

# Zum Verbundverhalten von CFK-Bewehrungsstäben in Bauteilen aus ultrahochfestem Beton

Von der Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften  
der Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde eines Doktors der  
Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.) genehmigte Abhandlung

Vorgelegt von  
Andreas Pritschow  
aus Stuttgart

Hauptberichter:  
Prof. Dr.-Ing. Balthasar Novák

Mitberichter:  
Prof. Dipl.-Ing. Dr. phil. Dr. techn. Dr.-Ing. E.h. Konrad Bergmeister MSc. Ph.D.  
Prof. Dr.-Ing. Jan Hofmann

Tag der mündlichen Prüfung:  
03.05.2016



## Vorwort

Die vorliegende Dissertation entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren (ILEK) der Universität Stuttgart.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Balthasar Novák gilt mein herzlicher Dank für die Übernahme des Hauptberichts, seine wertvollen Ratschläge und Anregungen sowie sein fortwährendes Vertrauen während der Entstehung dieser Arbeit.

Herrn Prof. Dr. phil. Dr. techn. Dr.-Ing. E.h. Konrad Bergmeister Ph.D. vom Institut für konstruktiven Ingenieurbau der Universität für Bodenkultur Wien sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. Jan Hofmann vom Institut für Werkstoffe der Universität Stuttgart danke ich für die Übernahme des Mitberichts und das damit gezeigte Interesse an meiner Arbeit. Bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Fritz Berner möchte ich mich für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes bedanken.

Der Firma Sika danke ich für die großzügige Bereitstellung von Versuchsmaterialien. Hier war mir Herr Dr. Horst Peters stets eine große Hilfe. Bei Herrn Dr.-Ing. Goran Periskic vom Institut für Werkstoffe möchte ich mich für die Unterstützung bei Fragen rund um die Finite-Elemente-Berechnungen mit MASA bedanken.

Bei allen Mitgliedern des Instituts bedanke ich mich für die angenehme Zusammenarbeit und eine in jeder Hinsicht sehr wertvolle Zeit, die ich am Institut erleben durfte. Besonders hervorheben möchte ich an dieser Stelle Dr.-Ing. Vazul Boros, Dr.-Ing. Fabian Schmid und Dipl.-Ing. Jochen Reinhard für zahlreiche bereichernde Diskussionen und wertvolle Anregungen.

Abschließend bedanke ich mich ganz herzlich bei meiner Familie für ihre Unterstützung. Besonders meine Frau Jasmin war mir ein steter Rückhalt in dieser Zeit.

Andreas Pritschow



Inhaltsverzeichnis	
Abkürzungsverzeichnis	9
Kurzfassung	15
Abstract	17
1 Einleitung	19
1.1 Problemstellung	19
1.2 Ziele und Aufbau der Arbeit	21
2 Stand der Technik	22
2.1 Ultra-Hochleistungsbeton (UHPC)	22
2.1.1 Grundlagen	22
2.1.2 Zusammensetzung	22
2.1.3 Mechanische Eigenschaften	24
2.1.4 Verbundeigenschaften in UHPC	27
2.2 CFK-Bewehrungsstäbe	29
2.2.1 Allgemeines	29
2.2.2 Ausgangsstoffe und Herstellung	30
2.2.3 Mechanische Eigenschaften	33
2.3 Verbundverhalten von FVK-Bewehrung	37
2.3.1 Allgemeines	37
2.3.2 Grundlagen zum Verbund	38
2.3.3 Verbundmodelle aus der Literatur	44
2.3.4 Einfluss der Oberflächenausbildung	48
2.3.5 Einfluss des Fasermaterials	52
2.3.6 Einfluss der Betonfestigkeit	56
2.3.7 Einfluss des Stabdurchmessers	57
2.3.8 Einfluss der Verbundlänge	57
2.4 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse	59
3 Experimentelle Untersuchungen	60
3.1 Allgemeines	60
3.2 Pull-out-Versuche	62
3.2.1 Verwendete Werkstoffe	62
3.2.2 Prüfkörper	65
3.2.3 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	66

3.3	Versuchsergebnisse	67
3.3.1	Ermittlung der mittleren Verbundspannung	67
3.3.2	Glatte Stäbe	68
3.3.3	Gerippte Stäbe	70
3.4	Auswertung nach Kriterien	73
3.4.1	Nachträgliche Harzimpregnierung	73
3.4.2	Spiral- und parallelförmige Rippung	74
3.4.3	Rippenparameter	75
3.4.4	Bezugsgrößen	77
3.5	Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse	78
4	Zur Übertragbarkeit analytischer und numerischer Methoden auf CFK in UHPC	80
4.1	Allgemeines	80
4.2	Analytische Untersuchungen	80
4.2.1	Allgemeines	80
4.2.2	Ansatz globaler Verbundgesetze für CFK in UHPC	80
4.2.3	Lösungsverfahren zur Beschreibung des Verbundes	83
4.2.4	Abbildung des lokalen Verbundspannungsverlaufs mittels Anwendung der schrittweisen Integration	84
4.3	Numerische Untersuchungen	89
4.3.1	Allgemeines	89
4.3.2	Das Finite-Elemente-Programm MASA	89
4.3.3	Modellierung der Probekörper	91
4.3.4	Variante 1: Verbundmodellierung mittels Kontaktschicht	92
4.3.5	Ergebnisse und Diskussion der Variante 1	95
4.3.6	Variante 2: Modellierung von Einzelrippen	99
4.3.7	Ergebnisse und Diskussion der Variante 2	102
4.4	Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse	103
5	Verbundverhalten von CFK-Bewehrungsstäben in UHPC	105
5.1	Allgemeines	105
5.2	Zum lokalen Verbundverhalten	105
5.2.1	Allgemeines	105
5.2.2	Verbundwirkung und Anforderung an einen Einsatz in UHPC	105
5.2.3	Ableitung erforderlicher Profilgeometrieverhältnisse	109

5.3	Globales Verbundverhalten	118
5.3.1	Allgemeines	118
5.3.2	Grundlagen zur Rissbildung im Beton	119
5.3.3	Überlegungen zur Wirksamkeit eines erforderlichen Stabprofils	124
5.4	Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse	130
6	Zusammenfassung und Ausblick	132
6.1	Zusammenfassung	132
6.2	Ausblick	134
	Literaturverzeichnis	136
	Abbildungsverzeichnis	144
	Tabellenverzeichnis	149





## Abkürzungsverzeichnis

ACI	American Concrete Institute
AF	Aramidfaser
AFK	Aramidfaserverstärkte Kunststoffe
AFRP	Aramid Fiber Reinforced Polymers
BSt	Betonstahl
CF	Carbonfaser
CFK	Kohlenstofffaserverstärkte Kunststoffe
CFRP	Carbon Fiber Reinforced Polymers
CLR	Concrete-Lugs-Ratio
DafStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
DIN	Deutsches Institut für Normung
E-Modul	Elastizitätsmodul
EP	Epoxidharze
<i>fib</i>	Fédération Internationale du Béton (since 1998; merged from CEB and FIP)
FRP	Fiber Reinforced Polymers
FVK	Faserverstärkte Kunststoffe
GF	Glasfaser
GFK	Glasfaserverstärkte Kunststoffe
GFRP	Glass Fiber Reinforced Polymers
HF	Hochfest(er Beton)
HM	High Modulus (hochmodulig)
HST	High Strain (hochdehnbar)
HT	High Tenacity (hochfest)
IM	Intermediate Modulus
NF	Normalfest(er Beton)
PA	Polyamid
PAN	Polyacrylnitril
PE	Polyethylen

PP	Polypropylen
REM	Rasterelektronenmikroskop
RILEM	Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions
UD	Unidirektional
UHM	Ultra High Modulus (ultrahochmodulig)
UHPC	Ultra High Performance Concrete
UP	Ungesättigte Polyesterharze
VE	Vinylesterharze
w/b	Wasser-Bindemittel-Wert
w/z	Wasser-Zement-Wert

