

# Knotengestaltung hybrider Fachwerk-konstruktionen

## Entwicklung neuartiger Tragwerkskonzepte unter Verwendung von Ultrahochleistungsbeton (UHFB)

Fachwerkkonstruktionen zählen zu den leistungsfähigsten raumbildenden Strukturen der Baugeschichte. Rein normalkraftbeanspruchte Bauteile zeichnen sich vor allem durch minimalen Werkstoffaufwand aus. Die Einsatzgebiete von Fachwerken sind so vielgestaltig wie deren Ausführungsformen selbst. Gerade in den letzten Jahren gewinnen Fachwerkkonstruktionen z. B. beim Bau transparenter Hochhäuser oder für Stadien und Veranstaltungsarenen und vereinzelt auch wieder im Brückenbau, verstärkt an Bedeutung. Mit finanzieller Unterstützung der Bilfinger | Berger AG wurde an der Universität Leipzig ein stabförmiges Verbundbauteil aus einem stahlummantelten ultrahochfesten Beton entwickelt. Das neue Tragelement kennzeichnet sich durch seine hohe Tragfähigkeit unter Druckbeanspruchung sowie großer Duktilität. Dieser hybride Verbundstab stellt, einschließlich einer innovativen Knotenlösung, eine sinnvolle, wirtschaftliche und vor allem architektonisch ansprechende Alternative zu den herkömmlich konstruierten Fachwerken, dar. In diesem Beitrag wird über die Besonderheiten dieser Konstruktionsform sowie über die Entwicklung geeigneter Knoten berichtet.

**Design of joints for hybrid truss structures.** *Truss constructions belong to the most efficient spatial structures in building history. Purely longitudinal stressed members are characterized by a minimum material expense. The application areas of truss members are as multiform as their embodiment. Recently, truss constructions increase importance due to their application within transparent tall buildings, stages, arenas, bridges etc. With the financial support of Bilfinger | Berger AG, at the University of Leipzig a bar-shaped composite member was developed using a steel-encased Ultra High Performance Concrete (UHPC). This new structural member is distinguished by its high load carrying capacity under compression stress as well as high ductility. Including an innovative joint solution, this hybrid composite bar is a reasonable, economic, and above all, an architectural appealing alternative to a conventionally designed truss structure. In the following contribution, some features of this member and the development of appropriate joints are described.*

### 1 Einleitung

Ultrahochfester Beton (UHFB) mit einer Druckfestigkeit von über 150 N/mm<sup>2</sup> stellt den aktuell letzten Stand der betontechnologischen Entwicklung bezüglich der Festigkeit dar. Er zeichnet sich gegenüber den zur Zeit verwendeten normal- und hochfesten Betonen durch seine höhere Festigkeit und vor allem durch seine sehr guten Dauerhaftig-

keitseigenschaften aus. Sein Verhalten unter Zug- bzw. Druckbeanspruchung ist aber deutlich spröder als das von konventionellen Betonen. Hierdurch sind neue Konstruktionsformen erforderlich, um UHFB, vor allem aus wirtschaftlicher Sicht, sinnvoll im Bauwesen einsetzen zu können. Hybride Tragwerkskonzepte für den Hoch- und Brückenbau werden als erfolgversprechende Lösungsansätze angesehen. Die verschiedenen Werkstoffe können hierbei innerhalb einer Tragstruktur so kombiniert werden, daß die besonderen Vorzüge der eingesetzten Materialien konsequent genutzt werden.

An der Universität Leipzig wurde mit finanzieller Unterstützung der Bilfinger | Berger AG ein stabförmiges Tragelement, bestehend aus einem mit UHFB gefüllten runden Stahlhohlprofil, entwickelt. Das Tragelement weist unter Druckbeanspruchung eine hohe Tragfähigkeit bei großer Duktilität auf [1], [2]. Neben der Nutzung als Druckglieder können leichte, raumgreifende Strukturen mit hohem architektonischem Anspruch durch Zusammenfügen der stabförmigen Tragelemente als Basiselemente geschaffen werden. Für die Kraftübertragung im Knotenbereich solcher Strukturen haben sich Betondübel als tragfähige und wirtschaftliche Alternative zu den bislang gebräuchlichen Knotenformen erwiesen [3], [4].

### 2 Raumfachwerke

Zum Ende des neunzehnten Jahrhunderts wurden im Zuge der fortschreitenden Industrialisierung Westeuropas leistungsfähige Verkehrswege benötigt, die den geregelten Waren- und Personenverkehr zwischen den regionalen Wirtschaftszentren sicherstellen konnten. Zur damaligen Zeit war der Werkstoff Eisen der einzig verfügbare Baustoff, der es erlaubte, große, weitgehend vorgefertigte Strukturen zu erstellen. Durch die Arbeiten von K. Culmann, A. Ritter und insbesondere G. Cremona waren die so projektierten Fachwerkkonstruktionen zudem auch „berechenbar“, das heißt, auch wirtschaftlich zu dimensionieren. Im Hinblick auf richtungsweisende Montagetechnologien wurde in der damaligen Zeit ebenfalls Beachtliches geleistet. Meilensteine dieser Bauweise sind der von Leon Boyer im Jahre 1880 entworfene und von Gustave Eiffel errichtete Viaduct de Garabit (Bild 1a) sowie die im Jahre 1890 von Fowler, Baker und Arrol konstruierte Eisenbahnbrücke über den Firth of Forth (Bild 1b). Schon früh erkannte man dabei die Vorteile, die Hohlprofile gegen-

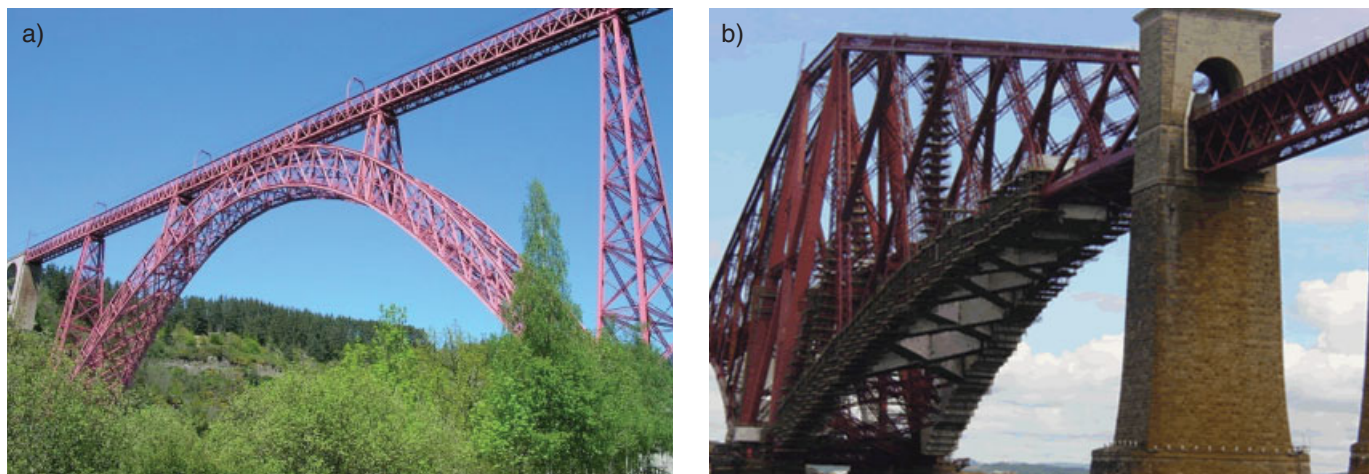


Bild 1. Viaduct de Garabit (a) und Brücke über den Firth of Forth (b)  
 Fig. 1. Viaduct de Garabit (a) and Bridge across the Firth of Forth (b)

über den damals üblichen Winkel- bzw. U-Profilen bieten. So wurden beim Bau der Brücke über den Forth, insbesondere für die Stützpfeiler der Obergurte, bereits weitgehend industriell vorgefertigte Hohlprofile eingesetzt.

