

Bewehrte Beton-Beton-Verbundfugen bei nachträglicher Verstärkung: Statische Tragfähigkeit

J. Heinrich, T. Zenk, R. Maurer
Prof. Hegger zum 65. Geburtstag gewidmet

ZUSAMMENFASSUNG An der TU Dortmund wurden mehrere Versuchsreihen unter statischer und dynamischer Belastung an nachträglich mit Aufbeton verstärkten Bauteilen durchgeführt. Mit den Bauteilversuchen sollten unter anderem die Versuchsergebnisse aus bereits an der Universität Innsbruck und Delft durchgeführten Kleinkörperversuchen verifiziert werden, die die Grundlage für das Bemessungskonzept von Verbundfugen nach Model Code 2010 (MC2010) darstellen. Mit den Bauteilversuchen ließen sich im Vergleich zu den Kleinkörperversuchen, höhere Tragwiderstände erzielen. Des Weiteren konnte für hochdruckwassergestrahlte (HDW) Verbundfugen mit einer entsprechend hohen Anzahl von Verbundmitteln die maximale Traglast soweit gesteigert werden, dass die gleiche Traglast wie bei einem monolithisch hergestellten Referenzträger erreicht wurde.

Basierend auf den Versuchsergebnissen wurde eine Europäische Technische Beurteilung (ETA) erteilt, die die Anwendung des Schubverbindersystems Hilti HCC-B zur Verstärkung bestehender Betonkonstruktionen durch Aufbeton für statische sowie erstmals auch für Ermüdungsbeanspruchungen regelt. Im zugehörigen technischen Report EOTA TR 066 ist das Bemessungskonzept in Anlehnung an den MC2010 enthalten, welches sich von dem derzeitigen Bemessungsmodell nach DIN EN 1992 grundlegend unterscheidet. Das Bemessungskonzept im EOTA TR 066 ist besonders für nachträglich verstärkte Bauteile ausgelegt.

STICHWÖRTER

Versuche, Berechnung, Verstärkung, Schub

Interface between old and new concrete in case of subsequently strengthening: static bearing capacity

ABSTRACT At TU Dortmund University several series of tests were carried out under static and dynamic load on subsequently strengthened concrete members. The aim was to verify the results from small-scale tests already executed at the University of Innsbruck and Delft, which are the basis for the design concept according to Model Code 2010 with large scale tests on beams. The results from test beams show that, on the one hand, more favourable results were obtained compared to the small-scale tests. Furthermore, for HPW-jetted interfaces with a sufficient high number of bonding dowels, the maximum ultimate load of a monolithically reference beam was achieved.

Based on the test results, a European Technical Assessment (ETA) was developed, which regulates the application of the shear connector system Hilti HCC-B for the strengthening of existing concrete structures by means of overlay concrete for static as well as for fatigue loading, the latter for the first time. The associated EOTA TR 066 contains the design concept based on the MC2010, which differs fundamentally from the current design model according to DIN EN 1992 in conjunction with the national German annex. The design concept in EOTA TR 066 is especially designed to subsequently strengthened concrete members.

1 Einleitung

Die Verstärkung von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken hat in den letzten Jahren gegenüber Neubaumaßnahmen deutlich an Bedeutung gewonnen [1]. Nachfolgend wird die Methode zur Verstärkung durch eine mit der Fahrbahnplatte schubfest verbundene Schicht aus Aufbeton behandelt. Die Bemessungskonzepte für die dabei entstehenden Verbundfugen gehen teils von ungerissenen Fugen [2], im Allgemeinen jedoch von gerissenen Fugen aus [3], [4]. Werden beim Nachweis die Fugen als ungerissen zugrunde gelegt, sind erhöhte Anforderungen an die Oberflächenvorbereitung des Altbetons sowie an die Eigenschaften des Aufbe-

tons zu erfüllen. Allerdings sind auch bei diesem Konzept an den Rändern der Bauteile Verbunddübel erforderlich.

Bei der Verstärkung von Querschnitten mit einer nachträglich aufgetragenen Aufbetonschicht wird bei beiden Konzepten von einer monolithischen und schubfesten Verbindung zwischen neuem und altem Beton ausgegangen.

Für die normgemäße Bemessung der die Verbundfuge kreuzenden Bewehrung ist das Bemessungsmodell basierend auf der Schubreibungstheorie nach DIN EN 1992-1-1 [3], beziehungsweise DIN EN 1992-2 [4], Abschnitt 6.2.5 jeweils mit nationalem Anhang für Deutschland zu verwenden. Dieses wurde jedoch primär im Hinblick auf Fertigteile mit nachträglicher Ortbetoner-

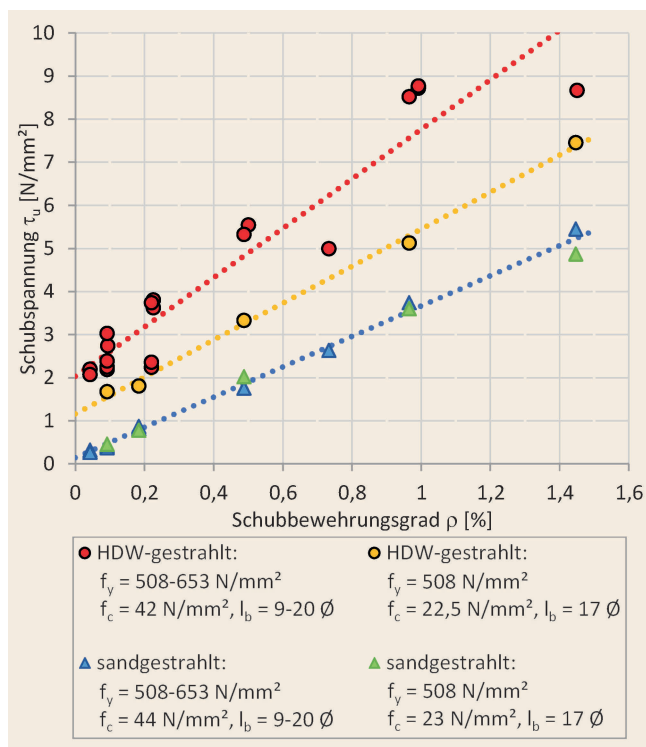


Bild 1. Darstellung der Bruchschubspannungen τ_u aus Scherversuchen für HDW- und sandgestrahlte Fugenoberflächen [7] *Abb.: Norbert Randl*
 Fig. 1. Shear stresses τ_u at ultimate limit state from tests on HPW-jetted and sandblasted interfaces [7] *Source: Norbert Randl*

gänzung entwickelt. Während bei Neubaumaßnahmen die erforderliche Verbundbewehrung bereits im Fertigteilwerk bei der Herstellung eingelegt und ausreichend verankert werden kann, müssen im Falle einer nachträglichen Verstärkung Verbunddübel nachträglich in Bohrlöcher eingeklebt werden. Die ausreichende Verankerungslänge l_{bd} einer Verbundbewehrung auf beiden Seiten der Fuge nach den Regeln des Stahlbetonbaus kann in der Regel nicht realisiert werden, daher erfolgt der Nachweis als Dübel.

Im Nachweisformat des EC 2 wird die maximale axiale Stahltragfähigkeit der Verbundbewehrung zu 100 Prozent angesetzt. Versuche zum Tragverhalten bewehrter Verbundfugen von Randl und Wicke [5] sowie Mishima et al. [6] haben jedoch unabhängig voneinander gezeigt, dass die axiale Zugkraft in der Verbundbewehrung bei rauer Fuge infolge der gleichzeitig wirkenden Biegebeanspruchungen nur etwa 50 Prozent der Fließkraft erreicht.

Die Durchführung einer Brückenverstärkung mittels Aufbetonschicht wird dadurch erschwert, dass in Deutschland derzeit keine Dübel als Schubverbinder zugelassen sind, welche für Beton-Beton-Verbundfugen unter ermüdungswirksamer Beanspruchung eingesetzt werden dürfen. Bisher waren daher entsprechende Zustimmungen im Einzelfall erforderlich.

Im Zuge eines Forschungsprojektes in Zusammenarbeit mit Hilti wurden an der TU Dortmund Bauteilversuche zur Tragfähigkeit von Beton-Beton-Verbundfugen unter statischer und zyklischer Belastung durchgeführt. Die Versuchsdurchführungen dienten als wissenschaftliche Grundlage und zur Absicherung der Bemessungskonzepte zur Erlangung einer ETA für die Dübel zur Verbundsicherung bei statischer und bei Ermüdungsbeanspruchung. Nachfolgend wird der Fall der statischen Beanspruchung behandelt.

2 Schubwiderstand in der Verbundfuge

2.1 Tragmechanismen zur Schubkraftübertragung

2.1.1 Vorbemerkungen

Bei der Übertragung von Schubkräften in einer Verbundfuge zwischen Betonen unterschiedlichen Alters wirken je nach Fugenrauigkeit verschiedene Traganteile zusammen, die von mehreren Einflussparametern abhängig sind. Dabei spielen die Fugenrauigkeit, Betondruckfestigkeit und der Bewehrungsgrad eine maßgebliche Rolle. Die grundlegenden Tragmechanismen, wie sie in den Nachweisformaten basierend auf der Schubreibungstheorie ihren Niederschlag finden, gelten sowohl für Beton-Beton-Verbundfugen im Fertigteilbau als auch bei nachträglichen Verstärkungen mit Aufbeton.