### **Kleine lateinische Buchstaben**

$a_R$	[mm]	Rippenhöhe
$a_s$	[-]	Bezugsgröße für FVK-Bewehrungsstäbe
$b_{BR}$	[mm]	Breite Stabrippe
$b_{SR}$	[mm]	Breite Betonrippe
$c$	[mm]	Betondeckung
$c_l$	[mm]	Lichter Stabrippenabstand
$c_m$	[mm]	Mittlerer Stabrippenabstand
$d$	[mm]	Abstand, Dicke
$d_a$	[mm]	Stabaußendurchmesser
$d_i$	[mm]	Stabinnendurchmesser
$d_s$	[mm]	Nenndurchmesser Betonstahl
$dx$	[mm]	Länge eines differentiellen Stabelementes
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Charakteristische Druckfestigkeit des Betons
$f_{ct}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Einaxiale Betonzugfestigkeit
$f_{ct,eff}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Effektive Betonzugfestigkeit zum betrachteten Zeitpunkt
$f_{ct,el}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Zugspannung an der Elastizitätsgrenze

$f_R$	[-]	Bezogene Rippenfläche
$f_u$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Bruchspannung
$f_y$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Wert der Streckgrenze des Betonstahls
$g$	[-]	Faserwirksamkeit
$i$	[-]	Stützstellen
$l$	[mm]	Messlänge
$l_b$	[mm]	Verbundlänge
$l_{es}$	[mm]	Einleitungslänge
$l_f$	[mm]	Faserlänge
$n$	[-]	Anzahl Elemente
$p$	[-]	Konstante für Verbundgesetz
$s$	[mm]	Schlupf
$s(x)$	[mm]	Verschiebung (Schlupf) an der Stelle x
$s_1$	[mm]	Schlupf bei max. mittlerer Verbundspannung
$s_r$	[mm, cm]	Rissabstand
$t_R$	[mm]	Rippentiefe
$w$	[mm]	Rissbreite
$w_c$	[mm]	Breite Betonrippe
$w_f$	[mm]	Breite Stabrippe
$w_{max}$	[mm]	Maximale Rissbreite

### Große lateinische Buchstaben

$A$	[mm <sup>2</sup> ]	Querschnittsfläche allgemein
$A$	[-]	Konstante für Verbundgesetz
$A_b$	[mm <sup>2</sup> ]	Verbundfläche
$A_c$	[mm <sup>2</sup> ; cm <sup>2</sup> ]	Querschnittsfläche des Betons
$A_{ct}$	[mm <sup>2</sup> ; cm <sup>2</sup> ]	Wirksame Betonzugfläche
$A_{c,eff}$	[mm <sup>2</sup> ; cm <sup>2</sup> ]	Betonfläche im Wirkungsbereich der Bewehrung
$A_r$	[mm <sup>2</sup> ]	Rippenaufstandsfläche

$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	Querschnittfläche des Bewehrungsstabes
$A_{s,innen}$	[mm <sup>2</sup> ]	Stabkernfläche des CFK-Bewehrungsstabes
$A_\tau$	[mm <sup>2</sup> ]	Abscherfläche zwischen Stabrippe und Stabkern
$B$	[mm]	Probekörperbreite
$B$	[-]	Konstante für Verbundgesetz
$C$	[-]	Konstante für Verbundgesetz
$D$	[mm]	Probekörperdicke
$E$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul allgemein
$E_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul des Betons
$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul des Bewehrungsstabes
$F$	[N, kN]	Einwirkung, Kraft, Last
$F_{cr}$	[N, kN]	Erstrisskraft
$F_{ct}$	[N, kN]	Zugkraft im Beton
$F_f$	[N, kN]	Zugkraft in den Fasern
$F_M$	[mm <sup>2</sup> ]	Mantelfläche
$F_R$	[mm <sup>2</sup> ]	Rippenaufstandsfläche
$F_S$	[mm <sup>2</sup> ]	Mantelfläche
$F_s$	[N, kN]	Zugkraft in der Stabbewehrung
$F_\tau$	[N, kN]	Abscherkraft
$G_c$	[-]	Spezifische Bruchenergie des Betons für einachsige Druckbeanspruchung
$G_{cr1}$	[-]	„multi-cracking“ Energie
$G_{cr2}$	[-]	Bruchenergie
$G_{cr,total}$	[-]	Totale Bruchenergie
$G_{el}$	[-]	Elastische Energie
$G_f$	[-]	Spezifische Bruchenergie des Betons für Zugbeanspruchung
$L$	[mm]	Einbindelänge, Probekörperlänge
$L_e$	[mm]	Erforderliche Einbettungslänge
$U_s$	[mm]	Wirksamer Stabumfang
$U_{s,mittel}$	[mm]	Wirksamer mittlerer Stabumfang

## Griechische Buchstaben

$\alpha$	[°]	Winkel geneigte Druckstrebe
$\alpha$	[-]	Exponent Verbundgesetz
$\alpha_b$	[-]	Völligkeitsbeiwert (beschreibt die Verbundspannungsverteilung über die Lasteinleitungslänge im Rissquerschnitt)
$\alpha_{E,f}$	[-]	Verhältnis der E-Moduln von Fasern und Betonmatrix ( $E_f / E_c$ )
$\alpha_{E,s}$	[-]	Verhältnis der E-Moduln von Bewehrungsstab und Betonmatrix ( $E_s / E_c$ )
$\beta$	[-]	Konstante für Verbundgesetz
$\gamma$	[-]	Faserwirksamkeit
$\Delta x$	[mm]	Elementlänge
$\varepsilon$	[‰]	Dehnung (allgemein)
$\varepsilon_c$	[‰]	Betondehnung / -stauchung
$\varepsilon_c^I$	[‰]	Betondehnung im ungerissenen Zustand
$\varepsilon_{cm}$	[‰]	Mittlere Betondehnung zwischen den Rissen
$\varepsilon_{sm}$	[‰]	Mittlere Bewehrungsdehnung unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen
$\varepsilon_s^I$	[‰]	Dehnung des Bewehrungsstabes im ungerissenen Zustand
$\varepsilon_s^{II}$	[‰]	Dehnung des Bewehrungsstabes im gerissenen Zustand
$\varepsilon_{s,shr}$	[‰]	Schwindverkürzung
$\eta$	[-]	Faserorientierungsbeiwert
$\lambda$	[-]	Exponent zur Beschreibung des Schlupfverlaufs
$\lambda_f$	[-]	Faserschlankheit
$\nu$	[-]	Querdehnzahl
$\rho$	[-]	Bewehrungsgrad
$\rho_{eff}$	[-]	Effektiver Bewehrungsgrad ( $A_s / A_{c,eff}$ )
$\rho_f$	[Vol-%]	Fasergehalt
$\rho_s$	[-]	Längsbewehrungsgehalt der Stabbewehrung ( $A_s / A_c$ )
$\sigma$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Spannung
$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Einaxiale Betondruckspannung

$\sigma_{cf,cr}^i$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Ideelle Rissspannung des Faserbetons, ggf. unter Berücksichtigung des Schwindeinflusses der Fasern
$\sigma_{ct}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Einaxiale Zugspannung von Beton
$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Spannung in der Stabbewehrung
$\tau, \tau_b$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Verbundspannung
$\tau(x)$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Lokale Verbundspannung
$\bar{\tau}_{b,m}; \tau_m$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Mittlere Verbundspannung
$\tau_{max}, \bar{\tau}_{b,max}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Maximale mittlere Verbundspannung
$\tau_R$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Abschergrenzspannung
$\tau_{R,m}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Mittlere Schubspannung
$\tau_{sm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Über die Lasteinleitungslänge gemittelte Verbundspannung zwischen Bewehrungsstab und Beton im Rissquerschnitt
$\varphi$	[°]	Faserwinkel

## Kurzfassung

Ultrahochfeste Betone (UHPC) bieten Vorteile, die zu neuen Anwendungsmöglichkeiten im Konstruktiven Ingenieurbau geführt haben. Bei herkömmlicher Betonstahlbewehrung mit vergleichsweise niedrigen Festigkeiten und deren Korrosionsanfälligkeit können jedoch die Vorteile von UHPC nicht in gleichem Maße ausgenutzt werden. Hier bieten sich CFK-Bewehrungsstäbe auf Grund ihrer mechanischen Eigenschaften und Korrosionsbeständigkeit an. Hochleistungsbetone stellen jedoch besondere Anforderungen an das Bewehrungsmaterial, mit entsprechenden Auswirkungen auf das Verbundverhalten. Für FVK-Bewehrung liegen hierzu zahlreiche Untersuchungen in Normalbeton vor, in UHPC beschränken sich die Untersuchungen jedoch hauptsächlich auf Betonstahlbewehrung. Die vorliegende Arbeit setzt hier mit Untersuchungen zum Verbundverhalten von CFK-Bewehrungsstäben in Bauteilen aus UHPC an.