Mit der konsequenten Weiterentwicklung der Massivbauweise, insbesondere der Spannbetonbauweise, wurden im 20. Jahrhundert jedoch nur noch wenige eiserne bzw. stählerne Fachwerkbrücken realisiert. Dies lag zum einen an den stetig steigenden Lohnkosten dieser aufgrund ihres Detailreichtums sehr arbeitsintensiven Konstruktionen und zum anderen an der ungünstigen Stahlpreisentwicklung.

Erst in den letzten fünfzehn Jahren wurden in Deutschland und Europa wieder eine Vielzahl von Großprojekten, insbesondere bei den großen Sport- und Veranstaltungsarenen, mit raumgreifenden Fachwerkstrukturen realisiert. Auch im Brückenbau gewinnt diese Bauweise wieder zunehmend an Bedeutung. Ausgeführte Bauwerke sind zum Beispiel die im Jahre 2000 dem Verkehr übergebene Talbrücke Dättwil im Schweizer Kanton Aargau, die Brücke über den Berliner Humboldthafen aus dem Jahre 2002 sowie die im Jahre 2003 fertiggestellte Talbrücke Korntal-Münchingen [15]. Aktuell befindet sich im Rahmen des Neubaus der Bundesautobahn A 73 die 450 m lange Talbrücke St. Kilian im Bau. Der Überbau wird bei diesem Bauwerk als Hybridkonstruktion aus einem dreigurtigen stählernen Rohrfachwerk mit Gußknoten und einer Stahlbetonfahrbahnplatte hergestellt.

### 3 Knotengestaltung

Seit den Anfängen der Hohlprofilbauweise stellt sich die Frage nach der statisch wirkungsvollsten und zugleich wirtschaftlichsten Lösung für die Verbindung einzelner Bauteile zu größeren Strukturen. Während man zu Beginn mit mehr oder weniger aufwendigen Mitteln versuchte, genietete Anschlüsse zu konstruieren, setzte sich mit der Weiterentwicklung der Schweißtechnik in den fünfziger und sechziger Jahren des letzten Jahrhunderts der geschweißte Hohlknoten als gebräuchlichste Knotenform durch. Nicht zuletzt wegen den im Verhältnis zu den Durchmessern der Rohre erforderlichen großen Wanddicken im Knotenbereich führten schließlich neue Entwicklungen in der Gießtechnik sowie die Möglichkeit zur Herstellung duktiler Gußwerkstoffe zu Beginn der siebziger Jahre zu den heute weitverbreiteten Gußknoten [13], [14] (Bilder 2a und 2b).

Beide Konstruktionsformen haben jedoch hinsichtlich der Bemessung im Knotenbereich entscheidende Nachteile. Bei reinen Hohlprofilkonstruktionen wird für die Dimensionierung der Wanddicken meist nicht der Stabnachweis, sondern häufig der Gestaltfestigkeitsnachweis des Grundrohres maßgebend. Ebenso werden die Abmessungen der Streben vorwiegend von der Schubtragfähigkeit des Grundrohres bestimmt [11], [12]. Darüber hinaus ist bei vorwiegend nicht ruhenden Beanspruchun-

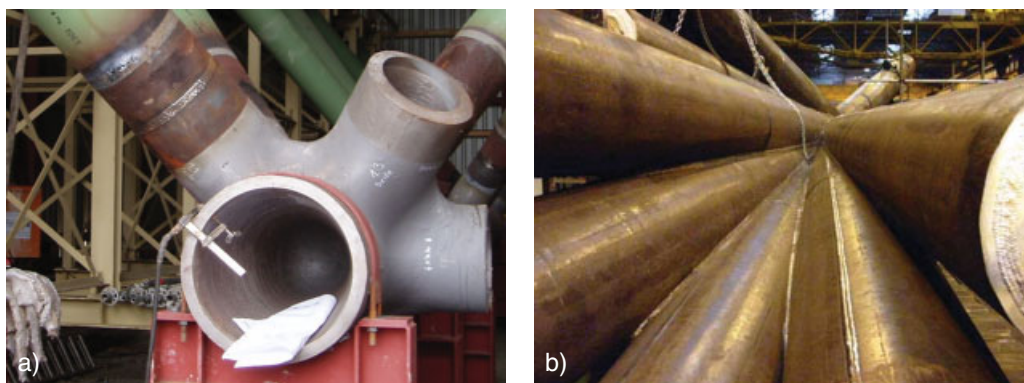


Bild 2. Gußknoten Talbrücke St. Kilian (a), geschweißter Rohrknöt, B of the Bang, Manchester (b)  
 Fig. 2. Casting joint Valleybridge St. Kilian (a), welded joint from hollow sections, B of the Bang, Manchester (b)



gen ein Nachweis der Ermüdungsfestigkeit im Knotenbereich zu führen. Dies führt bei der Ausführung als reiner Hohlknoten zu einem weiteren konstruktiven Problem, das, insbesondere beim Anschluß der Streben mit Kehlnähten, in der Regel den Stabnachweis bestimmt. Dieser Nachteil kann von Gußknoten insoweit kompensiert werden, als dort die Schweißnähte aus dem Knotenbereich in den Stab verlagert wurden und zudem, im Hinblick auf die Ermüdungsfestigkeit, günstige Nahtformen zum Anschluß verwendet werden konnten. Zusätzlich muß bei Gußknoten, um den ggf. vorhandenen Festigkeitsunterschied zwischen Gußwerkstoff und Stahl zu kompensieren, ein dem Kraftfluß angepaßter Übergangsbereich zu den anschließenden Hohlprofilen geschaffen werden. Zur wirtschaftlichen Dimensionierung derartiger Knoten werden daher meist umfangreiche und zeitaufwendige FE-Berechnungen erforderlich [15]. Hinsichtlich der Bauausführung können Gußknoten in der Regel nicht von den für die Herstellung der Stahlkonstruktion beauftragten Unternehmen produziert werden, sondern müssen an spezialisierte Nachunternehmer vergeben werden. Dadurch besteht, neben einem zusätzlichen terminlichen Risiko, die Gefahr der mangelnden Maßhaltigkeit der gefertigten Bauteile. Einmal gegossene Knoten lassen sich nicht oder nur mit einem hohen zeitlichen und finanziellen Aufwand umarbeiten.

Gerade die Verbundbauweise bietet hier die Möglichkeit, durch die geschickte Kombination moderner Werkstoffe, wie ultrahochfesten Beton (UHFB) mit hochfesten Stählen, filigrane und architektonisch anspruchsvolle Hybridkonstruktionen herzustellen. Insbesondere für hybride Fachwerkkonstruktionen lassen sich z. B. rein für die Montagelasten dimensionierte Baugruppen aus runden Stahlhohlprofilen vorfertigen, die dann nach dem Zusammenbau mit UHFB gefüllt werden, um ihre endgültige Tragfähigkeit zu erreichen. Die zentrale Fragestellung der dazu an der Universität Leipzig angestellten Untersuchungen war, die Knotenbereiche so zu gestalten, daß zum einen die o. g. Nachteile vermieden werden und zum anderen eine tragfähige und zugleich wirtschaftliche Lösung des Knotenpunktes erreicht wird.

Als konstruktive Randbedingungen für die Knotengestaltung wurde die einfache Herstellung, analog der des Hohlknotens, sowie die Vorteile des Gußknotens bezüglich der Steifigkeit und der Ermüdungssicherheit definiert. Darüber hinaus sollten die Knotenbereiche so gestaltet werden, daß die Konstruktionen nach dem Zusammenbau problemlos mit UHFB befüllt werden können oder, analog der Bauweise mit Gußknoten, sich vorgefertigte, mit UHFB gefüllte Knoten in eine Stahl-Hohlprofilkonstruktion implementieren lassen. Bild 3 zeigt die aus den genannten Randbedingungen entwickelten Knotenlösungen.

