41] Maurer, R.; Stakalies, E. (2020) *Versuche und Bemessungsvorschlag zur Anrechenbarkeit von Spanngliedern auf die Torsionslängsbewehrung*. Bauingenieur 95, H. 1, S. 1–11. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2020-01-25>
- [42] Frosch, R. J. (2000) *Behavior of Large-Scale Reinforced Concrete Beams with Minimum Shear Reinforcement*. ACI Structural Journal 97, Nr. 6, pp. 814–820.
- [43] Lima de Resende, T.; da Conceição Domingues Shehata, L.; Abd El Malik Shehata, I. (2016) *Shear strength of self-compacting concrete beams with small stirrups ratios*. Structu-

- ral Concrete 17, Nr. 1, pp. 3–10. <https://doi.org/10.1002/suco.201400084>
- [44] Maurer, R.; Kiziltan, H. (2013) *Zum Einfluss des Druckbogens auf den Querkraftwiderstand von Spannbetonbalken*. Bauingenieur 88, H. 4, S. 165–176.
- [45] Maurer, R. et al. (2014) *Querkraftversuch an einem Durchlaufträger aus Spannbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 109, H. 10, S. 654–665. <https://doi.org/10.1002/best.201400054>
- [46] Gleich, P. (2020) *Das Erweiterte Druckbogenmodell zur Beschreibung des Betontraganteils bei Querkraft* [Dissertation]. Technische Universität Dortmund.
- [47] Huber, P.; Huber, T.; Kollegger, J. (2018) *Influence of loading conditions on the shear capacity of post-tensioned beams with low shear reinforcement ratios*. Engineering Structures 170, S. 91–102. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.079>
- [48] Huber, P. et al. (2016) *Berechnungsansatz zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bestehender Spannbetonbrückenträger mit geringem Querkraftbewehrungsgrad*. Bauingenieur 91, H. 6, S. 227–237. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2016-06-45>
- [49] Tue, N. V. et al. (2019) *Einfluss geringer Querkraftbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken unterschiedlicher M/V-Kombinationen*. Beton- und Stahlbetonbau 114, H. 4, S. 217–230. <https://doi.org/10.1002/best.201800075>
- [50] Reißer, K.; Hegger, J. (2013) *Experimentelle Untersuchungen zur mitwirkenden Breite für Querkraft von einfeldrigen Fahrbahnplatten*. Beton- und Stahlbetonbau 108, H. 2, S. 96–103. <https://doi.org/10.1002/best.201200064>
- [51] Reißer, K.; Hegger, J. (2013) *Experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von auskragenden Fahrbahnplatten unter Radlasten*. Beton- und Stahlbetonbau 108, H. 5, S. 315–324. <https://doi.org/10.1002/best.201200072>
- [52] Hegger, J.; Reißer, K. (2012) *Anpassung des DIN-Fachberichtes „Betonbrücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen – speziell: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten*. Schlussbericht 269/2011.
- [53] DIN 4227 (1953) *Spannbeton – Richtlinie für Bemessung und Ausführung*. Berlin: Beuth.
- [54] DIN 1072:1952-06 (Juni 1952) *Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen*. Berlin: Beuth.

Autorin und Autoren

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger
jhegger@imb.rwth-aachen.de
RWTH Aachen University
Institut für Massivbau
Mies-van-der-Rohe-Straße-1
52074 Aachen



Maximilian Schmidt, M.Sc. RWTH
(Korrespondenzautor)
mschmidt@imb.rwth-aachen.de
RWTH Aachen University
Institut für Massivbau
Mies-van-der-Rohe-Straße-1
52074 Aachen



Dr.-Ing. Viviane Adam
vadam@imb.rwth-aachen.de
RWTH Aachen University
Institut für Massivbau
Mies-van-der-Rohe-Straße-1
52074 Aachen

Zitieren Sie diesen Beitrag

Hegger, J.; Schmidt, M.; Adam, V. (2022) *Brückennachrechnung mit erweiterten Nachweisen zur Querkrafttragfähigkeit im Haupttrag-system*. Beton- und Stahlbetonbau 117, H. 9, S. 26–35. <https://doi.org/10.1002/best.202200042>

Dieser Aufsatz wurde in einem Peer-Review-Verfahren begutachtet. Eingereicht: 26. April 2022; angenommen: 15. Juni 2022.

Energiebasierte direkte Berechnung der Bewehrung zur Rissbreitenbegrenzung

Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue zum 65. Geburtstag gewidmet

Zur Berechnung der Rissbreiten werden in der Literatur sowie in vielen Normen zum einen Rissabstände und zum anderen mittlere Dehnungen benutzt. Zur Berechnung der Rissabstände muss die mittlere Verbundspannung bekannt sein. Diese wird in vielen Berechnungsansätzen vereinfachend als ein konstanter Wert angenommen. Auf der Grundlage eines realitätsnahen Ansatzes des Schlupfverlaufs $s(x)$ über die Länge haben Tue und König aufgezeigt, wie man die mittlere Verbundspannung abhängig von der Rissbreite bestimmen kann, um die Rissbreitenberechnung zu verbessern. Dieser Beitrag beschreibt einen energiebasierten Ansatz, mit dessen Hilfe für jeden beliebigen Zusammenhang von örtlicher Verbundspannung und Schlupf (Verbundgesetz) die Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung direkt ermittelt werden kann. Der Ansatz wird auf das bekannte Verbundgesetz mit Potenzansatz angewendet und hinsichtlich der Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen untersucht. Obwohl mittlere Dehnungen, Rissabstand und mittlere Verbundspannung nicht explizit in den Formeln genutzt werden, ist die Lösung mathematisch exakt im Rahmen des zugrunde gelegten Zusammenhangs von örtlicher Verbundspannung und Schlupf.

Stichworte Rissbreitenbeschränkung; Rissabstand; mittlere Dehnung; mittlere Verbundspannung; Verbundgesetz; Stabdurchmesser; energiebasierter Ansatz; Dehnungsenergie; Verbundenergie; Potential

1 Einführung

1.1 Rissbreitenberechnung und Konstruktionsregeln

Zur Sicherung der Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen sowie aus ästhetischen Gründen sollen Rissbreiten im Stahl- und Spannbetonbau begrenzt bleiben. In der Praxis werden dazu entweder geeignete Berechnungsformeln oder vereinfachte Regeln, z. B. über Tabellen der Stabdurchmesser oder Stababstände verwendet [1–7]. Ebenso möglich ist die Verwendung von in der Literatur zu findenden Berechnungsansätzen. Dazu kann der Fachliteratur eine große Anzahl von Vorschlägen entnommen werden [8–16]. Aktuelle Beiträge zur praktischen Rissbreitenberechnung finden sich in [17]. Eine Diskussion aktueller Vorschläge für die Neufassung der Regeln zur Rissbreitenbeschränkung und Mindestbewehrung im Rahmen der Neufassung des Eurocodes 2 sind in [18] zu finden. [19] untersucht die Eignung verschiedener Ansätze zur Bestimmung der mittleren Verbundspannungen sowie die Bedeutung und Behandlung der Betondeckung im Rahmen der Nachweise zur Rissbreitenbeschränkung. Dabei wird der in vielen Normen

Energy-based direct calculation of reinforcement for crack width control

In the literature and in many standards, crack spacing and mean strains are used to predict crack widths. To calculate the crack spacing, the average bond stress must be known. In many calculation approaches, this is simplified and assumed to be a constant value. Based on a realistic approximation of the slip curve $s(x)$ over the length, Tue and König have shown how the mean bond stress can be determined depending on the crack width in order to improve crack width calculation. This paper describes an energy-based approach that can be used to directly determine the reinforcement for the control of crack widths for any given relationship between local bond stress and slip (bond law). The approach is applied to the well-known bond law with power approach and examined for agreement with experimental results. Although mean strains, crack spacing and mean bond stress do not appear explicitly in the formulas, the solution is mathematically exact within the underlying relationship of local bond stress and slip.

Keywords crack width control; crack spacing; average strain; average bond stress; bond law; bar diameter; energy-based approach; strain energy; bond energy; potential

übliche Ansatz konstanter und pauschaler mittlerer Verbundspannungen im Lichte nichtlinearer und wirklichkeitsnaher Finite-Element-Modelle mit dem von der Rissbreite abhängigen genaueren Vorschlag von Tue und König nach [12] verglichen.

Ziel des vorliegenden Beitrags ist es, auf der Basis einer energiebasierten Betrachtung einen direkten Ansatz zur Berechnung des maximal möglichen Stabdurchmessers zur Begrenzung der Rissbreite in Stahlbetonbauteilen vorzustellen und mit Versuchsergebnissen zu vergleichen. Dabei wird die seit Langem bekannte Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds [20] zugrunde gelegt und es werden exakte Lösungen für beliebige Verläufe der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (oft als „Verbundgesetz“ bezeichnet) ermöglicht.

1.2 Energiebasierte Betrachtung von Verbundproblemen

Im konstruktiven Ingenieurbau existieren vielfältige Fragestellungen, bei denen das Thema des verschieblichen Verbunds eine Rolle spielt. Beispiele dafür werden in Abschn.

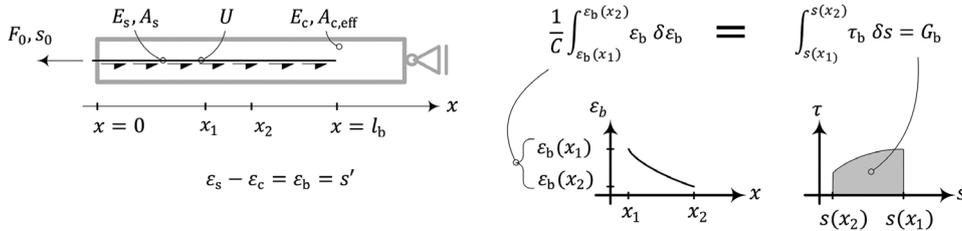


Bild 1 Beziehung zwischen Dehnung und Verbundenergie zwischen dem Beton und der Bewehrung für eine bestimmte Last
Relationship between strain and bond energy between concrete and reinforcement for a given load

1.4 angesprochen. Die grundlegenden Zusammenhänge einer energiebasierten Betrachtung sind in [21] beschrieben. Basis ist die bekannte Differentialgleichung für den Verbund von Bewehrungsstäben im Stahlbetonbau [20]:

$$s''(x) = C_b \cdot \tau_b(x) \quad (1)$$

mit:

$$C_b = \frac{U}{E_s \cdot A_s} + \frac{U}{E_c \cdot A_c} = \frac{U}{E_s \cdot A_s} (1 + \alpha_E \rho_s)$$

$$= \frac{4}{E_s \phi} (1 + \alpha_E \rho_s)$$

Die Beziehung zwischen der zweiten Ableitung des Schlupfs s und der Verbundspannung $\tau_b(x)$ basiert auf einer Konstante C_b , die die Kontaktfläche U zwischen den beiden Werkstoffen, den Bewehrungsstabdurchmesser ϕ , das Verhältnis der Elastizitätsmoduln (α_E) und das Verhältnis der Querschnittsflächen (ρ_s) beider Materialien impliziert.

Die partielle Integration der Gleichung nach vorheriger Multiplikation der Gleichung mit $s'(x)$ führt nach wenigen Umformungen zu dem folgenden Ausdruck:

$$W_e = \frac{1}{2 \cdot C_b} \int_{\epsilon_b(x_1)}^{\epsilon_b(x_2)} \epsilon_b \delta \epsilon_b = \frac{1}{2 \cdot C_b} \left[s'(x_2)^2 - s'(x_1)^2 \right] \quad (2)$$

$$= \int_{s(x_1)}^{s(x_2)} \tau_b(s) \delta s = G_{b,s}$$

Die rechte Seite dieses Ausdrucks stellt die Fläche unter dem Graphen der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zwischen zwei Werten des Schlupfs s an den Stellen x_1 und x_2 dar. Diese Seite kann als flächenspezifische Verbundenergie $G_{b,s}$ oder verrichtete Arbeit des Verbunds angesehen werden, wenn der Schlupf von $s_1 = s(x_1)$ auf $s_2 = s(x_2)$ ansteigt. Die linke Seite von Gl. (2) stellt eine (auf Umfang und Länge) bezogene Dehnungsenergie oder -arbeit W_E dar. Der Term $s'(x)$, die erste Ableitung von s (entlang der x -Achse), entspricht zudem der Dehnungsdifferenz $\epsilon_b(x) = \epsilon_s(x) - \epsilon_c(x)$ zwischen den beiden Werkstoffen. Der Term mit der Differenz zwischen den Quadraten der Dehnungen ϵ_b an den Positionen x_1 und x_2 ist ein Maß der Energie aufgrund der Spannungen und Dehnungen (bzw. ihrer Differenz) für beide Werkstoffe an den genannten Positionen. Bild 1 zeigt die genannten Beziehungen, die wie in Gl. (2) lineare Elastizität für die beiden Werkstoffe und das gleiche Spannungs-Schlupfgesetz für jeden Abschnitt entlang der Bewehrung voraussetzen.

1.3 Potentialorientierte Herleitung des energetischen Ansatzes

Zur Herleitung des Ansatzes ist es sinnvoll, zunächst den Zusammenhang an einem Zugstab mit einer Länge l_t , einem Elastizitätsmodul E und einer Querschnittsfläche A zu betrachten. Nun wird dieser am Stabanfang unverschieblich gelagert und am Stabende von null an bis zu einer Zuglast F belastet, die eine elastische Verformung u infolge der Spannung σ bzw. Dehnung ϵ erzeugt. Die Bestimmungsgleichung für das Potential des Stabs bei Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes ist [22].

$$\Pi = A \int_1 \int_\epsilon \sigma \delta \epsilon \delta x = EA \int_1 \int_\epsilon \epsilon \delta \epsilon \delta x \quad (3)$$

Zur Bestimmung des Potentials ist somit eine zweifache Integration nötig, und zwar einmal über die Länge und einmal über die Dehnung.

Bei Betrachtung des Lastzustands nach Belastung mit der Kraft F lässt sich feststellen, dass sich das Potential des Zugstabs entlang der Stablänge nicht ändert, was aus der Tatsache folgt, dass sich der Stab im Gleichgewicht befindet und die Querschnittseigenschaften konstant über die Länge sind. Somit entspricht die Ableitung entlang der Stablänge dem Wert null.

$$\frac{\delta \Pi}{\delta x} = EA \int_\epsilon \epsilon \delta \epsilon = 0 \quad (4)$$

Analoge Zusammenhänge müssen demnach für einen Zugstab gelten, wenn er nicht aus einem Werkstoff besteht, sondern ein Verbundbauteil aus Stahl und Beton darstellt. Auch hier muss die Ableitung des Potentials nach dem Ort null entsprechen. Zusätzlich zu den Materialkonstanten (E_s und E_c) und den Querschnittswerten (A_s , A_c) der beiden Werkstoffe muss ein Verbundgesetz $\tau_b(s)$ seine Gültigkeit haben, dem als geometrische Größe der Stabumfang U zuzuordnen ist. Es dient der Beschreibung der Interaktion beider Werkstoffe entlang ihrer Kontaktfläche, d.h. ein Verbundgesetz mit einer Zuordnung zwischen dem Schlupf s und der lokal über den Stabumfang U verteilt angreifenden Verbundspannung τ_b .

Das Potential des Verbundbauteils bestimmt sich aus der Summe der der Einzelpotentiale (d.h. des Stahls, des Betons und des Verbunds), wobei zu beachten ist, dass Verbundspannung und Schlupf entgegengerichtet sind:

$$\begin{aligned} \Pi &= A \int_1 \int_e \sigma \delta \varepsilon \delta x - U \int_1 \int_s \tau_b \delta s \delta x \\ &= EA \int_1 \int_e \varepsilon \delta \varepsilon \delta x - U \int_1 \int_s \tau_b \delta s \delta x \end{aligned} \quad (5)$$

Die Ableitung dessen bestimmt sich aus der Summe der Ableitungen der Einzelpotentiale wie folgt [22]:

$$\begin{aligned} \frac{\delta \Pi_s}{\delta x} + \frac{\delta \Pi_c}{\delta x} + \frac{\delta \Pi_\tau}{\delta x} \\ = E_s A_s \int_e \varepsilon_s \delta \varepsilon_s + E_c A_c \int_e \varepsilon_c \delta \varepsilon_c - U \int_s \tau_b \delta s = 0 \end{aligned} \quad (6)$$

Hieraus folgt der folgende Zusammenhang zwischen den Stahldehnungen, den Betondehnungen und dem Verbundgesetz.

$$E_s A_s \int_e \varepsilon_s \delta \varepsilon_s + E_c A_c \int_e \varepsilon_c \delta \varepsilon_c = U \int_s \tau_b \delta s \quad (7)$$

Auf der linken Seite steht der Dehnarbeitsterm der Stahl- und Betondehnungen und auf der rechten Seite steht der Term der Verbundarbeit.

Nach Integration der Dehnungen und Vernachlässigung des Betonanteils entsteht [21].

$$W_{\varepsilon_s} = \frac{E_s A_s}{2 U} \left[\varepsilon_s(x_2)^2 - \varepsilon_s(x_1)^2 \right] = \int_{s(x_1)}^{s(x_2)} \tau_b \delta s = G_{b,s} \quad (8)$$

Unter Berücksichtigung der Betondehnungen ändert sich der Zusammenhang. Die Konstante links neben dem Klammerausdruck ändert sich zu C_b und die Stahldehnungen ε_s innerhalb des Klammerausdrucks ändern sich zu den Differenzdehnungen ε_b . Es entsteht also derselbe Zusammenhang, wie er in Gl. (2) bereits dargestellt ist.

1.4 Übertragung der energiebasierten Herleitung auf verwandte Probleme

Die energiebasierte Betrachtung anhand der Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds lässt sich auf verwandte Problemstellungen übertragen. Beispiele dafür sind:

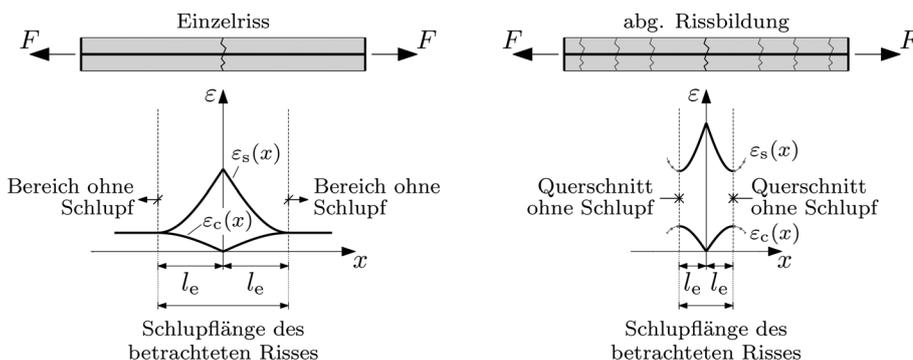


Bild 2 Dehnungsverteilung im Stahl und Beton je nach Risszustand (entnommen aus [17])
 Strain distribution in steel and concrete depending on the crack stage (from [17])

- Verankerung von Bewehrung,
- Verankerung und Rissbreitenvorhersage für geklebte Bewehrung,
- Verankerung von Klebedübeln,
- Geschweißte Verbindungen mit großen Nahtlängen (z. B. bei Kehlnähten),
- Laschenstöße im Stahlbau mit vielen Schrauben in einer Reihe,
- Schubkraftübertragung durch Verbundmittel wie z. B. Kopfbolzendübeln im Stahlverbundbau,
- Grouted Connections, wie sie z. B. bei Offshore-Bauwerken vorkommen.

Interessant ist, dass es dabei nicht auf den Funktionsverlauf des Verbundgesetzes an sich ankommt, sondern allein auf den Wert des Integrals, also auf die Verbundenergie G_b . Bei Tragfähigkeitsproblemen ist die Verbundbruchenergie G_{bu} zu verwenden, bei der Berechnung von Rissbreiten bzw. bei Verformungsbegrenzung die Integration bis zum Wert des Schlupfs $G_{b,s}$ bei Erreichen der (vorgegebenen) Rissbreite bzw. der vorgegebenen Grenzverformung.

2 Grundlagen der Rissbreitenbeschränkung im Stahl- und Spannbetonbau

2.1 Unterscheidung zwischen Einzelrissen und abgeschlossenem Rissbild

In den meisten Veröffentlichungen wird zwischen den Zuständen der Bildung von Einzelrissen und der abgeschlossenen Rissbildung unterschieden, Bild 2, entnommen aus [17]. Beim Einzelriss wird die gesamte Zugfläche des Betonquerschnitts bei der Rissbildung aktiviert und die über den Verbund einzuleitende Kraft kann eindeutig bestimmt werden. Die Bereiche mit Schlupf neben Einzelrissen beeinflussen sich nicht gegenseitig, sodass auch die Rissbreite jedes Einzelrisses unbeeinflusst vom Nachbarriss bleibt. Bei abgeschlossener Rissbildung hingegen beteiligt sich bei hohen Bauteilen mit Bewehrungskonzentration in der Randzone nur mehr ein Teil der Betonzugfläche an der Rissbildung und die über den Verbund einzuleitende Kraft ist vom Rissabstand und der Verbund-

steifigkeit abhängig. Im Allgemeinen ist die bei abgeschlossener Rissbildung einleitbare Verbundkraft somit kleiner als die Risskraft der Zugzone im Zustand I, da die Konzentration der Verbundkraft in der Umgebung der Bewehrung zur Bildung von sogenannten sekundären Rissen mit geringerer Risstiefe führt. Dies kann durch den Ansatz einer effektiven Zugzonenfläche $A_{c,eff}$ erfasst werden. Für den Fall des Einzelrisses gilt, dass $F_s^{II} \leq F_{cr}$ sein muss, wobei als Obergrenzen für F_{cr} der kleinere der beiden Werte F_s^{II} und $F_{cr,eff} = A_{c,eff} \cdot f_{ct}(1 + \alpha_E \rho_{s,eff})$ gilt.

2.2 Energiebasierte Rissbreitenberechnung

Wendet man die in Abschn. 1.2 dargestellte Energiebetrachtung zunächst auf den Zustand des abgeschlossenen Rissbilds an, so können Aussagen über die Dehnungen im Riss und in Rissabstandsmitte getroffen werden, Bild 3, das einen Ausschnitt (Hälfte eines Zwischenrisselements) aus einem gerissenen Stahlbetonzugstab mit konstanter Normalkraft über die Länge darstellt. Hierzu wurden Überlegungen in der Dissertation von Lorenz [22] angestellt.