Das Grundproblem von FVK-Bewehrungsstäben liegt im Versagen der Stabprofilierung bei bereits vergleichsweise niedrigen Verbundspannungen. Zwar ähneln die Verbundspannungs-Schlupf-Verläufe den für anderen FVK-Bewehrungsstäben sowie Betonstahl bekannten Verläufen, spätestens bei Erreichen der Höchstlast ändert sich das Verbundverhalten jedoch grundlegend. Das Tragverhalten basiert in diesem Bereich im Wesentlichen auf einer äußeren Reibungskomponente zwischen Beton und Stab sowie einer inneren Reibungskomponente zwischen Stabrippe und Stabkern. Für einen wirksamen Verbund ist jedoch das Abscheren der Betonkonsole und damit einhergehende Rissbildung im Beton erforderlich.

Mittels Pull-out-Versuchen von CFK-Bewehrungsstäben mit maschinell eingebrachten Rippungen in UHPC-Bauteilen wurden Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen ermittelt und in Verbindung mit den Versagensmechanismen grundlegende Erkenntnisse zum Verbundverhalten von CFK-Bewehrungsstäben abgeleitet. Unter Verwendung der Versuchsergebnisse wurde eine Übertragbarkeit vorhandener, für Betonstahl- und FVK-Bewehrung in Normalbeton gültiger, analytischer Modelle auf CFK-Bewehrung in UHPC überprüft. In numerischen Untersuchungen mit dem FE-Programm MASA wurden Versuche mittels zweier Modellierungsvarianten nachgerechnet und hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit bewertet. Aus den experimentellen und analytischen Untersuchungen wurden Profilgeometrien abgeleitet, mit denen theoretisch eine zum Betonstahl vergleichbare Wirksamkeit erzielt werden kann. Darauf aufbauend wurde der Einfluss der Stabprofilierung auf das globale Verbundverhalten untersucht. Dabei wurde besonders der Einfluss der theoretisch erforderlichen Profilgeometrieverhältnisse betrachtet.

Es hat sich gezeigt, dass für FVK-Bewehrung in Normalbeton gültige analytische Modelle und Verbundgesetze auch auf CFK-Bewehrung in UHPC übertragbar sind. Globale, aus Versuchen gewonnene Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen, können mit ausreichender Genauigkeit zur Berechnung lokaler Verbundspannungs-Schlupf-Verläufe verwendet werden. Zudem ist die Verbundwirkung über vorgegebene Parameter der Stabprofilierung steuerbar. Zur Sicherstellung eines wirksamen Verbundes mit Rissbildung im Beton ist jedoch eine Stabprofilierung erforderlich, die sich signifikant von Betonstahlbewehrung unterscheidet. Es werden sehr kleine Rippertiefen und kurze Betonrippen sowie große Verhältnisse zwischen Stabrippen- und Betonrippenbreiten benötigt.

Bei den analytischen Betrachtungen ergaben sich jedoch theoretische Stabrippengesamtbreiten, die das Maß der Verbundlänge im Versuchsprobekörper z. T. deutlich überschreiten. Eine experimentelle Überprüfung ist daher nur mit alternativen Versuchskörpern möglich. Anhand eines Anwendungsbeispiels wurde aufgezeigt, dass die Einbettungslängen, die zur vollständigen Krafteinleitung in den Beton erforderlich sind, meist die Stabrippenbreiten unterschreiten und daher in diesen Fällen ein maßgebendes Anforderungskriterium für das Stabprofil darstellen. Insgesamt hat sich gezeigt, dass eine alleinige Optimierung des Rippenprofils nicht ausreichend, sondern eine Kombination aus Profil- und Materialoptimierung erforderlich ist. Die vorliegende Arbeit liefert vielversprechende Erkenntnisse zum Verbundverhalten von CFK-Bewehrungsstäben in UHPC und bietet Ansätze für weiterführende Untersuchungen.



## Abstract

Ultrahigh performance concrete (UHPC) offers many advantages and enables new possibilities in the field of construction engineering. However with conventional steel reinforcement the advantages cannot be taken to the same extent due to its comparable low strength and susceptibility to corrosion. The mechanical properties and corrosion resistance of CFRP-reinforcing bars could make them a suitable alternative reinforcing element. Due to the different bond characteristics of the CFRP-reinforcing bar, special requirements need to be taken into account when applied as a reinforcing element in high performance concrete. The application of FRP-reinforcing bars in normal strength concrete has been researched and investigated to a great extent. However, investigations regarding UHPC in this field are mainly limited to steel bars as reinforcement element. The presented thesis proceeds with investigations of CFRP-reinforcing bars in elements made of UHPC.

The bond stress-slip curves are similar to the known curves of FRP-reinforcing bars in normal strength concrete and steel-reinforcing bars. The differences can be found in the fundamental bond behavior at ultimate load. As a result of the specific properties of FRP-reinforcing bars arises a basic problem which can lead to a failure of the bar ribs partially at a low bond strength. On the one side there is outer friction between concrete and rebar and on the other side inner friction between bar ribs and bar core. However, the shearing of the concrete panel and consequent cracking of the concrete is required for an effective bond behavior.

Bond stress-slip curves were determined by pull-out-tests of CFRP-rebars in UHPC elements. The surface properties of the CFRP-bars were modified with machined revolved ribs. Basic findings of the bond behavior of CFRP-reinforcing bars were derived in combination with failure mechanism. Analytical models valid for steel and FRP-reinforcement in normal strength concrete were used to verify the applicability to CFRP-reinforcement in UHPC. Some tests were recalculated by numerical investigations with the finite element software MASA. Two different models were used and the applicability was evaluated. As a result of the experimental and analytical investigations profile geometries were determined and it could be found that similar effects to steel reinforcement are theoretically possible. Afterwards the influence of the bar surface to global bond behavior was investigated which also included evaluations dealing with the influence of the required profile geometry ratio.

As a result it could be found that the analytical models and bond models of FRP-reinforcing bars valid in normal strength concrete are also valid to CFRP-reinforcing bars in UHPC elements. The use of global bond stress-slip curves obtained by experimental tests is also admissible for local bond stress-slips curves with sufficient accuracy. Composite effects are controllable and depend on the parameters of the bar profiles. Surface profiles which are different to steel reinforcing bars are required to ensure effective bond with cracking of concrete. Not only small rib depths with short concrete ribs are necessary but also a large width ratio between the reinforcing bars and concrete ribs.

However, in a number of the theoretical investigations the total width of the bar ribs significantly exceeded the bond length in the test specimen, therefore the use of modified test specimens is necessary for an experimental verification. By means of an application example it was shown that for complete force transmission to concrete the required development length

is usually smaller than the width of bar ribs. As a result the embedment length is a criterion to determine required bar profiles. Basically not only an optimization of the bar ribs is required but also the material properties.

The investigation has shown that there is promising evidence in favour of the bond behavior of CFRP reinforcing bars in elements made of UHPC. It also highlights a number of different aspects that can be used for further investigations on this topic.