2.1.2 Haftverbund/Adhäsion

In der ungerissenen Verbundfuge besteht der Haftverbund aus der Adhäsionskraft zwischen den unterschiedlich alten Betonschichten. Chemische und physikalische Bindungskräfte in der Kontaktfläche zwischen beiden Grenzschichten sorgen für eine Haftwirkung, so dass entsprechende Schubspannungen in der Fuge übertragen werden können. Maßgebend für die Größe des Haftverbundes ist die Zugfestigkeit, die auf den Adhäsionskräften beruht. Wird die Haftzugfestigkeit überschritten, kommt es zur Rissbildung in der Fuge wodurch der Haftverbund vollständig abgebaut wird und spröde versagt. Dies ist bereits bei Relativverformungen von 0,03 mm bis 0,05 mm zu beobachten [7]. Der Tragmechanismus des Haftverbundes ist demnach ausschließlich bei sehr kleinen Relativverschiebungen wirksam.

2.1.3 Kornverzahnung/Verhakungskohäsion

Bei sehr rauen Oberflächen der Kategorie verzahnt (mit einer Rautiefe von $R_t \geq 3$ mm) tritt in der Verbundfuge neben der in Abschnitt 2.1.2 beschriebenen Adhäsion noch zusätzlich eine Verzahnung beziehungsweise mechanische Verhakungswirkung auf, die sogenannte „Kornverzahnung“ oder „Verhakungskohäsion“. Diese Tragwirkung resultiert aus der Verzahnung des nachträglichen Aufbetons im Relief des Altbetons. Je größer die Rauigkeit der Oberfläche und die Festigkeit des Altbetons sind, desto größer ist der Traganteil aus der Kornverzahnung. In **Bild 1** sind die Ergebnisse von Scherversuchen an mit Betonstahl bewehrten Beton-Beton-Verbundfugen aus [7] dargestellt. Randl hat hier die statische Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit und der Oberflächenbeschaffenheit (hochdruckwassergestrahlt oder sandgestrahlt) an Kleinbauteilen untersucht. Die Trendlinien der vier Versuchsreihen zeigen, dass bei den Versuchsträgern mit einer geringen Rauigkeit (sandgestrahlt, $R_t \approx 0,5$ mm) die aufnehmbare Schubspannung τ_u mit Reduzierung des Schubbewehrungsgrades ρ gegen Null läuft. Bei den Verbundfugen mit großer Rauigkeit (HDW-gestrahlt, $R_t \geq 3$ mm) verbleibt dagegen selbst trotz Verwendung eines Verbundbrechers bei $\rho = 0$ ein nennenswerter Traganteil. Hierbei handelt es sich um die sogenannte Kornverzahnung. Es wird deutlich, dass dieser Tragmechanismus nur bei sehr großen Rauigkeiten ($R_t \geq 3$ mm) auftritt und zudem von der Betonfestigkeit abhängt. Ein Einfluss der Betonfestigkeit konnte dagegen bei den sandgestrahlten Verbundfugen ($R_t \approx 0,5$ mm) nicht festgestellt werden. Die Kornverzahnung als

Betraganteil bleibt im Gegensatz zur Adhäsion auch bei größeren Relativverschiebungen bis zu 0,5 mm noch wirksam [8].

2.1.4 Reibungskräfte nach Schubreibungstheorie

Sobald der Haftverbund überwunden ist, beginnt die Rissbildung in der Verbundfuge und es kommt bei rauen Fugen zu einer Relativverschiebung und dadurch bedingter Fugenöffnung zwischen den Grenzflächen der beiden Betonschichten. Bei glatten Fugen ist hauptsächlich mit parallel zur Fuge auftretenden Relativverschiebungen zu rechnen. Mit ansteigender Oberflächenrauigkeit nehmen die rissöffnenden, senkrecht zur Fuge gerichteten Relativverformungen ebenfalls zu. Die Fugenöffnung bewirkt in der die Fuge kreuzenden Verbundbewehrung Zugkräfte (Bild 2). Gleichzeitig entstehen aus Gleichgewichtsgründen gleich große Druck- sowie damit einhergehende zugehörige Reibungskräfte in der Kontaktfläche, die Schubkräfte parallel zur Verbundfuge übertragen können.

Bei der angeordneten Verbundbewehrung muss eine ausreichende Verankerung in beiden Betonschichten gewährleistet werden, damit die Zugkräfte aus der Schubreibungstheorie aufgenommen werden können.

2.1.5 Dübelwirkung

Aus Bild 2 geht ebenfalls hervor, dass das Verbindungsmittel in der Verbundfuge bei einer horizontalen Verschiebung neben einer axialen Zugbeanspruchung zusätzlich eine Biege- beziehungsweise Dübelbeanspruchung erfährt. Wird das Verbindungsmittel bei entsprechend großer Rauigkeit infolge fortschreitender Aufweitung der Fuge auf Zug und zusätzlich auf Biegung beansprucht, überlagern sich die maximalen Zugspannungen aus beiden Einflüssen in den äußeren Randfasern. Mit steigender Belastung bilden sich schließlich lokale Fließzonen aus (Bild 2). Die Fließgelenke sind der Grund dafür, dass für die ausnutzbare axiale Zugkraft nur etwa 50 Prozent der Fließkraft erreicht wird: Durch die Interaktion zwischen Biegung und Normalkraft, kann in den Fließgelenken nur eine reduzierte Normalkraft aufgenommen werden. Für weitere Details hierzu wird auf [5] verwiesen.

Bild 3 beschreibt dagegen anschaulich die verschiedenen Wirkmechanismen infolge der horizontalen Verschiebungen bei glatten Fugen. Hier wird zwischen Biegewirkung, Scherwiderstand und Schrägzugwirkung („kinking-Effekt“) unterschieden. Der maßgebende Widerstand der Verbundbewehrung, besonders bei glatten Fugen mit entsprechend großen Relativverschiebungen, ist in erster Linie der Biegewiderstand. Erst bei sehr großen Gleitungen bildet sich zunehmend eine Schrägzugwirkung aus. Die maximale Biegebeanspruchung im Verbindungsmittel ist etwas ober- beziehungsweise unterhalb der Fuge zu erwarten, während die maximale Scherbeanspruchung unmittelbar in der Fuge auftritt. Aus diesen Tragmechanismen folgt auch bei rauen Fugen ein gewisser Traganteil.

2.1.6 Schubkraftübertragung in der bewehrten Verbundfuge

In Bild 4 sind die Traganteile zur Schubkraftübertragung in einer bewehrten Verbundfuge mäßiger Rauigkeit ($R_t < 3$ mm) qualitativ in Abhängigkeit der Relativverschiebung dargestellt. Hieraus geht hervor, dass, im Gegensatz zur Kornverzahnung bei

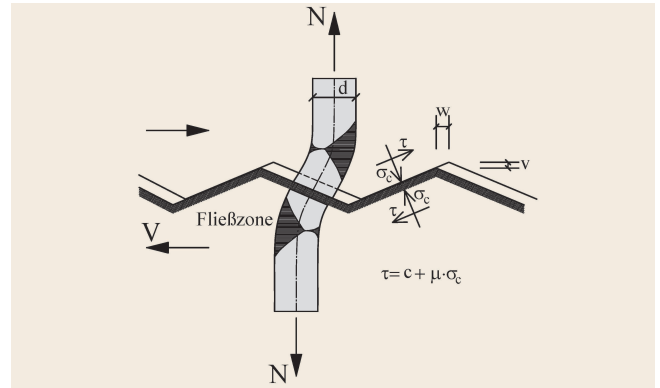


Bild 2. Mechanismen zur Übertragung von Schubspannungen bei rauen Fugen mit Verbundbewehrung [7] *Abb.: Norbert Randl*
 Fig. 2. Mechanisms for shear transfer in reinforced interfaces with high roughness [7] *Source: Norbert Randl*

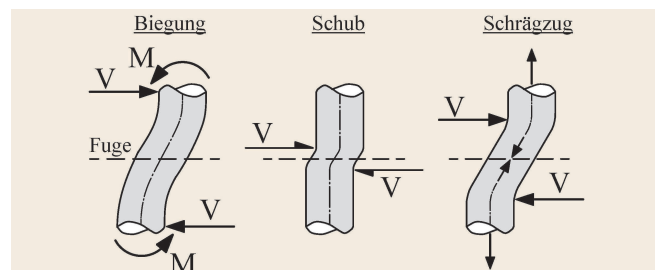


Bild 3. Tragmechanismen der Dübelwirkung bei glatter Fuge [7] *Abb.: Norbert Randl*
 Fig. 3. Mechanism of the dowel effect in smooth interfaces [7] *Source: Norbert Randl*