Für den dargestellten typischen Druck-/Zugknoten erfolgt die Kraftübertragung der Druckkräfte von den Streben in die Gurte entweder direkt über die Betonkomponenten der Hochleistungsdruckglieder (Bild 3b) oder, wie im Falle einer Hohlstrebe, über den Stahlmantel in den UHFB-Knoten (Bild 3c). Die Zugkräfte müssen allein vom Stahlmantel aufgenommen und in den Knoten übertragen werden. Zur Erfüllung des Knotengleichgewichts wird ein gelochtes Einstellblech, das mit dem Stahlmantel der Zugstrebe über Schweißnähte verbunden ist, angeord-

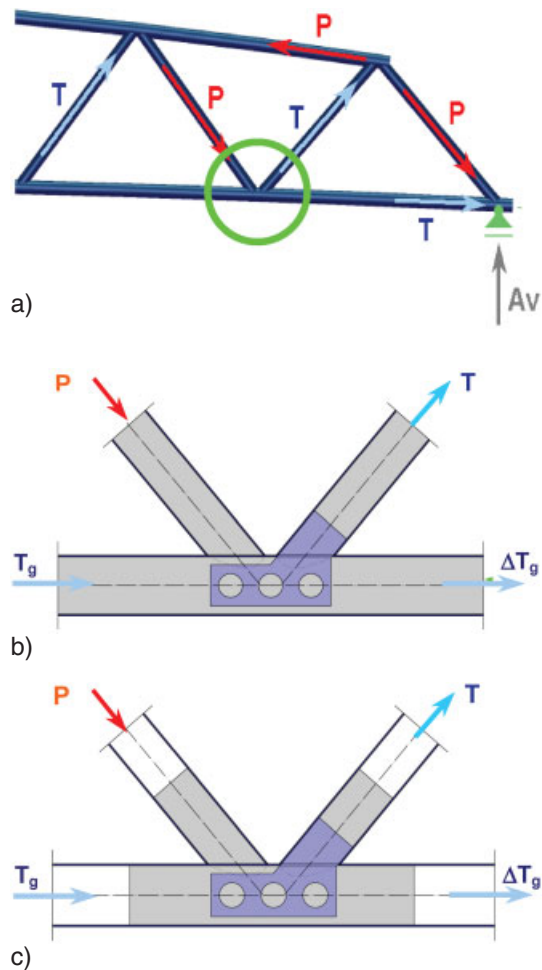


Bild 3. Kraftverlauf am ebenen Fachwerk (a), Knotengestaltung UHFB gefüllter Rohre (b), vorgefertigter UHFB-Knoten (c)  
 Fig. 3. Longitudinal forces in plane trusses (a), nodal joint of UHPC filled tubes (b), precast UHPC nodal joint (c)

net. Durch die Füllung der gesamten Struktur bzw. des Knotens mit UHFB werden die gelochten Einstellbleche vollständig vom Beton umschlossen. Die im UHFB eingebetteten Betondübel sichern das Zusammenspiel von Druck- und Zugkräften durch die Aktivierung von Reibungskräften in den Dübelbruchflächen. Innerhalb geschlossener Rohrkonstruktionen, die eine ausreichende Umschnürungswirkung des Knotens bieten, kann dabei auf die bei üblicher Ausführung notwendige Querbewehrung der Betondübel verzichtet werden. Die zur Herstellung des Knotens erforderlichen Schweißnähte haben primär die Funktion von Dichtnähten. Die ermüdungsrelevanten Nähte auf der Zugseite des Knotens beschränken sich auf die zur Kraftübertragung notwendigen Anschlüsse des Einstellblechs mit der Rohrwandung. Hier kommen HV-Nähte, also, im Sinne der Kerbfalltabellen des Eurocodes, „günstige“ Nahtformen zur Anwendung. Insgesamt lassen sich Fachwerke mit Hilfe der vorgeschlagenen Knotenausbildung wirtschaftlicher dimensionieren. Bild 4 zeigt einen Größenvergleich zwischen einem UHFB-Knoten und den bislang gängigen Knotenformen. Bei gleicher Tragfähigkeit läßt sich eine Stahlersparnis von mehr als 20 % bei einer einfacheren, d. h. weniger arbeitszeitintensiven, Konstruktionsform erzielen.

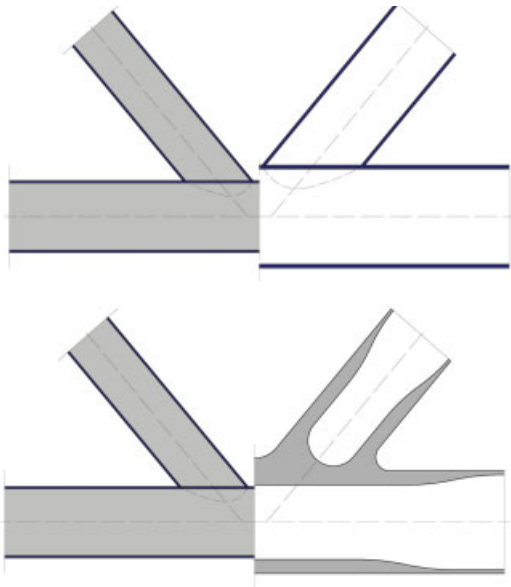


Bild 4. Vergleich UHPC-Knoten mit Hohl- und Gußknoten  
Fig. 4. Comparison UHPC-joint with hollow- and casting-joints

#### 4 Kraftübertragung durch umschnürte Betondübel

##### 4.1 Grundlagen zur Tragfähigkeit von Betondübeln

Die Entwicklung leistenförmiger Verbundmittel zur planmäßigen Kraftübertragung mittels Betondübel wurde in den achtziger Jahren des letzten Jahrhunderts zum einen von Leonhardt und Andrä (Perfobond) und zum andern von Brendel (Kombi-Verdübelung) vorangetrieben. Während die Tragfähigkeit der Verdübelung zunächst weitgehend empirisch hergeleitet wurde, konnte vor allem durch grundlegende Arbeiten an der Universität der Bundeswehr München ein mechanisches Modell zur Dimensionierung von Betondübeln aus Normalbeton aufgestellt werden [5], [6]. Bild 5 zeigt das von Wurzer entwickelte Modell zur Beschreibung des Tragverhaltens von Betondübeln. Die Übertragung der Schubkräfte erfolgt dabei durch die gelochten Stahlleisten auf den in den Aussparungen befindlichen Beton und von dort weiter in das umgebende Betonbauteil. Mit steigender Belastung unterliegt der Beton im Bereich

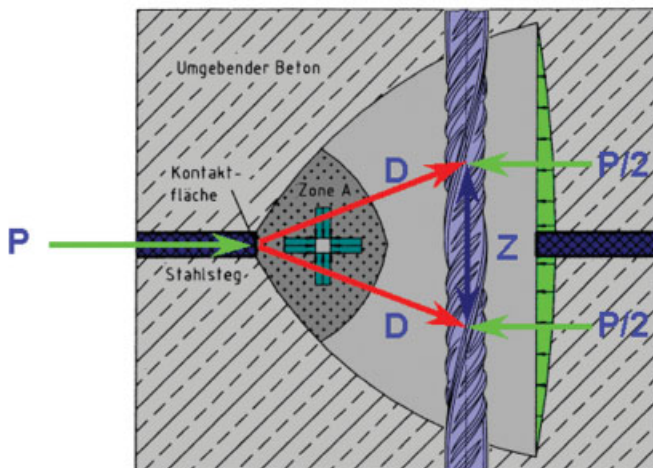


Bild 5. Betondübelmodell nach Wurzer [5]  
Fig. 5. Concrete dowels by Wurzer [5]

vor der Stahlleiste einem komplexen mehraxialen Spannungszustand, wobei die Betonpressungen in der Kontaktfläche zwischen Stahl und Betondübel ein Vielfaches der einachsigen Zylinderdruckfestigkeit des Betons annehmen können. In der am stärksten beanspruchten Zone A, direkt vor der Kontaktfläche zur Stahlleiste, entsteht ein quasi hydrostatischer (dreiaxialer) Spannungszustand.