Damit lassen sich für den Querschnitt in der Mitte zwischen den Rissen ($x_1 = 0$) und den Querschnitt im Riss ($x_2 = l_t$) folgende Aussagen treffen, wenn vorausgesetzt wird, dass der Bereich mit dem maximal möglichen Rissabstand betrachtet wird, bei dem die Betonzugspannung in Rissabstandsmitte die Betonzugfestigkeit f_{ct} erreicht, und kurzzeitige Belastung betrachtet wird:

Im Riss (hier trägt der Stahl die Gesamtzugkraft F_s^{II} allein):

$$s'(x_2 = l_t) = \varepsilon_b(x_2) = \frac{F_s^{II}}{E_s \cdot A_s} = \varepsilon_s^{II} \quad (9)$$

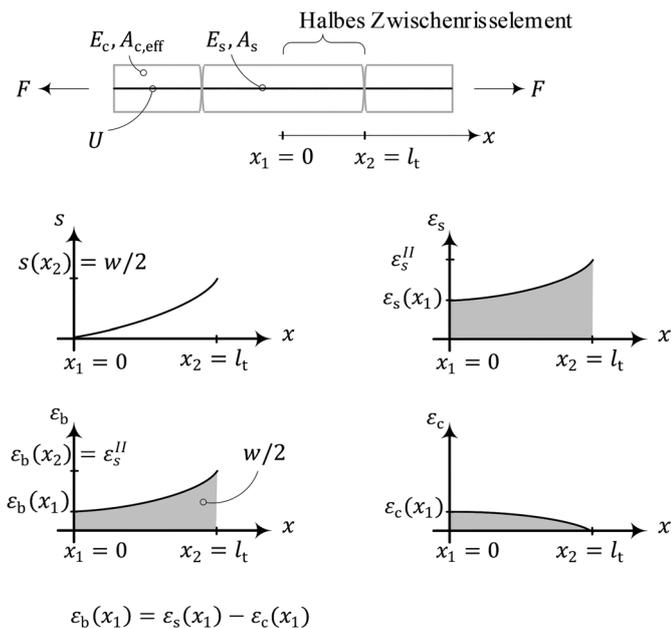


Bild 3 Dehnungsverteilung im Stahl und Beton im halben Zwischenrisselement bei abgeschlossener Rissbildung [22]
Strain distribution in steel and concrete for a half element between cracks for stabilized crack stage [22]

In der Mitte des Zwischenrisselements (hier tragen Beton und Stahl die Gesamtzugkraft):

$$\text{Beton: } \varepsilon_c(x_1) = \frac{f_{ct}}{E_c}$$

$$\text{Stahl: } \varepsilon_s(x_1) = \varepsilon_s^{II} - \frac{f_{ct} A_{c,eff}}{E_s \cdot A_s} = \varepsilon_s^{II} - \frac{f_{ct}}{E_s \cdot \rho_{s,eff}}$$

$$\begin{aligned} \text{Verbund: } s'(x_1 = 0) &= \varepsilon_b(x_1) = \varepsilon_s(x_1) - \varepsilon_c(x_1) \\ &= \varepsilon_s^{II} - \frac{f_{ct}}{E_s \rho_{s,eff}} - \frac{f_{ct}}{E_c} = \varepsilon_s^{II} - \varepsilon_{s,cr} \end{aligned}$$

oder in der Schreibweise nach [22]:

$$s'(x_1 = 0) = \varepsilon_b(x_1) = \frac{F_s^{II}}{E_s A_s} - \frac{F_{cr}}{E_s A_s} = \varepsilon_{s,cr} \cdot \left(\frac{\varepsilon_s^{II}}{\varepsilon_{s,cr}} - 1 \right) \quad (10)$$

$$\text{mit } \varepsilon_{s,cr} = \frac{F_{cr}}{E_s \cdot A_s}$$

$$\text{und } F_{cr} = \min \left\{ \begin{array}{l} F_s^{II} \\ A_{c,eff} \cdot f_{ct} (1 + \alpha_E \rho_{s,eff}) \end{array} \right.$$

$$\text{sowie } \frac{F_s^{II}}{F_{cr}} = \frac{\varepsilon_s^{II}}{\varepsilon_{s,cr}} \geq 1$$

Der Term für die Dehnungsenergie (linker Term in Gl. (2)) ergibt sich nach Abschn. 1.2 zu

$$\begin{aligned} W_\varepsilon &= \frac{1}{2 \cdot C_b} \left[\varepsilon_s^{II^2} - \varepsilon_{s,cr}^2 \left(\frac{\varepsilon_s^{II}}{\varepsilon_{s,cr}} - 1 \right)^2 \right] \\ &= \frac{1}{C_b} \varepsilon_{s,cr}^2 \left(\frac{\varepsilon_s^{II}}{\varepsilon_{s,cr}} - 0,5 \right) \end{aligned} \quad (11)$$

Nach Einsetzen der Konstante C_b aus Gl. (1) ergibt sich schließlich der auf den Stabumfang bezogene spezifische elastische Energieterm

$$W_\varepsilon = \frac{E_s \cdot \phi}{4(1 + \alpha_E \rho_{s,eff})} \varepsilon_{s,cr}^2 \left(\frac{\varepsilon_s^{II}}{\varepsilon_{s,cr}} - 0,5 \right) \quad (12)$$

Für den Fall des **Einzelrisses**, d. h., solange $F_s^{II} \leq F_{cr}$ ist, erhält man daraus als Grenzfall bei $\varepsilon_b(x_1) = 0$ in Bild 3 mit $\varepsilon_s^{II} = \varepsilon_{s,cr}$ und $\rho_{s,eff} = \rho_s$

$$W_\varepsilon = \frac{E_s \cdot \phi}{8(1 + \alpha_E \rho_s)} \varepsilon_s^{II^2} \quad (13)$$

Somit lässt sich bei Gleichheit des spezifischen elastischen Energieausdrucks W_ε mit der spezifischen Verbundenergie G_b folgende Gleichung schreiben:

$$W_\varepsilon = G_b = \int_{s=0}^{s=w/2} \tau_b(s) \delta s \quad (14)$$

Tab. 1 Verbundparameter für Stahlbeton bei einem Schlupf bis 0,5 mm
Parameters for the bond law for slip values up to 0.5 mm

Literaturstelle	Anmerkung	C	α
DAfStb Heft 466 [12]	normaler Verbund	$0,31\beta_{wm} \sim 0,35f_{cm}$	0,3
	kleine Durchmesser mit besserem Verbund	$0,32\beta_{wm} \sim 0,36f_{cm}$	0,22
Modelcode 2010 [13]	guter Verbund	$2,5\sqrt{f_{cm}}$	0,4
	kein guter Verbund	$12,5\sqrt{f_{cm}}$	0,4

Damit ergibt sich die Möglichkeit, für eine angezielte Rissbreite w zur Rissbreitenbegrenzung den Stabdurchmesser ϕ direkt zu berechnen. Es ist dazu keine explizite Berechnung des Rissabstands oder der mittleren Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton erforderlich. Ebenso muss keine mittlere Verbundspannung berechnet werden. Gleichwohl werden all diese Terme mathematisch exakt, jedoch eben implizit, berücksichtigt. Es kann gesagt werden, dass die zugrunde liegende Rissbreite diejenige ist, die im Falle des Zustands der abgeschlossenen Rissbildung zum maximalen Rissabstand gehört und beim Einzelriss die jeweils erforderlichen Übertragungslängen l_t rechts und links des Risses eingehen.

Für die Ermittlung von G_b wird der Verlauf der lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung $\tau_b(s)$, die für jede Stelle x entlang der Bewehrung gelten soll, benötigt. Im Allgemeinen wird als Verbundgesetz dafür die Potenzfunktion

$$\tau_b(s) = C \cdot s^\alpha \quad (15)$$

gewählt und für die Verbundparameter können bspw. aus [12] oder [13] die Angaben gemäß Tab. 1 entnommen werden.

In Gl. (15) ist der Schlupf in [mm] einzusetzen, sodass Verbundspannungen in [N/mm²] resultieren. Somit erhält man für ein Verbundgesetz mit der angegebenen Potenzfunktion [22]:

$$W_\epsilon = G_b = \int_{s=0}^{s=w/2} \tau_b(s) \delta s = \int_{s=0}^{s=w/2} C \cdot s^\alpha \delta s \quad (16)$$

$$= \frac{C}{(1+\alpha)} \cdot \left(\frac{w}{2}\right)^{1+\alpha}$$

Nach Einsetzen von W_ϵ und Auflösen nach dem Stabdurchmesser ϕ ergibt sich für den Fall der abgeschlossenen Rissbildung (für $\epsilon_{s,cr}$ vgl. Gl. (10)):

$$\phi = \frac{4(1+\alpha_E\rho_{s,eff})}{E_s} \cdot \frac{1}{\epsilon_{s,cr}^2 \left(\frac{\epsilon_s^{II}}{\epsilon_{s,cr}} - 0,5\right)} \cdot G_b \quad (17)$$

$$\phi = \frac{4(1+\alpha_E\rho_{s,eff})}{E_s \cdot \epsilon_{s,cr}^2 \left(\frac{\epsilon_s^{II}}{\epsilon_{s,cr}} - 0,5\right)} \cdot \frac{C}{(1+\alpha)} \cdot \left(\frac{w}{2}\right)^{1+\alpha} \quad (18)$$

und für den darin enthaltenen Spezialfall **Einzelriss**

$$\phi = \frac{8(1+\alpha_E\rho_s)}{E_s \cdot \epsilon_s^{II^2}} \cdot \frac{C}{(1+\alpha)} \cdot \left(\frac{w}{2}\right)^{1+\alpha} \quad (19a)$$

bzw.

$$\phi = \frac{8(1+\alpha_E\rho_s) \cdot E_s}{\sigma_s^{II^2}} \cdot \frac{C}{(1+\alpha)} \cdot \left(\frac{w}{2}\right)^{1+\alpha} \quad (19b)$$

Nach Auflösen nach der Rissbreite w erhält man für abgeschlossene Rissbildung [22]

$$w = 2 \left[\frac{E_s \cdot \phi}{4(1+\alpha_E\rho_{s,eff})} \cdot \epsilon_{s,cr}^2 \right]^{\frac{1}{1+\alpha}} \cdot \left[\frac{\epsilon_s^{II}}{\epsilon_{s,cr}} - 0,5 \right] \frac{(1+\alpha)}{C} \quad (20)$$

und für den Einzelriss [22]

$$w = 2 \left[\frac{E_s \cdot \phi}{8(1+\alpha_E\rho_s)} \cdot \epsilon_s^{II^2} \cdot \frac{(1+\alpha)}{C} \right]^{\frac{1}{1+\alpha}} \quad (21a)$$

bzw.

$$w = 2 \left[\frac{\phi}{8 \cdot E_s \cdot (1+\alpha_E\rho_s)} \cdot \sigma_s^{II^2} \cdot \frac{(1+\alpha)}{C} \right]^{\frac{1}{1+\alpha}} \quad (21b)$$

Für die direkte energiebasierte Ermittlung der zur Rissbreitenbeschränkung erforderlichen Stahlquerschnittsfläche A_s können für kurzfristige Belastung folgende Formeln angegeben werden:

- für abgeschlossene Rissbildung (für F_{cr} und C vgl. Gln. (10) und (15)):

$$A_s = \sqrt{\frac{(F_s^{II} - 0,5 \cdot F_{cr,eff}) \cdot F_{cr,eff} \cdot \phi}{4 \cdot E_s \cdot (1+\alpha_E\rho_{s,eff})} \cdot \frac{1+\alpha}{C} \cdot \frac{1}{(w/2)^{1+\alpha}}} \quad (22)$$

- und für den Einzelriss:

$$A_s = F_s^{II} \cdot \sqrt{\frac{\phi}{8 \cdot E_s \cdot (1+\alpha_E\rho_s)} \cdot \frac{1+\alpha}{C} \cdot \frac{1}{(w/2)^{1+\alpha}}} \quad (23)$$

Hierbei sei angemerkt, dass mit den Termen $(1+\alpha_E\rho_{s,eff})$ bzw. $(1+\alpha_E\rho_s)$ der Bewehrungsgrad und damit die Stahl-

querschnittsfläche implizit in der Gleichung enthalten ist, wenn auch mit geringem Einfluss. Zur Vermeidung einer iterativen Lösung können die Klammerausdrücke daher vereinfachend zu 1 angenommen werden. Im Rahmen dieses Beitrags wird das Verbundgesetz (jedoch nicht die Verbundspannung) ebenso wie in der Methode nach Heft 466 als konstant über die Stablänge angenommen. Das bedeutet, dass sowohl in Rissnähe wie auch weiter weg vom Riss (d.h. im gesamten Zwischenrisselement) ein unverändertes Verbundgesetz angenommen wird. Die Frage, inwieweit dies berechtigt ist, wurde vielfach und zum Teil kontrovers diskutiert [10, 24, 25]. Zuletzt wurden von Schlicke et al. [19] durch Vergleich mit nichtlinearen Finite-Element-Modellen, bei denen auch die internen Risse (Goto-Risse, vgl. [23]) sowie der Verlauf der Rissuferverformung in Abhängigkeit vom Abstand zur Bewehrung bis zur Bauteiloberfläche betrachtet wurden, ein Beitrag zu dieser Diskussion geleistet. Im Ergebnis konnte bestätigt werden, dass der Ansatz eines konstanten Zusammenhangs zwischen lokaler Verbundspannung $\tau_b(s)$ und Schlupf s als „Verbundgesetz“ als eine realitätsnahe Annahme angesehen werden kann und gegenüber dem Ansatz einer konstanten mittleren Verbundspannung wie z. B. $\tau_{sm} = 1,8 \cdot f_{ct,eff}$ in [1, 3–5] zu bevorzugen ist. Wie von [10] dargelegt, ergibt sich aus ansteigenden mittleren Verbundspannungen infolge Zunahme des Schlupfs bzw. der Rissbreite, dass statt eines wirklich abgeschlossenen Rissbilds eine sukzessive Risseilung stattfinden kann, sodass sich – in der Praxis zwar wenige, aber doch – neue Risse bilden können und sich der maximale Rissabstand verringert.

2.3 Einfluss lang andauernder Belastung

Bei lang andauernder Belastung ist die Auswirkung des Verbundkriechens zu berücksichtigen. Dies kann bei Einzelrissen dadurch geschehen, dass ersatzweise ein weiches Verbundgesetz angesetzt wird. Im Eurocode 2 [3] wird dies pauschal durch Verringerung eines Beiwerts zur Berücksichtigung der Betonmitwirkung zwischen den Rissen bei abgeschlossener Rissbildung erreicht, indem der Beiwert k_t von 0,6 auf 0,4 vermindert wird, also auf $\frac{2}{3} = \frac{1}{1,5}$ des Werts für Kurzzeitbelastung, während der Rissabstand unverändert bleibt. Beim Einzelriss hingegen wird von der 1,5-fachen Einleitungslänge l_t ausgegangen, was einer um 1,5 abgeminderten mittleren Verbundspannung entspricht. Beides kann durch einen Faktor β erfasst werden, der beim Konzept von Eurocode 2 mit $\beta = 1,5$ anzusetzen wäre. Beim Einzelriss führt dies bei der Rissbreitenberechnung im Vergleich zur Rissbreite bei kurz andauernder Belastung zu

$$w_{long} = \beta \cdot w \quad (24)$$

und damit folgt der maximal mögliche Stabdurchmesser zur Begrenzung der Rissbreite eines Einzelrisses zu

$$\phi = \frac{8(1 + \alpha_E \rho_s) \cdot E_s}{\beta \cdot \sigma_s^{II2}} \cdot \frac{C}{(1 + \alpha)} \cdot \left(\frac{w}{2}\right)^{1+\alpha} \quad (25)$$

sowie

$$A_s = F_s^{II} \cdot \sqrt{\frac{\phi \cdot \beta}{8 \cdot E_s \cdot (1 + \alpha_E \rho_s)} \cdot \frac{1 + \alpha}{C} \cdot \frac{1}{(w/2)^{1+\alpha}}} \quad (26)$$

Für die Phase der abgeschlossenen Rissbildung wird vorgeschlagen, bei den Annahmen aus [3] zu bleiben, d. h., den (maximalen) Rissabstand als unverändert zu unterstellen und die Betonmitwirkung entsprechend dem Faktor β umzurechnen. Damit erhält man

$$w_{long} = \frac{\varepsilon_{bm,long}}{\varepsilon_{bm}} \cdot w \approx \frac{(\varepsilon_s^{II} - 0,6/\beta \cdot \varepsilon_{s,cr})}{(\varepsilon_s^{II} - 0,6 \cdot \varepsilon_{s,cr})} \cdot w = \bar{\beta} \cdot w \quad (27)$$

Mit $\bar{\beta} = \frac{(\varepsilon_s^{II} - 0,6/\beta \cdot \varepsilon_{s,cr})}{(\varepsilon_s^{II} - 0,6 \cdot \varepsilon_{s,cr})}$ folgen aus den Gln. (19) und (22) für abgeschlossene Rissbildung:

$$\phi = \frac{4(1 + \alpha_E \rho_{s,eff})}{E_s \cdot \varepsilon_{s,cr}^2 \left(\frac{\varepsilon_s^{II}}{\varepsilon_{s,cr}} - 0,5\right) \cdot \bar{\beta}} \cdot \frac{C}{(1 + \alpha)} \cdot \left(\frac{w}{2}\right)^{1+\alpha} \quad (28)$$

sowie

$$A_s = \sqrt{\frac{\left(F_s^{II} - 0,5 \cdot F_{cr,eff}\right) \cdot \bar{\beta} \cdot F_{cr,eff} \cdot \phi}{4 \cdot E_s \cdot (1 + \alpha_E \rho_{s,eff})} \cdot \frac{1 + \alpha}{C} \cdot \frac{1}{(w/2)^{1+\alpha}}} \quad (29)$$

3 Überprüfung des energiebasierten Ansatzes

3.1 Allgemeines

Die Überprüfung des energiebasierten Ansatzes erfolgt einerseits anhand der Gegenüberstellung mit den Ergebnissen der analytischen Rissbreitenberechnung unter Berücksichtigung des verschieblichen Verbunds nach [12] und andererseits durch einen Vergleich der prognostizierten Rissbreiten für verschiedene Versuche aus einer Versuchsdatenbank. Ersteres gibt hierbei einen Eindruck davon, inwiefern die energiebasierte Rissbreitenberechnung mit einer Rissbreitenberechnung auf Basis der Einleitungslänge bzw. des Rissabstands übereinstimmt. Zweiteres gibt Aufschluss darüber, in welchem Zusammenhang die berechnete Rissbreite zur experimentell ermittelten Rissbreite steht.

3.2 Energiebasierte Rissbreitenberechnung vs. Rissbreitenberechnung auf Basis der Einleitungslänge bzw. des Rissabstands

Nachfolgend wird die energiebasierte Rissbreitenberechnung gemäß der Gln. (20) und (21) mit der analytischen Rissbreitenberechnung unter Berücksichtigung des verschieblichen Verbunds nach [12] verglichen. Das Ergebnis dieses Vergleichs ist in Bild 4 für unterschiedliche Betrachtungsfälle bei zentrischem Zug und bei reiner Bie-

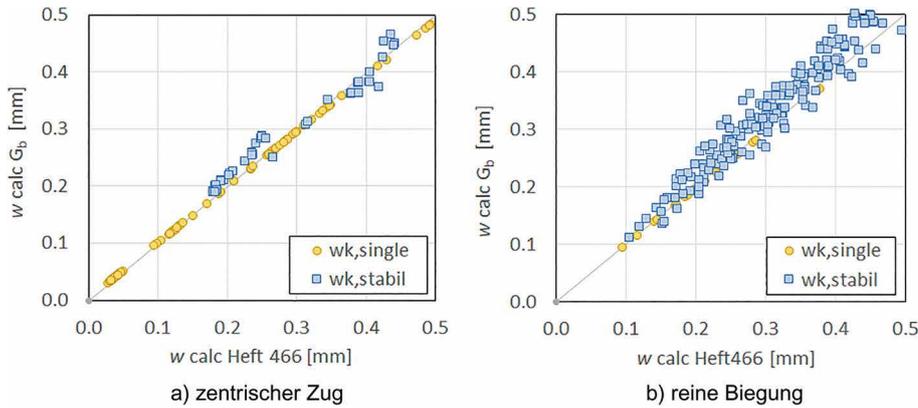


Bild 4 Vergleich der berechneten Rissbreiten für energiebasierte und analytische Rissbreitenberechnung
Comparison of the calculated crack widths for energy-based and analytical crack width predictions

gung gegeben. Als betrachtete Fälle wurden hierbei alle Querschnittskonfigurationen des nachfolgenden Vergleichs mit der Versuchsdatenbank berücksichtigt.

Im Allgemeinen zeigt das Ergebnis eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den beiden Ansätzen. Berücksichtigt man, dass die Lösung der energiebasierten Betrachtung mathematisch exakt im Rahmen des zugrunde gelegten Zusammenhangs von örtlicher Verbundspannung und Schlupf ist, so kann die von Tue in [12] vorgeschlagene numerische Näherung als sehr gut beurteilt werden. Lediglich bei der abgeschlossenen Rissbildung ist ein gewisses „Rauschen“ mit Abweichungen in der Größenordnung von bis zu $\pm 15\%$ zu beobachten. Die Ursache für dieses Rauschen wird in dem Näherungsansatz zu der lastabhängigen Änderung des Schlupfverlaufs in [12] vermutet, der zwar gut begründet, aber mathematisch nicht exakt ist. Für eine weiterführende statistische Auswertung zu dieser Abweichung wird auf zukünftige Forschungsarbeiten verwiesen, die hierfür eine deutlich größere Bandbreite an Querschnittskonfigurationen berücksichtigen und auch den Einfluss verschiedener Verbundparameter und Verbundgesetze abbilden.

3.3 Energiebasierte Rissbreitenberechnung vs. Versuchsbeobachtung

Nachfolgend werden die experimentell ermittelten Rissbreiten an Versuchskörpern unter Laborbedingungen (w_{exp}) mit den berechneten Rissbreiten (w_{calc}) gemäß der Gln. (20) und (21) verglichen. Die Datenbank besteht hierbei aus einer Vielzahl an unterschiedlichen Versuchen aus der Literatur (169 Messwerte bei zentrischem Zug und 291 Messwerte bei reiner Biegung) und wurde unverändert aus [17] übernommen. Weitere Informationen zur Herkunft dieser Daten finden sich dort. Zu beachten ist bei einem solchen Vergleich, dass die berechneten Rissbreiten gemäß der Gln. (20) und (21) auf die maximal möglichen Rissbreiten abzielen, wohingegen die experimentell bestimmte (maximale) Rissbreite in einem Versuch aufgrund von Streuungen der Zugfestigkeit und der Verbundeigenschaften entlang der Bauteilachse fast immer kleiner als die maximal mögliche Rissbreite aus-

fällt. Ein direkter Vergleich der beiden Größen ist daher nicht zielführend. Aus diesem Vergleich kann daher nur geschlussfolgert werden, dass die Berechnung im Falle von $w_{\text{calc}} \geq w_{\text{exp}}$ auf der sicheren Seite liegt.

Hinzu kommt, dass in einigen Experimenten in der Literatur nur die mittlere Rissbreite entlang der Bauteilachse ausgewertet wurde und keine Informationen zur maximalen Rissbreite im Versuch gegeben werden. In solchen Fällen kann die maximale Rissbreite näherungsweise bestimmt werden, was in der Zusammenstellung der Datenbank für die maximale Rissbreite auf Basis von [26] erfolgte. Weitere Informationen zu dieser Umrechnung sind ebenfalls in [17] zu finden. Das Ergebnis des Vergleichs zeigt Bild 5.

Unter Berücksichtigung, dass die experimentell ermittelten maximalen Rissbreiten nicht zwangsläufig der theoretischen maximalen Rissbreite entsprechen müssen, zeigt der Vergleich in Bild 5 eine zufriedenstellende Vorhersage mit 91 % Vorhersage auf der sicheren Seite für Fälle mit zentrischem Zug und 80 % für reine Biegung. Weitere statistische Parameter für das Verhältnis von vorhergesagten zu experimentellen Ergebnissen, wie Mittelwert, Variationskoeffizient oder Maximal- und Minimalwerte, wie sie üblicherweise bei der Bewertung von kalibrierten Berechnungsmodellen auf Basis von mittleren Rissabständen diskutiert werden, werden hier nicht angegeben. Derartige statistische Analysen sind für die Berechnung der maximalen Rissbreite nicht zielführend, da dieses Berechnungsergebnis den ungünstigsten Fall darstellt, der nicht unbedingt in Experimenten gefunden werden muss. Dennoch soll an dieser Stelle kurz auf die offensichtlich größere Streuung im Fall von reiner Biegung gegenüber zentrischem Zug eingegangen werden. Dies liegt daran, dass im Falle von Biegung einerseits deutlich größere Unsicherheiten in der Messwerterfassung auftreten (Messung auf Höhe der Bewehrungslage oder Messung an der am stärksten gezogenen Seite, Messung im Bereich mit in Stablängsrichtung konstantem oder veränderlichem Moment bzw. Messung des ersten Risses im Übergang vom ungerissenen zum gerissenen Bereich etc.), andererseits ist die Bestimmung der Effektivzone im Falle von Biegung mit etwas mehr Unsicherheit behaftet, da hier nicht

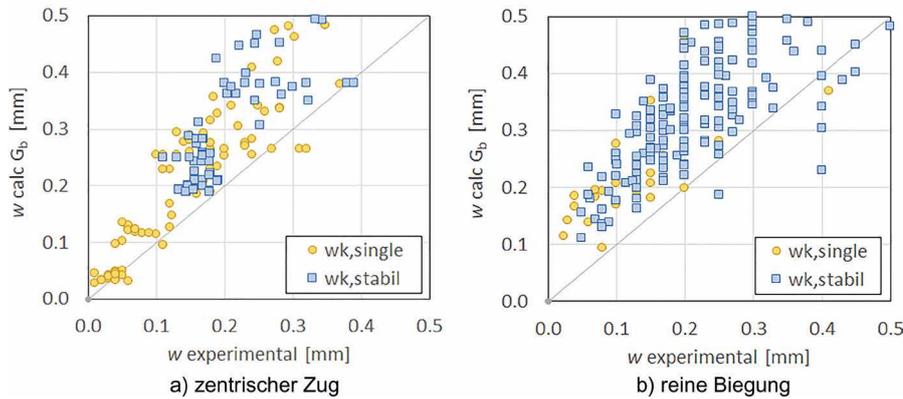


Bild 5 Vergleich der energiebasierten Rissbreitenberechnung mit Versuchsbeobachtungen
Comparison of energy-based crack width prediction with experimental observations

nur das Erreichen der Risskraft der Effektivzone, sondern auch das Erreichen des Rissmoments im ungerissenen Bereich zu berücksichtigen ist. Hieraus ergeben sich insgesamt größere Streuungen, die in dem eigentlichen Berechnungsverfahren nicht zu erfassen sind.

4 Schlussfolgerung und Ausblick

Der vorliegende Beitrag präsentiert ein energiebasiertes Konzept zur rechnerischen Erfassung der Krafteinleitung über verschieblichen Verbund. Die Formulierung als solche ist mathematisch exakt im Rahmen des zugrunde gelegten Zusammenhangs von örtlicher Verbundspannung und Schlupf und bietet aufgrund seiner geschlossenen Lösung eine signifikante Verbesserung zu bestehenden Ingenieurmodellen auf Basis von konstanten Verbundspannungen. Für die Rissbreitenberechnung im Stahlbeton wird hierdurch eine enorme Verbesserung geschaffen, indem eine praxisgerechte und gleichzeitig mechanisch fundierte Lösung für die Berücksichtigung der schlupfabhängigen Verbundspannung bereitgestellt wird. Insbesondere bei kleinen Rissbreiten wird hierdurch das Bemessungsergebnis deutlich verbessert, vgl. [17, 19]. Gleiches gilt für ähnlich gelagerte Fragestellungen, wie Kraftübertragung bei Dübelverankerungen, Klebeverbindungen, langen Schweißnähten etc.

Im vorliegenden Beitrag lag der Fokus auf der Rissbreitenberechnung im Stahlbeton und hierfür wurde gezeigt, wie das Konzept auf die gängigen Bemessungsverfahren mit Grenzstabdurchmesser und Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite umgelegt werden kann. Zur Verifikation wurde das energiebasierte Modell einerseits mit der analytischen Rissbreitenberechnung unter Berücksichtigung des verschieblichen Verbunds nach [12]

verglichen und andererseits anhand der Ergebnisse aus einer Versuchsdatenbank bewertet. Beide Vergleiche bestätigen, dass die energiebasierte Rissbreitenberechnung einen sehr zukunftsfähigen Lösungsansatz für die Rissbreitenkontrolle in Stahlbeton darstellt.

Eine weitere Frage besteht hinsichtlich des Einflusses einer großen Betondeckung auf die Rissbreite an der Oberfläche. In [19] wurde dieser Zusammenhang unter Bezug auf bestehende Literatur und mittels eines Vergleichs von analytisch berechneter Rissbreite unter Berücksichtigung des verschieblichen Verbunds nach [12] und nichtlinearer FE-Simulation des Rissbildungsprozesses mit expliziter Abbildung der Bewehrungsrippen untersucht. Diese Untersuchungen deuten darauf hin, dass die Rissuferverformung über die Betondeckung selbst bei großen Betondeckungen bis 60 mm vornehmlich durch die innere Rissbildung im Einleitungsbereich hervorgerufen wird. Die Rissbreitenberechnung unter Berücksichtigung des verschieblichen Verbunds, in der diese innere Rissbildung implizit im Verbundgesetz abgebildet wird, würde somit eine gute Vorhersage der Oberflächenrissbreite liefern – unabhängig davon, ob dies mittels numerischer Näherungslösung für den verschieblichen Verbund oder mittels energiebasierter Methode erfolgt. Mit zukünftigen Forschungsarbeiten sollte diese Beobachtung weiter untersucht werden.