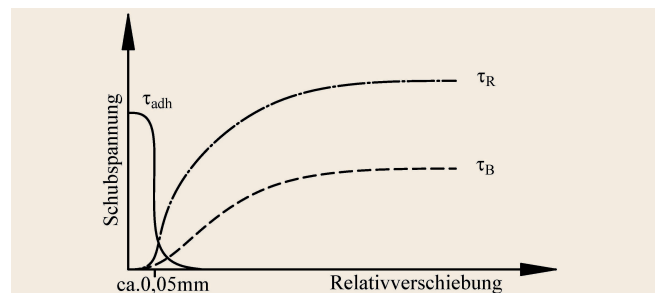


Bild 4. Überlagerung der Traganteile in einer bewehrten Verbundfuge mäßiger Rauigkeit (schematisch) *Abb.: Jens Heinrich*
 Fig. 4. Superposition of bearing contributions in interfaces with moderate roughness (schematic) *Source: Jens Heinrich*

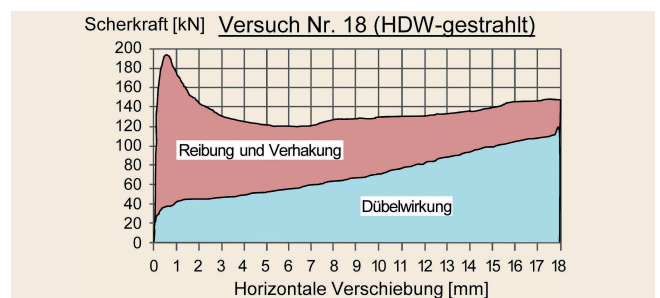


Bild 5. Traganteile bei HDW-gestrahelter Oberfläche mit sehr großer Rauigkeit [8] *Abb.: Norbert Randl et al.*
 Fig. 5. Contributions of shear resistance with high-pressure water jetted very rough surface [8] *Source: Norbert Randl et al.*

Tabelle 1. Beiwerte für Fugenoberflächen in Abhängigkeit von der Rauigkeitskategorie nach DIN EN 1992/NA [4]
 Table 1. Coefficients depending on the roughness of the interface according to DIN EN 1992/NA [4]

Kategorie	R _t nach [12]	c	μ	v
verzahnt	R _t ≥ 3,0	0,5	0,9	0,7
rau	R _t ≥ 1,5	0,4	0,7	0,5
glatt	-	0,2	0,6	0,2
sehr glatt	-	0	0,5	0

sehr großer Rauigkeit (R_t ≥ 3 mm), bereits bei einer sehr geringen Relativverschiebung die reinen Adhäsionskräfte (τ_{adh}) vollständig abgebaut werden. Anschließend setzt sich der Schubwiderstand aus Reibung infolge der auf Zug aktivierten Verbundbewehrung (τ_R) sowie Dübelwirkung (τ_B) zusammen. Eine Addition des vollen Haftverbundes mit den beiden anderen Tragmechanismen scheint hiernach nicht begründet. Anders sieht das Tragverhalten bei großer Rauigkeit (R_t ≥ 3 mm) aus, bei der die Kornverzahnung auch bei größeren Relativverschiebungen bis zu 0,5 mm (Bild 5) noch wirksam bleibt [8].

2.2 Schubkraftübertragung nach DIN EN 1992-2/NA [4]

Der Nachweis der Schubkraftübertragung in Verbundfugen erfolgt mit Gleichung (1) in DIN EN 1992-2/NA [4] auf Ebene rechnerischer bezogener Schubkräfte beziehungsweise Schubspannungen. Nachfolgend wird für Schubspannungen (z. B. τ_{Rdi} ≙ v_{Rdi}) einheitlich die Notation des Model Code 2010 [9] beziehungsweise EOTA TR 066 [10] verwendet. Diese ergeben sich aus drei additiven Anteilen – Adhäsion, Reibung und Bewehrung. Im nationalen Anhang der DIN EN 1992-1-1 sowie DIN EN 1992-2 wurde für Deutschland im Traganteil der Bewehrung zusätzlich der Faktor 1,2 eingeführt.

$$\tau_{Rdi} = c \cdot f_{cd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (1,2 \cdot \mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \tag{1}$$

Die Beiwerte c, μ und v sind von der Oberflächenrauigkeit der Verbundfuge abhängig. Dabei werden vier verschiedene Rauigkeitskategorien [11] unterschieden (Tabelle 1). Wesentlicher Parameter zur Einstufung einer Oberfläche in eine der Kategorien ist die Rautiefe R_t nach Kaufmann [12].

Wie im vorherigen Abschnitt gezeigt wurde, ist die Überlagerung der Adhäsionskräfte mit den Traganteilen aus Reibung und Dübelwirkung der Bewehrung fraglich. Der in [7] festgestellte Traganteil der Kornverzahnung, der nicht mit dem Traganteil der Adhäsion zu verwechseln ist, kann nur bei „sehr rauhen“ Verbundfugen festgestellt werden. Überdies steht der Ansatz der vollen Fließkraft des Stahls bei der Verbundbewehrung (f_{yd}) im Widerspruch zu den Ergebnissen in [5] und [6].

2.3 Schubkraftübertragung nach Model Code 2010 [9]

Das Modell zur Schubkraftübertragung im MC2010 unterscheidet zwischen starrem und verschieblichem Verbund. Bei starrem Verbund erfolgt die Schubkraftübertragung über den Haftverbund. Da der Haftverbund durch Verschmutzungen auf

Tabelle 2. Beiwerte für Fugenoberflächen in Abhängigkeit der Rauigkeitskategorien nach MC2010
 Table 2. Coefficients depending on the roughness of the interface according to MC2010

Kategorie	R _t nach [12]	c _r	κ ₁	κ ₂	β _c	μ	
						f _{ck} ≥ 20	f _{ck} ≥ 35
verzahnt	R _t ≥ 3,0	0,2	0,5	0,9	0,5	0,8	1,0
rau	R _t ≥ 1,5	0,1	0,5	0,9	0,5	0,7	
glatt	-	0	0,5	1,1	0,4	0,6	
sehr glatt	-	0	0	1,5	0,3	0,5	

der Baustelle stark beeinträchtigt werden kann und des Weiteren Schwind- und Temperaturspannungen Rissbildungen in der Verbundfuge begünstigen können, wird bei der Bemessung der Schubverbinder üblicherweise von einer gerissenen Verbundfuge (verschieblicher Verbund) ausgegangen. Der Tragwiderstand für verschieblichen Verbund wird nach Gleichung (2) ermittelt. Der Tragmechanismus der Kornverzahnung wird über den Beiwert c_r beschrieben. Dieser wird erst bei Fugenoberflächen, die mindestens in Kategorie „rau“ eingestuft werden können, angesetzt. Des Weiteren wird durch den Beiwert κ₁ die maximal aktivierbare Zugkraft (Klemmwirkung) in der Verbundbewehrung auf 50 Prozent abgemindert (Tabelle 2).

$$\tau_{Rdi} = c_r \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} + \mu \cdot \sigma_n + \kappa_1 \cdot \rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) + \kappa_2 \cdot \rho \cdot \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}} \leq \beta_c \cdot v \cdot f_{cd} \tag{2}$$

In Bild 6 sind die nach Gleichung (2) ermittelten statischen Tragwiderstände einer bewehrten Verbundfuge der Kategorie „verzahnt“ in Abhängigkeit des Verbundbewehrungsgrades für einen C 20/25 und einen C 50/60 den Tragwiderständen nach Gleichung (1) vergleichend gegenübergestellt. Hierbei wurde der Tragwiderstand auf die einzelnen Traganteile aufgeteilt. Eine senkrecht zur Fuge wirkende, ständig vorhandene Druckspannung wurde nicht angesetzt (σ_n = 0). Im Ergebnis zeigen beide Bemessungsmodelle unter statischer Belastung bei geringen Bewehrungsgraden und Verbundbewehrung senkrecht zur Fuge (α = 90°) vergleichbare Tragwiderstände. Mit zunehmendem Bewehrungsgrad nimmt der rechnerische Tragwiderstand nach DIN EN 1992-2/NA im Vergleich zum MC2010 deutlich zu.

2.4 Bemessung nach ETA-18/1022

Mit Erteilung der Europäisch Technischen Bewertung ETA-18/1022 [13] ist ein zugelassenes Schubverbindersystem zur Verstärkung bestehender Betonkonstruktionen durch Aufbeton verfügbar. In der ETA sind die produktspezifischen Kennwerte des Schubverbinders (HCC-B), des Injektionsmörtels (HIT-RE 500 V3) sowie allgemeine Anforderungen an die Verbundfugenvorbereitung, den Aufbeton oder die Montage der Verbundmittel beschrieben.

Die Bemessung der Verbundfuge erfolgt in Übereinstimmung mit dem EOTA TR 066 [10].

Die Nachweise des Verbundmittels sowie dessen Verankerung in den beiden Betonschichten erfolgen nach dem Nachweisverfahren gemäß DIN EN 1992-4 [14]. Die für die Nachweise er-

forderlichen produktspezifischen Widerstände und Materialkennwerte sind in der ETA-18/1022 [13] hinterlegt.