# 1 Einleitung

## 1.1 Problemstellung

In den letzten Jahren haben gestiegene Anforderungen an Aspekte der Nachhaltigkeit sowie wirtschaftliche Überlegungen zu einem Umdenken über die Zukunft des Bauens geführt. Auf der Suche nach Entwicklungsmöglichkeiten effizienterer Tragstrukturen sowie einer Minimierung des Materialeinsatzes werden vermehrt die Einsatzmöglichkeiten von Hochleistungswerkstoffen untersucht. Diese bieten sich dann an, wenn im Vergleich zu konventionellen Bauweisen Einsparungen möglich sind. Als Beispiel dient der Bereich des Leichtbaus, in dem unter ganzheitlicher Betrachtung die Belastung der übrigen Komponenten gesenkt werden, so dass Mehrkosten durch Einsparungen an anderen Teilen kompensiert werden und im Gesamtsystem die Kosten gehalten werden können [1].

Die Entwicklung von ultrahochfesten Betonen (UHPC) spielt hier eine wichtige Rolle, die auf Grund deren hohen Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit zu völlig neuen Möglichkeiten im Konstruktiven Ingenieurbau geführt haben. Mit sehr hohen Druckfestigkeiten von mehr als  $250 \text{ N/mm}^2$  gelingt es, zu den Festigkeiten von Stahl aufzuschließen. Hinzu kommt eine im Vergleich zu anderen Betonen relativ hohe Zugfestigkeit, ein sehr dichtes Gefüge sowie ein hoher Widerstand gegen jede Form physikalischen oder chemischen Angriffs. Damit bieten sich für die Betonbauweise Einsatzbereiche mit völlig neuartigen Tragwerkskonzeptionen, die vorher nicht möglich waren [2] und ermöglichen eine Reduzierung der Querschnittsabmessungen von vorwiegend druck-, aber auch z. B. vorgespannten biegebeanspruchten Bauteilen. Dies hat eine deutliche Eigengewichtsreduzierung zur Folge, was z. B. bei vertikal lastabtragenden Bauteilen in Hochhäusern oder weitgespannten Konstruktionen von Vorteil ist [3]. Die hohe Festigkeit wird jedoch von ausgeprägt sprödem Bruchverhalten begleitet. Erst durch Zugabe von Fasern – üblicherweise Stahlfasern – erreicht der Werkstoff die für Anwendung im Bauwesen notwendige Duktilität. Aufgrund seiner hohen Dauerhaftigkeit, des verminderten Materialaufwandes und des ebenfalls geringeren Instandhaltungsaufwandes sind Bauwerke aus UHPC über die absehbar längere Lebensdauer hin betrachtet, trotz des höheren Betonpreises, bei sachgerechter Planung häufig wesentlich kostengünstiger als vergleichbare Konstruktionen aus Normalbeton [4]. Die Verwendung herkömmlicher Betonstahlbewehrung mit vergleichsweise niedrigen Festigkeiten und Korrosionsanfälligkeit zeigt jedoch, dass die Vorteile von UHPC nicht in gleichem Maße ausgenutzt werden können. Mit entsprechender Auslegung alternativer Bewehrungsstäbe aus Hochleistungswerkstoffen könnten die jeweiligen Vorteile der Werkstoffe genutzt und Nachteile ausglich werden.

Hier bieten sich Faserverstärkte Kunststoffe (FVK) an, die in vielen Einsatzgebieten zur Anwendung kommen. Neben den klassischen Bereichen des Automobil- und Flugzeugbaus werden sie verstärkt im Bauwesen integriert. Während z. B. im Automobilbau auch der Imagefaktor bei der Verwendung kohlenstofffaserverstärkter Kunststoffe (CFK) eine große Rolle spielt [5], gilt es im Betonbau vornehmlich, die Vorteile der herausragenden Materialeigenschaften von FVK zu nutzen [6]. FVK-Stäbe werden bereits als interne Bewehrung eingesetzt, weitere Anwendungsbeispiele finden sich u. a. im Brückenbau, bei Sanierungen oder Fassadenkonstruktionen (vgl. [7], [8] u. a.). CFK besitzt hier signifikante Vorteile und bietet sich auf Grund seiner sehr guten mechanischen Eigenschaften mit interessanten Entwicklungsmöglichkeiten für einen Einsatz als interne Bewehrung in UHPC-Bauteilen an [8]. CFK ist chemisch inert und benötigt daher auf Grund fehlender Korrosionsanfälligkeit, im Gegensatz

zu Betonstahl, aus Dauerhaftigkeitsgründen keine Mindestbetondeckung. Eine erforderliche Betondeckung ergibt sich allein über den Verbund, was zu einer Reduzierung der erforderlichen Bauteildicken führen kann. Sowohl UHPC als auch CFK bieten auf Grund ihrer jeweiligen Eigenschaften große Anwendungspotentiale. Bei Kombination mehrerer Werkstoffe führen jedoch immer auch die Verbindung und die Kraftübertragung zwischen zwei Materialien zu Aufgaben, die gelöst werden müssen. Zwischen Bewehrung und Beton ist dies der Verbund.

Allgemein liegt eine Vielzahl an Untersuchungen und Forschungsberichten zum Verbundverhalten mit verschiedenen Bewehrungskonstellationen und Betonfestigkeiten vor. Die Anwendung von FVK-Bewehrung anstelle von Betonstahlbewehrung und die wachsende Bedeutung wird zudem durch eine große Zahl an Untersuchungen zu deren Verbundverhalten verdeutlicht. Bisher liegt der Schwerpunkt dieser Arbeiten jedoch überwiegend in der Anwendung von Glasfaserverstärkten Kunststoffen (GFK) als Bewehrung und beschränkt sich vorwiegend auf einen Einsatz in normalfesten Betonen. Hochleistungsbetone stellen jedoch erhöhte Anforderungen an Bewehrungsstäbe, gerade auch hinsichtlich der Profilausbildung, die auch bei Betonstahl zu Entwicklungen im Bereich des Stabprofils geführt haben [9]. Die mechanischen Eigenschaften mit sehr hohen Festigkeiten von UHPC stellen besondere Anforderungen an das Bewehrungsmaterial, mit entsprechenden Auswirkungen auf das Verbundverhalten. Eine Kombination aus CFK-Bewehrung und UHPC findet bisher nur wenig Beachtung. Hier setzt die Arbeit an (Abbildung 1.1).

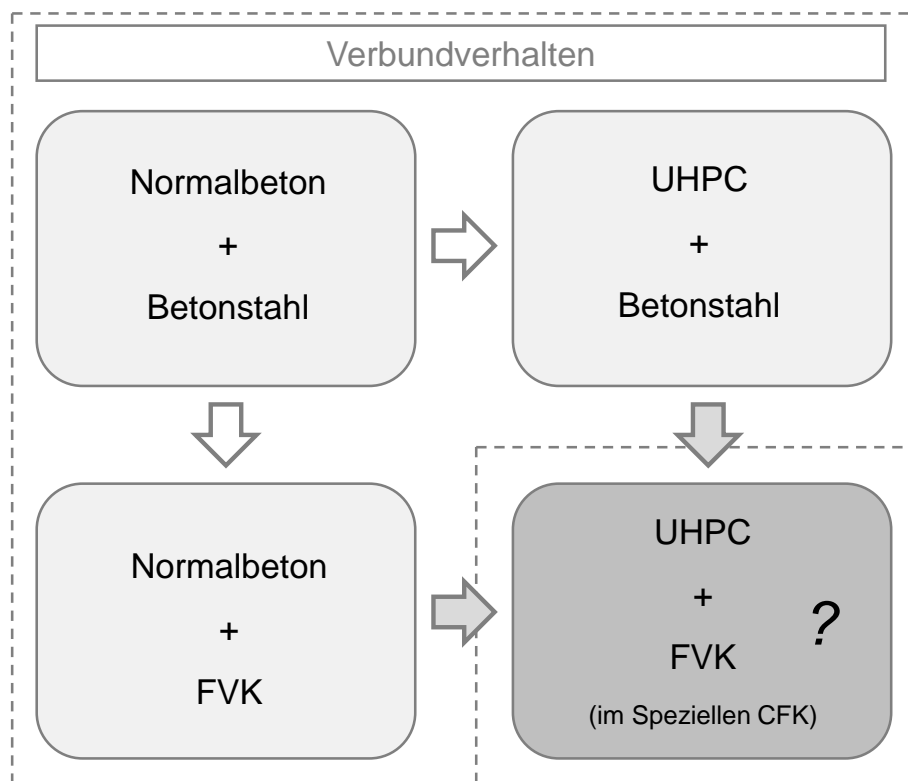


Abbildung 1.1: Übersichtsgrafik zur Problemstellung

## 1.2 Ziele und Aufbau der Arbeit

Die Arbeit soll einen Beitrag zur Beantwortung offener Fragen zum Verbundverhalten von CFK-Bewehrungsstäben in UHPC liefern. Die hohen Betonfestigkeiten stellen besondere Anforderungen an Bewehrungsstäbe, die Auswirkungen auf die Stabprofilierung und demzufolge auch auf das lokale und globale Verbundverhalten haben.