Dank

Frau Dipl.-Ing. Christina Krenn (TU Graz) und Herrn Paul Capewell, M.Sc. (Universität Kassel) sei an dieser Stelle herzlich für die Unterstützung bei der redaktionellen Bearbeitung und für die kritische Durchsicht des Manuskripts gedankt.

Literatur

- [1] DIN 1045-1 (2008) *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Berlin: Beuth. Ausgabe Aug. 2008.
- [2] Schießl, P. (1989) *Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite*. DAfStb Heft 400, S. 157–175.
- [3] Eurocode 2, DIN EN 1992-1-1 (2011) *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken* –

- Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin: Beuth. Ausgabe Jan. 2011.
- [4] DIN EN 1992-1-1/NA (2013) *Nationaler Anhang – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Berlin: Beuth.
- [5] Eurocode 2, ÖNORM B 1992-1-1 (2018) *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1)*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- [6] Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau DAfStb [Hrsg.] (2012) *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2)*. Heft 600. Berlin: Beuth.
- [7] Leonhardt, F. (1985) *Zur Behandlung von Rissen in Beton in den deutschen Vorschriften*. Beton- und Stahlbetonbau 80, H. 7, S. 179–184 und H. 8, S. 209–215.
- [8] Beeby, A. W. (2004) *Discussion on “The influence of the parameter ϕ/ρ eff on crack widths*. Structural Concrete, pp. 71–83 and pp. 155–165.
- [9] Noakowski, P. (1988) *Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangbeanspruchung und Rissbreite. Kontinuierliche Theorie der Mitwirkung des Betons auf Zug. Rechenhilfen für die Praxis*. DAfStB-Heft 394. Berlin: Beuth.
- [10] Krips, M. (1985) *Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton*. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt.
- [11] König, G.; Fehling, E. (1988) *Zur Rissbreitenbeschränkung im Stahlbetonbau*. Beton- und Stahlbetonbau 83, H. 6, S. 161–167 und H. 7, S. 199–204.
- [12] König, G.; Tue, N. V. (1996) *Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton*. DAfStB-Heft 466. Berlin: Beuth.
- [13] International Federation for Structural Concrete (fib) [Hrsg.] (2013) *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Lausanne.
- [14] Windisch, A. (2016) *Crack control: an advanced calculation model – Part I: Review of classic tests*. Concrete Structures, pp. 41–48.
- [15] Windisch, A. (2017) *Crack control: an advanced calculation model – Part II: The model*. Concrete Structures, pp. 40–47.
- [16] Empelmann, M.; Busse, D. (2018) *Vergleich von normativen Modellen zur Berechnung der Rissbreite*. Beton- und Stahlbetonbau 113, H. 4, S. 298–306. <https://doi.org/10.1002/best.201700082>
- [17] Schlicke, D.; Dorfmann, E. M.; Fehling, E.; Tue, N. V. (2021) *Calculation of maximum crack width for practical design of reinforced concrete*. Civil Engineering Design 3, pp. 45–61. <https://doi.org/10.1002/cend.202100004>
- [18] Tue, N. V.; Fehling, E.; Schlicke, D.; Krenn, C. (2021) *Rissbreitennachweis und Mindestbewehrung nach EC2 – aktuelles Modell versus Vorschlag für die Revision*. Beton- und Stahlbetonbau 116, H. 11, S. 837–858. <https://doi.org/10.1002/best.202100038>.
- [19] Schlicke, D.; Krenn, C.; Mayer, M.; Betschoga, C. (2022) *FE-basierte Verifikation der Rissbreitenberechnung nach DAfStb Heft 466*. Beton- und Stahlbetonbau 117, H. 9, S. 666–679. <https://doi.org/10.1002/best.202200055>
- [20] Rehm, G. (1961) *Über die Grundlagen des Verbunds zwischen Stahl- und Beton*. DAfStB-Heft 138. Berlin: Beuth.
- [21] Fehling, E.; Lorenz, P. (2020) *Energy based Determination of Maximum Force to be transferred by Bond*. Proceedings of 5th International Symposium Ultra-High Performance Construction Materials. 11.03.2020–13.03.2020. Kassel.
- [22] Lorenz, P. (2022) *Zum Verbund von Stahlbeton und Stahlfaserbeton bei Beachtung des Arbeitsprinzips* [Dissertation]. Universität Kassel. kassel university press, ISBN: 978-3-7376-1047-6. <https://doi.org/10.17170/kobra-202204266094>
- [23] Goto, Y. (1971) *Cracks formed in concrete around deformed tension bars*. ACI Journal, Bd. Proceedings 68, No. 4, pp. 244–251.
- [24] Debernardi, P. G.; Guglia, M.; Taliano, M. (2013) *Effect of secondary cracks for cracking analysis of reinforced concrete tie*. ACI Materials Journal, Nr. M20, pp. 207–214.
- [25] Debernardi P. G.; Taliano, M. (2016) *An improvement to Eurocode 2 and fib Model Code 2010 methods for calculating crack width in RC structures*. Structural Concrete, pp. 365376.
- [26] Tue, N. V. (1993) *Zur Spannungumlagerung im Spannbeton bei der Rißbildung unter statischer und wiederholter Belastung*. DAfStB-Heft 435. Berlin: Beuth. <https://doi.org/10.2366/3711226>

Autoren



Prof. Dr.-Ing. Ekkehard Fehling
(Korrespondenzautor)
fehling@uni-kassel.de
Universität Kassel
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau,
Fachgebiet Massivbau
Kurt-Wolters-Str. 3
34109 Kassel



Dr.-Ing. Paul Lorenz
paullorenz@outlook.de
Donges SteelTec GmbH
Mainzer Str. 55
64293 Darmstadt



Assoc. Prof. Dr.techn. Dirk Schlicke
dirk.schlicke@tugraz.at
Technische Universität Graz
Institut für Betonbau
Lessingstraße 25,
A-8010 Graz

Zitieren Sie diesen Beitrag

Fehling, E.; Lorenz, P.; Schlicke, D. (2022) *Energiebasierte direkte Berechnung der Bewehrung zur Rissbreitenbegrenzung*. Beton- und Stahlbetonbau 117, H. 9, S. 36–44.
<https://doi.org/10.1002/best.202200069>

Dieser Aufsatz wurde in einem Peer-Review-Verfahren begutachtet.
Eingereicht: 27. Juni 2022; angenommen: 7. Juli 2022.

Erneuerung von Stahlbetonbrücken mithilfe von UHFB

Meinem Kollegen Professor Nguyen Viet Tue zu seinem 65. Geburtstag gewidmet

Mit dem zementgebundenen Ultra-Hochleistungsfähigen Faserverbund-Baustoff UHFB steht ein neuartiger Baustoff zur Verfügung, der sich durch hohe mechanische Festigkeiten und Dauerhaftigkeit auszeichnet. UHFB eignet sich für die Erneuerung bestehender Stahlbetonbrücken. Aufgrund der Erfahrungen mit zahlreichen Anwendungen werden in diesem Aufsatz die grundlegenden Entwurfskonzepte zum Schutz und zur Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbetonbrücken entwickelt. Diese betreffen die Verbesserung der Dauerhaftigkeit sowie die Verstärkung von Fahrbahnplatten und Brückenträgern. Anhand von drei kürzlich ausgeführten Projekten wird die praktische Umsetzung der Entwurfskonzepte illustriert. Dabei wird aufgezeigt, dass die Erneuerung von Stahlbetonbrücken mithilfe von UHFB auch hinsichtlich der Nachhaltigkeit von Bauwerken bedeutend ist, da die in der Stahlbetonkonstruktion bereits verbauten Baustoffressourcen weiter genutzt werden.

Stichworte UHFB; Stahlbetonbrücken; Erneuerung; Dauerhaftigkeit; Instandsetzung; Verstärkung

Renewal of reinforced concrete bridges by means of UHPFRC
Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Cementitious composite building material UHPFRC is a novel building material that is characterized by high mechanical strength and durability. UHPFRC is suitable for the renewal of existing reinforced concrete bridges. Based on the experience with numerous applications, the basic design concepts for the protection, rehabilitation and strengthening of reinforced concrete bridges are developed in this paper. These relate to the improvement of durability as well as the strengthening of bridge deck slabs and girders. The implementation in practice of the design concepts is illustrated by three recently completed projects. It is shown that the renewal of reinforced concrete bridges with the help of UHFB is also important with regard to the sustainability, since the material resources already installed in the reinforced concrete structure are reused.

Keywords UHPFRC; reinforced concrete bridges; renewal; durability; rehabilitation; strengthening

1 Einleitung

1.1 Mängel der Stahlbetonbauweise

Die Stahlbetonbauweise kann mittlerweile auf eine über hundertjährige Geschichte zurückblicken und ist auch heute noch die bedeutendste, weil billigste Bauweise. Erfahrungsgemäß weisen jedoch Betonbauten Mängel hinsichtlich der Dauerhaftigkeit auf: Wasser- und chlorid-exponierte Bauteile zeigen Schäden infolge Bewehrungskorrosion oder Alkali-Aggregat-Reaktion. Seit den 1980er-Jahren werden diese Schäden „saniert“ und ein Ende ist nicht in Sicht. Auch Betonbauten jüngerer Datums weisen bereits diese Schadensbilder auf. Eine gegenüber früheren Normenanforderungen um ein paar Zentimeter stärkere Bewehrungsüberdeckung, welche diesen Problemen entgegenwirken soll, genügt offenbar nicht. Meist sind traditionelle „Sanierungen“ von Schäden infolge Bewehrungskorrosion mit Reprofiliermörtel oder Dünnbeschichtungen auf Epoxidharzbasis ästhetisch unbefriedigend und auch ungenügend dauerhaft. Abdichtungsfolien auf Brückenplatten sind bei der Anwendung fehleranfällig und von begrenzter Funktionsdauer.

Daraus muss der Schluss gezogen werden: Für Bauteile, die durch starke Umwelteinflüsse beansprucht werden, ist Stahlbeton offensichtlich nicht die richtige Baustoffwahl. Jedoch werden Infrastrukturbauwerke wie Brücken

seit 70 Jahren fast ausschließlich in Stahlbeton gebaut und stellen heute einen sehr großen volkswirtschaftlichen Wert dar, den es zu erhalten gilt. Die Stahlbetonbauweise ist „*too big to fail*“!

Auch aus Gründen der Nachhaltigkeit sind die Betonbauweise und bestehende Betonbauten grundlegend zu verbessern, damit die versprochene Leistungsfähigkeit auch eingehalten werden kann. Die grundlegende Idee dazu ist einfach und einleuchtend: Exponierter Stahlbeton muss durch einen besseren Baustoff ergänzt oder ersetzt werden!

1.2 Weder Stahl, noch Beton, sondern UHFB

Der zementgebundene Ultra-Hochleistungsfähige Faserverbund-Baustoff (UHFB) ist weder Stahl noch Beton, sondern ein eigenständiger Verbundbaustoff. UHFB ist ein aus Zement, Zusatzstoffen, feiner Gesteinskörnung, Wasser, Zusatzmitteln und 15 mm kurzen, schlanken Stahlfasern in hoher Dosierung (> 3 Vol.-%) hergestellter Baustoff. Durch seine hohe Packungsdichte ist er auch unter Zugbeanspruchung flüssigkeitsdicht. Der Mittelwert seiner Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen beträgt etwa 150 N/mm² und seine Zugfestigkeit ist höher als 12 N/mm². UHFB zeigt ein Verfestigungsverhalten unter Zugbeanspruchung.

Der Baustoff UHFB wurde vor rund 40 Jahren erstmals hergestellt und seither weiterentwickelt. Im Hinblick auf die Verbesserung von Betonbauten wird seit 1999 am Lehrstuhl des Autors an der ETH Lausanne das Tragverhalten von UHFB-Beton-Verbundbauteilen untersucht. Die Idee besteht darin, Bauteile aus Stahlbeton mit dem Hochleistungsbaustoff UHFB gezielt zu „härten“, um stark exponierte Oberflächen zu schützen und statisch stark beanspruchte Bauteile zu verstärken. Dabei ist es vorteilhaft, UHFB mit Betonstahlbewehrung zu ergänzen (analog zum Begriff „Stahlbeton“ wird der Begriff „Stahl-UHFB“ eingeführt.) Dadurch verbessert der Stahl-UHFB die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit des Stahlbetonbauteils. Durch den Einsatz von UHFB wird das Stahlbetonbauwerk vor seinem Abriss gerettet und erfährt einen Mehrwert, der eine nächste, lange Nutzungsdauer ermöglicht.

1.3 Vom Forschungslabor auf die Baustelle

Seit 2004 wurden in der Schweiz mehr als 300 Stahlbetonbauten, in den meisten Fällen Brücken, mit UHFB instand gesetzt, verstärkt und abgedichtet. Die bisher größte Anwendung betraf in den Jahren 2014/15 die 2,1 km langen Chillon-Autobahnviadukte entlang des Genfersees bei Montreux. Mit der Veröffentlichung eines Regelwerks [1] nahm die Anzahl der Anwendungen stark zu. Seit einigen Jahren findet die UHFB-Bauweise auch im Bereich des Neubaus Einzug [2]. Der eigentliche Grund für die Einführung der UHFB-Bauweise in der Schweiz sind kompetitive Baukosten, denn die relativ hohen Baustoffkosten für UHFB werden durch Effizienzsteigerungen (geringer UHFB-Materialverbrauch, Rationalisierungen und Vereinfachungen beim Entwurf und bei der Ausführung, Dauerhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit) im Vergleich zu traditionellen „Sanierungen“ mehr als überwogen. Zudem führt der Erhalt von bestehender Baubsubstanz mithilfe des UHFB im Vergleich zum heute noch praktizierten „Abriss-Ersatzneubau“-Vorgehen zu deutlich geringeren Baukosten und Umweltbelastungen.

Dieser Aufsatz führt grundlegende Entwurfskonzepte für die Erneuerung von Stahlbetonbrücken ein und beschreibt drei neuere Anwendungen. Schließlich werden Aspekte der Nachhaltigkeit und der Umsetzung einer neuen Technologie in die Praxis erörtert.

2 Stahl-UHFB – Stahlbeton-Verbundbauweise zur Verstärkung und Abdichtung von Bauteilen aus Stahlbeton

2.1 Grundsätze und Entwurfsziele

UHFB wird als Hochleistungsbaustoff eingesetzt, um die traditionelle Stahlbetonbauweise zu verbessern mit dem Ziel, die bekannten Mängel des Stahlbetons durch eine gezielte Querschnittsergänzung mit UHFB zu beheben. Die in Abschn. 2.2 beschriebenen UHFB-Entwurfskon-

zepte sollten somit sinngemäß auch für den Neubau von Kunstbauten angewendet werden, denn bereits beim Neubau sollte möglichst dauerhaft und nachhaltig gebaut werden.

Die Baustoffe UHFB und Stahl-UHFB sowie die Bemessungsregeln sind in der Schweiz im Merkblatt SIA 2052 [1] geregelt. Im Aufsatz [2] sind die wesentlichen Angaben zu den beiden Baustoffen beschrieben, die für die Bemessung erforderlich sind. Das Tragverhalten von Stahl-UHFB – Stahlbeton-Verbundbauteilen kann mit analytischen und numerischen Modellen vorhergesagt werden, insbesondere das zeitabhängige Verhalten. Das Verhalten unter Biegung wird mit einem Querschnittsmodell erfasst, das eine Erweiterung des klassischen Biegemodells für Stahlbeton ist.

Die Grundidee der Verstärkung von Bauteilen aus Stahlbeton mit UHFB besteht darin, eine in der Regel 25–80 mm starke UHFB-Schicht mit dem Stahlbetonquerschnitt monolithisch zu verbinden. Das resultierende UHFB-Beton-Verbundbauteil besteht aus einem Stahlbetonquerschnitt und einer Schicht aus UHFB oder Stahl-UHFB gemäß Bild 1. Der dabei verwendete Begriff „Verstärkung“ beinhaltet die Erhöhung des Tragwiderstands und der Steifigkeit der Bauteile. Gleichzeitig nimmt die UHFB-Schicht auch eine Schutzfunktion wahr, indem der Stahlbeton vor direktem Kontakt mit Wasser und Chloridionen geschützt wird.

UHFB-Beton-Verbundbauteile weisen folgende Eigenheiten auf:

- Bei der Herstellung eines UHFB-Beton-Verbundbauteils entstehen Eigenspannungen resp. -verformungen im Verbundbauteil infolge Verformungsbehinderung der abbindenden UHFB-Schicht im Verbund mit dem Stahlbetonuntergrund. Dabei treten Zugeigenspannungen im UHFB auf. Diese Zugspannungen nehmen je nach Einspanngrad der UHFB-Schicht Werte von 6–8 N/mm² an, die vom UHFB wegen dessen ver-

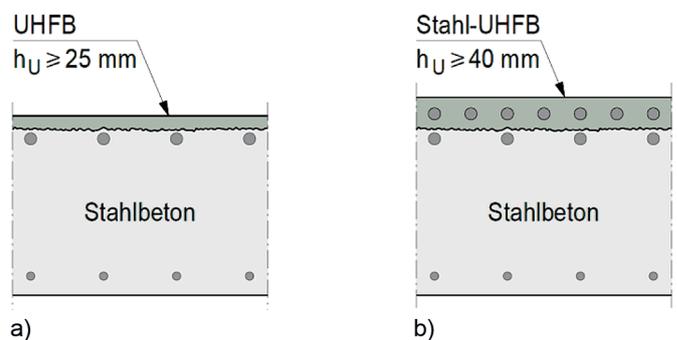


Bild 1 Grundkonfigurationen des UHFB-Beton-Verbundbaus: a) Schutzfunktion und Erhöhung der Steifigkeit im Gebrauchszustand, b) Schutzfunktion sowie Erhöhung der Bauteilsteifigkeit und des Tragwiderstands

Basic configurations of the UHPFRC-concrete composite construction: a) protective function and increase in rigidity under service conditions, b) protective function and increase in element rigidity and ultimate resistance

gleichsweise hoher Zugfestigkeit und dem verfestigenden Verformungsverhalten aufgenommen werden können. Entsprechend treten im UHFB unter Gebrauchsspannungen keine sichtbaren Risse auf. Diese Erkenntnis stützt sich auf Beobachtungen an Bauwerken und Ergebnissen von numerischen Simulationen typischer Verbundsysteme, die in Versuchen und Ausführungen realisiert und messtechnisch erfasst wurden [4, 5].

- UHFB-Beton-Verbundbauteile verhalten sich im Gebrauchszustand und bis zum Erreichen des Tragwiderstands monolithisch. Unter Biegebruchbeanspruchung treten Risse infolge Scherbeanspruchung zwischen den beiden Schichten erst weit nach Überschreiten des maximalen Tragwiderstands auf. Folglich dürfen Spannungen und Verformungen sowie der Tragwiderstand am monolithischen Querschnitt ermittelt werden.
- Eine UHFB-Schicht, insbesondere wenn sie mit Bewehrung versehen ist, erhöht den Biege- und Querkrafttragwiderstand sowie die Steifigkeit des UHFB-Beton-Verbundbauteils.
- Um im Gebrauchszustand eine Rissbildung im UHFB zu vermeiden, muss UHFB ein ausgeprägtes Verfestigungsverhalten unter Zugbeanspruchung aufweisen. Die UHFB-Schicht ist entsprechend im Gebrauchszustand flüssigkeitsdicht, falls die Dehnungen einen Wert von 1 ‰ nicht überschreiten.

Durch die Ergänzung des Stahlbetonbauteils mit Stahl-UHFB werden Verbundbauteile erhalten, die den Tragwiderstand deutlich zu erhöhen vermögen sowie im Gebrauchszustand bedeutende Zugkräfte aufnehmen und so die Bauteilsteifigkeit erhöhen. Damit kann eine gleichzeitig tragende und flüssigkeitsdichte UHFB-Schicht auf denjenigen Bereichen aus Stahlbeton aufgebracht werden, die durch starke Umwelteinflüsse (z. B. Einwirkung von Wasser mit/ohne Tausalze) oder hohe mechanische Einwirkungen (z. B. infolge Verkehrslasten auf Fahrbahnplatten) stark beansprucht sind. Falls die UHFB-Schicht einzig eine Schutzfunktion zu erfüllen hat, dann sind Einlagen von Bewehrungsstäben in der Regel nicht notwendig, und die UHFB Schicht kann auf minimal 25 mm Dicke reduziert werden.

Wie für andere hochleistungsfähige Baustoffe gilt der Ansatz, den UHFB nur dort einzusetzen, wo seine vorteilhaften Eigenschaften auch genutzt werden. Bei bestehenden Betonbauten bestehen das Ziel und der Nutzen des Einsatzes von UHFB und Stahl-UHFB darin, sowohl die Tragfunktion (Tragwiderstand gegenüber Biegung, Schub, Ermüdung) als auch die Schutzfunktion (Abdichtung) in einem Arbeitsgang herzustellen, was in vielen Fällen die Bauausführung vereinfacht und somit die Baustellendauern verkürzt. Dies ist vorteilhaft hinsichtlich der Baukosten und der indirekten Kosten (Benutzerkosten) infolge Nutzungseinschränkungen des Bauwerks. Zudem führt die UHFB-Beton Verbundbauweise oft zu einem nur minimalen Eingriff in das bestehende Tragwerk, da dessen Eigengewicht nicht oder nur unwesentlich erhöht werden

muss, womit Verstärkungen anderer Tragwerksteile und der Fundamente vermieden werden können.

2.2 Entwurfskonzepte

2.2.1 Ziele

Beim Einsatz von UHFB zur Verbesserung von Kunstbauten aus Stahlbeton der Straßeninfrastruktur werden drei grundlegende Projektziele verfolgt und unterschieden [3]:

- Instandsetzung und Schutz von Bauteilen aus Stahlbeton
- Wiederherstellung oder Erhöhung der Tragfähigkeit von Fahrbahnplatten (Verstärkung 1)
- Erhöhung der Tragfähigkeit des gesamten Tragwerks des Kunstbaus (Verstärkung 2)

Bei einer Verstärkung erfüllt der UHFB auch die Schutzfunktion, indem der Stahlbeton vor direktem Kontakt mit Wasser und Chloriden geschützt wird.

2.2.2 Projektziel 1: Instandsetzung und Schutz von Bauteilen aus Stahlbeton

Das Einsatzgebiet betrifft vor allem stark exponierte Bauteile aus Stahlbeton der Expositionsclassen XD2/3, XC4, XF2/4 und XA3 gemäß den Betonbaunormen, die in der Regel Schäden in Form von Bewehrungskorrosion oder Gefügeschädigungen des Betons aufweisen. Betroffene Bauteile sind vor allem Fahrbahnplatten (Oberseite) mit Randabschlüssen (Brückenkappen) oder Leitmauern sowie wandartige Bauteile von Widerlagern, Pfeilern, Stützmauern, Tunneln und Galerien. Grundsätzlich können alle Schadensbilder des Stahlbetons, die bisher mit traditionellen Methoden „saniert“ wurden, mit UHFB instand gesetzt und verbessert werden. Mit dem gegenüber Mörtel oder Feinkornbeton qualitativ deutlich besseren Baustoff UHFB werden dabei die Schäden nicht nur repariert, sondern die Bauteile werden mit UHFB derart verbessert, dass sie dauerhaft widerstandsfähig werden gegen starke Expositionen durch Chloride und Wasser. Dabei darf davon ausgegangen werden, dass während der künftigen Nutzungsdauer keine weitere Instandsetzung mehr notwendig wird.

Der Einsatz von UHFB bei der Instandsetzung von Schäden infolge Bewehrungskorrosion führt zu einer spezifischen Betrachtungsweise gemäß Bild 2, welches das Grundprinzip „Betonersatz“ durch UHFB zur Wiederherstellung des Stahlbetonbauteils darstellt.

Der Betonabtrag erfolgt wie üblich bis mindestens 10 mm hinter den korrodierenden Bewehrungsstab. Da UHFB wasser- und chloriddicht ist, kann keine Chloridmigration vom Bauteilinnern zum oberflächennahen Bewehrungsstab erfolgen, womit kein Restchloridgehalt eingehalten

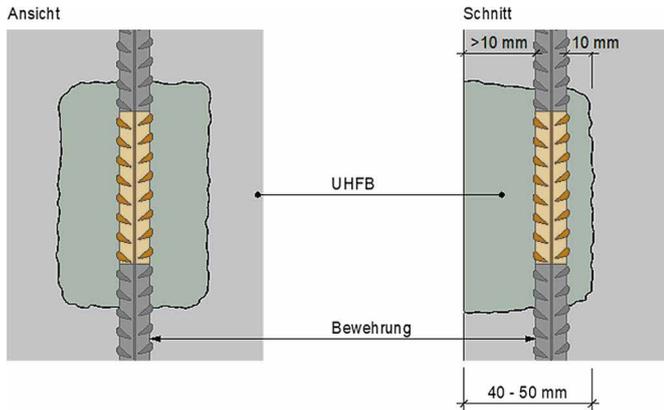


Bild 2 Prinzip „Betonersatz“ durch UHFB zur Wiederherstellung des durch Bewehrungskorrosion beschädigten Stahlbetons
Principle of “concrete replacement” by means of UHPFRC to restore reinforced concrete damaged by steel reinforcement corrosion

werden muss und somit der Betonabtrag minimal gehalten werden kann. Entsprechend wird das Bauteil relativ wenig geschwächt, was beispielsweise bei dünnen Trägerstegen oder schlanken Pfeilern von Vorteil sein kann, indem provisorische Abstützungen vermieden werden.