Zur Nachweisführung der Schubkraftübertragung in der Verbundfuge wird im EOTA TR 066 [10] ein Bemessungsmodell basierend auf MC 2010 (Abschnitt 2.3) verwendet. Der aufnehmbare Bemessungswert der Schubspannung in der Verbundfuge (hier mit τ_{Rd} bezeichnet) wird nach Gleichung (3) ermittelt.

$$\tau_{Rd} = c_r \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} + \mu \cdot \sigma_n + \mu \cdot \kappa_1 \cdot \alpha_{k1} \cdot \rho \cdot \sigma_s + \kappa_2 \cdot \alpha_{k2} \cdot \rho \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c}} \leq \beta_c \cdot v \cdot \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3)$$

mit $\sigma_s = N_{Rd}/A_s \leq f_{yk}/\gamma_s$

Gleichung (3) basiert mit geringfügigen Modifikationen weitestgehend der Gleichung (2). So werden die Verbundmittel ausschließlich senkrecht eingebaut ($\alpha = 90^\circ$). Zudem wird bei dem Traganteil der Schubreibung beziehungsweise „Klemmwirkung“ die aus N_{Rd} berechnete Stahlspannung σ_s des Schubverbinders anstatt der Streckgrenze angesetzt. N_{Rd} bezeichnet hier den maßgebenden Widerstand als axiale Zugkraft des Verbundmittels mit der Querschnittsfläche A_s , der aus den Verankerungsnachweisen als Dübel nach DIN EN 1992-4 ermittelt wurde. Des Weiteren sind zwei produktspezifische Faktoren zur Berücksichtigung der verminderten Duktilität des verwendeten Dübelmaterials ($\alpha_{k1} = 0,8$) beziehungsweise die höhere Biegetragfähigkeit eines Kreisringquerschnittes gegenüber einem Vollquerschnitt ($\alpha_{k2} = 1,3$) ergänzt worden, die ebenfalls in der ETA definiert sind.

Der Bemessungswert der aufnehmbaren Verbundspannung nach Gleichung (3) gilt für bewehrte Schubfugen unter statischer beziehungsweise quasistatischer Beanspruchung.

3 Experimentelle Untersuchungen zur Schubkraftübertragung

3.1 Versuchsprogramm

3.1.1 Konzeption der Versuchskörper

Das Bemessungsmodell [15] im MC 2010 wurde von Randl/Wicke entwickelt. Wesentliche Grundlage hierfür stellten die Versuche von Randl und Wicke in [5] und [8] dar. Bei diesen Versuchen handelte es sich hauptsächlich um Kleinkörperversuche (Abmessungen 300 mm x 400 mm x 200 mm) mit maximal zwei Verbundmitteln in der Verbundfuge. Im Zuge eines Forschungsvorhabens sollten zusätzliche Versuche an Großbauteilen (Balken) durchgeführt werden. **Tabelle 3** zeigt die Übersicht der unter statischer Belastung durchgeführten Versuche. Als Verbundbewehrung wurde hierfür das Schubverbindersystem HCC-B verwendet.

Die Versuche wurden als 3-Punkt Biegeversuche konzipiert, bei denen die Schubspannung über eine horizontale Verbundfuge zwischen Gurt und Steg des T-Querschnittes übertragen werden musste (**Bild 7**). Die Abmessungen des Steges betragen 4,00 m/0,25 m/0,30 m. Die Aufbetonschicht wurde nach der Fugenvorbereitung (Aufräuen mit HDW, Setzen der Verbundbewehrung, Säubern) als 50 cm breiter Gurt mit einer Stärke von 10 cm nachträglich aufbetoniert. Für den Transport des Versuchsträgers wurde die Aufbetonschicht nicht bis zum Trägerende angeordnet, damit hier Transportanker angeordnet werden konnten.

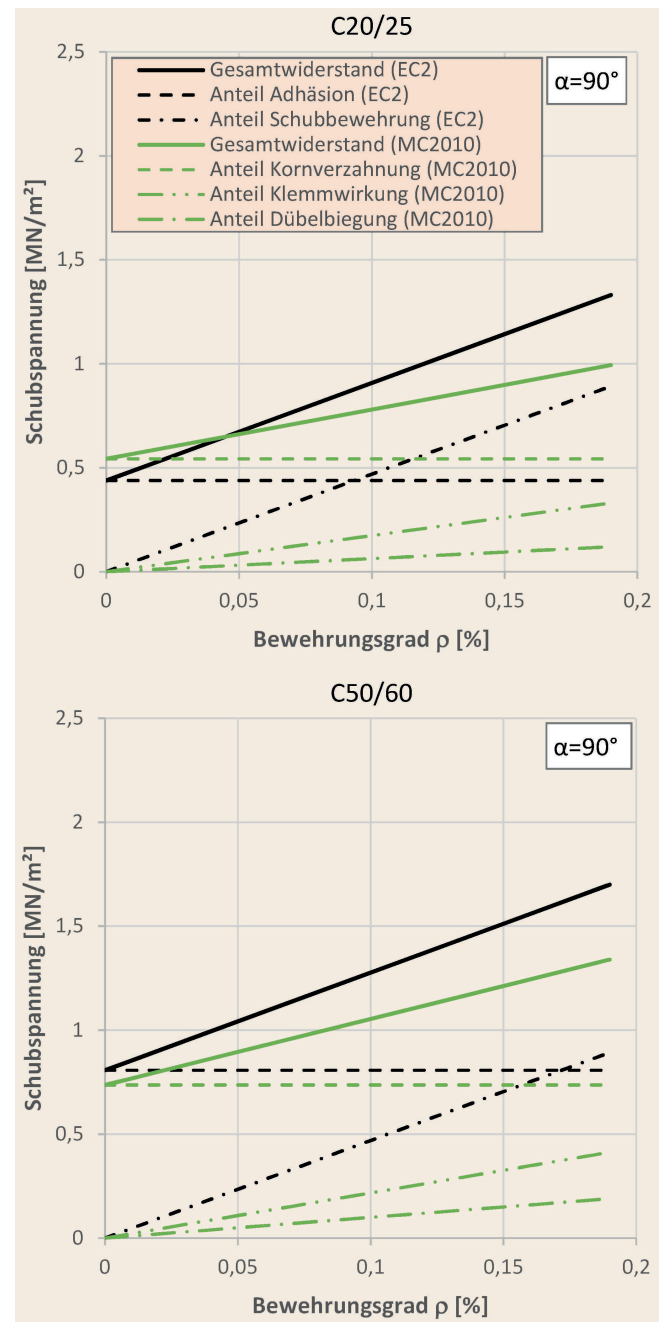


Bild 6. Vergleich der Schubwiderstände nach EC 2 / MC2010, oben: C 20/25, unten: C 50/60 Abb.: Jens Heinrich
Fig. 6. Comparison of shear resistances according to EC 2 / MC2010, top: C 20/25, bottom: C 50/60 Source: Jens Heinrich

Durch eine ausreichende Bewehrung des Steges sollte ein vorzeitiges Versagen des Versuchsträgers infolge Biegung oder Querkraft vermieden werden. Ziel war es, ein Versagen der Verbundfuge sicherzustellen. Als Längsbiegebewehrung wurden insgesamt 6 Ø 25 mm und als Bügelbewehrung im Steg Ø 12/12,5 cm vorgesehen. Die Aufbetonschicht wurde dagegen rein konstruktiv bewehrt (längs: 4 Ø 10 mm, quer: Stecker Ø 8/38 cm).

An den Schäften der Verbunddübel wurden gegenüberliegend Dehnmessstreifen (DMS) appliziert, damit während der Versuche die Dehnungen gemessen und aufgezeichnet werden konnten.

Tabelle 3. Übersicht der statischen Bauteilversuche an der TU Dortmund
 Table 3. Overview of static tests on beams at the TU Dortmund University

Versuch	Oberflächen- vorbereitung	mittlere Rautiefe $R_{t,m}$ [mm]	Verbundbe- wehrungsgrad ρ [%]	Betonfestigkeitsklasse der Betonschichten	
				Altbeton	Aufbeton
A1	HDW	2,8	1,1	C 20/25	C 30/37
A2	HDW	4,0	1,1	C 20/25	C 30/37
B1	-	-	-	C 30/37	
C1	HDW	2,6	1,1	C 20/25	C 30/37
C4	abgezogen	0,7	1,1	C 16/20	C 25/30
D1	HDW	3,3	0	C 20/25	C 30/37
D2	HDW	4,1	0,3	C 16/20	C 30/37
E1	HDW	3,5	1,9	C 16/20	C 25/30
E2	HDW	3,2	3,0	C 16/20	C 25/30

HDW = Hochdruckwassergestrahlte Betonoberfläche

3.1.2 Versuchsreihe A

Die ersten Versuche (Versuchsreihe A) wurden an Versuchsträgern mit maximalen Anforderungen an die Verbundfuge durchgeführt. Die Verbundfuge wurde dazu durch HDW aufgeraut, so dass weitgehend die Kategorie „verzahnt“ erreicht wurde. Der Verbundbewehrungsgrad betrug $\rho = 1,1\%$. In den weiteren Versuchsreihen sollte ausgehend von der Versuchsreihe A die Betonoberflächenrauigkeit (Versuchsreihe C) oder der Verbundbewehrungsgrad (Versuchsreihen D und E) variiert werden (Tabelle 4).