Ausgehend von der Problemstellung wird in **Kapitel 2** eine umfangreiche Literaturstudie durchgeführt. Zunächst werden die Werkstoffe mit den maßgebenden Eigenschaften vorgestellt. Daran anschließend werden die Vorteile von CFK gegenüber anderen FVK für einen Einsatz in UHPC herausgearbeitet. Ausgehend von den wesentlichen Grundlagen zum Verbund wird das allgemeine Verbundverhalten von FVK-Bewehrung beschrieben und gültige Verbundmodelle erläutert. Bei den wesentlichen Grundlagen wurde prinzipiell versucht, auf die Primärquellen zurückzugreifen, die meist die Basis vieler Literaturangaben bilden. Auf darüber hinausgehende Quellen wird in den jeweiligen Kapiteln hingewiesen. Anhand maßgebender Einflussparameter werden die Grenzen von FVK-Bewehrung für einen Einsatz in UHPC aufgezeigt und die besonderen Anforderungen an Bewehrungsstäbe in UHPC herausgearbeitet.

In **Kapitel 3** werden im Rahmen experimenteller Untersuchungen Pull-out-Versuche mit CFK-Bewehrungsstäben in UHPC Bauteilen durchgeführt. Aufbauend auf Kapitel 2 hat sich der Schwerpunkt auf maschinell eingebrachte Rippungen mit vorgegebenen Parametern herauskristallisiert. Nach Beschreibung des Versuchsaufbaus mit den Versuchskörpern und deren Herstellung werden die Versuchsergebnisse nach definierten Kriterien vorgestellt und diskutiert.

Für FVK-Bewehrung in Normalbeton liegen analytische Modelle und Methoden vor, die aus Ansätzen für Betonstahl entwickelt wurden. Der Schwerpunkt in **Kapitel 4** liegt in der Überprüfung einer Übertragbarkeit auf CFK-Bewehrung in UHPC. Als Basis dienen die Versuchsergebnisse aus Kapitel 3. Die Untersuchungen gliedern sich in zwei Abschnitte. Im ersten Abschnitt werden analytische Untersuchungen zu globalen Verbundgesetzen und lokalen Verbundspannungsverteilungen durchgeführt. Hierzu wird die Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes mittels schrittweiser Integration vorgestellt. Im zweiten Abschnitt werden für numerische Modellierungen zum Verbund einzelne Versuche mit dem Finite-Element-Programm MASA nachgerechnet und diskutiert. Nach Vorstellung der wichtigsten Grundlagen des Programms werden Modellierung und Diskretisierung erläutert.

In **Kapitel 5** wird das Verbundverhalten von CFK-Bewehrung untersucht. Im ersten Abschnitt liegt der Fokus auf dem lokalen Verbundverhalten und die direkten Auswirkungen auf das Stabprofil. Es wird eine Methode vorgestellt, mit deren Hilfe aus den Versuchsergebnissen Profilgeometrieverhältnisse abgeleitet werden können, die theoretisch für ein Abscheren der Betonrippen erforderlich sind und Rissbildung im Beton ermöglichen. Darauf aufbauend wird im zweiten Abschnitt das globale Verbundverhalten betrachtet. Es wird die Wirksamkeit des im ersten Abschnitt ermittelten Stabprofils hinsichtlich der zur vollständigen Krafteinleitung erforderlichen Einbettungslängen untersucht und bewertet.

Die wesentlichen Ergebnisse werden abschließend in **Kapitel 6** zusammengefasst und auf offene Fragen sowie weiteren Forschungsbedarf wird im Ausblick hingewiesen.

## 2 Stand der Technik

### 2.1 Ultra-Hochleistungsbeton (UHPC)

#### 2.1.1 Grundlagen

Ultrahochfester Beton wird als ein „Hightech-Werkstoff mit vielen ausgezeichneten Materialeigenschaften“ definiert, „der Bauwerke mit hoher Tragfähigkeit und gleichzeitig leichter und filigraner Bauweise ermöglicht“ [10]. Damit eröffnen sich Chancen zu völlig neuartigen Tragwerkskonzepten mit größeren Spannweiten und Bauwerkshöhen, bei gleichzeitiger Einsparung von Energie und Rohstoffen. Weiterhin werden Einsatzbereiche erschlossen, die der Betonbauweise bisher nicht offen standen [2]. Die Technologie für ultrahochfeste Betone beruht weitgehend auf dem bereits in den 1960er Jahren entwickelten „Reactive Powder Concrete“. Aus der Erkenntnis, dass das Material neben seiner hohen Festigkeiten, auch wegen seiner anderen hervorragenden Eigenschaften gewählt werden kann, hat dazu geführt, die Bezeichnung „ultrahochfester Beton“ durch „Ultra-Hochleistungsbeton“ (engl. Ultra High Performance Concrete, UHPC) zu ersetzen [4]. Im Folgenden wird daher der Begriff UHPC verwendet.

Grundlegende Untersuchungen zum Materialverhalten, zur Herstellung, zur Verarbeitung und zu Konstruktionsüberlegungen des neuen Werkstoffs wurden u. a. an den Universitäten Kassel und Leipzig [11]–[14] sowie an der TU Delft [15]–[18] durchgeführt. Die wesentlichen Grundlagen zu Ultrahochfestem Beton sind vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) im Sachstandsbericht Heft 561 [10] zusammengefasst worden und werden hier verkürzt wiedergegeben. Weitere Quellen sind entsprechend angegeben. Für weiterführende Informationen, insbesondere für die materialtechnischen Grundlagen von UHPC, wird zudem auf den SPP 1182 "Nachhaltiges Bauen mit Ultrahochfestem Beton" [19] verwiesen.

#### 2.1.2 Zusammensetzung

UHPC ist ein fein- oder grobkörniger Beton, der sich gegenüber normal- und hochfesten Betonen insbesondere durch ein sehr dichtes Materialgefüge mit sehr geringer Porosität unterscheidet. Grund für die dichte Mikrostruktur ist der im Vergleich zu konventionellem Beton deutlich reduzierte Größtkorndurchmesser [20], was die angesprochenen sehr feinen und filigranen Strukturen ermöglicht (Abbildung 2.1). Wesentliche Bestandteile sind Feinsand, Zement, Silikastaub, Quarzmehl sowie Stahlfasern. Die Herstellung erfolgt in Form einer Homogenisierung und basiert auf dem Grundgedanken, Gefügeschädigungen, wie Poren und Mikrorisse, durch Auswahl und Abstimmung der Mischungskomponenten zueinander auf ein Minimum zu reduzieren. Zur Sicherstellung einer guten Verarbeitbarkeit werden beim Herstellprozess Hochleistungsfließmittel zugegeben. Ein wesentlicher Unterschied der Mischungsentwürfe von UHPC gegenüber konventionellen Betonen ist zudem eine deutliche Reduzierung des äquivalenten Wasser-Zement-Wertes, der auf zusätzlich zum Zement verwendeten mehlfeinen reaktiven Stoffen basiert. Der Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$  und Wasser-Zement-Wert  $w/z$  wird in Abbildung 2.2 verdeutlicht. Für eine ausreichende Verarbeitbarkeit spielt neben der Auswahl von Zement, Zusatzmitteln und -stoffen, insbesondere Gesteinskörnungen mit niedrigem Wasseranspruch eine große Rolle.