Mit der Reprofilierung mit UHFB werden die ursprünglichen Abmessungen wiederhergestellt, denn UHFB ist wasser- und chloriddicht und auch bei einer minimalen Bewehrungsüberdeckung von 10 mm noch einwandfrei ausführbar. Damit kann unter Einhaltung der ursprünglichen Bauteildicken (und somit ohne Erhöhung des Eigengewichts) ein dauerhafter Schutz des Bewehrungsstabs gewährleistet werden. Entsprechend ist ein zusätzlicher Oberflächenschutz (z.B. Dünnbeschichtungen) nicht notwendig. Zudem kann die Zugfestigkeit des den Bewehrungsstab umschließenden UHFB in Rechnung gestellt werden, um einen geringfügigen Querschnittsverlust (<10%) des Bewehrungsstabs infolge Korrosion zu kompensieren.

Die Instandsetzung von Stahlbeton mit UHFB bietet somit bedeutende Vorteile gegenüber der traditionellen „Sanierung“ (unter Verwendung von Reprofiliermörteln oder Feinkornbetonen), bei welcher die Einhaltung des zulässigen Restchloridgehalts zu einem großen Betonabtrag führen kann und die starken Bewehrungsüberdeckungen gemäß den Betonbaunormen eingehalten werden müssen. Nachteilig ist, dass die Reprofilierung mit UHFB hinter einer Schalung ausgeführt werden muss, was aufwendig sein kann. Ein UHFB-Auftrag mit dem Spritzverfahren ist jedoch in Entwicklung und steht für erste Anwendungen bereits zur Verfügung [6].

2.2.3 Projektziel 2: Wiederherstellung und Erhöhung der Tragfähigkeit von Fahrbahnplatten (Verstärkung 1)

Fahrbahnplatten aus Stahlbeton sind durch Umwelteinflüsse und Verkehrslasten besonders stark beansprucht. Entsprechend besteht ein hoher Bedarf nach Instandsetzung von Schäden und einer Wiederherstellung und Er-

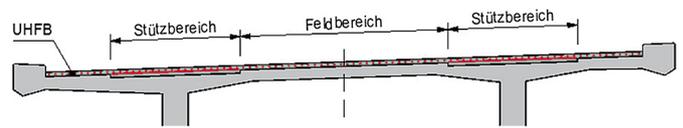


Bild 3 Prinzip der Erhöhung des Tragwiderstands von Stahlbeton-Fahrbahnplatten mittels einer Stahl-UHFB-Schicht unter Ausbildung eines kräftigen Stahl-UHFB-Zugbands im Stützbereich
Principle of increasing the ultimate resistance of reinforced concrete deck slabs by means of a R-UHPFRC layer with the formation of a strong R-UHPFRC tension band in the support area

höhung der Tragfähigkeit der Fahrbahnplatte entsprechend den Anforderungen der Normen. Bild 3 zeigt das Grundprinzip der Verstärkung von Fahrbahnplatten, indem eine Stahl-UHFB-Schicht auf die Betonoberfläche aufgebracht wird. Fahrbahnplatten tragen Lasten und Kräfte vorwiegend in Querrichtung ab. Entsprechend wird zwischen dem Feldbereich (positive Biegemomente) und dem Stützbereich (negative Biegemomente) über Träger- oder Kastenstegen unterschieden.

Die Idee besteht darin, den Biegetragwiderstand im Stützbereich durch die Ausbildung eines kräftigen Stahl-UHFB-Zugbands wesentlich zu erhöhen, um im Grenzzustand der Tragsicherheit eine Momentenumlagerung vom Feld zur Stütze gemäß den Regeln der Plastizitätstheorie vornehmen zu können, denn die druckbeanspruchte UHFB-Schicht im Feldbereich führt nur zu einer vergleichsweise geringfügigen Erhöhung des Biegetragwiderstands.

Das kräftige Stahl-UHFB-Zugband muss durch eine entsprechend starke Druckzone kompensiert werden. Um das Gleichgewicht der im Biegequerschnitt resultierenden Zug- und Druckkräfte zu gewährleisten, wird die effektive Betondruckfestigkeit ausgenutzt, die über die bisherige Nutzungsdauer in der Regel stark (d.h. 20–50%) gegenüber der 28-Tage-Druckfestigkeit zugenommen hat. Diese zeitabhängige Festigkeitszunahme wird gemäß [7] abgeschätzt und anhand von möglichst zerstörungsfreien Versuchen am Bauwerk verifiziert. Damit kann eine Verstärkung der Druckzone oft vermieden werden.

Durch die Ausbildung des Stahl-UHFB-Zugbands wird zudem im Stützbereich der Querkrafttragwiderstand stark erhöht, sodass der Querkraftnachweis gegenüber dem Biegetragnachweis in der Regel nicht mehr relevant ist.

Die Verstärkung der Fahrbahnplatte mit der Stahl-UHFB-Schicht führt auch zu einer deutlichen Erhöhung der Steifigkeit, womit die Spannungen in der Stahlbewehrung und im Beton infolge Ermüdungsspannungen stark reduziert werden. Der Ermüdungsnachweis wird somit in der Regel problemlos erfüllt.

Bemerkungen:

- Die Fahrbahnplatte von Stahlbetonbrücken stellt den Hauptanteil der Eigenlast des Brückenträgers dar. Entsprechend lautet die Zielsetzung, die ständigen

Einwirkungen infolge des Eigengewichts der Fahrbahnplatte und des Belags nicht zu erhöhen, um keinen Verstärkungsbedarf des Brückenträgers in Längsrichtung, der Pfeiler und Widerlager sowie der Fundamente auszulösen. Dazu wird der Betonabtrag durch die UHFB-Schicht überkompensiert, sodass eine geringfügige Verdickung der Platte von 20–40 mm entsteht, die zu einer günstigen Erhöhung der statischen Höhe bei einer entsprechenden zusätzlichen Eigenlast führt. Diese Zunahme der Eigenlast wird in der Regel durch eine Reduktion der Schichtstärke des Belags kompensiert. Der Asphaltbelag kann auf eine minimale Schichtstärke von 4 cm reduziert werden, da keine Abdichtungsbahnen aufgebracht werden müssen und somit keine zusätzliche Auflast zur Vermeidung von Blasenbildung im Belag mehr erforderlich ist. In gegebenen Fällen können durch die Ausbildung einer direkt befahrbaren UHFB-Oberfläche die ständigen Einwirkungen des Brückenträgers sogar reduziert werden.

- Die unterschiedlichen UHFB-Schichtstärken der Stütz- und Feldbereiche wird in der Regel durch einen tieferen Betonabtrag im Stützbereich realisiert.
- Bei vielen bestehenden Brücken wurde die als Trottoir benutzte Kragplatte nicht auf Straßenlasten bemessen. Entsprechend ist es in diesen Fällen vorteilhaft, das kräftige Stahl-UHFB-Zugband über die gesamte Kragplatte zu ziehen.
- In speziellen Konfigurationen der Fahrbahnplatte, z.B. bei einer relativ großen Spannweite zwischen zwei Stützbereichen, könnte die Momentenumlagerung vom Feld zur Stütze nicht genügend sein. In diesen Fällen wird der Biegetragwiderstand des Feldbereichs zusätzlich mit CFK-Lamellen an der Plattenunterseite erhöht.
- Die UHFB-Schicht nimmt auch die Funktion der abdichtenden Schicht wahr, um den Stahlbeton vor starken Umwelteinflüssen zu schützen.

Oftmals muss die Fahrbahnplatte verbreitert werden, um neue Bedürfnisse der Nutzung (z. B. für den Langsamverkehr) zu erfüllen. Bild 4 zeigt das Prinzip einer zur Trägerschule symmetrischen Verbreiterung der Fahrbahnplatte in UHFB. Dabei wird zunächst der bestehende Konsolkopf entfernt und Anschlussbewehrung freigelegt oder mit Klebeankern ergänzt, bevor die neue Kragplatte mit Randabschluss aus Stahl-UHFB vor Ort gegossen wird. Die Kragplatte aus Stahl-UHFB kann auch aus Fertigteilen bestehend hergestellt werden, die auf der Baustelle monolithisch unter sich und mit dem Stahlbeton mit UHFB verschlossen werden.

Der Stahl-UHFB-Zuggurt verläuft über die gesamte Breite. Da während der Ausführung in der Regel mindestens eine Fahrspur in Betrieb gehalten werden muss, wird das Stahl-UHFB Zugband in zwei oder drei Etappen erstellt. Die einzuhaltenden Verankerungslängen von nur zwölf Stabdurchmessern im UHFB für den Übergreifungsstoss der Bewehrungsstäbe ermöglicht eine vereinfachte Etappierung bei knappen Platzverhältnissen.

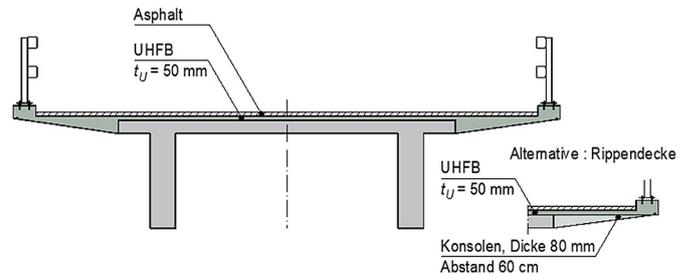


Bild 4 Prinzip der symmetrischen Verbreiterung der Fahrbahnplatte mit zwei Varianten: Vollplatte mit veränderlicher Dicke (links) und gerippte Platte (rechts)

Principle of the symmetrical widening of the deck slab with two variants: solid slab with variable thickness (left) and ribbed slab (right)

Die Verwendung von UHFB hat den Vorteil, dass das zusätzliche Eigengewicht der Verbreiterung relativ gering ist, insbesondere auch weil der Konsolkopf auf die kleinsten Abmessungen, die für die Aufnahme der Kräfte auf das Rückhaltesystem erforderlich sind, reduziert werden kann. Das zusätzliche Eigengewicht kann zudem weiter verringert werden durch den Einbau einer gerippten Platte mit T-Querschnitt und nach außen abnehmender Rippenhöhe. Die Plattendicke des T-Querschnitts beträgt 50–60 mm.

2.2.4 Projektziel 3: Erhöhung der Tragfähigkeit des Brückenträgers (Verstärkung 2)

Der gezielte Einsatz von Stahl-UHFB, insbesondere eines Stahl-UHFB-Zugbands, ermöglicht eine signifikante Erhöhung der Tragfähigkeit von Brückenträgern in Längsrichtung, ohne dass dabei die ständigen Einwirkungen maßgebend erhöht werden und der Eingriff sichtbar wird. Dazu ist eine Änderung des statischen Systems in der Regel zweckmäßig. Nachfolgend werden drei Grundprinzipien beschrieben.

Prinzip 1: Verstärkung von Durchlaufträgern mit Stahl-UHFB

Bei statisch unbestimmten Systemen wie Durchlaufträgern wird der Biegetragwiderstand im Stützbereich durch die Ausbildung eines kräftigen Stahl-UHFB-Zugbands stark erhöht, um im Grenzzustand der Tragsicherheit eine Momentenumlagerung vom Feld zur Stütze gemäß den Regeln der Plastizitätstheorie vornehmen zu können. Denn die druckbeanspruchte UHFB-Schicht im Feldbereich führt nur zu einer vergleichsweise geringfügigen Erhöhung des Biegetragwiderstands. Diese Momentenumlagerung ist jedoch nur möglich, wenn die Biegequerschnitte genügend duktil sind. Diese Bedingung ist nachzuweisen. Dazu ist eine nichtlineare Finite-Elemente-Analyse zielführend, wenn die empirischen Regeln der Betonnormen nicht hinreichend sind.

Das in Bild 5 dargestellte Grundprinzip ist effizient, indem eine Zunahme des Tragwiderstands von 15 bis 30% (und im Extremfall bis 50%) relativ einfach herstell-

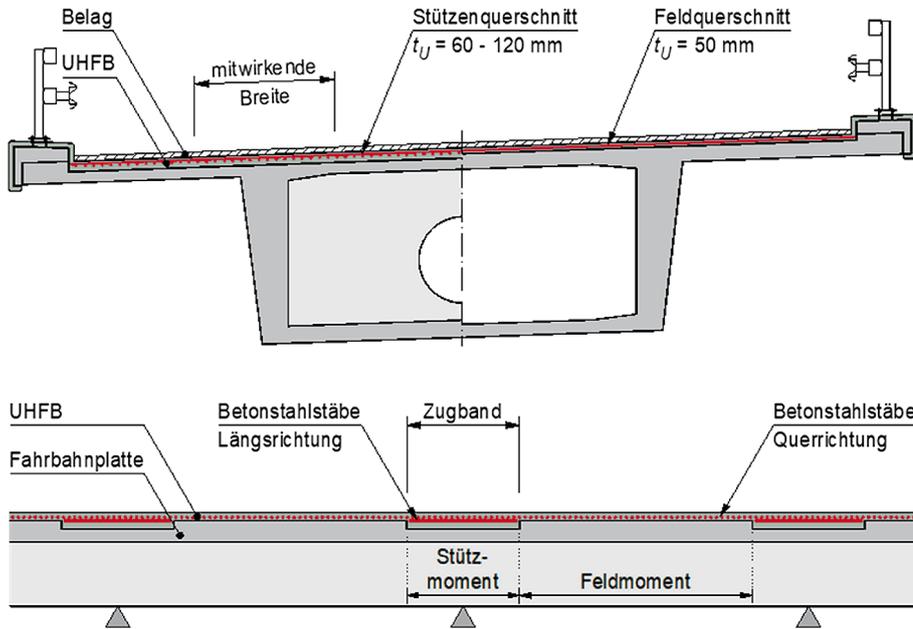


Bild 5 Prinzip der Erhöhung des Tragwiderstands von Stahlbeton-Brückenträgern mittels einer Stahl-UHFB-Schicht unter Ausbildung eines kräftigen Stahl-UHFB-Zugbands im Stützbereich
Principle of increasing the ultimate resistance of reinforced concrete bridge girders using a R-UHPFRC layer with the formation of a strong R-UHPFRC tension band in the support area

bar ist. Damit können beispielsweise auch Schäden wie der korrosionsbedingte Ausfall von Spannkabeln kompensiert werden, ohne dass zusätzliche Spannglieder eingezogen werden müssen. Wiederum muss das kräftige Stahl-UHFB-Zugband mit einer entsprechend starken Druckzone im Gleichgewicht stehen, indem zunächst die aktualisierte, erfahrungsgemäß relativ hohe Druckfestigkeit des bestehenden Betons ausgenutzt wird. Bei Kastenträgern ist zusätzlich oft auch eine Verstärkung der unteren Druckplatte im Stützbereich erforderlich mit einer UHFB- oder Betonschicht. Diese Maßnahme ist manchmal auch notwendig, um die erforderliche Duktilität des Biegequerschnitts gewährleisten zu können.

Das kräftige Stahl-UHFB-Zugband wird über den gesamten Stützbereich gezogen. Damit wird auch der Querkrafttragwiderstand signifikant erhöht, sodass der Querkraftnachweis kaum mehr relevant wird. Jedoch ist die Gültigkeit des Querkrafttragwiderstandsmodells gemäß [1] begrenzt auf UHFB-Schichtstärken von mehr als 10% der Höhe des Stahlbetonträgers. Im Anwendungsfall bedeutet dies, dass das analytische Querkrafttragwiderstandsmodell gemäß [1] auf schlanke Träger mit Höhen von 1,0 m bis 1,4 m begrenzt ist. Falls diese Bedingung nicht eingehalten werden kann, können das Tragverhalten und der Tragwiderstand mit einer nichtlinearen Finite-Elemente-Analyse untersucht und ermittelt werden.

Die Verstärkung des Brückenträgers mit einer Stahl-UHFB-Schicht führt zu einer deutlichen Erhöhung der Trägersteifigkeit, womit zunächst die Spannungen in der bestehenden Stahlbewehrung und im Beton infolge Ermüdungsbeanspruchungen reduziert werden, sodass der Ermüdungsnachweis erfüllt werden kann. Zudem kann

die Erhöhung der Trägersteifigkeit in Längsrichtung durch das Stahl-UHFB Zugband auch zu einer bedeutenden Verlangsamung der Kriechverformungen von Trägern mit großen Spannweiten (z. B. Freivorbaubrücken) führen.

In Brückenquerrichtung führt die UHFB-Schicht zu einer günstigen Verteilung der konzentrierten Achslasten und damit zu weniger starken lokalen Momentenspitzen in der Fahrbahnplatte. Zudem resultiert aus der Steifigkeitserhöhung in Querrichtung auch eine Erhöhung der Torsionssteifigkeit des Trägerquerschnitts und damit eine gleichmäßigere Verteilung der konzentrierten Nutzlasten (insbesondere der extrem schweren Doppelachse des Straßenlastmodells der Normen) in die Trägerstege unter der Fahrbahnplatte.

Prinzip 2: Verstärkung mit Stahl-UHFB, kombiniert mit Klebebewehrung oder Vorspannung

Im Feldbereich eines Brückenträgers führt die auf Druck beanspruchte UHFB-Schicht nur zu einer geringen Erhöhung des Biegetragwiderstands im Bereich von maximal 15%. Daraus kann sich bei einfachen Balken und auch bei Durchlaufträgern ein Bedarf nach einer zusätzlichen externen Bewehrung der Zugzone ergeben. In diesen Fällen wird der Biegetragwiderstand des Feldbereichs zusätzlich mit einer Klebebewehrung in Form von CFK-Lamellen an der Plattenunterseite erhöht, Bild 6.

Der Biegetragwiderstand eines bestehenden Stahlbetonquerschnitts wird durch das Aufbringen einer im Querschnitt wirkenden Druckkraft deutlich erhöht. Diese im Querschnitt wirkende Normalkraft kann durch Spannglieder bewerkstelligt werden (Bild 7). Der Biegetrag-

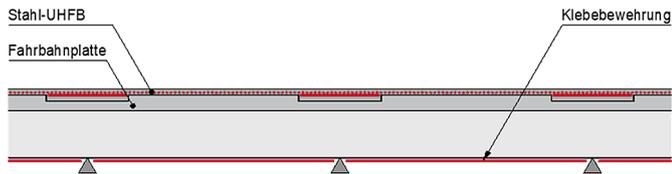
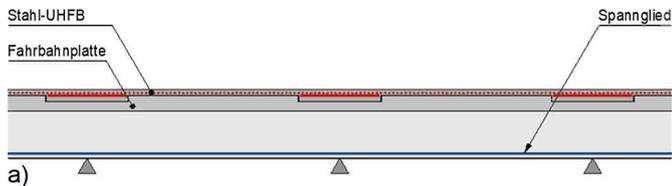
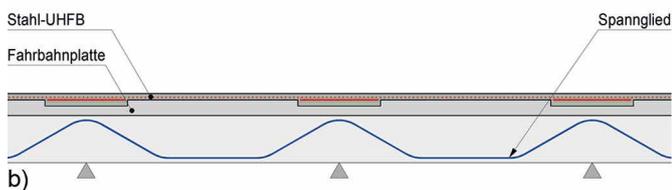


Bild 6 Prinzip: Klebebewehrung zur zusätzlichen Erhöhung des Biegetragwiderstands im Feldbereich
Principle: glued reinforcing lamellas for additional increase of the bending resistance in the field area



a)



b)

Bild 7 Prinzip: Aufbringen einer Druckkraft durch externe Vorspannung zur Ausnutzung des Stahlbetonquerschnitts durch Biegung mit Normalkraft: a) polygonaler Verlauf und b) geradliniger Verlauf des Spannglieds (schematisch)
Principle: application of a compressive force by external post-tensioning to enhance the ultimate resistance of the reinforced concrete cross-section by bending with normal force: a) polygonal and b) linear deployment of the tendon (schematic)

widerstand wird gemäß dem Momenten-Normalkraft-Interaktionsdiagramm des Stahlbetonquerschnitts ermittelt.

Aus statischer Sicht ist ein polygonaler Verlauf des Spannglieds von Vorteil. Jedoch ist die Ausführung aufwendig, da konstruktiv anspruchsvolle Umlenkstellen mit einer lokalen Krafteinleitung in das bestehende Tragwerk, das ursprünglich nicht für die Aufnahme von hohen konzentrierten Kräften bemessen wurde, eingebaut werden müssen. Für die Verankerung der Spannglieder ist in der Regel ein Umbau der Widerlager erforderlich.

Das geradlinige Spannglied ist relativ einfach in der Ausführung. Jedoch werden ungünstig wirkende Momente infolge Kabelexzentrizität und durch das statisch unbestimmte System erzeugt. Diese vor allem im Stützbereich wirkenden ungünstigen Momente können jedoch durch ein entsprechend kräftiges Stahl-UHFB-Zugband aufgenommen werden, sodass sich das geradlinige Spannglied oft als effizientere Lösung erweist.

Prinzip 3: Herstellung eines statisch unbestimmten Systems durch kraftschlüssigen Fugenverschluss

Bei Stahlbetonbrücken von kurzen und mittleren Spannweiten und Längen bis 80 m sind grundsätzlich alle Di-

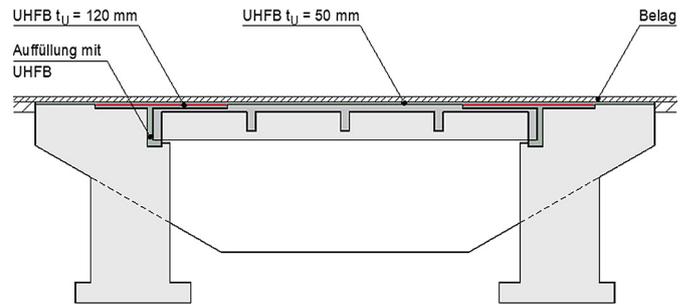


Bild 8 Prinzip: Fugenverschluss im Bereich der Widerlager zur Herstellung eines Halbrahmens
Principle: Joint closure in the area of the abutments to create a half-frame

latationsfugen, die sich erfahrungsgemäß als unterhaltsintensiv erweisen, aufzuheben und mit UHFB kraftschlüssig zu verschließen. Dadurch werden statisch unbestimmte Tragsysteme erhalten. Insbesondere im Bereich der Widerlager wird das veränderte Tragsystem auf der Basis der in den letzten Jahren deutlich angereicherten Kenntnisse im Bereich der integralen Stahlbetonbrücken untersucht. Bei bestehenden Brücken kann sich dabei die zu berücksichtigende Dilatationsbewegung allein auf diejenige infolge Temperaturänderungen begrenzen, da die Trägerverformungen infolge des Schwindens und Kriechens des bestehenden Betons über die bisherige Nutzungsdauer (beinahe vollständig) erfolgt sind.

Zunächst gilt zu erwähnen, dass das Grundprinzip 1 der Erhöhung der Tragfähigkeit von Durchlaufträgern sich analog auch auf eine Serie von einfachen Balken anwendet, die im Stützbereich mit Stahl-UHFB kraftschlüssig monolithisch verschlossen und zu einem Durchlaufträger umgebaut werden. Bild 8 zeigt das Konzept des Fugenverschlusses im Bereich der Widerlager eines einfachen Balkens. Bei pfeilerähnlichen Widerlagerkonstruktionen mit entsprechend großen Abmessungen kann dabei ein Rahmentragwerk ausgebildet werden. Durch die Einspannung der Enden des einfachen Balkens wird die Biegebeanspruchung vom Feldbereich in die Rahmenecken teilweise umgelagert und damit entlastet. Durch den Einbau des Stahl-UHFB-Zugbands im Widerlagerbereich und einer UHFB-Schicht über die gesamte Fahrbahnplatte werden die Dilatationsfugen aufgehoben und der Stahlbeton vor Chloriden und Wasser geschützt.

Das Prinzip 3 kann zum Beispiel auch auf Bogenbrücken von kurzen und mittleren Spannweiten angewendet werden. Bild 9 zeigt das Konzept des Einbaus eines Stahl-UHFB-Zugbands auf der Fahrbahnplatte, das über eine Schleppplatte in den beiden Widerlagern verankert ist. Dabei wird auch ein allfällig im Bogenscheitel noch vorhandenes Gelenk aufgehoben und kraftschlüssig verschlossen. Durch die Herstellung eines statisch unbestimmten Bogentragwerks erhöhen sich die Tragwerksteifigkeit und entsprechend auch die Tragfähigkeit deutlich.

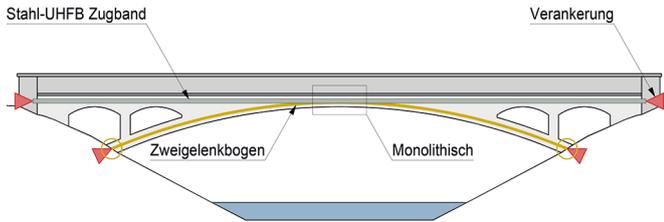


Bild 9 Prinzip: Einbau eines in den Widerlagern verankerten Stahl-UHFB-Zugbands zur Herstellung eines statisch unbestimmten Bogentragwerks
Principle: Installation of a R-UHPFRC tie anchored in the abutments to create a statically indeterminate arch structure

2.3 Umsetzung

2.3.1 Konstruktive Durchbildung der UHFB-Schicht auf Stahlbetonbauteilen

Für das monolithische Tragverhalten von Verbundbauteilen ist ein kraftschlüssiger Verbund zwischen der UHFB-Schicht und dem Betonuntergrund erforderlich. Dieser Verbund wird wie folgt erhalten:

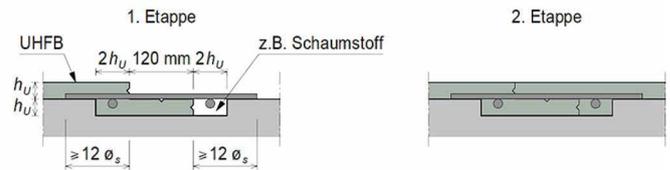
- Oberflächenvorbereitung des Betonuntergrunds durch Hochdruckwasserstrahlen: Es werden mindestens 10 mm zur Freilegung der Gesteinskörnung des Betons abgetragen. Die maximale Abtragtiefe hängt vom Zustand des oberflächennahen Betons ab. Durch Bewehrungskorrosion gerissener oder gebrochener Beton ist zu entfernen. Der Betonuntergrund ist zu reinigen und muss frei sein von losen Partikeln und Substanzen (Fett, Öl, usw.), die den Verbund mindern können. Kurz vor dem Auftragen des Frisch-UHFB ist der vorbereitete Betonuntergrund mit Wasser zu benetzen und mattfeucht zu halten.
- Auf diesen vorbereiteten Betonuntergrund wird die erforderliche UHFB-Schicht aufgetragen. Unmittelbar nach dem Einbau der UHFB-Schicht folgt die Nachbehandlung.