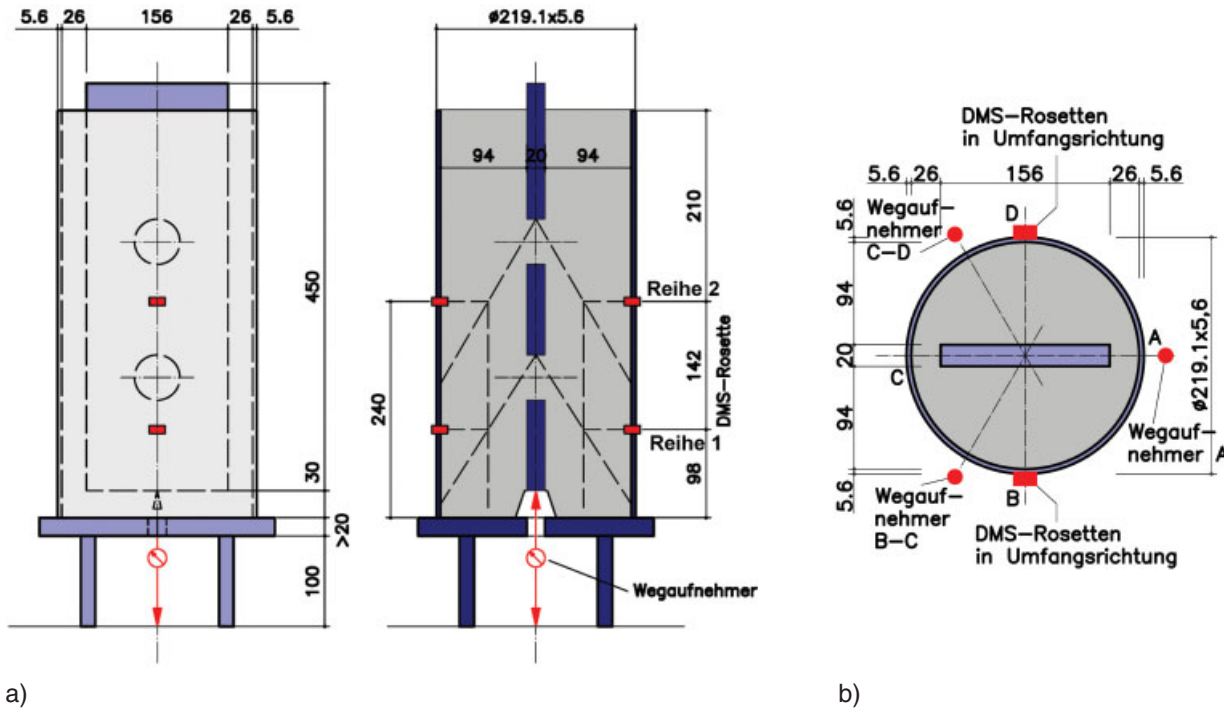
Dieses Tragverhalten setzt jedoch eine ausreichende Umschnürung der plastisierten Zone durch eine ausreichend dimensionierte Querbewehrung voraus. Die in den Versuchen von Wurzer und Zapfe erreichte Duktilität der Betondübel im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfüllt bei nahezu allen untersuchten Dübel-Beton-Variationen das vom Eurocode 4 [16] geforderte Duktilitätskriterium. Die Anwendungsgrenzen der in [5], [6] empirisch ermittelten Bemessungsgleichungen überspannen einen weiten Bereich einsetzbarer Betone von C 20/25 bis C 70/85. Darüber hinaus unterliegen die Dübelform und der Dübeldurchmesser ebenfalls gewissen Anwendungsgrenzen [7]. Untersuchungen, die im Rahmen eines Forschungsvorhabens der Studiengesellschaft für Stahlanwendung e. V. an der RWTH Aachen durchgeführt wurden, bestätigen die Annahme, daß sich im Gegensatz zu den Kopfbolzendübeln das Trag- und Verformungsverhalten von Betondübeln im Normalbeton zu dem im Hochleistungsbeton nicht signifikant unterscheidet [8], [9]. Bedingt durch die Konstruktionsform der betongefüllten Rohre ist die Anordnung einer Längs- bzw. Querbewehrung im Knotenbereich nicht möglich. Es sind daher experimentelle Untersuchungen zur Ermittlung der Arbeitslinie von derartig umschnürten Betondübeln aus UHFB erforderlich.

##### 4.2 Experimentelle Untersuchungen an umschnürten Betondübeln

Die zur experimentellen Absicherung des Knotendetails entwickelten Versuchsserien waren im Hinblick auf den Aufbau und die Meßtechnik prinzipiell gleich konzipiert. Bild 6a zeigt beispielhaft den Aufbau und Bild 6b die angebrachte Meßtechnik der Push-Out-Versuchskörper.

Bei allen durchgeführten Versuchsserien wurde für die eingesetzten Stahlbauteile die handelsübliche Stahlsorte S 355 verwendet. Für die Mantelrohre wurde kalt umgeformtes Material der Gütekennzeichnung J2 H nach DIN EN 10219 mit einem Solldurchmesser von 219,1 mm und einer Wanddicke von 5,6 mm verwendet. Abweichend davon kam bei einer Serie ein größerer Rohrdurchmesser von 355,1 mm zum Einsatz. Die verwendeten Einstellbleche bestanden aus warmgewalztem Flachmaterial Fl. 180 × 20 mm nach DIN EN 10025 mit der Gütekennzeichnung J2 G3. Vor dem Einbau wurden die Bleche auf eine Breite von 156 mm und eine Länge von 450 mm zugeschnitten. Alle verwendeten Erzeugnisse waren wenigstens mit einem Abnahmeprüfzeugnis 3.1 B nach DIN EN 10204 belegt.

Die Einstellbleche wurden mit einer Dicke von 20 mm so vordimensioniert, daß ein reines Stahlversagen ausgeschlossen werden konnte. Die gewählte Dicke des Einstellblechs erscheint im Hinblick auf eine spätere Anwendung des Betondübeln im Knotenbereich von Fachwerken jedoch nicht überdimensioniert. Da allein aus konstruktiven Überlegungen heraus, z. B. im Bereich der Lasteinleitung



a)

b)

Bild 6. Aufbau der Push-Out-Versuche (a), Meßtechnik der Push-Out-Versuche (b)

Fig. 6. Structure of the Push-Out-Specimen (a), measuring technique of the Push-Out-Specimen (b)

zwischen Rohrwandung und Einstellblech, die Anordnung einer Dreiblechnaht eine Mindestblechdicke von 12 bis 15 mm als ausreichende Gegenlage erfordert.

Als Füllbeton wurde ein selbstverdichtender, ungefaster UHFB eingesetzt. Er weist eine 28-Tage-Druckfestigkeit von  $150 \text{ N/mm}^2$  auf und hat aufgrund der puzzolanischen Reaktionsfähigkeit des Mikrosilikas eine hohe Nacherhärtung. Die so erreichte Festigkeitszunahme beträgt nach 90 Tagen ca. 15 %. Die zentrische Zugfestigkeit hat nach 28 Tagen Werte zwischen 8 bis  $10 \text{ N/mm}^2$  erreicht. Der E-Modul liegt bei ca.  $53000 \text{ N/mm}^2$ .

Die Messung des Schlupfes der Einstellbleche erfolgte mit einem zentrisch unter dem Probekörper angeordneten Wegaufnehmer. An der oberen Lastverteilplatte wurden in den Drittelpunkten des Umfangs, also in den Achsen A, B-C und C-D, im Abstand von 20 mm vor der Rohrwandung ebenfalls Wegaufnehmer montiert. Aus den Meßergebnissen dieser Wegaufnehmer läßt sich eine eventuelle Schiefelage des Einstellblechs ermitteln. Zur Erfassung der Dehnungen auf der Wandung des Stahlrohres wurden in den Achsen B und D jeweils zwei  $90^\circ$ -DMS-Rosetten in zwei Ebenen angebracht (vgl. Bild 6).

Nach den Vorgaben des EC 4 [16] zur versuchsgetützten Bemessung von Verbundmitteln sollte die Betondruckfestigkeit des Versuchskörpers zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung  $70 \% \pm 10 \%$  der Nennfestigkeit des Bauteils entsprechen. Um dieser Forderung nachzukommen, fand die eigentliche Versuchsdurchführung in der Regel vierzehn Tage nach der Betonage statt. Zeitgleich zu jedem Versuch erfolgte die Bestimmung der Betondruckfestigkeit an den planparallel geschliffenen Zylindern bzw. den Würfeln. Der Auswertung der Versuche wurde der aus einer Serie von mindestens drei Zylindern bzw. Würfeln bestimmte Mittelwert der Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$  zugrunde gelegt.