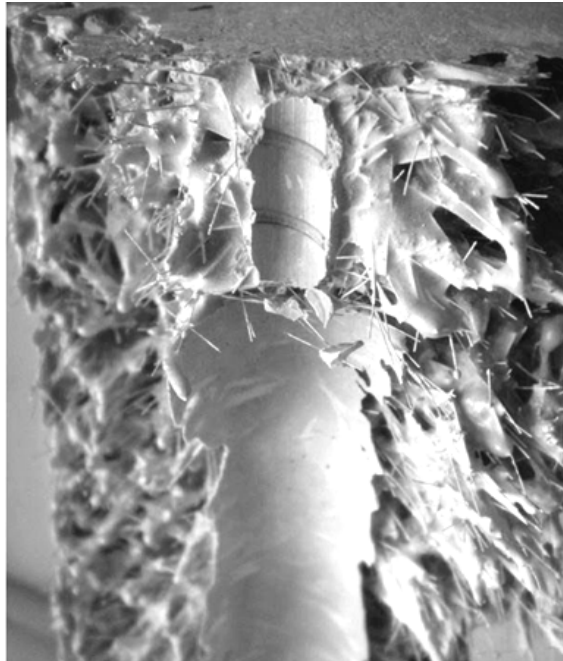


Abbildung 2.1: Abbildung sehr feiner Strukturen in UHPC (eigene Versuche)

Als Kornform werden zumeist ungebrochene Sande mit geringem Wasseranspruch verwendet. Mit groben Gesteinskörnungen sind selbstverdichtende Eigenschaften erzielbar sowie eine positive Beeinflussung des Brand- und Abplatzverhaltens möglich [20].

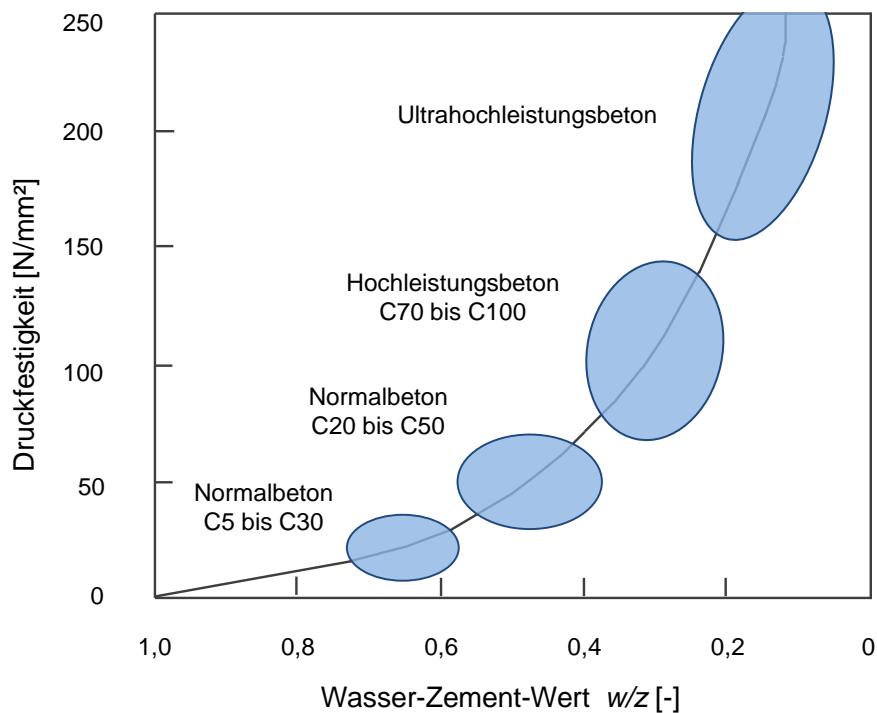


Abbildung 2.2: Spektrum der Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit vom Wasser-Zement-Wert nach [9]

Beim Herstellprozess werden hohe Anforderungen an die Mischung und Verarbeitung gestellt. Diese können bei konventioneller Ortbetonbauweise kaum eingehalten werden und scheiden daher praktisch aus. Die Herstellung von UHPC-Bauteilen erfolgt aus diesem Grund bisher nahezu ausschließlich im Fertigteilwerk, was jedoch grundsätzliche Überlegungen zur zweckmäßigen Verbindung der Fertigteile am Montageort, wie beispielsweise Kleben oder Fügen, erfordert [3]. Beispielhafte Untersuchungen finden sich z. B. in [21] und [22].

### 2.1.3 Mechanische Eigenschaften

Ultrahochleistungsbetone erreichen, abhängig von der Zusammensetzung und dem Herstellverfahren, Druckfestigkeiten zwischen ca. 150 und 250 N/mm<sup>2</sup> und darüber hinaus und liegen damit deutlich über der nach DIN EN 206-1 [23] definierten Druckfestigkeitsklasse C100/115 mit Druckfestigkeiten bis 100 N/mm<sup>2</sup> für hochfeste Betone. Unter Laborbedingungen sind mit Wärmebehandlung Werte von bis zu 800 N/mm<sup>2</sup> möglich. Dies erfordert jedoch spezielle Kenntnisse hinsichtlich Wahl der Ausgangsstoffe, der Herstell- und Nachbehandlungsverfahren.

Neben den hohen Festigkeiten resultiert aus dem dichten Gefüge eine sehr hohe Dauerhaftigkeit. Im Wesentlichen beruht dies auf drei Faktoren [10]:

- niedriger Wasser-Bindemittelwert von i. d. R.  $< 0,25$
- Verwendung von Zementen und gezielt ausgewählten mineralischen Zusatzstoffen zur Erzielung einer möglichst dichten, hohlraumartigen Kornpackung
- Einsatz hoch wirksamer Betonzusatzmittel zur Einstellung der Konsistenz

Ein Nachteil der hohen Festigkeiten ultrahochfester Betone liegt jedoch im vorwiegend linear-elastischen Belastungs- und Verformungsverhalten, das sich praktisch bis zur Höchstlast einstellt. Dabei wird sehr viel Energie gespeichert, die ohne ausreichende Bewehrung im Bruchzustand explosionsartig freigesetzt wird. Bei Beton ohne Fasern zeigt sich daher ein sehr sprödes Versagen bei Druck- und Zugbeanspruchung. Durch Zugabe von Stahlfasern kann dies vermieden sowie das Bruch- und Nachbruchverhalten so gesteuert werden, dass eine ausreichende Duktilität und eine ausreichend hohe Resttragfähigkeit sichergestellt wird (Abbildung 2.3). Der empfohlene Faseranteil liegt üblicherweise zwischen 1,5 und 3,0 Vol.-%, mit Faserdurchmessern zwischen 0,1 bis 0,2 mm [20].

Betone ohne Faserbewehrung sind durch eine relativ niedrige Zugfestigkeit gekennzeichnet, die bereits bei geringen Zugspannungen zu einer Rissbildung in Betonkonstruktionen führt. Bei Zugabe von Stahlfasern sind je nach Fasergehalt und Fasergeometrie bei vergleichbaren Druckfestigkeiten im Allgemeinen deutlich höhere Zugfestigkeiten als bei Beton ohne Fasern erzielbar. Darüber hinaus können im gerissenen Beton, ähnlich wie bei Stahlbeton, Zugkräfte über Risse hinweg übertragen werden. Der Zugwiderstand nimmt jedoch in der Regel mit größer werdender Verformung ab, d. h. die Last-Verformungs-Kurve weist nach der Rissbildung einen abfallenden Ast auf [24].