Arbeitsfugen, die wasser- und flüssigkeitsdicht sein müssen, werden gemäß den in Bild 10 angegebenen Methoden und Details ausgeführt. Der Gehalt der Anschlussbewehrung beträgt mindestens 2,4% des UHFB-Querschnitts (Schichtdicke h_U) außerhalb der Fuge. Dieser Bewehrungsgehalt beruht auf der Annahme, dass die Betonstahlstäbe die in der vertikalen Fuge durchtrennten Stahlfasern ersetzen.

Für Schichtstärken größer als 45 mm ist die passive Bewehrung auf $1200 \text{ mm}^2/\text{m}$ begrenzt, sofern keine Zugkräfte infolge äußerer Einwirkungen durch die Fuge übertragen werden müssen.

Um die Haftung zwischen zwei aufeinander gegossenen UHFB-Schichten sicherzustellen, wird deren Kontaktfläche mit einem Wasserstrahl von 500 bis 800 bar vorbehandelt. Dadurch wird vor dem Auftragen der UHFB-Schicht eine mikrorauhe staubfreie Oberfläche erhalten.

Methode 1:



Methode 2:

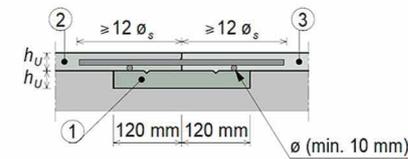


Bild 10 Konstruktives Detail für die Ausbildung einer Arbeitsfuge in der UHFB-Schicht: allgemeiner Fall bei UHFB-Schichtstärken $h_U < 45 \text{ mm}$
Constructive detail for creating a construction joint in the UHPFRC layer: general case with UHPFRC layer thicknesses $h_U < 45 \text{ mm}$

Der Einbau der UHFB-Schicht, beispielsweise im Bereich der Randabschlüsse von Fahrbahnplatten, wird in der Regel in mindestens zwei Etappen ausgeführt und erfordert eine Abschalung. Die konstruktiven Details und die Abfolge der Einbauetappen basieren auf dem Grundsatz, dass sich zwei horizontal aufeinanderliegende Schichten einer Länge von mindestens 120 mm ergeben, welche die Dichtigkeit der Fuge gewährleisten.

2.3.2 Konstruktive Einzelheiten von Kunstbauten

Ausgehend von den Richtlinien für konstruktive Einzelheiten von Brücken des Schweizer Bundesamts für Straßen (ASTRA) und den Erfahrungen mit bisher ausgeführten konstruktiven Details bei der Instandsetzung von Straßenbrücken mithilfe von UHFB werden momentan Richtzeichnungen für konstruktive Details erstellt für: a) Beläge (inklusive direkt befahrbare UHFB-Oberflächen) und deren Entwässerung durch die UHFB-Schicht; b) Brückenränder; c) Übergang von der Fahrbahnplatte auf den Gehweg; d) Verschluss von Fugen; e) Ausbildung von Dilatationsfugen in Abhängigkeit von den Dilatationswegen und f) Ausbildung von Brückenenden und Schleppplatten. Die dabei umgesetzten Grundsätze lauten:

- Die robuste UHFB-Schicht umhüllt und schützt den Stahlbeton vor jeglichem direktem Kontakt mit Wasser und Chloridionen.
- Die Eigenschaften von UHFB ermöglichen, konstruktive Einzelheiten und deren Ausführung zu vereinfachen.
- Die Verwendung anderer Baustoffe (wie z.B. Beton, Reprofiliermörtel, Beschichtungen, Vergussmassen) wird auf ein Minimum reduziert oder vermieden.

Dadurch soll das Ziel möglichst dauerhafter Kunstbauten erreicht werden, die einzig eine planmäßige Instandhaltung und Erneuerung von Verschleißteilen wie Belag, Entwässerungsröhren oder Leitschranken erfordern.

2.3.3 Ausführung und Qualitätssicherung

Die bisherigen UHFB-Anwendungen wurden von einer großen Anzahl Baufirmen, von kleinen, vorwiegend im Hausbau tätigen Baufirmen bis zu großen, international tätigen Baufirmen ausgeführt. Dadurch konnten wertvolle Erfahrungen gesammelt werden, die in [1] im Sinne von Empfehlungen zusammengefasst sind. Bei Kenntnis und Beachtung der Eigenheiten von UHFB bieten die Herstellung, die Verarbeitung und der Einbau von UHFB auf bestehenden Brücken keine Besonderheiten. Durch die präzise Zusammensetzung und konstante Feuchtigkeit der als Premix gelieferten UHFB-Komponenten ergibt sich eine sehr hohe Regelmäßigkeit bei der Ausführung. Wie für alle zementgebundenen Baustoffe ist eine fachgerechte Nachbehandlung des frisch eingebauten UHFB unabdingbar.

Die Sicherung der geforderten Qualität von UHFB und der UHFB-Schicht auf Stahlbeton beinhaltet die üblichen, drei Arten von Prüfungen:

- Die geforderten Eigenschaften des UHFB-Produkts werden anhand der Erstprüfungen nachgewiesen. Es werden mindestens das Zugverhalten, die Druckfestigkeit, die Dichtheit sowie die Schwind- und Kriechwerte gemäß normierten Prüfungen ermittelt.
- Die Eignung eines UHFB im Hinblick auf eine spezifische Anwendung wird anhand von Eignungsprüfungen nachgewiesen, die in der Regel aus repräsentativen Versuchen hinsichtlich der Bauteilabmessungen, des Einbauvorgangs und der Nachbehandlung bestehen.
- Während der Bauausführung wird das Einhalten der Anforderungen anhand von Qualitätsprüfungen kontrolliert. Diese Prüfungen werden mit normierten Methoden, die auch für die Erstprüfungen verwendet werden, durchgeführt. In naher Zukunft werden auch zerstörungsfreie Prüfungen zur Kontrolle von Gehalt und Orientierung der Stahlfasern im UHFB eingesetzt.

3 Drei neuere Ausführungen

3.1 Beschreibung

Zur Illustration der Entwurfskonzepte werden nachfolgend drei neuere Anwendungen beschrieben, die in den Jahren 2020 und 2021 ausgeführt wurden und bei denen der Autor als Projektverfasser (Entwurf und Vorbemessung) und Berater beteiligt war. Die drei Anwendungen betreffen Straßenbrücken und weisen unterschiedliche Zielsetzungen und Anforderungen auf.

3.2 Saône Autobahnbrücken

Die Mitte der 1980er-Jahre gebaute Autobahn A 36 (Beaune – Mulhouse) in Frankreich führt bei Seurre mit



Bild 11 Händischer Einbau der 1. Etappe der 35 mm starken UHFB-Schicht auf der Fahrbahnplatte, nachdem die Randborde bereits mit einer UHFB-Schutz- und Instandsetzungsschicht versehen wurden; die UHFB-Schicht wurde mit einer Rüttelbohle abgezogen
Manual casting of the first stage of the 35 mm thick UHPFRC layer on the deck slab, after the curbs have already been provided with a UHPFRC protection layer; the UHPFRC layer is pulled off using a vibrating ruler

zwei je 100 m langen Brücken über den Seitenkanal des Flusses Saône. Die Fahrbahnplatte aus Stahlbeton der beiden Stahlfachwerkbrücken musste neu abgedichtet und mit einem neuen Belag versehen werden. Eine Variantenstudie ergab als Bestvariante eine robuste Abdichtung mittels einer 35 mm dicken UHFB-Schicht gemäß der „Schweizer Methode“ und dem Projektziel 1. Dabei wurden auch die Randborde der Fahrbahnplatte instand gesetzt und mit der UHFB-Schutzschicht versehen. Die Arbeiten wurden im Frühjahr 2021 während zweieinhalb Monaten ausgeführt (Bild 11).

Da sich in Frankreich der Einsatz von UHFB zur Verbesserung von Stahlbeton bestehender Brücken noch im Anfangsstadium befindet, erhielt das Projekt einen Pilotcharakter. Der Bauwerkseigentümer ließ deshalb umfassende Eignungsprüfungen mit umfangreichen Versuchen durchführen, um Erfahrungen zu sammeln und die für die Ausführung beauftragte Baufirma vorzubereiten. Zusätzlich wurde eine Expertengruppe eingesetzt, in der auch Vertreter der Aufsichtsbehörden Einsitz nahmen. Dadurch sollte im Hinblick auf die nächsten UHFB-Anwendungen eine breit abgestützte Akzeptanz gewonnen werden.

An Projekt und Ausführung Beteiligte: APRR Autobahngesellschaft (Bauwerkseigentümer), Ingerop Agence Alpes Centre Est (Detailprojekt und Bauleitung), Freyssinet SA Agence Rhône-Alpes Auvergne (UHFB-Arbeiten), Vicat SA (UHFB Lieferant), Cerema und Université Gustave Eiffel (Aufsichtsbehörden), Quadric SA (messtechnische Überwachung).

3.3 Geissfusssteg

Der im Jahr 1934 erbaute „Geissfusssteg“ ist einer der letzten Vertreter einer im Originalzustand erhaltenen Brücke aus der Frühzeit des Betonbaus in der Zentralschweiz. Im Rahmen eines „Abriss-Ersatzneubau“-

Vorhabens wurden baukulturelle Werte entdeckt, die dazu führten, dass die Brücke in das Inventar der schützenswerten Kulturobjekte aufgenommen wurde.

Der schlanke Brückenträger und die massiven Widerlager sind einfach gestaltet und sorgfältig ausgeführt. Das Bauwerk dokumentiert eine spezielle Konstruktionsweise, nämlich die Melan-Bauweise mit einer Stahlfachwerk-konstruktion, die mit Beton umschlossen wurde. Diese Art von Brückenbalken wurde europaweit nur selten umgesetzt. Der Geissfusssteg ist somit ein Objekt von geschichtlicher Bedeutung und gleichsam ein landschaftsprägendes Element, Bild 12.

Die Konstruktion wies übliche Stahlbetonschäden und Defizite im Hinblick auf die rechnerische Tragsicherheit auf. Die Brücke wurde ertüchtigt, um einen auch in Zukunft untergeordneten Straßen- und Langsamfahr-Verkehr mit gelegentlichen Lastwagenüberfahrten und ohne Lastbeschränkung aufnehmen zu können.

Das Maßnahmenkonzept gemäß dem Projektziel 2 beinhaltete die Verstärkung der Fahrbahnplatte mit einer 40 mm starken Stahl-UHFB-Schicht in Verbund mit der bestehenden Betonplatte. Diese Plattenverstärkung führte auch zu einer Erhöhung des Biegetragwiderstands in Längsrichtung des Brückenbalkens mit U-Trogquerschnitt. Die UHFB-Arbeiten wurden im Sommer 2020 ausgeführt, Bild 13. Zusätzlich mussten auch die Widerlager instand gesetzt sowie Stahlbauteile und die Rollenlager mit einem Korrosionsschutzanstrich versehen werden. Die Brückenkonstruktion genügt nun wieder künftigen Verkehrslasten. Das ursprüngliche Aussehen der Brücke wurde durch die Arbeiten nicht beeinträchtigt. Die Kosten für die Erhaltung des Baudenkmals waren etwa halb so hoch wie die geschätzten Baukosten des ursprünglich projektierten „Abriss-Ersatzneubau“-Projekts.



Foto: E.Brühwiler 14. November 2020

Bild 12 Geissfusssteg nach Fertigstellung der Instandsetzung und Verstärkung
Geissfusssteg after rehabilitation and strengthening works



Foto: E.Brühwiler 7. September 2020

Bild 13 Händischer Einbau der 40 mm starken UHFB-Schicht durch eine lokale Baufirma; die UHFB-Schicht wird mit einer Rüttelbohle abgezogen
Manual casting of the 40 mm thick UHPFRC layer by a local construction company; the UHPFRC layer is pulled off using a vibrating ruler

An der Ausführung Beteiligte: Gemeinde Alpnach Dorf (Bauwerkseigentümer), Denkmalpflege Kanton Obwalden; Ingenieurbüro ZEO Alpnach Dorf (Ausführungsprojekt und Bauleitung); Bauunternehmung Bürgi AG Alpnach (UHFB- und Betonarbeiten); Ciments Vigier SA (UHFB-Lieferant).

3.4 Riddes Viadukt

Das 1,2 km lange, vierspurige Straßenviadukt besteht aus zwei parallel verlaufenden, durchlaufenden Kastenträgern aus Spannbeton und führt seit 1976 über eine Eisenbahnlinie, eine Autobahn und den Rhone-Fluss nahe des Dorfs Riddes in der Schweiz. Nach 40 Jahren Nutzungsdauer hatte die Spannbetonkonstruktion eine Vielzahl der für die Stahlbetonbauweise üblichen Schäden und Mängel: 1) Korrosion von Spanngliedern mit einzelnen Drahtbrüchen, 2) Korrosion von Betonstahlbewehrungen vor allem im Bereich der Fahrbahnplatte, 3) Betonschäden infolge Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) und 4) ungenügende rechnerische Tragsicherheit, vor allem bezüglich des Biegetragwiderstands des Kastenträgers und der Fahrbahnplatte.

Als sichernde Sofortmaßnahme musste das Viadukt im Sommer 2019 für Lastwagen gesperrt werden. Um die Funktionstüchtigkeit und die Nutzung des Viadukts in möglichst kurzer Zeit wiederherzustellen, bot sich die Instandsetzung und Verstärkung der Spannbetonkonstruktion mithilfe der UHFB-Technologie an. Das Ziel der Erhaltungsmaßnahmen bestand darin, den Biegetragwiderstand des Kastenträgers zu erhöhen, um folgende, aufgrund der Zustandsuntersuchung angenommene Tragwiderstandsverluste zu kompensieren: (1) Verlust von 1/6 der Vorspannung, (2) 30% Reduktion der Betondruckfestigkeit infolge AAR und (3) lokale Schäden der Fahrbahnplatte. Zusätzlich musste die UHFB-Verstärkung auch die Anforderungen des heute geltenden Stra-



Bild 14 Maschineller Einbau der 50 mm starken UHFB-Schicht auf der Fahrbahnplatte des Kastenträgers; die Maschine ist ein robuster Vibrierbalken, welcher den zähflüssigen thixotropen Frisch-UHFB mit Gefälleignung mit der erforderlichen Präzision einbringt
Machined casting of the 50 mm thick UHFB layer on the deck slab of the box girde; The machine is a robust vibrating beam, which places the viscous thixotropic fresh UHFB holding slopes with the required precision

ßenlastmodels abdecken. Schließlich waren auch eine Erdbebenertüchtigung sowie eine Erneuerung von Ausrüstungsteilen (Lager, Dilatationsfugen, Leitschranken) notwendig.

Das Maßnahmenkonzept basierte auf den Projektzielen 2 und 3 (Prinzip 1) gemäß Abschn. 2.3. Die Vorbemessung erfolgte nach [1, 3] und das Ausführungsprojekt wurde mit einer nichtlinearen FE-Analyse detailliert untersucht und nachgewiesen. Die UHFB-Arbeiten wurden vom Mai bis Oktober 2021 ausgeführt, Bilder 14 und 15. Im November 2021 konnte das Viadukt ohne Lastbeschränkung wieder dem Straßenverkehr übergeben werden. Zur Überwachung der weiteren Entwicklung der AAR-Schädigung wurde ein gezieltes Monitoring installiert.

Die Gesamtkosten von umgerechnet 22 Millionen Euro für die Rettung der Spannbetonkonstruktion waren etwa drei- bis viermal geringer als die geschätzten Kosten einer „Abriss-Ersatzneubau“-Variante. Von diesen Kosten betrafen etwa 35 % die UHFB-Arbeiten, in denen die UHFB-Baustoffkosten zu etwa einem Drittel enthalten sind.

An der UHFB-Ausführung Beteiligte: Bundesamt für Strassen (ASTRA) und Kanton Wallis (Bauherr); Ingphi Ingenieure Lausanne (Ausführungsprojekt und Bauleitung); Walo Bertschinger AG (UHFB-Arbeiten); Ciments Vigier SA (UHFB-Lieferant).

4 Zur Nachhaltigkeit

4.1 Umweltbelastung

Die beiden leistungsfähigsten Werkstoffe des Bauwesens, Stahl und Zement, werden momentan als besonders um-



Bild 15 Der mit Hochdruck-Wasserstrahlen vorbereitete Betonuntergrund muss mattfeucht sein, weshalb er kurz vor dem UHFB-Einbau nochmals befeuchtet wird (siehe Foto rechts); der eingebaute UHFB muss sofort nachbehandelt werden mit einem Curing-Mittel (links) und einer Abdeckung mit einer Plastikfolie

The concrete substrate prepared with high-pressure water must be humid, which is why it is moistened again shortly before UHPFRC placing (see photo on the right); the built-in UHPFRC must immediately be cured with a curing agent (see photo on the left) and covered with a plastic sheet

weltbelastend kritisiert. Dabei wird ausgeblendet, dass es darauf ankommt, wie diese Baustoffe eingesetzt werden. UHFB, der auch als „zementgebundener Stahl“ verstanden werden kann, enthält hohe Zement- und Stahlmengen, sodass der Energieaufwand und CO₂-Ausstoß pro kg Baustoff im Vergleich zu anderen Baustoffen sehr hoch sind.

Dennoch können die Prinzipien der Nachhaltigkeit durch den gezielten Einsatz von UHFB gut eingehalten werden. Denn UHFB ist ein Hochleistungsbaustoff, mit welchem die geforderte technische Leistungsfähigkeit von Bauwerken mit vergleichsweise geringen Materialmengen, relativ dünnen UHFB-Schichtstärken, erreicht oder gar wesentlich gesteigert werden kann. Zudem wurden bereits „Öko“-UHFB-Mischungen entwickelt, mit denen – in Zukunft – die Umweltbelastung allein des Baustoffs UHFB um mehr als die Hälfte reduziert werden kann.

4.2 Aufwertung bestehender Bauwerke

Beim Umgang mit bestehenden Bauwerken führt der Einsatz von UHFB zu: „*Verbessern statt ersatzneubauen!*“ Die UHFB-Technologie vermag bestehende Betonbauten derart instand zu setzen und zu verstärken, um sie für eine nächste lange Nutzungsdauer aufzubereiten. Dadurch werden bereits verbaute Materialressourcen unter Einsatz einer vergleichsweise geringen UHFB-Menge weiter genutzt. Die bestehende Bausubstanz wird dabei als wertvolle Ressource verstanden und mit UHFB aufgewertet. Zudem ist das Ertüchtigen bestehender Bauwerke mithilfe von Hochleistungsbaustoffen wie UHFB in der Regel deutlich baukostengünstiger als das „Abriss-Ersatzneubauen“.

Auf diese Weise werden auch baukulturelle Werte erhalten. Die UHFB-Technologie unterstützt und ermöglicht Denkmalschutz als aktiven Klimaschutz und konkrete

Umsetzung der Prinzipien der Nachhaltigkeit im Bereich der Bauwerke.

4.3 Neue Tragwerke in Leichtbauweise

Im Bereich des Neubaus [2] kann leicht abgeschätzt werden, dass wegen des drei- bis viermal geringeren verbauten Baustoffvolumens von Stahl-UHFB-Tragwerken im Vergleich zu Stahlbetontragwerken die totale verbrauchte Zementmenge im Stahl-UHFB-Tragwerk beinahe 50% geringer und die Stahlmenge (für Fasern und Bewehrung) etwa gleich ist wie beim Tragwerk aus Stahlbeton. Der Umwelteinfluss pro m² Nutzfläche einer Stahl-UHFB-Brücke ist somit geringer als bei der Stahlbetonbauweise. Die Umweltbilanz kann zudem z.B. beim Holz-UHFB-Verbundbau noch deutlich verbessert werden.

Wegen der kleineren Baustoffvolumina der UHFB-Bauweise muss auch weniger Baustoffmasse hergestellt und transportiert werden. Somit sind Energieaufwand und CO₂-Ausstoß beim Bauvorgang ebenfalls geringer als beispielsweise bei der Stahlbetonbauweise.

4.4 Rückbau und Wiederverwendung von UHFB

UHFB kann rückgebaut und rezykliert werden. UHFB kann gebrochen und das gewonnene Granulat für die Herstellung eines Betons verwendet werden. Durch die Methode der elektrodynamischen Fragmentierung kann UHFB in die pulverförmigen Partikel und Feinanteile sowie Fasern aufgebrochen und wiederverwendet werden.

5 Folgerungen

Mit dem zementgebundenen Ultra-Hochleistungs-Faser-verbund-Baustoff UHFB steht ein neuartiger Baustoff zur Verfügung, der die Hochleistungsbaustoffe Zement und Stahl effizient nutzt und sich dank seiner hohen mechanischen Festigkeit und Dauerhaftigkeit insbesondere für den Einsatz bei Infrastrukturbauwerken eignet. Bestehende Stahlbetonbrücken können mithilfe von UHFB technisch effizient und kostengünstig sowie klimaschonend und nachhaltig instand gesetzt, verstärkt und im Hinblick auf eine lange nächste Nutzungsdauer erneuert werden. Dazu wurden mehrere Entwurfskonzepte entwickelt und anhand von drei Anwendungen illustriert.

Literatur

- [1] Merkblatt SIA 2052 (2016) *UHFB: Baustoffe, Bemessung und Ausführung*, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich (in Überarbeitung).
- [2] Brühwiler, E. (2021) *Fertigteile und die integralen Bauwerke – Fertigteilebau mit Stahl-UHFB (UHPC)* in: Bergmeister,

Die Erneuerung von Stahlbetonbrücken mithilfe von UHFB ist hinsichtlich der Nachhaltigkeit von Bauwerken bedeutend, da bereits verbaute und genutzte Baustoffressourcen weiterverwendet werden. Dies ist im Sinne eines haushälterischen Umgangs mit Ressourcen nicht nur sinnvoll, sondern auch notwendig.

6 Nachwort: „Change-Management“

In der Schweiz gibt es heute mehr als 300 UHFB-Anwendungen, vor allem im Bereich der Erneuerung von Stahlbetonbrücken. Der Autor hat schätzungsweise die Hälfte dieser Anwendungen mehr oder weniger intensiv begleitet. Aus den Erfahrungen bei der Umsetzung der UHFB-Bauweise „von der Idee über's Labor in die Praxis“ seit 2004 lassen sich drei wesentliche Pfeiler für die Einführung einer neuen Technologie erkennen:

1. Ingenieure und Berufsleute müssen dank einer hochwertigen Grundausbildung und Weiterbildung mit Fachkenntnissen ausgestattet sein, welche es erlauben, neuartigen Weiterentwicklungen mit Kompetenz und Selbstvertrauen folgen und diese gebührend umsetzen zu können.
2. Es braucht ein Regelwerk, welches das Wesentliche der neuartigen Technologie in knapper und gut verständlicher Form regelt und damit notwendigerweise genügend offenen Spielraum für Weiterentwicklungen zulässt. Das Regelwerk soll eine zuverlässige Grundlage und Referenz für den Planer und die Bauausführenden bieten.
3. Es braucht Motivation und Anreize persönlicher und finanzieller Natur, um eine neuartige Technologie anzuwenden und umzusetzen. Die Anwendung der UHFB-Technologie darf und muss auch Spaß machen und sollte Ingenieure und Baubeteiligte persönlich bereichern!

Auch wenn diese drei Pfeiler gut entwickelt sind, können regulatorischen Zwänge wie komplexe Planungsrechtverfahren sowie damit zusammenhängende, nicht hinterfragte Gewohnheiten die Einführung einer neuen Technologie immer noch erschweren und einen echten „freien Markt“, der eigentlich automatisch zu Innovationen führen sollte, behindern. Folglich ist zu hoffen, dass der Druck im Hinblick auf ein klimafreundlicheres und nachhaltigeres Bauwesen weiter stark zunimmt. Die dazu notwendigen neuartigen Technologien existieren bereits und sind machbar. *Wir brauchen es also nur zu tun!*

K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. [Hrsg.] *Beton-Kalender 2021*. Berlin: Ernst & Sohn, S. 875-906.

- [3] Brühwiler, E. (2020) *UHPCRC technology to enhance the performance of existing concrete bridges*. Structure and Infrastructure Engineering, 16:1, pp. 94-105.

- [4] Habel, K.; Denarié, E.; Brühwiler, E. (2005) *Bauteile aus ultrahochleistungsfähigem Faserbeton (UHPFRC) und traditionellem Stahlbeton – Eine innovative Lösung zur Instandsetzung und Veränderung bestehender Betonbauten*. Beton- und Stahlbetonbau 100, H. 2, S. 124-131. <https://doi.org/10.1002/best.200590028>
- [5] Oesterlee, C.; Denarié, E.; Brühwiler, E. (2007) *In situ casting of UHPFRC protection layer on crash barrier walls*. Proceedings – Advances in Construction materials, Symposium in honor of Hans W. Reinhardt, University of Stuttgart, Germany.
- [6] Huynh, A.; Petit, B.; Derimay, J. (2019) *Réparation de buses métalliques par projection de BFUP*. 3. Schweizer UHFB-Tagung. Fribourg 24. Oktober 2019, S. 49-60 (<https://www.heia-fr.ch/media/mk115m0a/tagungsband-uhfb-2019.pdf>).
- [7] Norm SIA 269/2 (2011) *Erhaltung von Tragwerken – Betonbau*. Schweizer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich.