#### 4.2.1 Lastpfad

Der bei allen Versuchen gefahrene Lastpfad entspricht weitgehend den Vorgaben des EC 4. Bild 7a zeigt beispielhaft den Lastpfad für Doppeldübel unter monotoner und Bild 7b für zyklische Belastung. Abweichend zum Lastpfad des EC 4 wurde den normgemäßen Lastwechseln eine weggesteuerte Vorbelastung vorgeschaltet. Grund für diese Abweichung war die aus der ersten Versuchsserie gewonnene Erkenntnis, daß der Dübelbruch offenbar schon bei geringen Laststufen, je nach Durchmesser zwischen 50 und 85 kN, auftrat. Mit einer kraftgesteuerten Vorbelastung war der Dübelbruch nicht eindeutig verifizierbar.

Bei den zyklisch belasteten Versuchskörpern handelt es sich um Druckschwellversuche, wobei die Oberlast dem Bemessungswert  $P_{Rd}$  des Dübels entsprach und die Unterlast bei  $80 \% P_{Rd}$  festgelegt wurde, wobei die Belastung durch einen Pulsator mit einer Frequenz zwischen 8 und 15 Hz aufgebracht wurde. Durch das relativ hohe Lastniveau sollte, auf der „sicheren Seite“ liegend, der Einfluß des Kriechens erfaßt werden. Aus Ermüdungsversuchen mit Beton ist bekannt, daß bei hohen Oberspannungen die absolute Schwingbreite einen geringeren Einfluß hat als die Frequenz, mit der die Lastwechsel erzeugt wurden [10].

#### 4.2.2 Versuchsserien

Die Versuchsserien wurden so konzipiert, daß die Parameter Dübeldurchmesser, Gruppenwirkung, Einfluß des Rohrdurchmessers sowie Einfluß des Betonzugrings untersucht werden konnten. Bild 8 zeigt die Geometrie der Einstellbleche der ersten Versuchsserie.

Im Bild 9a sind die „Dübelkennlinien“ der Einzelversuche und im Bild 9b die aufgetretenen Reibflächenspannungen über dem Verschiebungsweg aufgetragen. Die Reib-



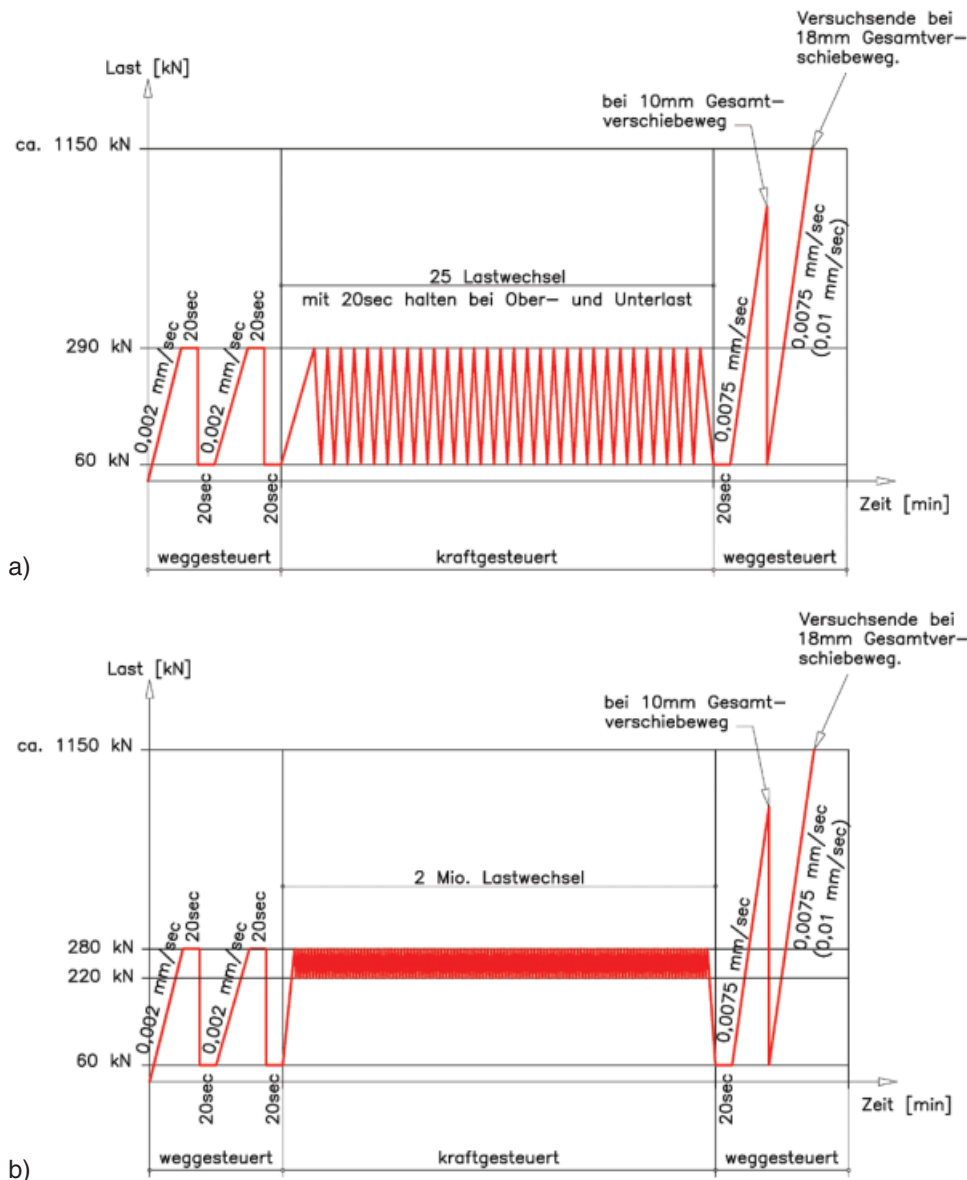


Bild 7. Monotoner Lastpfad für Doppeldübel (a), zyklischer Lastpfad für Doppeldübel (b)

Fig. 7. Monotonous load path for double concrete dowels (a), cyclic load path for double concrete dowels (b)

flächenspannung charakterisiert das Verhältnis von aufgebrachtener Last zur aktiven Bruchfläche der Dübel. Auffällig ist der ausgeprägt trilineare Verlauf der Dübelkennlinie, der bei allen folgenden Versuchen gleich ist. Die Variation der Parameter führte lediglich zur Änderung der Steifigkeit im ansteigenden Ast der Last-Verschiebungskurve. Ein duktileres Verhalten des Verbundmittels konnte bei allen Versuchserien festgestellt werden.

In den Bildern 10a und 10b sind die entsprechenden Kennlinien nach  $2 \cdot 10^6$  Lastwechseln dargestellt. Es ist festzustellen, daß die aufgetragene zyklische Belastung keinen signifikanten Einfluß auf das Tragverhalten der Betondübel hatte, obwohl die Oberlast bewußt auf einem hohen Niveau festgelegt wurde. Eine Anwendung derart umschnürter Betondübel ist demnach auch bei Bauwerken mit ermüdungsrelevanten Lastspielzahlen möglich.