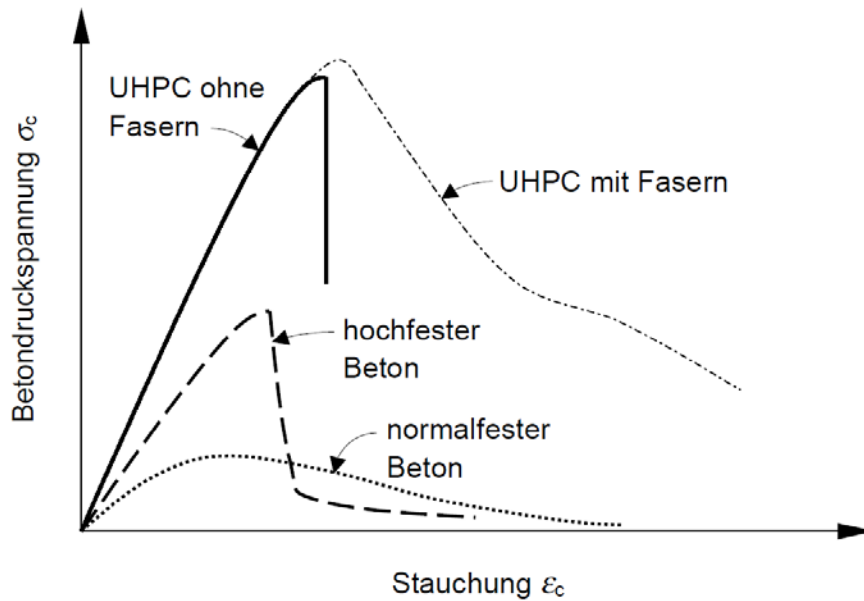


Abbildung 2.3: Typische Spannungs-Dehnungs-Linien bei Druckbeanspruchung normal-, hoch-, und ultrahochfester Betone [25]

Neben der reinen höheren Zugfestigkeit wirkt sich eine Faserzugabe zudem positiv auf das Nachbruchverhalten bei Belastung auf Druck und Zug aus (Abbildung 2.4). Je nach Fasergehalt können für die zentrische Zugfestigkeit von UHPC Werte zwischen 7 und bis zu ca. 15 N/mm<sup>2</sup>, für die Biegezugfestigkeit an Kleinprismen Werte zwischen 30 und rund 50 N/mm<sup>2</sup> erreicht werden. Somit ist ein teilweiser oder gar kompletter Verzicht von Betonstahlbewehrung möglich [10].

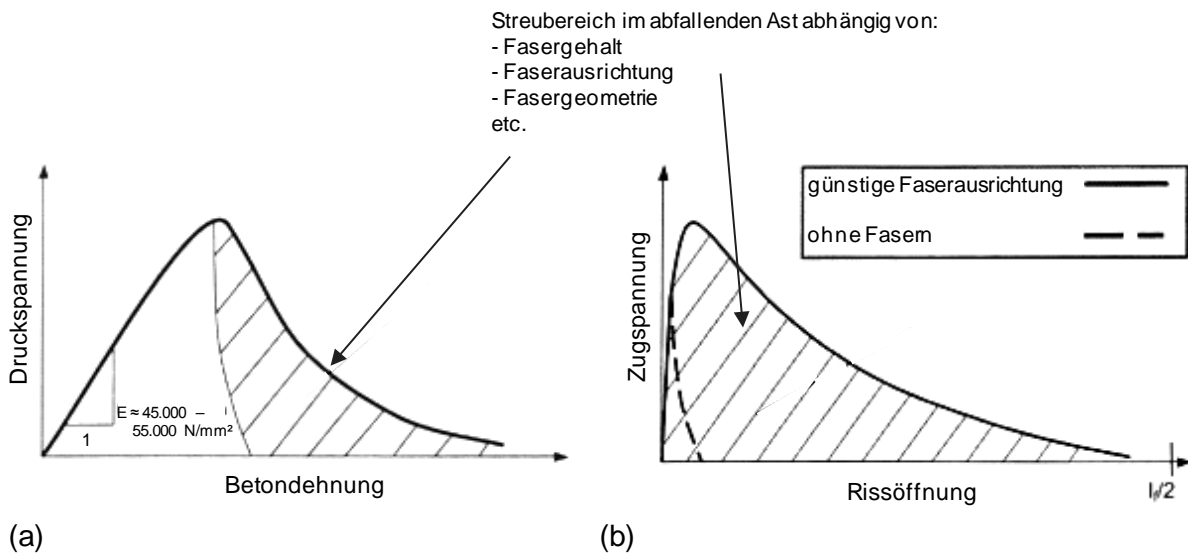


Abbildung 2.4: Schematische Darstellung (a) Spannungs-Dehnungs-Diagramm im Druckbereich für ultrahochfesten Beton, (b) Spannungs-Rissöffnungs-Diagramm bei axialem Zug [10]

Je nach Belastung wäre demnach der Einsatz einer Zusatzbewehrung nur für z. B. lokale Störungen und Belastungen denkbar. Bei vorgespannten Konstruktionen lassen sich gegenüber Normalbeton wegen der hohen Druckfestigkeiten wesentlich höhere Vorspannkräfte oder entsprechend kleinere Querschnitte erreichen, was die Herstellung besonders filigraner, nachhaltiger und kostengünstiger Bauteile erlaubt. Dies erfordert jedoch eine auf den Baustoff abgestimmte erweiterte Qualitätssicherung [10].

Das Zugtragverhalten von UHPC weist z. T. große Streuungen der Ergebnisse auf, die mitunter stark vom Herstellprozess beeinflusst werden. Generell wird das Zugtragverhalten von Faserbeton und die Größenordnung der Zugfestigkeit von vielen Faktoren beeinflusst, die insbesondere die Festigkeitszunahme und den abfallenden Ast entscheidend beeinflussen. Nach [25] und [26] sind dies u. a.:

- Fasergehalt bzw. Fasermenge
- Faserverteilung
- Fasergeometrie (Faserform, Durchmesser, Länge)
- Festigkeit und Steifigkeit des Faserwerkstoffs
- Matrixfestigkeit
- Faserausrichtung
- Verbundverhalten zwischen Matrix und Faser (Faser-Matrix-Verbund)
- Schubverbundfestigkeit zwischen Faser und Matrix
- Schwinden

Der Einfluss der Faserorientierung stellt dabei einen besonders wichtigen Parameter dar, der durch einen Faserorientierungsbeiwert  $\eta$  und die Faserwirksamkeit  $g$  berücksichtigt wird. Nach [26] sind diese ebenfalls von zahlreichen Faktoren abhängig, wie z. B.:

- der unterschiedliche Auszieh Widerstand geneigt zur Zugrichtung verlaufender Fasern
- Matrixabplatzungen an der Faseraustrittsstelle infolge von Umlenkkraften
- die gegenseitige Beeinflussung der Fasern in ihrem Ausziehverhalten bei höheren Fasergehalten
- die Neigung sehr schlanker Fasern zur Igelbildung

UHPC zeigt jedoch einen ausgeprägten Maßstabseffekt mit einer deutlichen Abnahme der Biegezugfestigkeit bei zunehmender Bauteilhöhe [27]. Daher muss z. B. nach Frettlöhr [26] bei der Ermittlung der Zugfestigkeit von UHPC sowohl ein von der Bauteilhöhe abhängiger Maßstabseinfluss sowie ein von Form und Breite des Versuchskörpers abhängiger Formeinfluss beachtet werden, die zum Teil signifikante Auswirkungen auf die erzielbaren Werte haben.

Weiterhin sind für das grundlegende Tragverhalten von faserbewehrtem UHPC Kenntnisse und das Verständnis des Zugtragverhaltens von UHPC von großer Wichtigkeit. Einen umfassenden Überblick über das Zugtragverhalten von faserbewehrtem UHPC findet sich z. B. in [28]. Darauf aufbauend erweitert Leutbecher [25] diese Betrachtungen für zusätzliche Stabstahlbewehrung bei reiner Zugbeanspruchung. Dieses Modell wird u. a. von Heinzle et al. in [29] für Biegebeanspruchung ergänzt und berücksichtigt sowohl Faserbewehrung als auch konventionelle Stabbewehrung.