Autor

Prof. Dr. dipl.-Ing. ETH Eugen Brühwiler
(Korrespondenzautor)
eugen.bruehwiler@epfl.ch
EPFL – ETH Lausanne
MCS – Lehrstuhl für Bauwerkserhaltung
EPFL-ENAC-IIC-MCS, Station 18
1015 Lausanne, Schweiz
und
BridgIng Consultant
Route du Bon 3
1167 Lussy-sur-Morges, Schweiz

Zitieren Sie diesen Beitrag

Brühwiler, E. (2022) *Erneuerung von Stahlbetonbrücken mithilfe von UHFB*. Beton- und Stahlbetonbau 117, H. 9, S. 45–57.
<https://doi.org/10.1002/best.202200041>

Zusammenwirken von Faser- und Betonstahlbewehrung bei biegebeanspruchten UHPC-Bauteilen

Ultrahochfester Beton (UHPC) bietet ein großes Potenzial hinsichtlich nachhaltiger Lösungen für Instandsetzungen und Verstärkungen von bestehenden Tragwerken, aber auch für ressourcensparende Neubauten. In diesem Zusammenhang ist eine Kombination zwischen Mikrostauffasern und gewöhnlicher Betonstahlbewehrung sinnvoll, da sich Synergieeffekte bezüglich der Rissbreitenbegrenzung und des Lastabfalls bei Verformungslokalisation erzielen lassen. Zur Bestätigung dieser Einschätzung wurden Biegeversuche mit unterschiedlichen Querschnittsgeometrien und Bewehrungskombinationen durchgeführt. Dank moderner Messmethoden konnte hierbei die Rissbreitenentwicklung über den gesamten Versuchsablauf, auch bei sehr feinen Rissen, kontinuierlich erfasst werden. Die Analyse der Versuchsergebnisse zeigt, dass bei der Ermittlung der Biegetragfähigkeit des Querschnitts die volle Wirkung der Betonstahl- (Fließen) und der Faserbewehrung (Nachrisszugfestigkeit) addiert werden dürfen, unabhängig vom Fasergehalt. Auf Basis der gewonnenen Messdaten wurde außerdem ein vereinfachter Ansatz zur Berechnung der Rissbreiten im Grenz-zustand der Gebrauchstauglichkeit abgeleitet.

Stichworte UHPC; kombinierte Bewehrung; Faserbewehrung; Betonstahl; Rissbreite; Digitale Bildkorrelation

Interactions of fibre and ordinary reinforcement in flexural loaded UHPC components

Ultra high performance concrete (UHPC) offers great potential in terms of sustainable solutions for rehabilitation and strengthening of existing structures as well as resource-saving new constructions. In this context, the combination of fibre and ordinary reinforcement can be very effective due to the synergy effects regarding crack width limitation and braking of load drop after deformation localisation. Bending tests with different cross-section geometries and reinforcement combinations were carried out in order to confirm this assessment. Thanks to modern measuring methods, the crack width development could be continuously recorded over the entire test sequence, even for very fine cracks. The results show that the full effect of the reinforcing steel (yield strength) and the fibre reinforcement (post-cracking tensile strength) can be added together for the determination of the load-bearing capacity; independent of the fibre content. Furthermore, a simplified approach for the calculation of crack widths in the serviceability limit state was derived on the basis of the obtained measurement data.

Keywords UHPFRC; combined reinforcement; fibre reinforcement; reinforcing steel; crack width; digital image correlation

1 Einleitung

1.1 Motivation

Das große Potenzial des Werkstoffs UHPC (Ultra High Performance Concrete) für die Instandsetzung und Verstärkung von bestehenden Bauwerken, aber auch für die Errichtung von nachhaltigen Neubauten, ist unumstritten. Für eine breite Anwendung von UHPC ist jedoch ein Regelwerk essenziell, wie es am Beispiel der Schweiz durch die Einführung von [1] verdeutlicht wurde. Um dieser Problematik in Österreich zu begegnen, wurde ein zweijähriges FFG-Forschungsvorhaben („UHPC – Anwendung in der Praxis“) durchgeführt, das sowohl die Herstellung und Verarbeitung als auch Bemessung und Qualitätssicherung zum Thema hatte. Die hier vorgestellten Untersuchungen sind ein Teil des Forschungsvorhabens und sollen die theoretischen Grundlagen zum Zusammenwirken von Stahlfaser- und Betonstahlbewehrung (kombinierte Bewehrung) bei zug- und biegebeanspruchten UHPC-Bauteilen experimentell untermauern. Bisherige Untersuchungen (z. B. [2–5]) haben gezeigt, dass die Kombination aus Faser- und Betonstahlbewehrung besonders effizient und wirtschaftlich ist. Die Faser-

bewehrung sorgt für ein fein verteiltes Rissbild mit sehr geringen Rissbreiten im Gebrauchszustand, während die Betonstahlbewehrung die Streuungen des Zugtragverhaltens reduziert und vor allem den Lastabfall nach Auftreten der Verformungslokalisation wirkungsvoll bremst.

Der Fokus in diesem Beitrag liegt auf der Untersuchung von Bauteilen mit kombinierter Bewehrung, wobei der Fasergehalt gering ist und somit ein entfestigendes Zugtragverhalten (Englisch: strain softening) nach Rissentstehung vorliegt. Forschungsergebnisse in [2, 3] sowie Erfahrungen aus einer Vielzahl von Anwendungen (z. B. [6–8]) bestätigen, dass bei Verwendung von UHPC mit verfestigendem Zugtragverhalten (Englisch: strain hardening) eine Risslokalisierung auf Gebrauchslastniveau sowie bis zum Fließen der Bewehrung nicht zu erwarten ist. Weniger Evidenz gibt es zur Verwendung von UHPC mit entfestigendem Zugtragverhalten [9], wengleich die Forschungsergebnisse in [4, 5] den positiven Einfluss geringer Fasermengen schon erkennen lassen.

Mithilfe moderner Messmethoden sowie eines mechanisch basierten Auswerteverfahrens sollen die durchgeführten Untersuchungen zur Klärung der nachstehenden

Fragestellungen beitragen bzw. bestehende Modellvorstellungen verifizieren:

- Welche Rissbreiten sind in Abhängigkeit von der Spannung im Betonstahl zu erwarten?
- Darf die maximale Wirkung der Faserbewehrung (Nachrisszugfestigkeit) und des Betonstahls (Fließspannung) bei der Ermittlung der Tragfähigkeit überlagert werden?
- Welchen Einfluss hat der Fasergehalt bzw. die Nachrisszugfestigkeit auf die zuvor genannten Fragestellungen?

1.2 Zugtragverhalten von faserbewehrtem UHPC

Der Fasergehalt ρ_f und die Faserschlankheit $\left(\frac{l_f}{d_f}\right)$ sind die Haupteinflussparameter für das Zugtragverhalten von faserbewehrtem UHPC. Je höher der sogenannte Faserfaktor $\left(\rho_f \cdot \frac{l_f}{d_f}\right)$ ist, desto höher ist die zu erwartende Nachrisszugfestigkeit f_{ctf} [10]. Für eine definierte Fasergeometrie kann zwischen über- und unterkritischem Fasergehalt unterschieden werden. Mit dem kritischen Fasergehalt kann die Risslast gänzlich durch die Faserwirkung aufgenommen werden ($f_{ctf} = f_{ct}$). Bei überkritischem Fasergehalt erfolgt unter Zugbeanspruchung nach Erreichen der Matrixzugfestigkeit f_{ct} eine Verfestigung des Werkstoffs ($f_{ctf} > f_{ct}$, Bild 1, schwarze Linie), womit bei Betrachtung eines Zugstabs ein fein verteiltes Rissbild bis zum Erreichen der Nachrisszugfestigkeit f_{ctf} einhergeht. Diese Phase wird vielfach (z. B. in [11, 12]) als plastisches Verhalten eines Kontinuums modelliert und ist in dieser Weise auch im schweizerischen [1] und französischen Regelwerk [13] für UHPC zu finden. Erst nach dieser Phase tritt die Konzentration der Verformung an einem Riss auf. Man spricht in diesem Zusammenhang von Verformungslokalisierung, oder kurz Lokalisation.

Ein unterkritischer Fasergehalt führt zu entfestigendem Zugtragverhalten ($f_{ctf} < f_{ct}$, Bild 1, rote Linie), was zur Entstehung eines Einzelrisses samt Lokalisation führt. Die zuvor genannte Modellvorstellung eines Kontinuums mit großem Dehnvermögen ohne Lokalisation eignet sich hier nicht mehr zur Beschreibung des Zugtragverhaltens. Da im vorliegenden Beitrag sowohl UHPC mit entfestigendem als auch mit verfestigendem Verhalten untersucht wurde, wurde das Nachrisszugtragverhalten einheitlich mittels Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung in Anlehnung an [4] charakterisiert (vgl. Bild 1).

1.3 Biegetragverhalten von faserbewehrtem UHPC mit Betonstahl

Zur Beschreibung des Biegetragverhaltens von faserbewehrtem UHPC in Kombination mit Betonstahl werden die in Bild 2 dargestellten mechanischen Grundsätze unterstellt. Dabei werden folgende Annahmen getroffen:

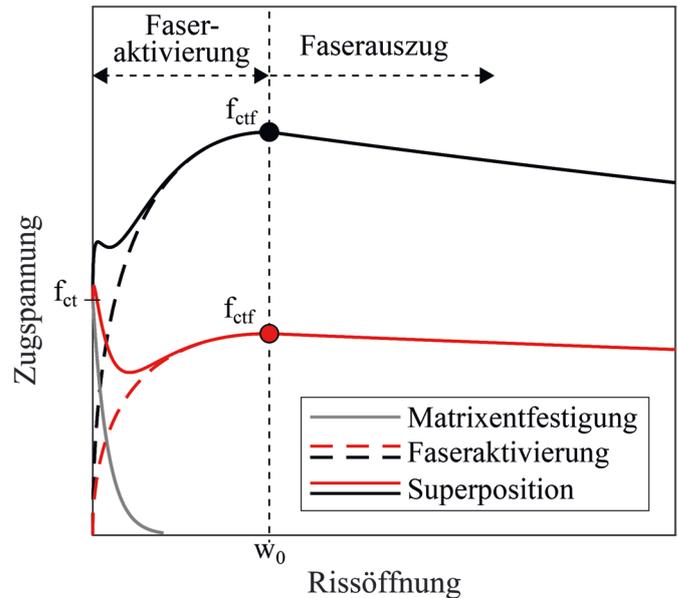


Bild 1 Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung von faserbewehrtem UHPC mit entfestigendem und verfestigendem Verhalten
Tensile stress – crack opening relationship of fibre reinforced UHPC with softening and hardening behaviour

- Ebenbleiben des Querschnitts (Bernoullie Hypothese)
- Lineares Verhalten des UHPC unter Druckbeanspruchung
- Lineares Verhalten des UHPC unter Zugbeanspruchung bis zur Matrixzugfestigkeit f_{ct}
- Lineare Zunahme der Rissöffnung w über die Rissgröße
- Rissbreitenabhängiges Nachrisszugtragverhalten des faserbewehrten UHPC gemäß Bild 1

Demnach werden für das Kräftegleichgewicht die Druckkraft F_c sowie die Zugkräfte durch die ungerissene UHPC-Matrix F_t , die Faserkraft F_f und den Betonstahl F_s berücksichtigt.

2 Material und Methoden

2.1 Versuchsprogramm

Um möglichst allgemeingültige Aussagen zu gewinnen, wurden zwei unterschiedliche Querschnitte gewählt: ein dünner Rechteckquerschnitt mit hoher Dehnungsgradienten (Serie 1) in der Zugzone und ein I-Querschnitt mit möglichst geringer Dehnungsgradienten in der Zugzone (Serie 2). Je Serie wurden rein faserbewehrte sowie kombinierte bewehrte Probekörper aus einer und derselben UHPC-Charge hergestellt. Die rein faserbewehrten Probekörper dienen der Charakterisierung des Nachrisszugtragverhaltens des UHPC. An den Probekörpern mit kombinierter Bewehrung wurde das Zusammenwirken von Faserbewehrung und Betonstahl untersucht. Für die Versuche wurde je Serie ein UHPC mit entfestigendem und verfestigendem Nachrisszugtragverhalten eingesetzt.

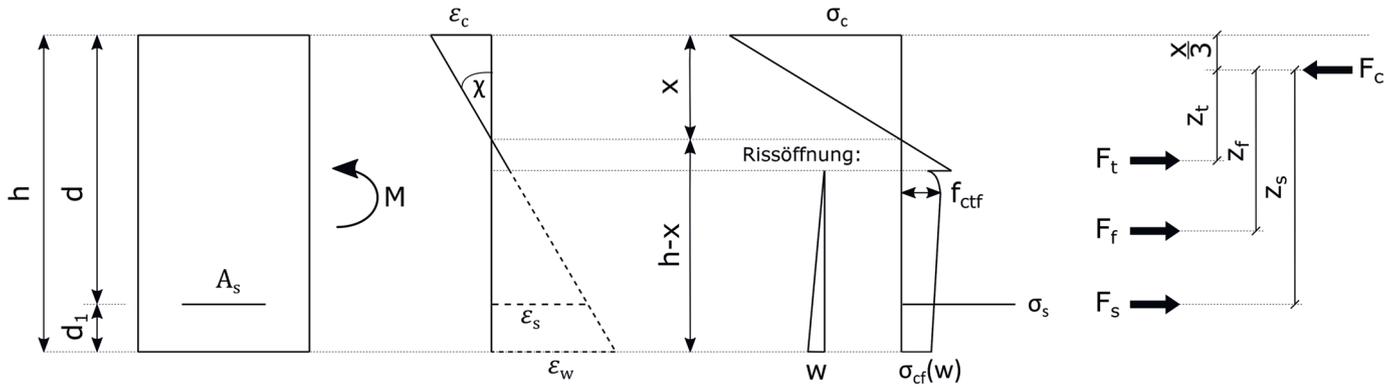


Bild 2 Mechanische Grundsätze bei Biegebeanspruchung
Mechanical principles for flexural load

Tab. 1 Versuchsprogramm der Biegeversuche
Test program for bending tests

Serie	Typ	Bezeichnung	l_f/d_f [mm]	ρ_f [Vol.-%]	Stab- stahl	An- zahl
1	Platte	P_0,75%	13/0,15	0,75	-	3
		P_2,5%	13/0,15	2,5	-	3
		P_0,75%_BSt	13/0,15	0,75	3Ø8	3
		P_2,5%_BSt	13/0,15	2,5	3Ø8	3
2	I-Träger	I_1,0%	15/0,2	1	-	3 ¹⁾
		I_2,5%	15/0,2	2,5	-	3
		I_1,0%_BSt	15/0,2	1	3Ø8	3 ¹⁾
		I_2,5%_BSt	15/0,2	2,5	3Ø8	3

¹⁾ Ein Träger der Reihe wurde als Vier-Punkt-Biegeversuch geprüft

Tab. 1 gibt einen Überblick über das Versuchsprogramm. Bei den I-Trägern wurden zusätzlich zur Längsbewehrung im Untergurt eine einschnittige Querkraftbewehrung (außer im mittleren Bereich des Trägers über eine Länge von 1 m) und eine konstruktive Längsbewehrung im Obergurt angeordnet. Die Betonstahlmenge wurde derart gewählt, dass der Traganteil des Betonstahls und der Faserbewehrung bei 2,5 Vol.-% Fasergehalt, im Sinne des aufnehmbaren Moments, gleich groß ist. Bei Serie 1 wurde Betonstahl BSt 500B und bei Serie 2 BSt 550B eingesetzt. Als Faserbewehrung wurden für UHPC typische Mikrostaalfasern (Tab. 1) verwendet.

Die Versuchsanordnungen sind in den Bildern 3 und 4 dargestellt. Die Versuche der Serie 2 (I-Träger) waren als Vier-Punkt-Biegezugversuche konzipiert, mussten jedoch aufgrund eines unerwünschten Versagens nahe der Stelle des letzten Querkraftbügels nach zwei Versuchen auf einen Drei-Punkt-Biegeversuch abgeändert werden.

2.2 Herstellung der Versuchskörper

Alle Versuchskörper wurden aus selbstverdichtendem Feinkorn-UHPC hergestellt. Die verwendeten Rezepturen, Konsistenzparameter, Druckfestigkeit und E-Modul sind Tab. 2 zu entnehmen. Als Zusatzstoffe wur-

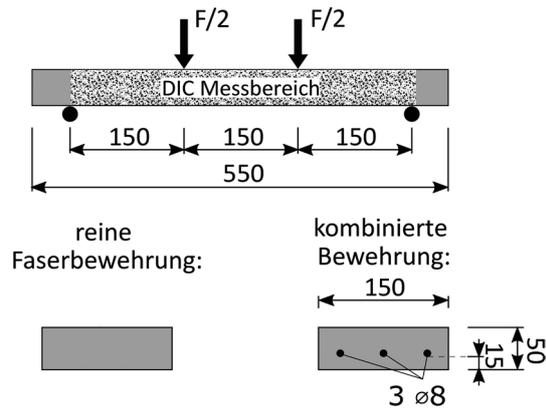


Bild 3 Versuchsschichtaufbau der Serie 1 (Plattenstreifen); Maße in mm
Test setup of series 1 (slab-stripe); dimensions in mm

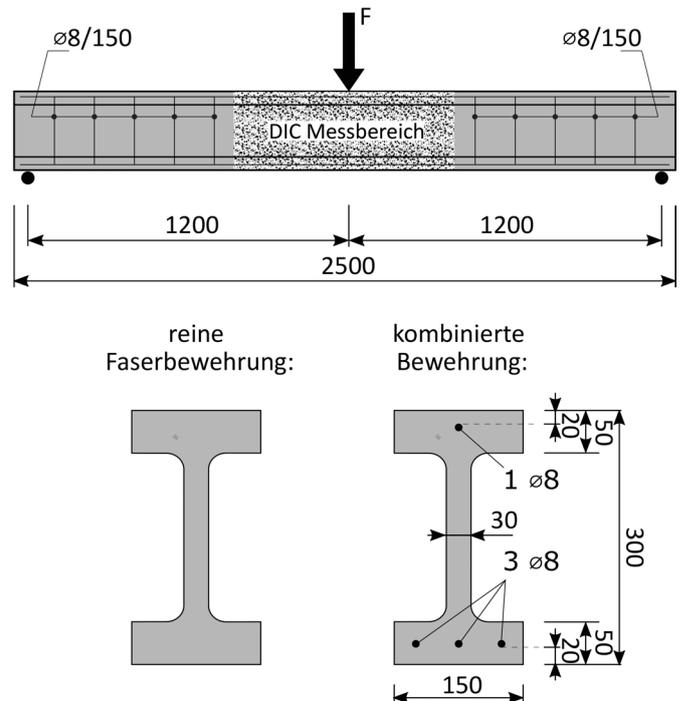


Bild 4 Versuchsschichtaufbau der Serie 2 (I-Träger); Maße in mm
Test setup of series 2 (I-beam); dimensions in mm

den Mikrosilika und Quarzmehl eingesetzt. Anhand der Frischbetonprüfungen konnten für jede Mischung selbstverdichtende Frischbetoneigenschaften und eine augen-

Tab. 2 Zusammensetzung sowie Frisch- und Festbetoneigenschaften der eingesetzten Mischungen
Composition as well as fresh and hardened concrete properties of the applied mixtures

Serienbezeichnung	P_0,75 %	P_2,5 %	I_1 %	I_2,5 %
Zement [kg/m ³]	720	860	750	750
Reaktive und inerte Zusatzstoffe [kg/m ³]	375	499	390	390
Quarzsand < 1mm [kg/m ³]	1087	753	983	943
Wasser [kg/m ³]	161	172	185	185
Fließmittel [kg/m ³]	26	28	24	24
Stahlfasern 13/0,16 [kg/m ³]	58,9	196,3		
Stahlfasern 15/0,2 [kg/m ³]			78,5	196,3
W/B	0,22	0,19	0,24	0,24
Setzfließmaß gemäß [14] [mm]	790	700	790	820
Fließzeit t ₅₀₀ gemäß [14] [s]	8	11	10	8
Würfeldruckfestigkeit f _{cm,cube} [N/mm ²]	167	201	168	165
E-Modul [N/mm ²]	50.485	52.321	47.510	47.115

scheinlich homogene Faserverteilung festgestellt werden. Alle Probekörper, Platten sowie I-Träger wurden von einem Schalungsende aus befüllt, sodass sich entlang der Längsachse eine möglichst gleichbleibende reproduzierbare Faserorientierung einstellen konnte. Die Plattenstreifen waren bei der Herstellung 90° um die Längsachse gedreht, sodass sich bei der Prüfung geschaltete Flächen an der Ober- und Unterseite des Probekörpers befanden. Die Probekörper wurden mit einer Folie umhüllt gelagert, um sie vor Austrocknung zu schützen.

2.3 Messtechnik

Faserbewehrter UHPC weist zumeist ein sehr fein verteiltes Rissbild auf, welches, besonders bei der Verwendung von UHPC mit verfestigendem Nachrisszugtragverhalten, kaum erkennbar ist. Aus diesem Grund kann der gesamte Rissprozesses mit traditioneller Weg- und Dehnungsmessung bzw. mit Rissmessmikroskopen nicht zufriedenstellend erfasst werden. Es empfiehlt sich der Einsatz von digitaler Bildkorrelation (Englisch: digital image correlation, kurz DIC), wie sie auch schon in [15, 16] eingesetzt wurde. Die Oberflächen der Probekörper wurden mittels Sprühverfahren mit einem feinen Punktemuster (schwarz) auf weißem Hintergrund versehen. Hochauflösende Kameras zeichneten während des gesamten Versuchsablaufs Bilder des Punktemusters auf, woraus nachträglich mittels entsprechender Auswertsoftware [17] die Verformungen und Dehnungen des Probekörpers ermittelt wurden.

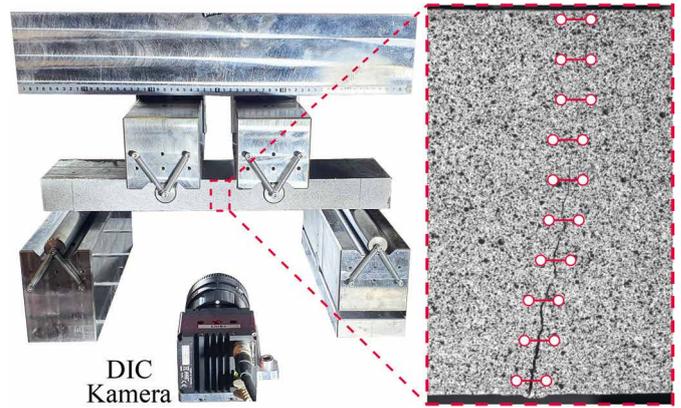


Bild 5 Digitale Bildkorrelation – Messaufbau und beispielhaftes Auswertungschema
Digital Image Correlation – Measuring set-up and typical scheme for evaluation

Für die Messungen kamen zwei Kameras zum Einsatz. Bei den I-Trägern wurde nur eine Seite des Probekörpers mit zwei Kameras (Stereo-Methode) analysiert, bei den Plattenstreifen wurden die Kameras beidseitig im Mono-Verfahren betrieben.

Die Auswertung mit DIC umfasste:

- das Rissbild,
- die Rissbreiten,
- die Druckzonenhöhe im Rissquerschnitt und die
- Durchbiegung in Platten- bzw. Trägermitte.

Bild 5 veranschaulicht die nachträgliche Anbringung von virtuellen Messmarken, womit die Rissbreiten über die Bauteilhöhe, aber auch die Druckzonenhöhe im Rissquerschnitt bestimmt wurden. Das Rissbild wurde durch eine grafische flächenhafte Visualisierung der ersten Hauptdehnungen dargestellt. Die aufgebrachte Kraft wurde mittels herkömmlicher Kraftmessdose gemessen.

3 Versuchsergebnisse

3.1 Serie 1 – Plattenstreifen

Einen Überblick über das charakteristische Biegetragverhalten der unterschiedlich bewehrten Plattenstreifen ist in Bild 6 in Form von Momenten-Durchbiegungs-Kurven dargestellt. Die Probekörper mit kombinierter Bewehrung zeigen, wie aus dem Stahlbetonbau bekannt, die drei typischen Bereiche: Zustand I, Zustand II und den Zustand nach Fließbeginn der Bewehrung. Allerdings kann bei den Versuchen nach Eintreten der Rissbildung ein wesentlich geringerer Steifigkeitsabfall als bei Biegebalken aus Stahlbeton festgestellt werden. Bei allen Proben mit kombinierter Bewehrung war bei Erreichen der Maximallast ein Versagen der Druckzone zu beobachten, wobei dies erwartungsgemäß bei den Proben mit einem Stahlfasergehalt von 2,5 Vol.-% aufgrund der höheren Auslastung der Druckzone bei kleineren Verformungen eintrat.