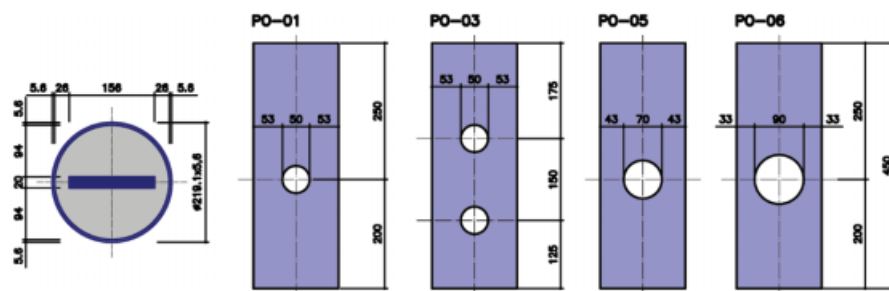
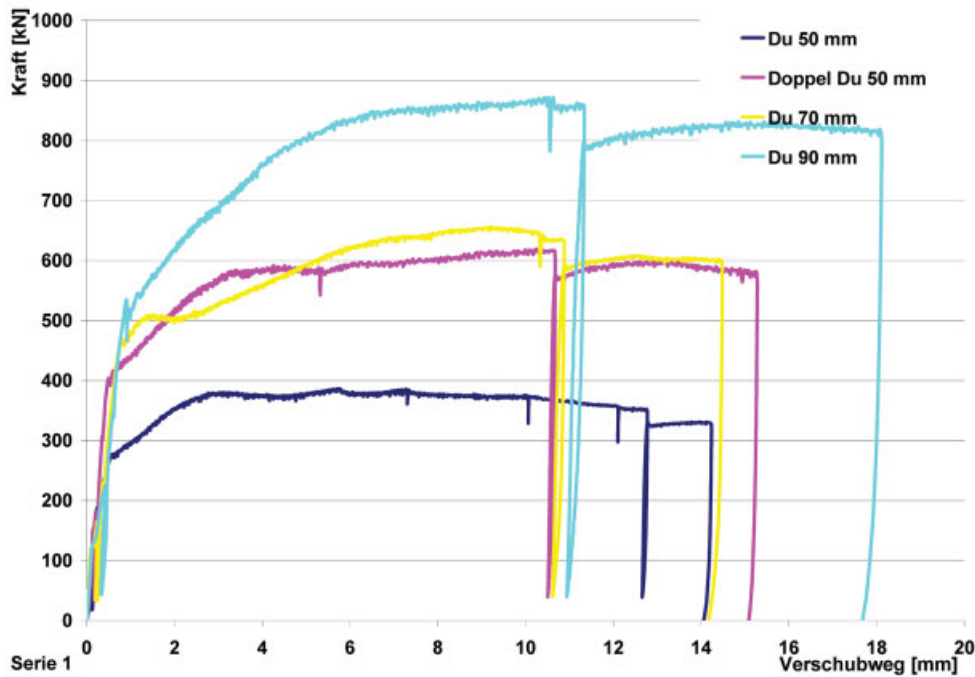
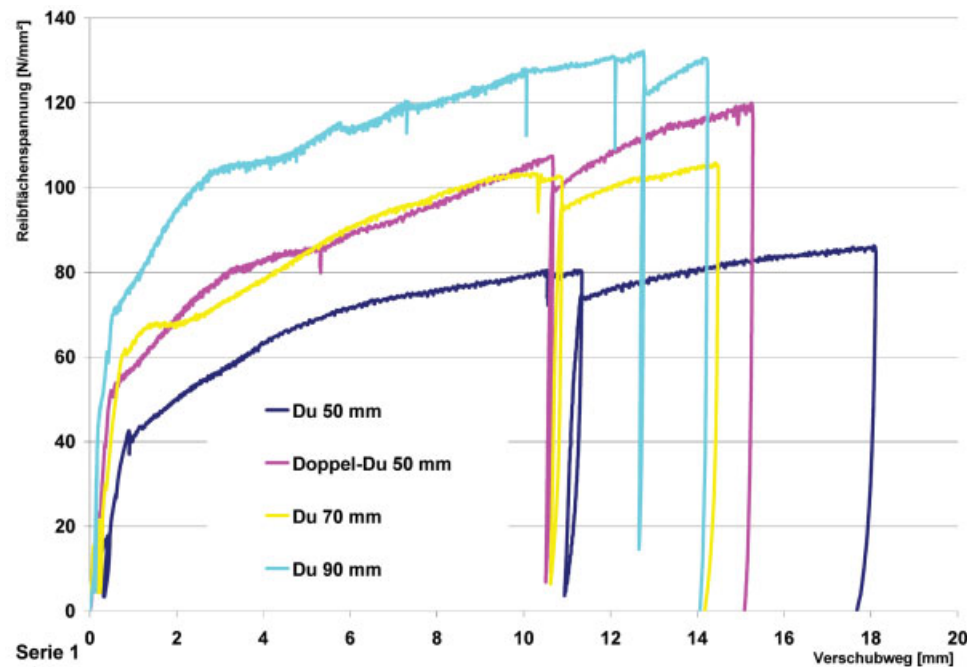


Bild 8. Geometrie der Einstellbleche der Serie 1

Fig. 8. Geometry of the metal sheets of series 1



a)



b)

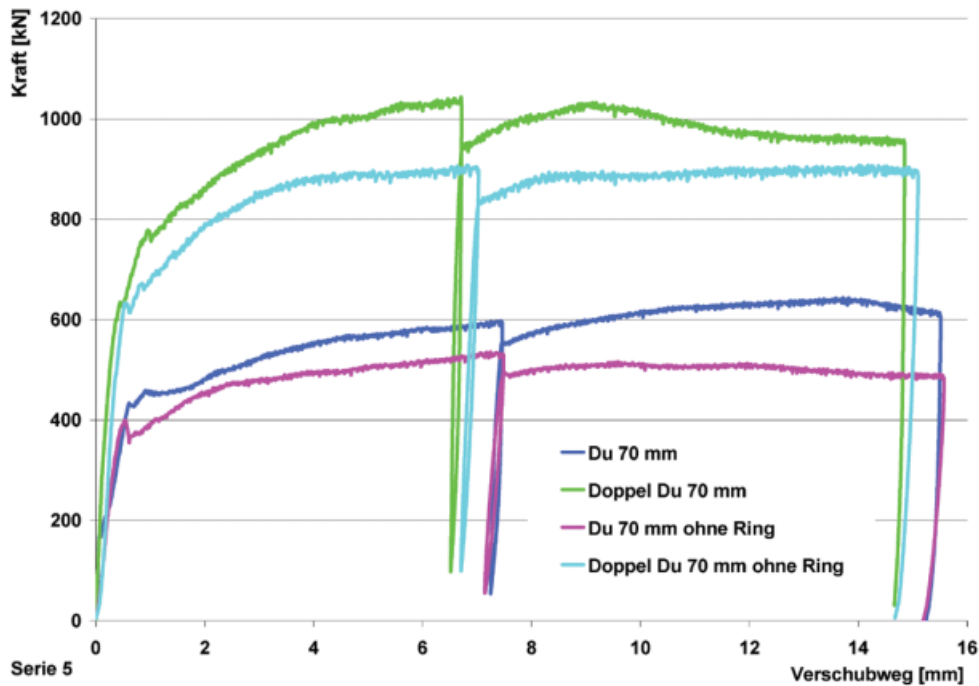
Bild 9. Dübelkennlinien Serie 1 (a), Reibflächenspannung in Abhängigkeit vom Verschiebungsweg Serie 1(b)

Fig. 9. Load-slip diagram of series 1(a), surface of fracture tension-slip diagram of series 1(b)

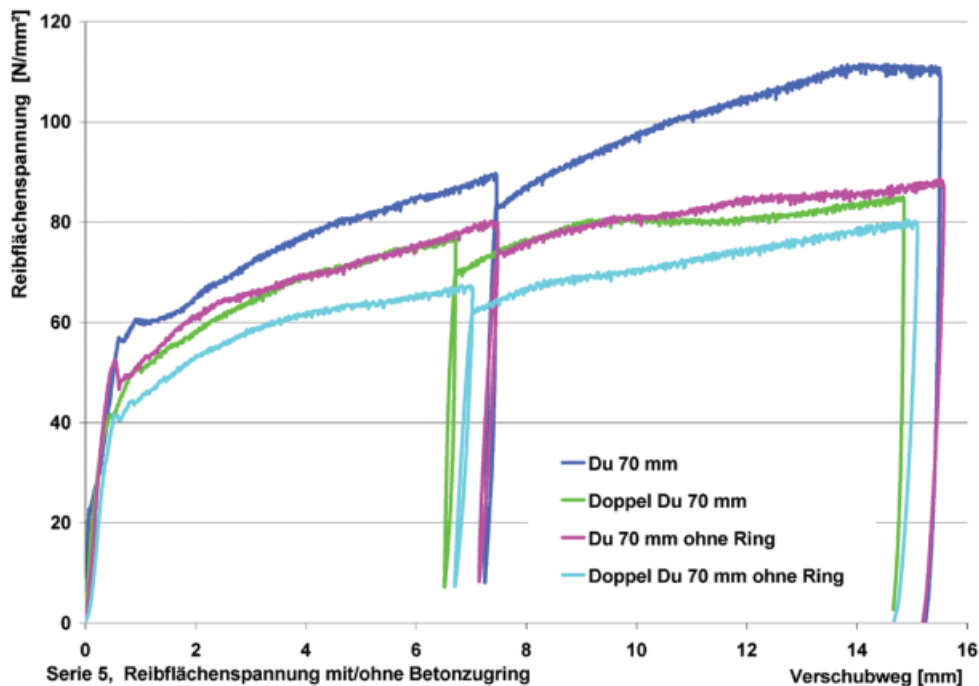
#### 4.2.3 Auswertung der Versuchsergebnisse