3.1.3 Versuchsreihe B

Nach der Durchführung der Versuchsreihe A wurde ein monolithisch hergestellter Referenzbalken (Versuchsreihe B) statisch

bis zum Bruch belastet. Der Versuchsträger wurde mit der gleichen Längs- beziehungsweise Querkraftbewehrung ausgeführt, mit dem Unterschied, dass die Bügel bis in die Gurtplatte des Querschnittes geführt wurden. Bei der Bemessung von nachträglich verstärkten Querschnitten wird von einem monolithischen Tragverhalten des Gesamtquerschnitts ausgegangen. Der Referenzversuch B1 dient somit als Maßstab für die Wirksamkeit beziehungsweise Tragfähigkeit der Verbundfuge in Abhängigkeit von deren Oberflächenbeschaffenheit sowie vom Verdübelungsgrad.

3.1.4 Versuchsreihe C

Bei der Versuchsreihe C wurde die Betonfugenoberfläche der Altbetonschicht im Vergleich zur Versuchsreihe A geringer aufgeraut. Die Oberfläche vom Versuch C1 wurde ebenfalls mit HDW aufgeraut. Es wurde jedoch eine etwas geringere mittlere Rautiefe von $R_t = 2,6$ mm erreicht. Die Oberfläche des Versuchs C4 wurde unmittelbar nach der Betonage abgezogen und bis zur Betonage der Aufbetonschicht nicht weiter aufgeraut (Oberflächenkategorie: glatt).

3.1.5 Versuchsreihe D

Im Vergleich zur Versuchsreihe A wurde bei den Versuchen der Versuchsreihe D die Anzahl der Schubverbinder stark reduziert. Bei dem Versuch D1 kam kein Schubverbinder zum Einsatz, bei dem Versuchsträger D2 wurde an beiden Trägerenden jeweils nur der letzte Schubverbinder vorgesehen.

3.1.6 Versuchsreihe E

Die Versuchstraglasten der statischen Versuche in Tabelle 4 zeigen, dass die Versuche A1 und A2 bei einem relativ geringen Verbundbewehrungsgrad von $\rho = 1,1\%$ nicht die maximale Tragfähigkeit des monolithischen Versuchsträgers B1 erreichen. Daher wurde die Anzahl der Schubverbinder in den Versuchen der Versuchsreihe E deutlich erhöht. Ziel war es, den erforderli-

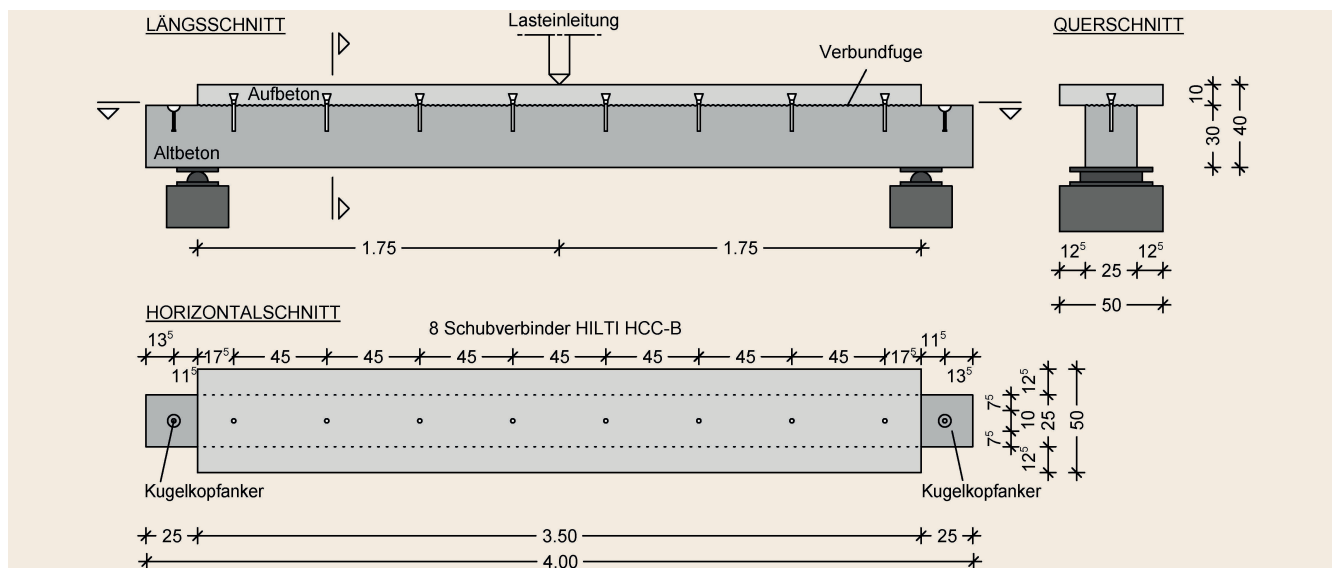


Bild 7. Abmessungen der Versuchskörper für die statischen Bauteilversuche Abb.: Jens Heinrich
 Fig. 7. Dimensions of the test specimens for static tests Source: Jens Heinrich

Tabelle 4. Versuchsergebnisse (stat. Versuche)
Table 4. Test results (static tests)

Versuch	$f_{cm,cube}$ [MN/m ²]	$f_{cm,cyl}$ [MN/m ²]	ρ [%]	$F_{u,test}$ [kN]	$F_{u,test}/F_{u,B1}$	$\tau_{iRm,cal}^{1)}$ [kN/m ²]	$\tau_{iu,test}^{2)}$ [kN/m ²]	$\tau_{iu,test}/\tau_{iRm,cal}$
A1	35,2	29,2	1,1	487,8	0,86	2 081	3 252	1,56
A2	35,6	29,5	1,1	424,4	0,75	2 089	2 829	1,35
B1	-	-	-	564,8	1,00	-	-	-
C1	41,8	34,7	1,1	463,2	0,82	2 213	3 088	1,40
C4	33,1	27,5	1,1	251,5	0,45	-	1 677	-
D1	40,8	33,9	0	322,1	0,57	1 470	2 147	1,46
D2	35,6	29,5	0,3	328,1	0,58	1 559	2 187	1,40
E1	30,1	25,0	1,9	531,6	0,94	2 482	3 544	1,43
E2	30,1	25,0	3,0	570,3	1,01	3 170	3 802	1,20

¹⁾ Mit $f_{ym} = 504 \text{ N/mm}^2$ (Mittelwert der Fließspannung der Verbunddübel)
²⁾ Ohne Berücksichtigung des Eigengewichts

chen Verbundbewehrungsgrad zu ermitteln, bei dem die gleiche Versuchstraglast wie bei einem monolithisch hergestellten Querschnitt erreicht wird.

3.2 Herstellung der Versuchsträger

3.2.1 Betonage der Balkenstege

Zunächst wurden für alle Versuchsträger die Balkenstege betoniert. Als Zielfestigkeit wurde ungünstig eine relativ niedrige Festigkeitsklasse C20/25 ($d_g = 16 \text{ mm}$) gewählt. Zusätzlich wurde eine ausreichende Anzahl von Betonwürfeln (15 cm x 15 cm x 15 cm) betoniert, die bis zum Versuch neben den Versuchsbauteilen gelagert wurden. Die Mittelwerte der Betondruckfestigkeiten sind in Tabelle 4 aufgeführt. Eine Einstufung nach DIN EN 206-1 ergab die in Tabelle 3 angegebenen Druckfestigkeitsklassen.

3.2.2 Herstellen der Oberflächenrauigkeit

Frühestens 28 Tage nach Herstellung der Balkenstege wurden die Betonoberflächen durch HDW-Strahlen aufgeraut. Nach dem Aufrauen und Säubern der Betonoberfläche wurde die mittlere Rautiefe $R_{t,m}$ in Trägerlängsrichtung in 25 cm Abständen ermittelt (Tabelle 3). Zur Rautiefenmessung wurde ein Lasermessgerät verwendet. Die mittlere Rautiefe $R_{t,m}$ nach Kaufmann [12] des Versuchs A1 lag hier mit 2,8 mm knapp unterhalb des Grenzwertes einer „verzahnten“ Fuge von 3,0 mm (Tabelle 3).

3.2.3 Setzen der Verbundbewehrung

Vor der Betonage der Aufbetonschicht wurden die Verbundmittel (HCC-B) in Bohrlöchern verklebt (**Bild 8**). Die Bohrlöcher wurden zunächst entsprechend der geplanten Setztiefe des Schubverbinders hergestellt. Damit die Verkabelung der DMS durch den Steg des Versuchsträgers geführt werden konnte, wurde das Bohrloch mit einer $\varnothing 8 \text{ mm}$ Bohrung bis zur Trägerunterseite verlängert. Da der Schubverbinder einen Hohlquerschnitt



Bild 8. In Bohrlöcher geklebte HCC-B Schubverbinder mit DMS
Abb.: Jens Heinrich
Fig. 8. HCC-B shear connectors with strain gauges in drilled holes
Source: Jens Heinrich

aufweist, konnte die Verkabelung der DMS durch den Hohlraum und durch das Bohrloch geführt werden.

Als Injektionsmörtel wurde Hilti HIT-RE 500 V3 verwendet. Das Setzen der Schubverbinder erfolgte anschließend gemäß der Vorgaben der Beurteilungsdokumente [16], [17].