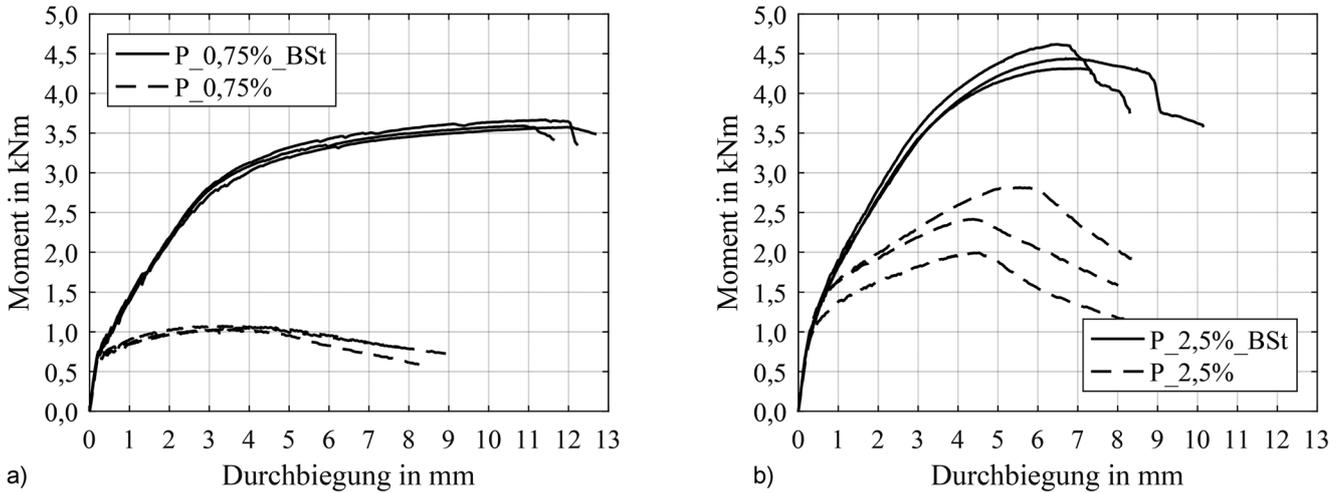


Bild 6 Versuchsergebnisse der Serie 1 (Plattenstreifen) mit reiner Faserbewehrung und kombinierter Bewehrung: a) Fasergehalt 0,75 Vol.-%, b) Fasergehalt 2,5 Vol.-%
 Test results of test series 1 (slab-strips) with pure fibre reinforcement and combined reinforcement a) fibre content 0.75 vol.%, b) fibre content 2.5 vol.-%.

Das Tragverhalten der Probekörper ohne Betonstahl ist nach dem Zustand I durch das Nachrisszugtragverhalten des UHPC geprägt. Nach Entstehen des Erstrisses und Aktivierung der Faserwirkung kann bei allen Proben eine Traglasterhöhung im Vergleich zur Erstrisslast festgestellt werden. Der Abfall nach Erreichen der Maximallast ist

durch die zunehmende Rissöffnung und den dadurch entstehenden Faserauszug begründet.

Wie am Beispiel der Versuchsreihe mit einem Fasergehalt von 2,5 Vol.-% ersichtlich, deuten die Ergebnisse daraufhin, dass die Streuung des Tragverhaltens durch die Ver-

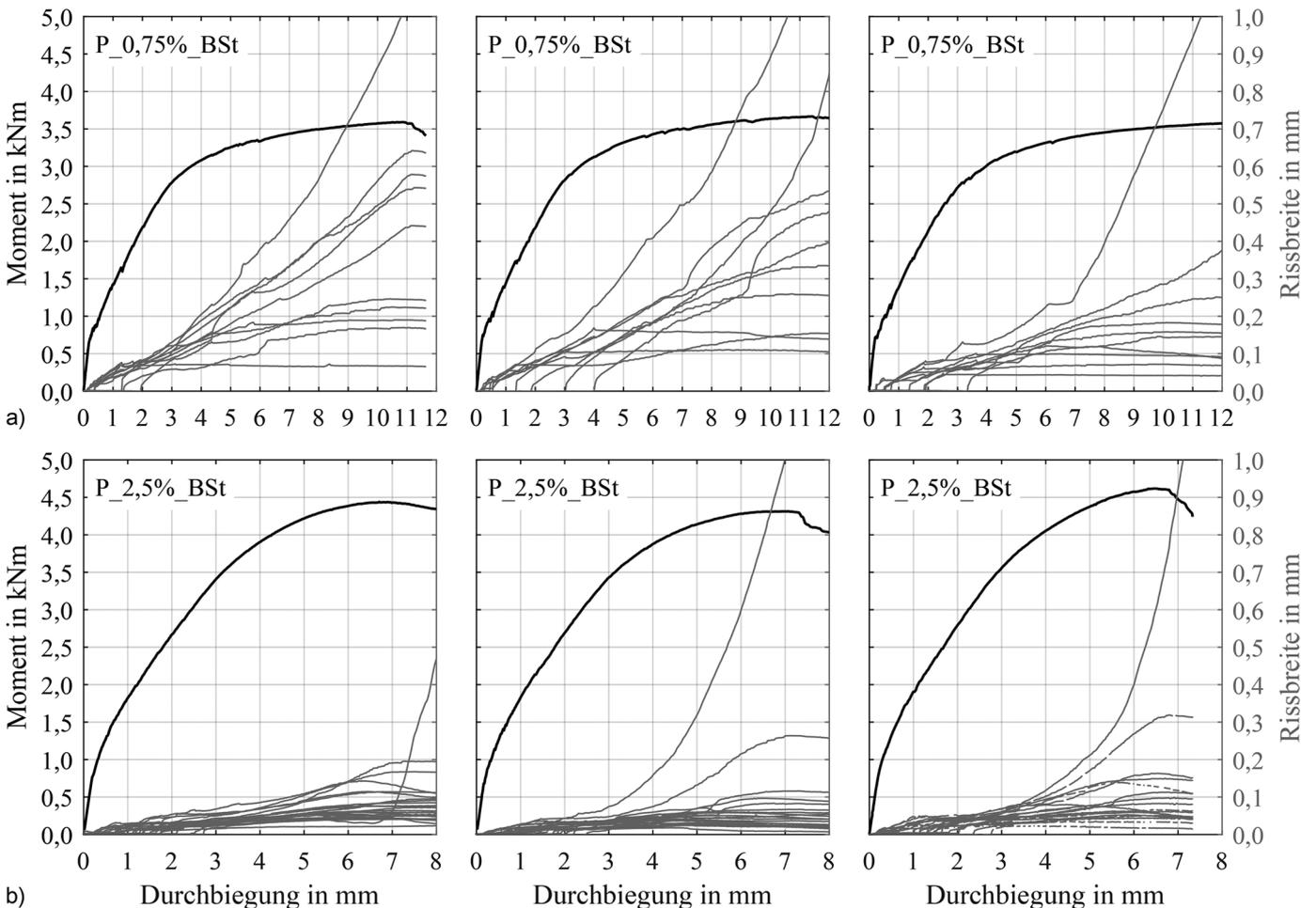


Bild 7 Entwicklung der Rissbreiten in Serie 1 (Plattenstreifen): a) P_0,75%_BSt, b) P_2,5%_BSt
 Development of crack widths of series 1 (slab-strips): a) P_0,75%_BSt, b) P_2,5%_BSt

wendung von kombinierter Bewehrung reduziert werden kann. Bei der Versuchsreihe mit einem Fasergehalt von 0,75 Vol.-% ist durchwegs eine sehr geringe Streuung des Tragverhaltens ersichtlich.

In den Versuchen ohne Betonstahl trat sowohl bei einem Fasergehalt von 0,75 Vol.-% (P_0,75%) als auch bei 2,5 Vol.-% (P_2,5%) eine Mehrfachrissbildung ein. Bei Serie P_2,5% resultiert die Mehrfachrissbildung maßgeblich aus dem verfestigenden Nachrisszugtragverhalten des UHPC, wodurch ein sehr fein verteiltes Rissbild mit einem mittleren Rissabstand s_{rm} von 5 mm beobachtet wurde. Hingegen resultiert die Mehrfachrissbildung der Serie P_0,75% aus der Lasterhöhung zufolge der Vergrößerung der Zugzone (Englisch: deflection hardening). Der Rissabstand s_{rm} der wenigen Risse betrug 28 mm.

Im Folgenden werden die Versuche mit Betonstahl hinsichtlich ihrer Rissbreitenentwicklung näher betrachtet. Bild 7 zeigt die Ergebnisse der DIC-Messungen sowohl für die Versuchsreihe P_0,75%_BSt als auch für P_2,5%_BSt. Jede graue Linie repräsentiert die Rissbreite eines Risses im mittleren Drittel des Probekörpers. Bei einem Fasergehalt von 2,5 Vol.-% lag ein sehr fein verteiltes Rissbild mit einem mittleren Rissabstand s_{rm} von 6 mm vor. Erst nach dem zweiten Knick im Tragverhalten (Fließen der Bewehrung) kommt es zu einer überproportionalen Zunahme der Rissbreite in einem Riss. Bei der Versuchsreihe mit einem Fasergehalt von 0,75 Vol.-% betrug der mittlere Rissabstand 17 mm. Dadurch ergeben sich bei gleicher Durchbiegung entsprechend größere Rissbreiten als bei der Versuchsreihe mit 2,5 Vol.-% Fasern. Detailreichere Analysen zu den Rissbreiten in Abhängigkeit von der Stahlspannung sind Abschn. 4 zu entnehmen.

3.2 Serie 2 – I-Träger

Die I-Träger (Bild 8) zeigen ein ähnliches Verhalten wie die kleinformatischen Plattenstreifen der Serie 1. Der Ein-

fluss des höheren Fasergehalts auf die Tragkapazität ist deutlich erkennbar. Im Gegensatz zu Serie 1 ist die Maximallast nicht beschränkt durch ein Druckzonenversagen, sondern geprägt durch die Superposition der Traganteile zufolge des Fließens des Betonstahls und der rissbreitenabhängigen Zugspannung in der Zugzone. Der darauf folgende Abfall der Traglast ist bedingt durch die zunehmende Rissöffnung und den damit verbundenen Abfall der Nachrisszugspannung (Ausziehen der Fasern), wie auch in Bild 1 und Abschn. 3.1 dargelegt.

Beachtlich ist die gesteigerte Duktilität bei den Probekörpern mit kombinierter Bewehrung, welche besonders bei der Serie mit höherem Fasergehalt ersichtlich ist. Bei einem Probekörper der Serie I_2,5%_BSt trat ein Biegeversagen nahe dem letzten Querkraftbügel ein, wodurch sich kein Plateau nahe der Maximallast einstellen konnte. In Bild 8a) sind die Momenten-Durchbiegungs-Kurven der beiden Vier-Punkt-Biegeversuche aufgrund des abweichenden statischen Systems (keine Vergleichbarkeit) nicht dargestellt.

Analog zu Serie 1 wurden für die Versuche mit kombinierter Bewehrung die Rissanzahl und Rissbreiten mittels DIC bestimmt. Dafür wurde unter der Einzellast ein Bereich von zweimal der Trägerhöhe (600 mm) betrachtet. Die Ergebnisse (Bild 9) verdeutlichen, dass die Rissbreiten bis zum Beginn des Fließens der Bewehrung kleiner als 0,1 mm bleiben. Erst bei weiterer Verformungszunahme tritt eine überproportionale Zunahme der Rissöffnung ein. Dies gilt sowohl für die Versuchsreihe I_1,0%_BSt als auch für I_2,5%_BSt. Hinsichtlich des mittleren Rissabstands s_{rm} waren zwischen den beiden Serien keine wesentlichen Unterschiede festzustellen. Bei der Serie I_1,0%_BSt betrug s_{rm} 23 mm, 25 mm und 20 mm und bei der Serie I_2,5%_BSt konnte ein s_{rm} von 20 mm, 21 mm und 24 mm beobachtet werden.

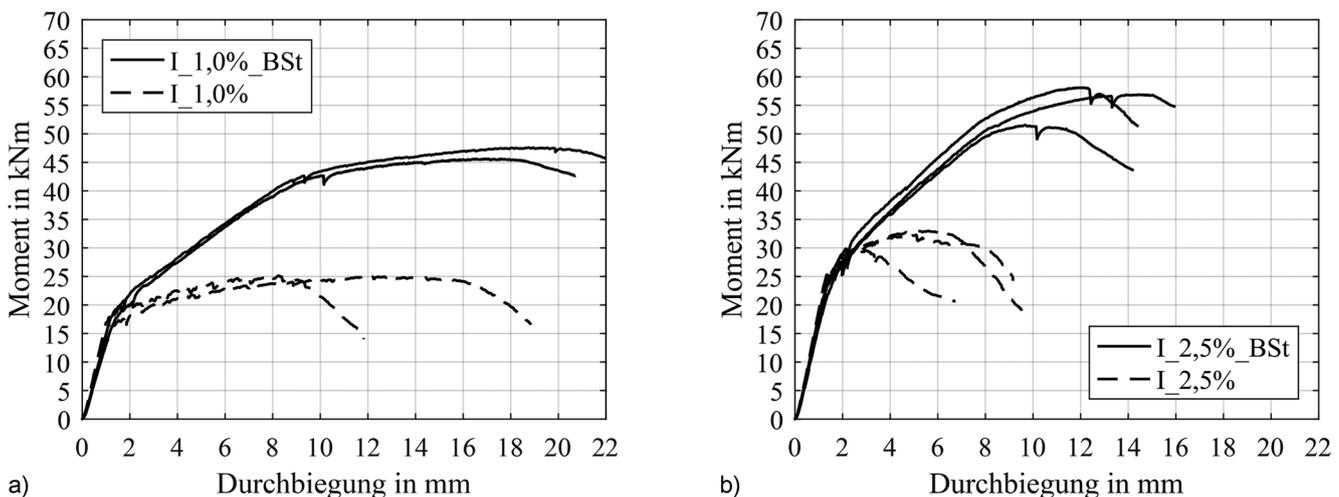


Bild 8 Versuchsergebnisse der Serie 2 (I-Träger) mit reiner Faserbewehrung und kombinierter Bewehrung: a) Fasergehalt 1,0 Vol.-%, b) Fasergehalt 2,5 Vol.-%
Test results of test series 2 (I-beam) with pure fibre reinforcement and combined reinforcement a) fibre content 0.75 vol.%, b) fibre content 2.5 vol.-%.

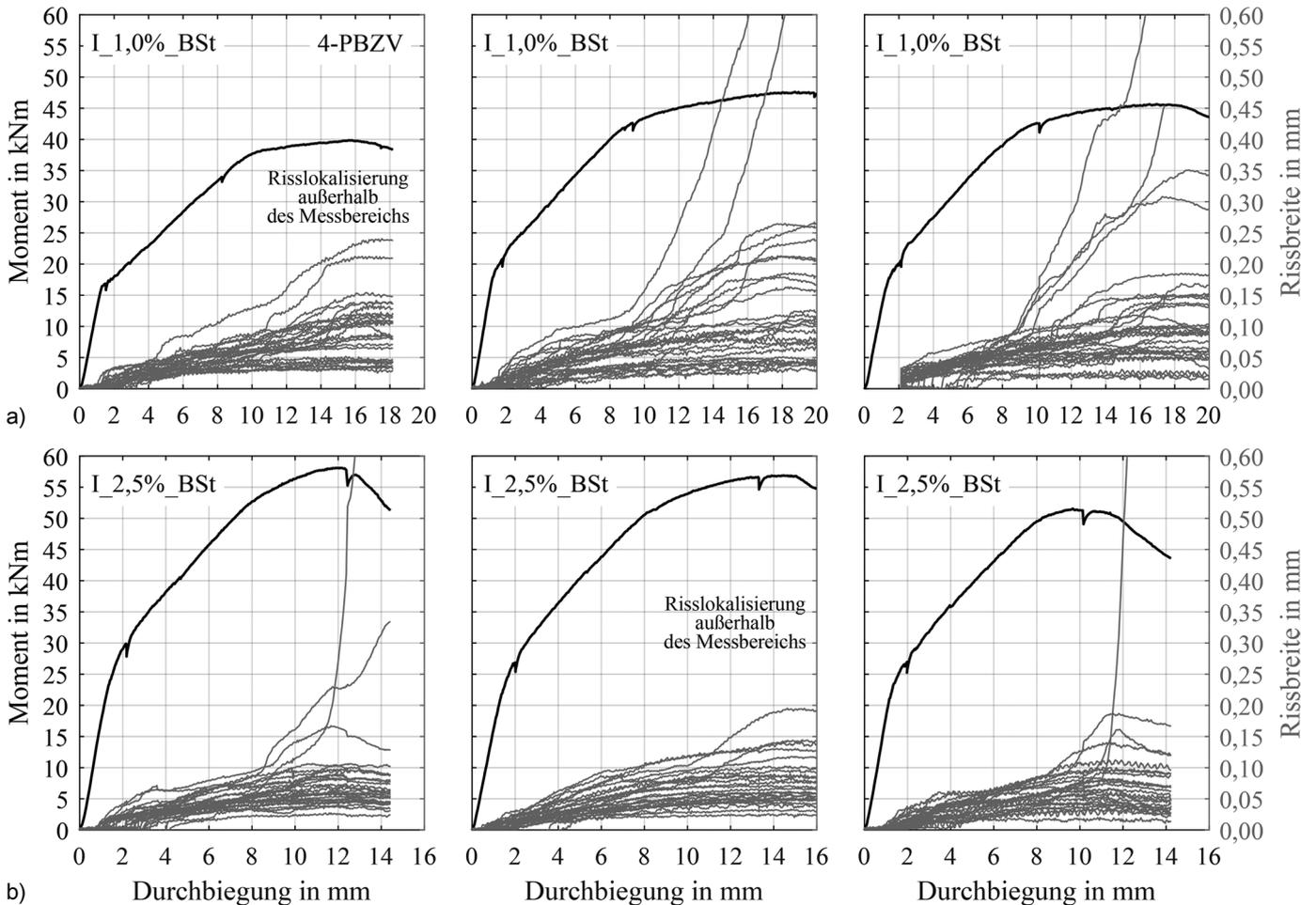


Bild 9 Rissbreiten der Biegeversuche der Serie 2 (I-Träger): a) I_1,0%_BSt, b) I_2,5%_BSt
Crack widths of the bending tests of series 2 (I-beam): a) I_1,0%_BSt, b) I_2,5%_BSt

4 Auswertung und Diskussion

4.1 Auswertschema

4.1.1 Festgelegte Schritte

Das Auswerteverfahren verfolgte im Wesentlichen das Ziel, die gemessenen Rissbreiten der vorhandenen Spannung im Betonstahl zuordnen zu können. Dafür wurden folgende Schritte durchgeführt:

1. Ermittlung der Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung des faserbewehrten UHPC mittels Nachrechnung der rein faserbewehrten Versuchskörper
2. Bestimmung der Betonstahlspannung mittels Nachrechnung der Versuche mit kombinierter Bewehrung unter Verwendung der Messergebnisse und der in 1. ermittelten Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung des UHPC

4.1.2 Ermittlung der Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung

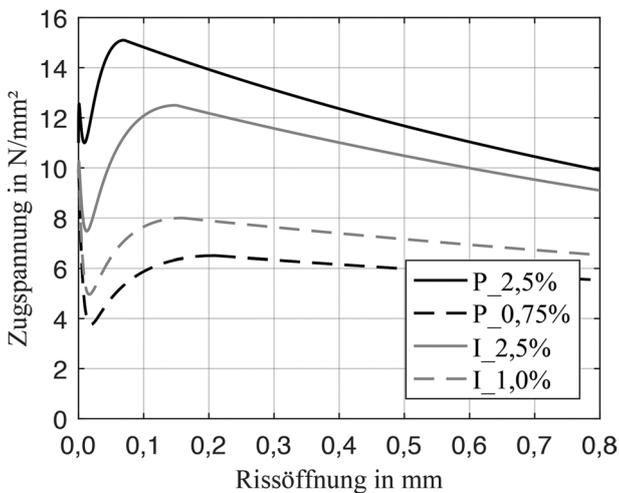
Bei der hier beschriebenen Auswertung wurde jener Querschnitt betrachtet, an dem es schlussendlich zur

Risslokalisierung kam. Mithilfe der Druckzonenhöhe und Rissbreite aus der DIC-Messung sowie des aufgetragenen Biegemoments (aus Kraftmessung errechnet) wurde über den gesamten Versuchsablauf mittels Annahme einer Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung das reaktive Moment des betrachteten Rissquerschnitts berechnet. Mittels Variation der Parameter der Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung (f_{ctf} , w_0 , Steigung bei Faserauszug) und der Methode der kleinsten Fehlerquadrate wurde schlussendlich jene Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung gefunden, bei der der gemessene und errechnete Momenten-Rissöffnungs-Verlauf am besten übereinstimmen. Die Matrixzugfestigkeit f_{ct} wurde dabei mithilfe von DIC aus der Last bei Auftreten des Erstrisses abgeleitet.

In Tab. 3 sind die wesentlichsten Ergebnisse der Rückrechnung auf charakteristischem Niveau sowie auf Mittelwertbasis dargestellt. Der charakteristische Wert der Nachrisszugfestigkeit ergibt sich aus dem 5%-Fraktilwert unter Annahme einer Normalverteilung und eines Variationskoeffizienten von 10% gemäß dem Vorschlag in [18]. Der charakteristische Wert der Matrixzugfestigkeit wurde durch Multiplikation des Mittelwerts mit dem Faktor 0,7 gemäß dem Vorschlag in [4] berechnet. In Bild 10 sind die Verläufe der Zugspannungs-Rissöffnungs-Bezie-

Tab. 3 Zugtrageigenschaften des rein faserbewehrten UHPC
Tensile properties of pure reinforced UHPC

	P_0,75%	P_2,5%	I_1%	I_2,5%
Matrixzugfestigkeit f_{ctm} [N/mm ²]	9,8	11,0	9,6	9,9
Matrixzugfestigkeit f_{ctk} [N/mm ²]	6,9	7,7	6,7	6,9
Nachrisszugfestigkeit f_{ctfm} [N/mm ²] (Variationskoef. [%])	6,5 (3%)	15,1 (21%)	8,0 (18%)	12,5 (3%)
Nachrisszugfestigkeit f_{ctfk} [N/mm ²]	5,4	12,6	6,7	10,4
Rissbreite w_0 [mm]	0,21	0,07	0,16	0,15

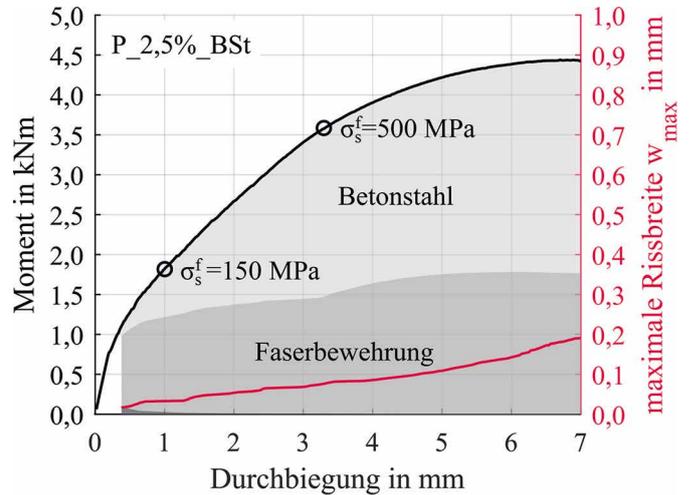
**Bild 10** Mittlere Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung der jeweiligen Versuchsserie
Mean tensile stress-crack opening relationship of the respective test series

hung für jede Rezeptur bzw. Versuchsreihe auf Mittelwertbasis dargestellt.

4.1.3 Nachrechnung der Versuche mit kombinierter Bewehrung

Die Nachrechnungen der Versuche mit kombinierter Bewehrung verfolgen im Wesentlichen das Ziel, die Traganteile von Betonstahl und Fasern zu separieren, sodass im Verlauf des Versuchs die Spannung im Betonstahl bekannt ist und einer gemessenen Rissbreite zugeordnet werden kann. Mithilfe der gemessenen Rissbreite und des einwirkenden Biegemoments sowie der in Abschn. 4.1.2 bestimmten Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung wurde über die Gleichgewichtsbedingungen im Querschnitt (gemäß den Annahmen in Bild 2) die Spannung im Betonstahl über den gesamten Versuch ermittelt.

Die Berechnung der Stahlspannung erfolgte für zwei Szenarien. Einerseits wurde ein fiktiver Rissquerschnitt mit der mittleren gemessenen Rissbreite w_{mean} betrachtet. Zur Berechnung der Stahlspannung in diesem Querschnitt wurde die mittlere Zugspannungs-Rissöffnungs-

**Bild 11** Traganteile von Faserbewehrung und Betonstahl sowie Rissbreitenentwicklung für einen Probekörper der Serie P_2,5%_BSt
Load-bearing proportions of fibre and ordinary reinforcement as well as crack width development for one specimen of series P_2,5%_BSt

Beziehung mit einer Nachrisszugfestigkeit von f_{ctfm} verwendet. Andererseits wurde der Rissquerschnitt mit der maximal gemessenen Rissbreite w_{max} herangezogen. Für die Berechnung der Stahlspannung in diesem Querschnitt wurde unterstellt, dass eine Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung mit einer Nachrisszugfestigkeit von f_{ctfk} vorliegt. Die Abminderung des charakteristischen γ_{loc} Nachrisszugtragverhaltens mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_{loc} wurde, wie auch im Entwurf der österreichischen UHPC-Richtlinie [19], aufgrund der lokalen Problematik bei der Rissbreitenberechnung angesetzt. Damit werden Streuungen der Faserwirksamkeit berücksichtigt, welche infolge eines lokal geringeren Fasergehalts oder einer negativ beeinflussten Faserorientierung resultieren können. Für die Nachrechnung der vorliegenden Versuche wurde ein γ_{loc} von 1,3 gemäß [19] herangezogen.

Zur Veranschaulichung der Auswertung sind in Bild 11 die Anteile des reaktiven Moments zufolge der Faserbewehrung ($F_f \cdot z_f$) und des Betonstahls ($F_s \cdot z_s$) beispielhaft für einen Probekörper der Serie P_2,5%_BSt dargestellt. Für diese Darstellung wurden das um γ_{loc} abgeminderte charakteristische Nachrisszugtragverhalten des UHPC und w_{max} herangezogen.