Bei allen durchgeführten Versuchen konnte ein ausgeprägter trilinearer Verlauf der Last-Verschiebungskurve festgestellt werden. Vergleicht man den Verlauf der einzelnen Dübelkennlinien (Bilder 9a und 10a), so fällt zunächst die hohe Anfangssteifigkeit der UHFB-Dübel auf. Die Anfangssteifigkeit sowie die aufnehmbare Last des Betondübel werden im Bereich des ansteigenden Astes wesentlich vom Vorhandensein und der Größe des das Einstellblech umgebenden Beton-Zugrings beeinflusst. Je größer die Fläche dieses Beton-Zugrings, desto höher steigt in diesem Bereich auch die Dübelkennlinie an. Erst nach

dem Bruch des Zugrings, d. h. nach Überschreitung der Beton-Zugfestigkeit, dreht die Last-Verschiebungskurve ab, und die Umschnürung durch den Stahlmantel wird aktiviert. Nach dem Bruch des Betonzugrings konnte noch eine weitere Laststeigerung beobachtet werden, erst bei Erreichen eines bestimmten Verschiebungswegs ist die Lastaufnahme des Systems rückläufig, wobei der abfallende Ast jedoch sehr flach verläuft. Betrachtet man darüber hinaus die in den Bildern 8b und 9b aufgetragenen Reibflächenspannungen, so zeigt sich hier vor allem im Nachbruchbereich ein nahezu konstanter Verlauf mit nur geringer Streubreite. Der leichte Anstieg der Reibflächenspannung ist begründet im fortschreitenden Flächenver-



a)



b)

Bild 10. Dübelkennlinien zyklisch belasteter Versuchskörper (a), Reibflächenspannung zyklisch belasteter Versuchskörper (b)  
 Fig. 10. Load-slip diagram of cyclically loaded test specimen (a), surface of fracture tension-slip diagram of cyclically loaded test specimen (b)

lust der Reibfläche infolge des zunehmenden Verschubwegs. Ein direkter Vergleich der Dübelkennlinien bzw. der Reibflächenspannungen unter monotoner und zyklischer Belastung zeigt, daß zwischen den Bruchlasten sowohl der Einzel- als auch der Doppeldübel keine signifikanten Unterschiede zu erkennen sind. Die Anfangssteifigkeit sowie die Bemessungslast  $P_{Rd}$  bleiben nach bisherigem Erkenntnisstand von der Belastungsart weitgehend unberührt.

Die Auswertung der Versuchsergebnisse im Hinblick auf die Leistungsfähigkeit der Betondübel im Grenzzustand

der Tragfähigkeit erfolgt auf Basis des Auswerteverfahrens nach EC 4. Da der Auswertung für Betondübel im vorliegenden Fall allein das Betonversagen zugrunde liegt, wird abweichend vom EC 4 für das reine Betonversagen der Dübel ein Teilsicherheitsbeiwert von  $\lambda_v = 1,50$  gesetzt. Die Bemessungslast  $P_{Rd}$  ergibt sich dann aus dem durch den Teilsicherheitsbeiwert  $\lambda_v$  dividierten charakteristischen Wert der Tragfähigkeit  $P_{Rk}$  (Bild 11).

Für die Versuche mit Einzeldübeln des Durchmessers 70 mm ergibt sich somit eine Bemessungslast  $P_{Rd}$  von 312 kN pro Dübel.



<b>Einzeldübel Ø70 mm</b>	<b><math>P_{max}</math> [kN]</b>	<b><math>P_{sup} = 613</math> kN</b>
S3-Du 70 mm ohne Ring	600	$\uparrow +10\%$
S4-Du 70 mm	550	$P_m = 557$ kN
S4-Du 70 mm ohne Ring	520	$\downarrow -10\%$
		<b><math>P_{inf} = 501</math> kN</b>
<b><math>P_{Rk} = 0,9 \cdot 520 = 468</math> kN</b>		
<b><math>P_{Rd} = 468 / 1,25 = 374</math> kN/Dübel</b>		

Bild 11. Auswertung Einzeldübel Ø 70 mm

Fig. 11. Evaluation for single concrete dowels Ø 70 mm

<b>Doppeldübel Ø70 mm</b>	<b><math>P_{max}</math> [kN]</b>	<b><math>P_{sup} = 1028</math> kN</b>
S3-DoppelDu 70 mm ohne Ring	995	$\uparrow +10\%$
S3-DoppelDu 70 mm ohne Ring	900	$P_m = 935$ kN
S4-DoppelDu 70 mm ohne Ring	910	$\downarrow -10\%$
		<b><math>P_{inf} = 842</math> kN</b>
<b><math>P_{Rk} = 0,9 \cdot 900 = 810</math> kN</b>		
<b><math>P_{Rd} = 0,5 \cdot 810 / 1,25 = 324</math> kN/Dübel</b>		

Bild 12. Auswertung Doppeldübel Ø 70 mm

Fig. 12. Evaluation for double concrete dowels Ø 70 mm

Analog zur Vorgehensweise bei den Einzeldübeln wird die Auswertung auch für die Doppeldübel vorgenommen. Aufgrund der Gruppenwirkung ergibt sich bei den Doppeldübeln eine um ca. 15 % geringere Bemessungslast als bei den Einzeldübeln (Bild 12).

Insgesamt ist die Schwankung der Traglast zwischen Einzel- und Doppeldübel jedoch als gering zu bewerten. Die Tragfähigkeit der Dübel ist hauptsächlich auf die Reibung zwischen den rauen Dübelbruchflächen zurückzuführen. Die Ergebnisse deuten daher auf eine hohe Homogenität des UHFB hin. Das nach EC 4 für den Grenzzustand der Tragfähigkeit geforderte Duktilitätskriterium von  $\delta_{uk} = 6$  mm kann für beide Dübel-Konfigurationen anhand der dargestellten Dübelkennlinien als erfüllt gelten.

## 5 Tragverhalten von umschnürten UHFB-Dübeln

Auf Grundlage der Dübelkennlinien in den Bildern 9a und 10a kann die im Bild 13 dargestellte Arbeitslinie zur vereinfachten Beschreibung des Tragverhaltens umschnürter Betondübel vorgeschlagen werden.

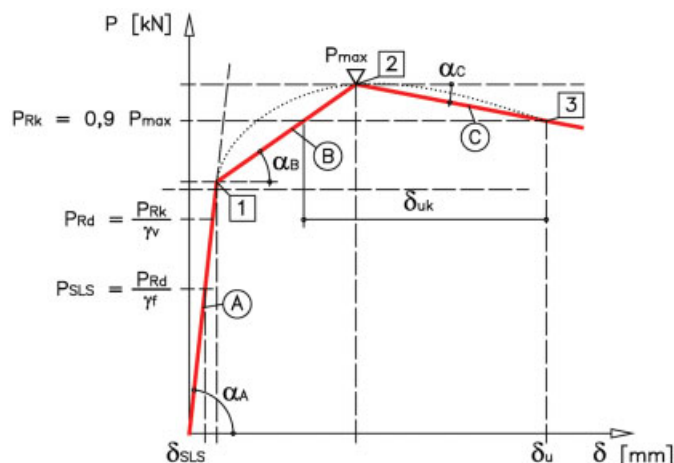


Bild 13. Idealisierte Dübelkennlinie

Fig. 13. Idealized load-slip diagram

Die Größe und die Steifigkeit des Bereichs A werden deutlich vom Beton-Zugring beeinflusst. Signifikante Unterschiede im Kurvenverlauf treten nur dann auf, wenn um das Einstellblech ein sehr großer Beton-Zugring vorhanden ist. In diesem Fall wächst der Bereich A über den Punkt 1 hinaus und fällt, nach dem Bruch des Beton-Zugrings, auf den Verlauf der Kurve im Bereich B zurück. Eine Vergrößerung des Zugrings führt demnach nicht zu einer Steigerung der Tragfähigkeit des Verbundmittels. Obwohl die Rißbildung entlang der Scherflächen der Betondübel aufgrund der geringen Zugfestigkeit des UHFB bereits bei einer vergleichsweise niedrigen Laststufe einsetzt, sorgt das geringe plastische Verformungsvermögen des Materials dafür, daß im Bereich A, auch ohne den Beton-Zugring, eine hohe Steifigkeit zu verzeichnen ist. In diesem Bereich können die aufgetragenen Lasten noch durch steil verlaufende Druckstreben in den Betonkörper abgegeben werden. Punkt 1, als obere Grenze des Bereichs A, kennzeichnet dabei die meßbare Aktivierung des umgebenden Stahlmantels.