3.2.4 Herstellen der Aufbetonschicht

Vor der Betonage der Aufbetonschicht wurde die Verbundfuge von Staub und grober Verschmutzung gesäubert und angefeuchtet. Als Zielfestigkeitsklasse der Aufbetonschicht wurde ein C35/45 ($d_g = 16 \text{ mm}$) angestrebt. Die bei Versuchsbeginn erreichten Betonfestigkeiten sind den Tabellen 3 und 4 zu entnehmen, sie lagen etwas unterhalb der Zielfestigkeitsklasse. Der Versuchsstart erfolgte frühestens 28 Tage nach Betonage.

3.3 Versuchsaufbau

3.3.1 Messtechnik

Während der gesamten Versuchsdurchführung wurden neben der Presskraft des Hydraulikzylinders auch die Durchbiegung in Feldmitte sowie die Relativverschiebungen in der Verbundfuge an vier Stellen gemessen. Hierfür wurden jeweils induktive Wegaufnehmer parallel beziehungsweise senkrecht zur Fuge verwendet (**Bild 9**, WA1 bis WA8). Um die max. Stahlspannungen infolge Biegung und Zugkraft in den Schubverbindern zu ermitteln, wurden DMS auf dem Schaft des Schubverbinders etwas oberhalb der Verbundfuge appliziert. Hierbei wurden je Schubverbinder zwei DMS entlang der Trägerlängsrichtung auf gegenüberliegenden Seiten angeordnet (**Bild 8**), damit die Spannungen in den

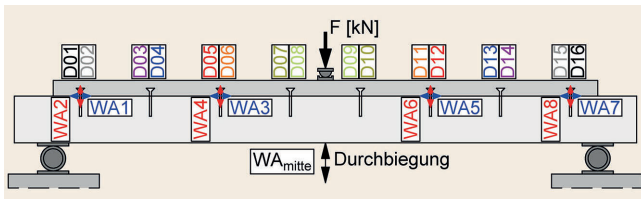


Bild 9. Übersicht zu den Messpunkten für Gleitungen, Fugenöffnungen und Stahldehnungen *Abb.: Jens Heinrich*
 Fig. 9. Overview to the measuring points for horizontal and vertical displacements in the interface and strains *Source: Jens Heinrich*

Randfasern bestimmt werden können. So konnte neben einer zentrischen Zugbeanspruchung auch eine Biegebeanspruchung im Schubverbinder erfasst werden. Damit eine Umrechnung der gemessenen Dehnungen auf entsprechende Stahlspannungen erfolgen konnte, wurden im Vorfeld σ - ϵ -Linien des Dübelmaterials bestimmt. So wurde der E-Modul zu $176\,000\text{ MN/m}^2$ ermittelt, der für die Umrechnung von gemessenen Dehnungen auf Spannungen angesetzt wurde. Der so ermittelte E-Modul zeigte eine gute Übereinstimmung mit den Herstellerangaben ($169\,000\text{ MN/m}^2$).

3.3.2 Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden als 3-Punkt-Biegeversuche durchgeführt (Bild 9). Die Steigerung der Belastung erfolgte weggesteuert und wurde alle 50 kN für wenige Minuten unterbrochen, um die Rissbildung am Versuchsträger dokumentieren zu können. Anschließend konnte die Belastung um weitere 50 kN gesteigert werden. Nach Erreichen der Laststufe von 400 kN wurde der Versuchsbalken bis zum Bruch belastet.

3.4 Versuchsergebnisse

Mit Ausnahme der Versuche B1 und E2 trat das Versagen ausschließlich in der Verbundfuge auf. Bei B1 und E2 versagte aufgrund des sehr hohen Bewehrungsgrades jeweils die Betondruckzone. In Tabelle 4 sind die in den statischen Versuchen erreichten Traglasten $F_{u,\text{test}}$ enthalten. Aus der Traglast $F_{u,\text{test}}$ kann mit Gleichung (4) die zugehörige mittlere Schubspannung in der Verbundfuge $\tau_{iu,\text{test}}$ mit der Stegbreite b_w und dem inneren Hebelarm z bestimmt werden. Bei den nachfolgend dargestellten Auswertungen wurde das Eigengewicht der Versuchsträger vernachlässigt.

$$\tau_{iu,\text{test}} = V_{u,\text{test}} / (z \cdot b_w) = 0,5 \cdot F_{u,\text{test}} / (z \cdot b_w) \quad (4)$$

Der nach dem auf MC 2010 basierenden Bemessungskonzept zu erwartende mittlere rechnerische Tragwiderstand in der Verbundfuge $\tau_{iRm,\text{cal}}$ kann mit Gleichung (5) bestimmt werden. Die Gleichung (5) beziehungsweise Gleichung (6) beschreiben die Mittelwertregressionsgerade beziehungsweise die 10%-Quantilfunktion der Versuche von Randl und Wicke für HDW-gestrahlte Verbundfugen und wurden in [18] hergeleitet. Es wird darauf hingewiesen, dass die in den Gleichungen (5) und (6) angegebenen Werte nur im Zusammenhang mit dem hier verwendeten Schubverbinder HCC-B gelten.

$$\tau_{iRm,\text{cal}} = 0,497 \cdot (f_{cm} - 8)^{\frac{1}{3}} + 0,84 \cdot \rho \cdot f_{ym} + 1,8 \cdot \rho \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ym}} \quad (5)$$

$$\tau_{iRk,\text{cal}} = 0,389 \cdot (f_{cm} - 8)^{\frac{1}{3}} + 0,656 \cdot \rho \cdot f_{ym} + 1,41 \cdot \rho \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ym}} \quad (6)$$

Da die Gleichungen (5) und (6) ausschließlich für HDW-gestrahlte Verbundfugen gelten, konnten diese nicht für den Versuch C4 verwendet werden. Der Vergleich der Verbundspannungen aus den übrigen Versuchen zeigt, dass die im Versuch erreichten Verbundspannungen $\tau_{iu,\text{test}}$ immer deutlich über den rechnerisch nach Gleichung (5) zu erwartenden Verbundspannungen $\tau_{iRm,\text{cal}}$ als Mittelwerte aus Kleinkörperversuchen liegen.

Des Weiteren wurde das Verhältnis der erreichten Versuchstraglast $F_{u,\text{test}}$ zur Traglast des monolithischen Referenzbalkens B1 ($F_{u,B1}$) ermittelt. Hieraus geht hervor, dass bei den Versuchen A1 und A2 mit einem Verdübelungsgrad von $\rho = 1,1\%$ nur circa 75 % bis 86 % der maximalen Traglast des Versuchsträgers B1 erreicht werden konnte. Mit einer weiteren Reduzierung des Verbundbewehrungsgrades (Versuchsreihe D) sinken auch die Traglasten der Versuchsträger. Daraufhin wurde in der Versuchsreihe E der Verbundbewehrungsgrad deutlich erhöht. Mit den Versuchen E1 und E2, mit Verbundbewehrungsgraden von $\rho = 1,9\%$ beziehungsweise 3,0 %, konnte die maximale Traglast aus dem Referenzversuch B1 zu 94 % beziehungsweise vollständig erreicht werden.

Die Lastdurchbiegungsverläufe aller Versuche sind in Bild 10 dargestellt, mit dem Referenzversuch B1 (monolithisch) als schwarze Linie. Der Versuch E1 erreicht die Tragfähigkeit von B1 nahezu, der Versuch E2 erreicht die gleiche Traglast wie Versuch B1. Jedoch weist der Versuch E2 gegenüber dem Versuch B1 ein deutlich verkürztes Fließplateau auf. Generell ist bei allen Versuchen mit Aufbetonergänzung im Bruchzustand ein eher sprödes Versagen zu erkennen. Hiervon ausgenommen ist der Versuch C4 (glatte Fuge), der nach Überwinden des Haftverbundes ebenfalls ein ausgeprägtes Fließplateau, allerdings bei deutlich niedrigerer Traglast, aufweist.

Die erreichten Traglasten der Versuche A1, A2 und C1 liegen ungefähr auf dem gleichen Niveau. Trotz der größten mittleren Rautiefe von $R_{t,m} = 4,0\text{ mm}$ hat der Versuch A2 im Vergleich zu den Versuchen A1 und C1 die geringste Traglast erreicht (424,4 kN). Mit einer mittleren Rautiefe von $R_{t,m} = 2,6\text{ mm}$ liegt der Versuch C1 sogar etwas unterhalb des Grenzwertes zur Einstufung in die Kategorie „verzahnt“.

Bei der Versuchsreihe D wurden mit circa 300 kN bis 325 kN die kleinsten Traglasten erreicht. Das Bild 11 zeigt den Verlauf der Stahlspannungen in den Schubverbindern, die durch Multiplikation der gemessenen Dehnungen mit dem E-Modul ermittelt wurden, beispielhaft für die Versuche A1 und A2. Hier ist in Übereinstimmung mit den Traglasten der Versuchsreihe D ohne kontinuierliche Verdübelung ab einer Laststufe von 325 kN bis 350 kN ein plötzlicher Anstieg der Stahlspannungen zu erkennen. Dies deutet darauf hin, dass bis zur Laststufe von circa 325 kN die Schubkraftübertragung hauptsächlich durch den Betontraganteil erfolgt. Erst nach Überwinden dieses Betontraganteils werden die Schubverbinder nennenswert beansprucht, beziehungsweise erfolgt das Versagen, sofern keine Verbundbewehrung angeordnet wurde (Versuch D1, $\rho = 0$).