4.2 Rissbreiten

Im folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse der Rückrechnung dargelegt und einem Modell zur Rissbreitenberechnung gegenübergestellt. Im Stahlbetonbau werden üblicherweise Modelle zur Berechnung der Rissbreite an einem Zugstab hergeleitet und in Phasen der Einzelrissbildung und des abgeschlossenen Rissbilds unterteilt. Der nachstehende Ansatz ist angelehnt an das in [20, 21] vorgestellte Modell und berücksichtigt nur den Zustand der Einzelrissbildung. Anzumerken ist, dass für faserbewehr-

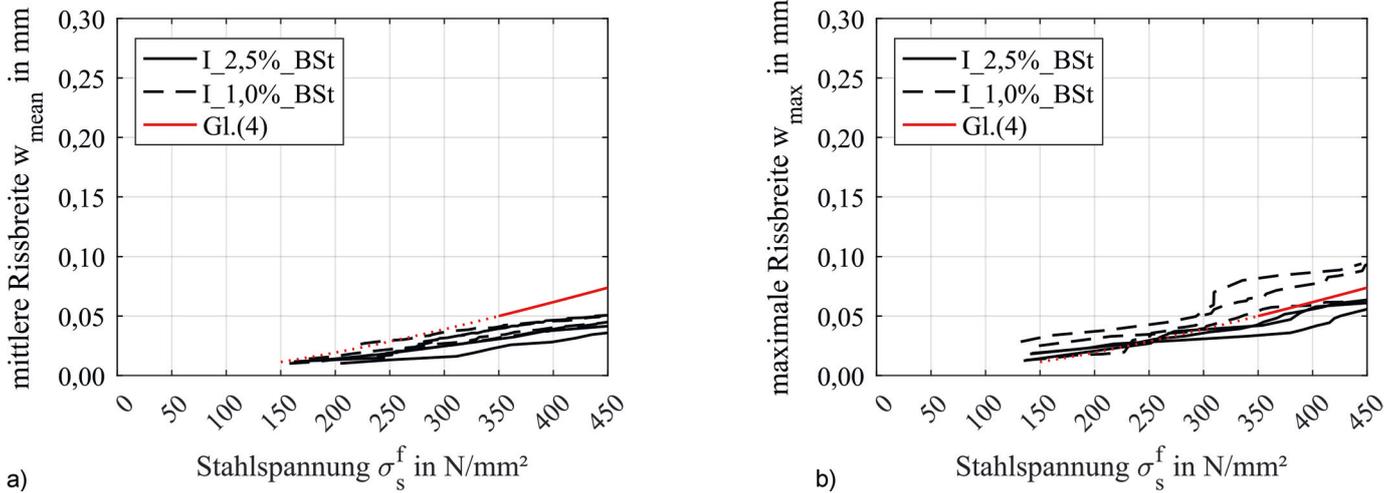


Bild 12 Mittlere a) und maximale b) Rissbreite der Serie 2 (I-Träger)
Mean a) and maximum b) crack width of series 2 (I-beam)

ten UHPC im Zuge einer mechanisch basierten Vorgehensweise sehr wohl hinsichtlich der Zustände von Einzelriss und abgeschlossenem Rissbild zu unterscheiden wäre. Die zu erwartenden Rissbreiten bei UHPC-Anwendungen mit kombinierter Bewehrung sind jedoch so klein ($w < 0,1$ mm), dass bei einer differenzierten Betrachtungsweise nur marginale Unterschiede festzustellen sind. Die Anwendung des Modells für den Einzelrisszustand stellt somit eine Vereinfachung dar, womit die berechneten Rissbreiten theoretisch auf der sicheren Seite liegen. Die Rissbreite für den Einzelriss wurde nach Gl. (1) berechnet.

$$w = 2 \cdot l_e \cdot (\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{cm}}) \quad (1)$$

Die theoretische Lasteinleitungslänge l_e sowie die mittlere Dehnungsdifferenz ($\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{cm}}$) zwischen Betonstahl und UHPC innerhalb der Lasteinleitungslänge ergeben sich für den Einzelriss nach Gln. (2) und (3).

$$l_e = \frac{E_s \cdot d_s \cdot (\varepsilon_s^f - \varepsilon_{\text{cs}})}{4 \cdot \tau_{\text{sm}} \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_s)} \quad (2)$$

$$\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{cm}} = (1 - k_t) \cdot (\varepsilon_s^f - \varepsilon_{\text{cs}}) \quad (3)$$

Durch Einsetzen der Gln. (2) und (3) in Gl. (1) ergibt sich schließlich folgende Gleichung zur Berechnung der Rissbreite:

$$w = \frac{d_s \cdot E_s \cdot (1 - k_t) \cdot (\varepsilon_s^f - \varepsilon_{\text{cs}})^2}{2 \cdot \tau_{\text{sm}} \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_s)} \quad (4)$$

mit:

τ_{sm} mittlere Verbundspannung der Betonstahlbewehrung innerhalb der Einleitungslänge gemäß der Empfehlung in [22]

$$\tau_{\text{sm}} = 2 \cdot f_{\text{ct,eff}} \text{ für } w_k = 0,05 \text{ mm}$$

$$\tau_{\text{sm}} = 3 \cdot f_{\text{ct,eff}} \text{ für } w_k \geq 0,15 \text{ mm}$$

$f_{\text{ct,eff}}$ wirksame Matrixzugfestigkeit

d_s Stabdurchmesser des Betonstahls

E_s Elastizitätsmodul des Betonstahls

k_t Formfaktor zur Beschreibung des Dehnungsverlaufs; Kurzzeitbeanspruchung $k_t=0,6$; Langzeitbeanspruchung $k_t=0,4$;

ε_s^f Dehnung des Betonstahls unter Berücksichtigung der Faserwirkung

ε_{cs} spannungswirksame Schwinddehnung

α_e Verhältnis von E_s/E_{cm}

ρ_s Verhältnis von $A_s/A_{\text{c,eff}}$

Wichtig ist zu betonen, dass bei einer Rissbreitenberechnung die Entlastung des Betonstahls durch die Faserbewehrung zu berücksichtigen ist. ε_s^f ist dementsprechend jene Betonstahldehnung im Riss, die sich aus der um den Fasertraganteil reduzierten Betonstahlkraft ergibt. Für eine einwirkende Last gilt somit, je höher der Fasertraganteil, desto kleiner ist die Stahldehnung bzw. -spannung zum Erreichen des Kräftegleichgewichts.

In Bild 12 werden die mittleren und maximalen gemessenen Rissbreiten für jeden Versuch der Serie 2 (I-Träger) in Abhängigkeit von der berechneten Stahlspannung σ_s^f dargestellt und mit dem in Gl. (4) beschriebenen Ansatz verglichen. Da die oben angeführten Variablen bekannt sind, kann Gl. (4) als Funktion der Stahlspannung dargestellt werden. Dafür wurden ein $f_{\text{ct,eff}}$ von 9,8 MPa (Mittelwert der Serie I_1% und I_2,5%) und ein k_t von 0,6 für Kurzzeitbeanspruchung angesetzt. Die Schwinddehnung wurde mit $\varepsilon_{\text{cs}} = 0$ nicht berücksichtigt, da im Versuch keine zusätzliche Rissöffnung infolge Schwindens resultiert. Aufgrund des geringen Einflusses des Bewehrungsgrads auf die Lasteinleitungslänge wurde die Näherung $(1 + \alpha_E \cdot \rho_s) \approx 1$ verwendet. Die Verbundspannung τ_{sm} wurde zwischen der Rissöffnung von 0,05 mm und 0,15 mm gemäß den oben angeführten Punkten linear interpoliert. Für Rissöffnungen $< 0,05$ mm wurde zwar linear extrapoliert, jedoch wird dadurch die Verbundspannung wesentlich überschätzt bzw. die berechnete Rissbreite unterschätzt, weshalb die Darstellung für $w < 0,05$ mm nur punktiert erfolgte.

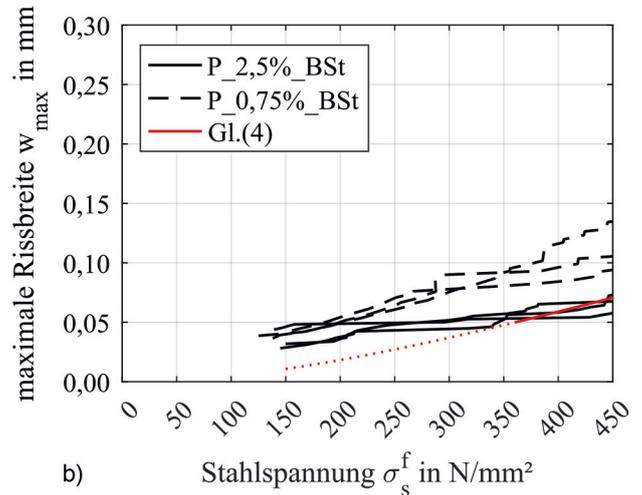
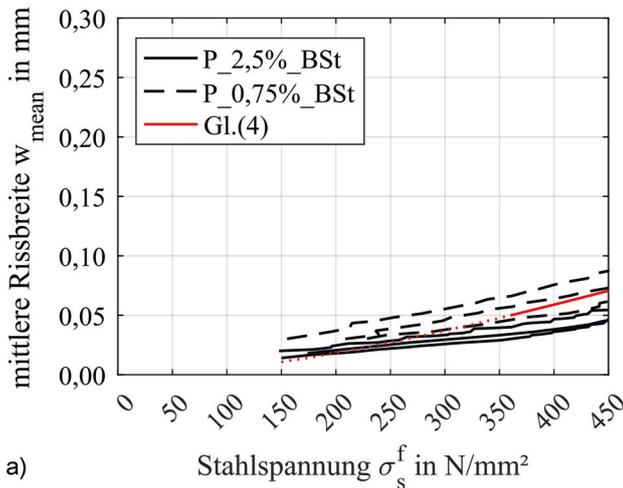


Bild 13 Mittlere a) und maximale b) Rissbreite der Serie 1 (Plattenstreifen)
Mean a) and maximum b) crack width of series 1 (slab-strips)

Da die Berechnung der Rissbreiten auf dem Zustand der Einzelrissbildung beruht, ist für die gewählte Bewehrungskonfiguration bei Stahlspannungen $< 250 \text{ N/mm}^2$ eine gute Prognosefähigkeit und bei größeren Stahlspannungen eine zunehmende Überschätzung zu erwarten. Die Gegenüberstellung der mittleren Rissbreiten (Bild 12a)) mit dem beschriebenen Ansatz bestätigt dies. In Anbetracht der maximalen Rissbreite (Bild 12b)) ist bei zwei von drei Probekörpern der Serie I_1%_BSt trotz der Herleitung am Einzelriss eine leichte Unterschätzung der Rissbreiten durch Gl. (4) ersichtlich. Bei diesen Probekörpern ist das Verhältnis zwischen w_{max} und w_{mean} stärker ausgeprägt als bei den Probekörpern mit 2,5 Vol.-% Fasern, wodurch auf eine größere Streuung des Nachrisszugtragverhaltens bei kleinerem Fasergehalt geschlossen werden könnte. Die Ergebnisse in [23] bekräftigen diese Vermutung.

Analog zur Auswertung der I-Träger wurden die Versuche der Platten (Serie 1) analysiert. Die Ergebnisse sind in Bild 13 wiederum als mittlere und maximale Rissbreite in Abhängigkeit von der Stahlspannung dargestellt. Zur Darstellung der Gl. (4) in Bild 13 wurde für die Matrixzugfestigkeit der Mittelwert der Serie P_0,75% und P_2,5% ($f_{\text{ct,eff}} = 10,4 \text{ MPa}$) verwendet. Aufgrund der geringen Bauteilstärke wären größere Rissbreiten bei den Plattenversuchen im Vergleich zu den Versuchen am I-Träger zu erwarten gewesen, da es bei sehr dünnen biegebeanspruchten Bauteilen aufgrund des relativ großen Verhältnisses zwischen d_1 (Abstand Oberfläche zu Schwerpunkt der Betonstahlbewehrung) und der Risshöhe h_{cr} zu einer Erhöhung der Rissbreite am Zugrand kommen kann [24].

Die Ergebnisse der Plattenversuche bestätigen diesen Umstand nur teilweise. Während die ermittelten Rissbreiten der Serie P_2,5%_BSt im Wesentlichen dieselbe Tendenz und Größenordnung wie die Versuche an den I-Trägern mit gleichem Fasergehalt (I_2,5%_BSt) zeigen, liegen die Rissbreiten der Serie P_0,75%_BSt über dem

Niveau der Versuchsserie an I-Trägern mit vergleichbarem Fasergehalt.

4.3 Superposition des Zugtragverhaltens von Faserbewehrung und Betonstahl im SLS und ULS

Hinsichtlich der Superposition der Traganteile von Faserbewehrung und Betonstahl ist von wesentlichem Interesse, ob die maximale Faserwirkung (Nachrisszugfestigkeit f_{ctf}) und die Kraft im Betonstahl im SLS Lastbereich ($\sigma_s < 0,8 \cdot f_y$) sowie im ULS Lastbereich ($\epsilon_s > \epsilon_y$) summiert werden können. Zur Klärung dieser Fragestellung wird in Tab. 4 die maximale Rissbreite bei einer Stahlspannung von 150 N/mm^2 sowie bei Eintreten der Fließspannung dargestellt. Anzumerken ist, dass für die Berechnung der Betonstahlspannung das um den Teilsicherheitsbeiwert γ_{loc} abgeminderte charakteristische Nachrisszugtragverhalten herangezogen wurde.

Tab. 4 Gemessene maximale Rissbreite bei einer Stahlspannung von 150 N/mm^2 und bei Erreichen der Fließspannung
Measured maximum crack width at a steel stress of 150 N/mm^2 and begin of yielding

	P_0,75%	P_2,5%	I_1%	I_2,5%	
Fließspannung [N/mm^2]	500	500	550	550	
w_{max} [mm] bei $\sigma_s = 150 \text{ N/mm}^2$	Einzelwerte	0,04	0,03	0,03	0,02
		0,04	0,03	0,02	0,02
		0,04	0,05	0,03	0,02
	Mittelwert	0,04	0,04	0,03	0,02
w_{max} [mm] bei Fließspannung	Einzelwerte	0,12	0,08	–	0,07
		0,14	0,10	0,10	0,08
		0,12	0,07	0,07	0,07
	Mittelwert	0,13	0,08	0,12	0,07

Aus der Auswertung geht hervor, dass bei allen Versuchen die maximale Rissbreite bei Erreichen der Fließspannung weniger als 0,14 mm beträgt. Die maximale Rissbreite bei $\sigma_s = 150 \text{ N/mm}^2$ ist durchgehend sehr gering (ca. 0,03 mm).

In Anbetracht der Rissbreiten in Tab. 4 und der Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehungen des faserbewehrten UHPC (Bild 10) wird eindrucksvoll bestätigt, dass das Zugtragverhalten der Faserbewehrung für eine Spannung im Betonstahl zwischen 150 N/mm^2 und der Fließgrenze annähernd konstant ist und etwa der Nachrisszugfestigkeit entspricht. Im Sinne einer praktikablen Vorgehensweise ist die Superposition der Kraft im Betonstahl mit der Zugkraft des Querschnitts entsprechend der Nachrisszugfestigkeit des UHPC sowohl für SLS- als auch für ULS-Nachweise berechtigt.

5 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Im vorliegenden Beitrag wurden Biegeversuche mit Plattenstreifen und I-Trägern aus UHPC mit unterschiedlichem Nachrisszugtragverhalten durchgeführt. Besonderer Fokus wurde auf das Zusammenwirken von Faserbewehrung und Betonstahl gelegt, wobei die Traganteile separiert betrachtet und die zugehörigen Rissbreiten bis zum Fließen des Betonstahls eingehend ausgewertet wurden. Basierend auf den Versuchsergebnissen und der anschließenden Auswertung können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Bei UHPC-Biegebauteilen mit kombinierter Bewehrung wirken die beiden Bewehrungstypen sowohl bei UHPC mit verfestigendem als auch bei nicht verfestigendem Zugtragverhalten zusammen. Die Verfor-

mungslokalisation tritt erst nach Fließen des Betonstahls ein. Somit ist für die Rissbreitenkontrolle kein verfestigendes Zugtragverhalten des UHPC erforderlich. Dieser Umstand erlaubt einen sehr wirtschaftlichen Einsatz von Kombinationen aus Faserbewehrung und Betonstahl.

- Die Faserbewehrung weist den größten Zugwiderstand auf, wenn die Spannung im Betonstahl im Bereich zwischen 150 N/mm^2 und der Streckgrenze liegt. Hiermit ist eine Superposition der Zugtragwirkung von Fasern und Betonstahl entsprechend der Dehnungsebene in SLS und ULS möglich.
- Ein vereinfachter Ansatz zur Berechnung der Rissbreiten wurde den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Die Größe der mittleren Rissbreiten w_{mean} bestätigte dabei die Modellvorstellung. Des Weiteren konnte von den Ergebnissen abgeleitet werden, dass die maximale Rissbreite wesentlich durch die lokale Streuung der Faserwirksamkeit im Bauteil beeinflusst wird. Bei größerem Fasergehalt konnte ein kleineres Verhältnis zwischen w_{max} und w_{mean} festgestellt werden, womit die Ergebnisse auf geringere relative Streuungen der Faserwirksamkeit bei größerem Fasergehalt hindeuten.

Dank

Die drei erstgenannten Autoren möchten Herrn Professor Tue anlässlich seines 65. Geburtstags einen aufrichtigen Dank für die hervorragende jahrelange Zusammenarbeit aussprechen. Sein Enthusiasmus für den Betonbau und im speziellen für den Werkstoff UHPC waren maßgeblich für die Umsetzung des vorliegenden Beitrags verantwortlich.

Literatur

- [1] Merkblatt SIA 2052 (2016) *UHFB: Baustoffe, Bemessung und Ausführung*, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein SIA, Zürich.
- [2] Oesterlee, C. (2010) *Structural response of reinforced UHPFRC and RC composite members* [Doctoral Thesis]. EPFL ETH Lausanne.
- [3] Jungwirth, J. (2006) *Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton* [Dissertation]. EPFL ETH Lausanne.
- [4] Leutbecher, T. (2007) *Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und faserbewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC)* [Dissertation]. Universität Kassel. Kassel: kassel university press GmbH.
- [5] Stürwald, S. (2011) *Versuche zum Biegetragverhalten von UHPC mit kombinierter Bewehrung* [Forschungsbericht]. Universität Kassel.
- [6] Pelke, E.; Jaborek, A.; Berger, D.; Brühwiler, E. (2018) *Überführungsbauwerk der L3378 bei Fulda-Lehnerz*. Beton- und Stahlbetonbau 113, H. 11, S. 831–841. <https://doi.org/10.1002/best.201800050>
- [7] Hadl, P. et al. (2019) *UHPC Bridge Deck Overlay in Sioux County, Iowa* in: International Interactive Symposium on Ultra-High Performance Concrete 2(1). <https://doi.org/10.21838/uhpc.9702>
- [8] Methner, R.; Müller, R. (2019) *Brückeninstandsetzung, Erüchtigung und Abdichtung mit Ultrahochfestem-Faserbeton (UHFB)*. Beton- und Stahlbetonbau 114, H. 2, S. 126–133. <https://doi.org/10.1002/best.201800088>
- [9] Hadl, P.; della Pietra, R.; Hoang, K.H.; Tue, N.V.; Pilch, E. (2015) *Anwendung von UHPC als direkt befahrener Aufbau bei der Integralisierung eines bestehenden Brückenbauwerks in Österreich*. Beton- und Stahlbetonbau 110, H. 2, S. 162–170. <https://doi.org/10.1002/best.201400091>
- [10] Le Hoang, A.; Feling, E. (2017) *Influence of steel fiber content and aspect ratio on the uniaxial tensile and compressive behaviour of ultra high performance concrete*. Construction and Building Material 153, pp. 790–806. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.130>
- [11] Wille, K.; El-Tawil, S.; Naaman, A.E. (2014) *Properties of strain hardening ultra high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC) under direct tensile loading*. Cement & Concrete Composites 48, pp. 53–66. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.12.015>

- [12] Brühwiler, E.; Denarié, E. (2013) *Stahl-UHFB – Stahlbeton Verbundbauweise zur Verstärkung von bestehenden Stahlbetonbauteilen mit Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB)*. Beton- und Stahlbetonbau 108, H. 4, S. 216–226. <https://doi.org/10.1002/best.201200076>
- [13] NF P 18-710 (2016) *National addition to Eurocode 2 – Design of concrete structures: specific rules for Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPRC)*. AFNOR, Paris.
- [14] ÖNORM EN 12350-8 (2019) *Prüfung von Frischbeton – Teil 8: Selbstverdichtender Beton – Setzfließversuch*. Austrian Standards International. Wien
- [15] Shen, X.; Brühwiler, E. (2020) *Influence of local fiber distribution on tensile behaviour of strain hardening UHPFRc using NDT and DIC*. Cement and Concrete Research 132, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106042>
- [16] Meszöly, T.; Randl, N. (2018) *Shear behaviour of fiber-reinforced ultra-high performance concrete beams*. Engineering Structures 168, pp. 119–127. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.075>
- [17] Sobriety s.r.o. (2022) *Mercury RT*. [online]. http://www.dynrot.eu/t_optical_systems_en.htm
- [18] Pauser, M. et al. (2022) *UHPC – Anwendung in der Praxis* [Forschungsbericht]. FFG Projektnummer FO999887033
- [19] Österreichische Bautechnik Vereinigung (2022) *ÖBV-Richtlinie UHPC* (Entwurf Mai 2022)
- [20] Fehling, E. et al. (2013) *Ultrahochfester Beton UHPC* in: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. [Hrsg.] *Beton-Kalender 2013*. Berlin: Ernst & Sohn, S. 118–239.
- [21] Leutbecher, T.; Fehling, E. (2012) *Design for serviceability of ultra high performance concrete structures* in: Parramontesinos, G.J.; Reinhardt, H.W.; Naaman, A.E. (eds) *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 6*. RILEM State of the Art Reports, vol 2. Springer, Dordrecht. https://doi.org/10.1007/978-94-007-2436-5_54
- [22] DAfStb UA Ultrahochfester Beton D 170 (2019) *DAfStb-Richtlinie Ultrahochfester Beton (UHFB Richtlinie) – Teil 1 Bemessung und Konstruktion, Entwurf* 18. November 2019. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. – DAfStb, Berlin.
- [23] Hadl, P. (2017) *Zum besseren Verständnis der Streuung des Zugtragverhaltens von stahlfaserbewehrtem Normalbeton und Ultra-Hochleistungsbeton* [Dissertation]. Technische Universität Graz.
- [24] Tue, N.V.; Fehling, E.; Schlicke, D.; Krenn, C. (2021) *Crack width verification and minimum reinforcement according to EC 2: Current model with specifications in Germany and Austria vs proposal for revision*. Civil Engineering Design. pp. 210–228 <https://doi.org/10.1002/cend.202100004>

Autoren



Dipl.-Ing. Michael Huß (Korrespondenzautor)
huss@tugraz.at
Technische Universität Graz
Institut für Betonbau
Lessingstraße 25/I
8010 Graz



Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue
tue@tugraz.at
Technische Universität Graz
Institut für Betonbau
Lessingstraße 25/I
8010 Graz



Dipl.-Ing. Roland Waldenhofer BSc
roland.waldenhofer@rohrdorfer.at
Baustofftechnik GmbH
Schwöbing 26
8670 Krieglach



Priv.-Doz. Dipl.-Ing. Dr.techn. Bernhard Freytag
freytag@tugraz.at
Technische Universität Graz
Labor für Konstruktiven Ingenieurbau
Inffeldgasse 24/I
8010 Graz

Zitieren Sie diesen Beitrag

Huß, M.; Waldenhofer, R.; Freytag, B.; Tue, N. V. (2022) *Zusammenwirken von Faser- und Betonstahlbewehrung bei biegebeanspruchten UHPC-Bauteilen*. Beton- und Stahlbetonbau 117, H. 9, S. 58–69. <https://doi.org/10.1002/best.202200049>

Dieser Aufsatz wurde in einem Peer-Review-Verfahren begutachtet. Eingereicht: 11. Mai 2022; angenommen: 21. Juni 2022.

Tragwerksplanung ist unsere Leidenschaft

Vom anspruchsvollen Gutachterwesen zu ganzheitlichen Projekten im Hoch- und Ingenieurbau



2000 Schleuse Hohenwarthe - Fugenlose Bauweise - Grundlagengutachten



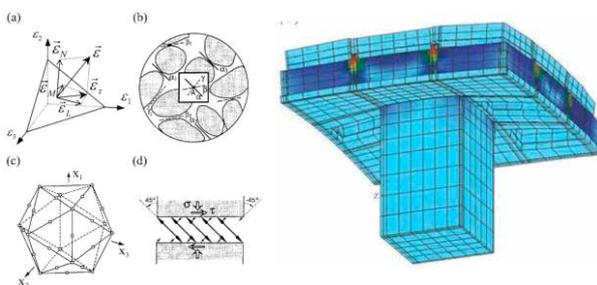
2013 Geh- und Radwegbrücke über die Pleiße – UHPC-Platte in Segmentbauweise



2001 Peek & Cloppenburg Köln – Gutachten zur gesamten Tragkonstruktion



2015 Minna von Todenhausenbrücke – Ausführungsplanung Betonbau, Nachrechnung



ab 2007 Entwicklung modifiziertes Microplane Modell M4L zur wirklichkeitsnahen Beschreibung gerissener Betone



2020 Muldebrücke Schlunzig – statisch konstruktive Prüfung



2009 Elbebrücke Mühlberg, Betongelenk – Gutachten zur Rotationsfähigkeit



2020 Waldwipfelturm Sankt Englmar – Entwurf und Tragwerksplanung



Das Bauwesen ist eine Zukunftsbranche

Wir bilden die nächste Generation zu gefragten Bauingenieurinnen und Bauingenieuren aus – im Rahmen der Bachelor- und Masterstudien **Bauingenieurwissenschaften** und **Wirtschaftsingenieurwesen** an der TU Graz.



**BETON
GRAZ '22**



Das Bauen mit Beton in Zeiten des Klimawandels

5. GRAZER BETONKOLLOQUIUM

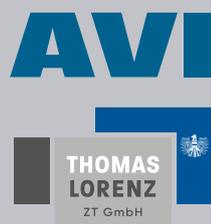
1. / 2. SEPTEMBER 2022

Technische Universität Graz
Rechbauerstraße 12, 8010 Graz



► www.betonkolloquium.at

Sponsoren



www.ikk.at