Im Anschluß an den ansteigenden Ast (A) folgt bis zum Erreichen des Traglastniveaus der Übergangsbereich (B). Auch hier besteht wieder ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen Last und Verschiebung. Der Übergangsbereich verläuft zwischen den Punkten 1 und 2 und ist dadurch gekennzeichnet, daß die Druckstreben zur Abtragung der Kräfte vom Einstellblech in den Beton deutlich flacher verlaufen als im Fall des ansteigenden Astes (A), d. h., analog zum Beton-Zugring vergrößert sich auch hier mit dem Anwachsen der Verschiebung die horizontale Beanspruchung des Stahlmantels überproportional. Die durch die Reibungskräfte aktivierten Querdruckkräfte aus der Umschnürungswirkung auf die Dübelbruchflächen reichen aus, um eine weitere Laststeigerung bis hin zur Maximallast im Punkt 2 zu ermöglichen.

Nach dem Überschreiten der Maximallast, also im Bereich des abfallenden Astes (C), nehmen die Umfangsspannungen des Stahlmantels weiter zu. Eine signifikante Laststeigerung ist jedoch nicht mehr möglich, da die Druckstreben bereits so flach verlaufen, daß eine Erhöhung der Umfangsspannung zu keiner weiteren Laststeigerung führt. Das System beginnt „weicher“ zu werden. Trägt man die Spannungen in den Reibflächen über den Verschiebungsweg auf, so zeigt sich, daß trotz der kleiner werdenden Reibflächen die Spannungen in den Reibflächen nahezu konstant bleiben. Dies ist unabhängig von der Anzahl der Dübel, die sich an der Lastabtragung beteiligen. Das bedeutet also, daß umschnürte Betondübel auch ohne zusätzliche duktilitätssteigernde Maßnahmen ein ausreichendes Umlagerungsvermögen besitzen. Dieses besondere Verhalten ist vor allem dem geringen plastischen Verformungsvermögen des UHFB zuzuschreiben.

Das Versagen des Betondübel wird durch die stetige Verkleinerung der Reibflächen infolge der anwachsenden Relativverschiebung der Bruchflächen eingeleitet. Dabei ist ein langsames Abfallen der Last mit wachsendem Weg zu verzeichnen. Die Gesamtverschiebung der Einstellbleche betrug mindestens 15 mm. Bei keinem der durchgeführten Versuche kam es zu einem schlagartigen Versagen z. B. durch den Ausfall der Rißreibung in den Bruchflächen.

Insgesamt kann die Versagenscharakteristik des umschnürten Betondübel als gutmütig bezeichnet werden.

## 6 Zusammenfassung und Ausblick

Aus den bisher durchgeführten Versuchen mit monoton und zyklisch belasteten Betondübeln im UHFB konnten Erkenntnisse abgeleitet werden, die eine weiterreichende Anwendungsmöglichkeit dieses Verbundmittels gerade für den Einsatz in Fachwerkkonstruktionen sinnvoll und vor allem wirtschaftlich erscheinen läßt. Insbesondere die gegenüber herkömmlichen Verbundmitteln erreichten hohen Tragfähigkeiten, die hohe Anfangssteifigkeit sowie die ausgeprägte Plateaubildung zeugen von der äußerst gutmütigen Versagenscharakteristik der umschnürten Betondübel. Dieses besondere Tragverhalten basiert vor allem auf dem Vorhandensein von rauen Dübelbruchflächen mit äußerst geringem plastischem Verformungsvermögen. Die Relativverschiebung der Bruchflächen in Verbindung mit dem umgebenden Beton sowie der Umschnürung durch den Rohrmantel ermöglichen eine hohe Steifigkeit des Betondübeln im Gebrauchszustand sowie ein ausreichendes Umlagerungsvermögen im Bruchzustand. Dieses äußerst positive Tragverhalten ist allein den Materialeigenschaften des UHFB zuzuschreiben. Mit anderen Betonen, insbesondere niederfesten, wäre ein solches Ergebnis nicht zu erzielen.

Die Verfasser danken der Bilfinger + Berger AG für die finanzielle Förderung des Forschungsvorhabens.

### Literatur

- [1] Tue, N. V. et al.: Das Verbundrohr als Innovationsmotor für hybrides Bauen, Abschlußbericht 2004, Universität Leipzig, Leipzig, 2004.
- [2] Tue, N. V. et al.: Konkretisierung der Tragsysteme des mit UHFB gefüllten Verbundrohres, Abschlußbericht 2005, Universität Leipzig, Leipzig, 2006.
- [3] Tue, N. V., Küchler, M.: Betondübel als kraftübertragendes Element in hybriden Fachwerkkonstruktionen, LACER 9, Universität Leipzig, Leipzig, 2004.
- [4] Tue, N. V., Küchler, M.: Versuche zum Tragverhalten umschnürter Betondübel unter monotoner und zyklischer Belastung, LACER 10, Universität Leipzig, Leipzig, 2005.

- [5] Wurzer, O.: Zur Tragfähigkeit von Betondübeln, Dissertation, Universität der Bundeswehr München, München, 1997.
- [6] Zapfe, C.: Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte, Dissertation, Universität der Bundeswehr München, München, 2001.
- [7] Reitz, D.: Grundlagen zur Bemessung der Perfobondleiste als duktilen Verbundmittel, Dissertation, TU Darmstadt, 2003.
- [8] Lungershausen, H.: Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln, Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 1988.
- [9] Hegger, J., Sedlacek, G. et al.: Untersuchungen zur Duktilität der Verbundmittel bei Anwendung von hochfestem Stahl und hochfestem Beton, AiF-Abschlußbericht P 486, Studiengesellschaft für Stahlanwendung e. V., Düsseldorf, 2003.
- [10] Mensinger, M.: Zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln im Verbundbau, Dissertation, Universität Kaiserslautern, 2000.
- [11] Dutta, D., Würker, K.-G.: Handbuch Hohlprofile in Stahlkonstruktionen, Verlag TÜV Rheinland GmbH, Köln, 1988.
- [12] Wardenier, J. et al.: Berechnung und Bemessung von Verbindungen aus Rundhohlprofilen unter vorwiegend ruhender Beanspruchung, Verlag TÜV Rheinland GmbH, Köln, 1991.
- [13] Eekhout, M.: Hohlprofile in der Architektur, Herausgegeben von CIDECT, Geneve, 1996.
- [14] Betschart, A.-P.: Neue Gußknoten in der Architektur. Entwicklungsinstitut für Gießerei und Bautechnik (EGB), Stuttgart, 1985.
- [15] Angelmaier, V.: Stahlguß im modernen Brückenbau. Stahlbau 72 (2003), H. 6, S. 432 ff.
- [16] EC 4-1-1/ENV 1994-1-1 (02/94), Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Allgemeine Regeln für den Hochbau

### Bildverweise

Bilder 1a und 1b; Copyright [www.structurae.de](http://www.structurae.de)  
 Bild 2a; Copyright Bechert und Partner  
 Bild 2b; Copyright [www.bofthebang.com](http://www.bofthebang.com)

### Autoren dieses Beitrages:

Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue, Dipl.-Ing. Michael Küchler, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Leipzig, 04109 Leipzig, [kuechler@massivbau.uni-leipzig.de](mailto:kuechler@massivbau.uni-leipzig.de)