Auch bei den Relativverformungen zwischen Gurt und Steg (Bild 12) zeigen sich ab der Laststufe 325 kN sprunghafte Anstiege an den innenliegenden Messstellen (WA3 bis WA6). Bis zu diesem Zeitpunkt konnten keine nennenswerten Relativverschiebungen festgestellt werden, was ebenfalls dafür spricht, dass bis dahin hauptsächlich der Traganteil der Kornverzahnung aktiviert

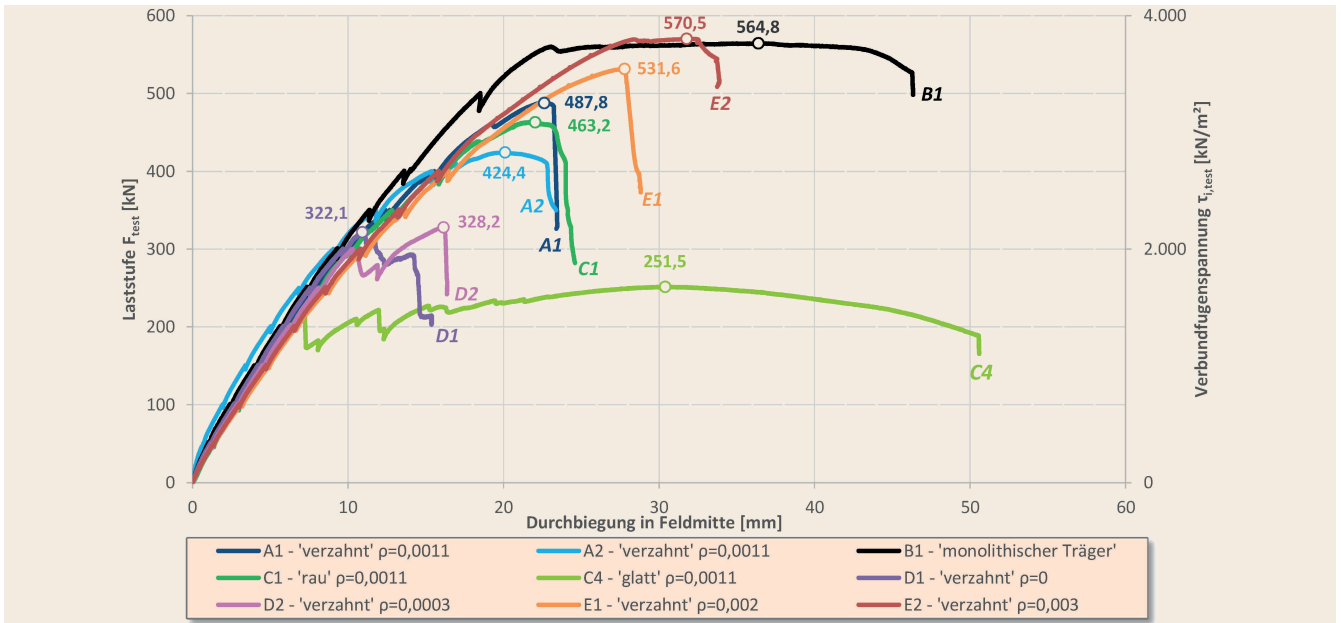


Bild 10. Lastdurchbiegungsverläufe der statischen Versuche Abb.: Jens Heinrich
 Fig. 10. Load deflection curves of the static tests Source: Jens Heinrich

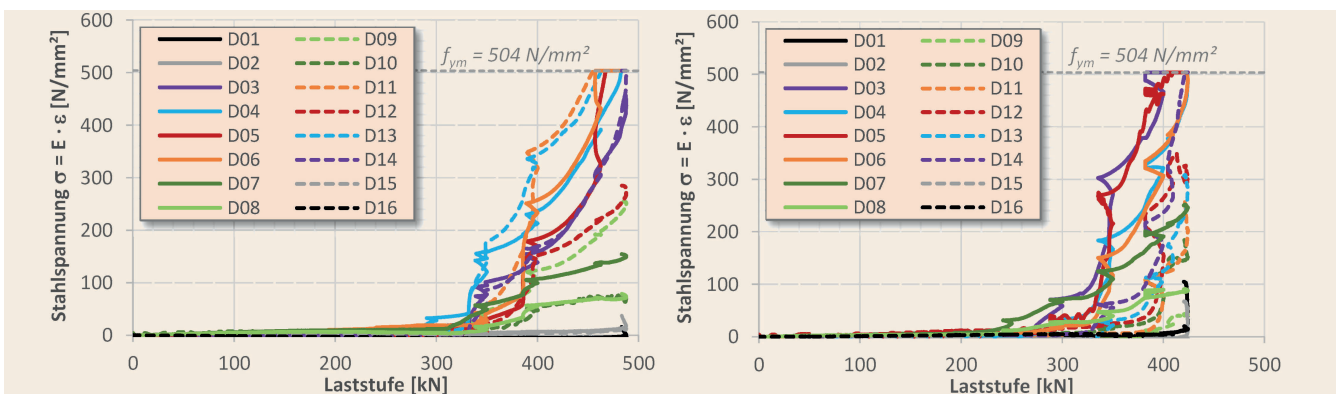


Bild 11. Stahlspannungen in den Schubverbindern aus Versuch A1 (links) und A2 (rechts) Abb.: Jens Heinrich
 Fig. 11. Steel stresses in the shear connectors from test A1 (left) and A2 (right) Source: Jens Heinrich

wurde. Mit dem Anstieg der Fugenöffnung steigen anschließend auch die Stahlspannungen in den Schubverbindern an. Die zugehörige Schubspannung in der Verbundfuge beträgt nach Gleichung (4):

$$\tau_{iu,test} = 0,5 \cdot 0,325 / (0,3 \cdot 0,25) = 2\ 167\ \text{kN/m}^2$$

Die maximalen Beanspruchungen konnten bei allen Versuchen im Bereich der Schubverbinder mit den Messstellen D03 bis D06 beziehungsweise D11 bis D14 festgestellt werden. In diesem Bereich stellte sich schließlich auch das Versagen durch einen Trennriss in der Verbundfuge ein.

4 Diskussion der Ergebnisse

In Bild 13 sind unter anderem die Versuchsergebnisse aus [7] sowie [18] dargestellt. Es ist zu erkennen, dass bei den Bauteilversuchen an der TU Dortmund im Vergleich zu den Kleinbauteilversuchen höhere Tragwiderstände festgestellt wurden. Die in

den Versuchen ermittelten Schubspannungen $\tau_{iu,test}$ liegen alle oberhalb der Mittelwertkurve für $\tau_{iRm,cal}$.

Die Ursache liegt vermutlich im Mittelungseffekt aus der größeren Fläche der Verbundfuge eines Bauteils im Vergleich zu Kleinkörperversuchen, wie sie in [7] und [18] verwendet wurden. Diese sind maximal mit zwei bis drei Schubverbindern getestet worden, wobei sich zufällige, lokale Effekte stärker auswirken. Die maximale Verbundfläche betrug 0,15 m². Die in den Großbauteilversuchen vorhandene Verbundfläche war fast 6-mal größer. Durch die größere Verbundfläche bestand ein größeres Potenzial zur Umlagerung lokaler Spannungsspitzen. Auch die größere Anzahl von Verbunddübeln sorgt für eine gleichmäßigere Verteilung der Beanspruchungen.

Mit den Versuchen E1 und E2 konnte gezeigt werden, dass bei einer ausreichenden Fugenrauigkeit ($R_f > 3,0\ \text{mm}$, HDW-gestrahlt) und einem entsprechend hohen Verbundbewehrungsgrad die gleichen Traglasten wie bei einem monolithisch hergestellten Versuchsträger erreicht werden.

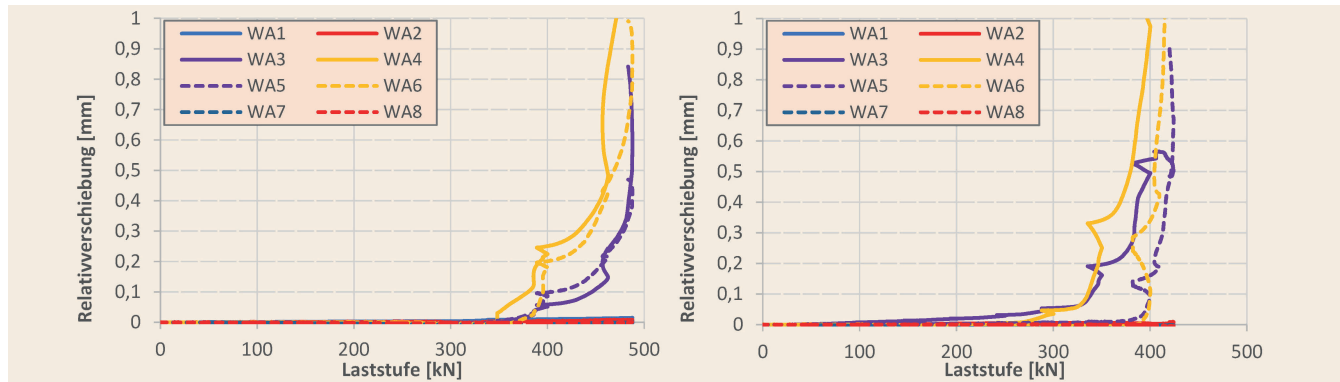


Bild 12. Relativverschiebungen (Fugengleitung, Fugenöffnung) zwischen den Betonschichten aus Versuch A1 (links) und A2 (rechts), (vgl. Bild 9)
 Abb.: Jens Heinrich
 Fig. 12. Relative displacements (slip, opening) between the concrete layers from test A1 (left) and A2 (right), (cf. Fig. 9)
 Source.: Jens Heinrich

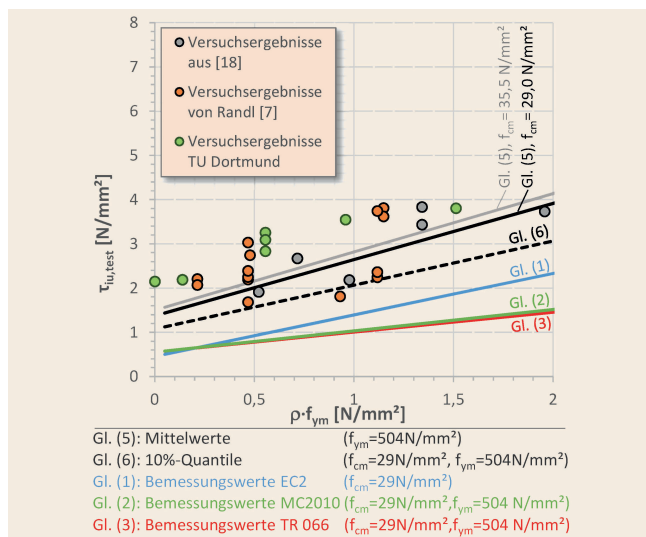


Bild 13. Vergleich der Versuchsergebnisse an der TU Dortmund mit den Ergebnissen aus [7] und [18] für $R_t \geq 3 \text{ mm}$ Abb.: Jens Heinrich
 Fig. 13. Comparison of the test results from TU Dortmund and [7], [18] for $R_t \geq 3 \text{ mm}$ Source: Jens Heinrich

Abschließend ist festzuhalten, dass die Ermittlung der Tragfähigkeit von bewehrten Verbundfugen für ruhende Belastungen sowohl nach EC 2 als auch nach MC 2010 zumindest für die üblichen Bewehrungsgrade bei Brückenverstärkungen zu vergleichbaren Ergebnissen führt. Die Grundlage für das Bemessungskonzept nach MC 2010 wurde seinerzeit an Kleinbauteilversuchen entwickelt. Die Ergebnisse konnten anhand der Bauteilversuchen, die an der TU Dortmund durchgeführt wurden, bestätigt werden.

5 Schlussbemerkungen

Mittels mehrerer Versuchsreihen wurde anhand von Versuchsträgern mit nachträglicher Verstärkung durch eine Aufbetonschicht ein Bemessungskonzept validiert, welches als EOTA TR 066 im April 2019 veröffentlicht wurde. Dieses Bemessungskonzept hat auch schon in ähnlicher Weise seinen Niederschlag im MC 2010 gefunden und ist für Beton-Beton-Verbundfugen bei nachträglichen Verstärkungen mit Aufbeton ausgelegt.

Im vorliegenden Artikel wurden zunächst die grundlegenden Tragmechanismen zur Schubkraftübertragung von Verbundfugen in Abhängigkeit von der Rauigkeit beschrieben. Anschließend wurden die rechnerische statische Tragfähigkeit von bewehrten Schubfugen nach DIN EN 1992-2/NA sowie MC 2010 verglichen.

Im Hauptteil des Artikels wurde das Versuchsprogramm vorgestellt, welches an der TU Dortmund durchgeführt wurde. Innerhalb des Versuchsprogramms wurden bestimmte Einflüsse auf die statische Tragfähigkeit nachträglich hergestellter Verbundfugen, wie zum Beispiel Rautiefe und Verbundbewehrungsgrad, untersucht. Es konnte festgestellt werden, dass insbesondere die Fugenrautiefe in Verbindung mit einer ausreichend gewählten Verbundbewehrung die maßgeblichen Einflussparameter für die Schubkraftübertragung in der Verbundfuge sind. Bei großen Rautiefen entstehen gemäß der Schubreibungstheorie Zugkräfte in der Verbundbewehrung mit Gegendruckkräften im Beton sowie den zugehörigen Reibungskräften zur Schubkraftübertragung in der Verbundfuge. Gleichzeitig erfahren die Dübel eine Biegebeanspruchung. In den Versuchen konnte mit einer HDW-gestrahlt Fuge ($R_t = 3 \text{ mm}$) sowie einem entsprechend hohen Verbundbewehrungsgrad die gleiche Traglast erreicht werden, wie bei einem Versuchsträger, der monolithisch und somit ohne Verbundfuge hergestellt wurde.

Zudem wurde das Bemessungsmodell zur Anwendung bei statischer Beanspruchung mit den in den Versuchen verwendeten HCC-B Schubverbindern nach ETA-18-1022 beziehungsweise EOTA TR 066 vorgestellt.

Im Anschluss an die statischen Versuche wurden weitere Versuchsreihen unter Ermüdungsbeanspruchung an der TU Dortmund durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden in einem separaten Beitrag vorgestellt.

Literatur

- [1] Verstärkungen älterer Beton- und Spannbetonbrücken – Erfahrungssammlung – Dokumentation 2016: Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch-Gladbach, 2016.
- [2] RVS 15.02.34: Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten, FSV, Wien, Ausgabe 2011.
- [3] DIN EN 1992-1-1:2010-01 – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.

- [4] DIN EN 1992-2:2010-12 – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln und Nationaler Anhang DIN EN 1992-2/NA:2013-04.
- [5] *Randl, N.; Wicke, M.*: Schubübertragung zwischen Alt- und Neubeton. In: Beton- und Stahlbetonbau 95 (2000), Heft 8, S. 461–473.
- [6] *Mishima, T.; Suzuki, A.; Shimoda, Y.; et. al.*: Non-elastic behaviour of Axial Reinforcement subjected to axial and slip deformation at the crack surface. In: Journal of the American Concrete Institute, Vol. 92 (1995), Iss. 5, pp. 380–385.
- [7] *Randl N.*: Untersuchungen zur Kraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton bei unterschiedlichen Fugenrauigkeiten. Innsbruck, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Dissertation, 1997.
- [8] *Randl, N.; Münger, F.; Wicke, M.*: Verstärkung von Brückentragwerken durch Aufbeton. In: Bauingenieur 80 (2005), Heft 4, S. 207–214.
- [9] International Federation for Structural Concrete (fib) – fib Model Code for Concrete Structures, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2013.
- [10] EOTA TR 066:2019-04 – EOTA Technical Report, Design and requirements for construction works of post-installed shear connection for two concrete layers, April 2019.
- [11] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – Heft 525: Erläuterungen zu DIN 1045-1, Ausgabe 2010. Berlin, Beuth-Verlag GmbH.
- [12] *Kaufmann, N.*: Das Sandflächenverfahren. In: Straßenbautechnik 24 (1971), Heft 3, S. 131-135.
- [13] ETA-18/1022 – European Technical Assessment, Verbinder zur Verstärkung bestehender Betonkonstruktionen durch Aufbeton, Deutsches Institut für Bautechnik, März 2019.
- [14] DIN EN 1992-4:2019-04 – Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton.
- [15] *Randl, N.*: Design recommendations for interface shear transfer in fib Model Code 2010. In: Structural Concrete, Vol. 14 (2013), Iss. 3, pp. 230–241.
- [16] ETA-16/0142 – European Technical Assessment, Injection system Hilti HIT-RE 500 V3, for rebar connection, CSTB Centre Scientifique et Technique du Batiment, Marne-la-Vallee, March 2016.
- [17] ETA-16/0143 – European Technical Assessment, Injection system Hilti HIT-RE 500 V3, Bonded fastener with threaded rode, rebar, internal sleeve and Hilti tension anchor HZA for use in concrete, CSTB Centre Scientifique et Technique du Batiment, Marne-la-Vallee, March 2016.
- [18] Hilti New Business & Technology, Gleichwertigkeitstests HCC-Gusselement 2002, Test Report TWU 08/02, September 2002, 72 Seiten, nicht veröffentlicht.



Dipl.-Ing., Jens Heinrich

jens.heinrich@tu-dortmund.de
Technische Universität Dortmund, Lehrstuhl Betonbau
August-Schmidt-Straße 8, 44227 Dortmund

Abb.: Michael Wimmersdorf

Dipl.-Ing., Thomas Zenk

thomas.zenk@hilti.com
Hilti Entwicklungsgesellschaft mbH
Hiltistraße 6, 86916 Kaufering

**Univ.-Prof. Dr.-Ing.
Reinhard Maurer**

reinhard.maurer@tu-dortmund.de
Technische Universität Dortmund, Lehrstuhl Betonbau
August-Schmidt-Straße 8, 44227 Dortmund