UHPC besitzt ein vergleichsweise hohes Gesamtschwindmaß [25]. Daher muss der Einfluss des Schwindens auf die Rissbildung und Steifigkeit von bewehrten UHPC-Zuggliedern berücksichtigt werden. Das hohe autogene Schwindmaß von UHPC erfordert für eine wirklichkeitsnahe Beschreibung des Last-Verformungs-Verhaltens und des Rissbildungsprozesses die Berücksichtigung des inneren Zwangs zwischen Beton und Bewehrung.

Mittlerweile wurde eine Reihe von Bauwerken mit UHPC realisiert ([4], [9], [10] u. a.), so z. B. im Bereich des Brücken- und Hochhausbaus. Aufgrund der feinkörnigen Zuschläge und hohen Festigkeiten bietet sich weiterhin die Anwendung von UHPC bei dünnen Bauteilen, wie z. B. Schalen, an. Hierzu wurden grundlegende Untersuchungen u. a. von Reineck und Greiner [30] und Greiner [31] durchgeführt.

#### 2.1.4 Verbundeigenschaften in UHPC

Im folgenden Kapitel wird zunächst nur auf die Verbundeigenschaften des Betons eingegangen. Auf die Grundlagen des Verbundes wird auf Kapitel 2.3.2 verwiesen.

Die Verbundfestigkeiten erhöhen sich mit steigenden Druck- und Zugfestigkeiten. Daher können in ultrahochfesten Betonmatrizen im Vergleich zu normalfesten Betonen deutlich höhere Verbundspannungen aktiviert werden [32] (vgl. auch Kapitel 2.3.6). Dies wird in verschiedenen Untersuchungen verdeutlicht (z. B. [28], [32], [33]), die die unterschiedlichen Verbundeigenschaften von hochfesten Betonen gegenüber normalfesten Betonen aufzeigen. Die maximalen Verbundspannungen zwischen Bewehrungsstahl und Normalbeton liegen bei etwa 15 N/mm<sup>2</sup>, bei hochfesten Betonen können Werte um 30 N/mm<sup>2</sup> und höher erreicht werden. Damit liegen die Werte um dem 4- bis 6-fachen über dem Bemessungswert der Verbundspannung nach DIN 1045-1 [34]. Der zugehörige Schlupf befindet sich dabei allerdings schon im Millimeterbereich, was nach [33] in Bauteilen insbesondere bei zyklischer Belastung nicht zugelassen werden kann [31].

Zur Bestimmung der Verbundeigenschaften konventioneller Bewehrungsstäbe bzw. Spannstahl in ultrahochfestem Beton wurden verschiedene Untersuchungen (z. B. [25], [29], [32], [35]) durchgeführt die zeigen, dass sehr hohe Verbundfestigkeiten möglich sind [10]. Weiße [32] erreichte in seinen Versuchen mit verschiedenen UHPC-Mischungen Verbundfestigkeiten bis 70 N/mm<sup>2</sup>. Ähnlich hohe Verbundspannungen in der Größenordnung von 40 bis 70 N/mm<sup>2</sup> wurden z. B. in [30] und [36] erzielt. Die Verbundfestigkeit hängt jedoch überwiegend von der Betondeckung bzw. dem Stababstand ab, wie u. a. Versuche von Cheyrezy Roux et al. [37] mit Litzen und ungerippten Drähten in faserbewehrtem ultrahochfestem Beton gezeigt haben [31].

Das grundsätzliche Ausziehverhalten von Bewehrungsstäben kann mittels einer Beziehung zwischen Verbundspannungen und den zugehörigen Verschiebungen am lastfreien Ende wiedergegeben werden (Abbildung 2.5). Es zeigt sich prinzipiell nach Erreichen der maximalen Verbundfestigkeit ein ähnlich ausgeprägtes duktileres Verhalten wie bei normalfesten Betonen, sofern durch eine ausreichende Betondeckung Längsrissbildung infolge Ringzugspannungen vermieden wird.

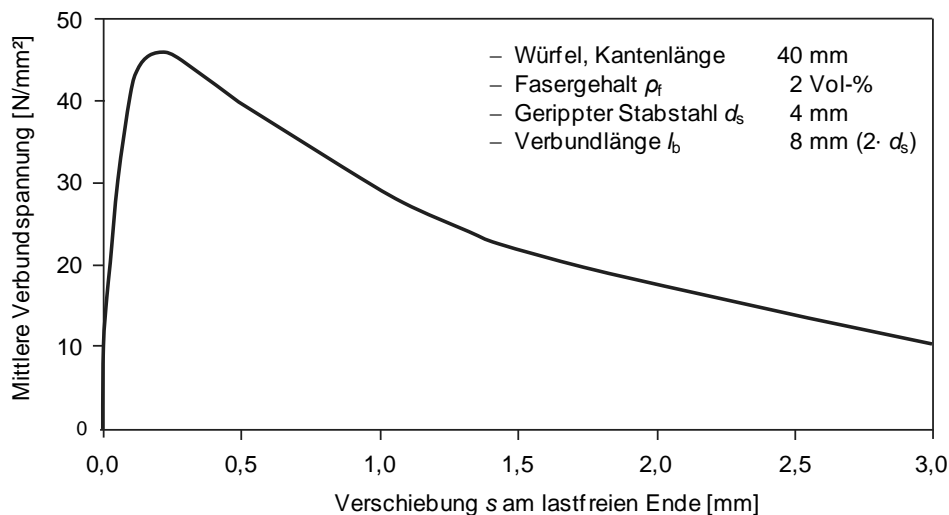


Abbildung 2.5: Beispiel für eine  $\tau$ - $s$ -Beziehung am lastfreien Ende nach [30]

Die Gefahr eines Aufspaltens der Betondeckung ist im Vergleich zu normalfesten Betonen deutlich größer, da auf der einen Seite die hohen Druckfestigkeiten und der größere E-Modul zu einem steiferen Verbund führen, auf der anderen Seite jedoch die Zugfestigkeiten nur unterproportional zur Druckfestigkeit ansteigen [9], [31], [32]. Dies trifft v. a. für faserbewehrten bzw. nur schwach faserbewehrten UHPC zu. Insbesondere bei Feinkorn-UHPC kann diese Längsrisssbildung zum Spalten des Betons und damit zu einem schlagartigen Verbundversagen führen. Durch Zugabe von Fasern kann dieser Effekt vermindert bzw. verzögert werden. Auf diese Weise lässt sich auch bei reduzierter Betondeckung ein duktileres Verbundverhalten erzielen [25]. Die Verbundsteifigkeit in Hochleistungsbetonen wird nach [9] von wesentlichen Faktoren beeinflusst, wie z. B.:

- Bezogene Rippenhöhe der Bewehrung
- Betondruckfestigkeit
- Zugfestigkeit des Betons
- Betondeckung
- E-Modul des Betons

Einer der wesentlichen Elemente zur Beschreibung des Tragverhaltens von Konstruktionen aus UHPC stellt somit das Verbundverhalten zwischen Fasern und Beton bzw. Bewehrung und Beton dar. Je nach Zusammensetzung (Mischung und Faseranteil) sowie Qualität der Herstellung weichen die Verbundeigenschaften z. T. deutlich voneinander ab. Im Wesentlichen sind jedoch die Bewehrungstypen Fasern und Stabbewehrung getrennt zu betrachten.

Stahlfasern sind für den Einsatz in normalfesten Betonen in einer Vielzahl von Fasertypen verfügbar. Zur Verbesserung der Verbundeigenschaften werden meist eine Profilierung oder Endhaken vorgesehen. In UHPC sind die Verbundbedingungen hingegen so gut, dass glatte Stahldrahtfasern verwendet werden können [25]. Zum Verbund von Stahlfasern in einem Feinkornbeton wurden Verbundfestigkeiten in der Größenordnung von 10 N/mm<sup>2</sup> [38] bzw. 11,5 N/mm<sup>2</sup> [39] für glatte Fasern mit einer Länge von ca. 13 mm und einem Faserdurchmesser von ca. 0,15 bis 0,2 mm ermittelt. Dies erfordert eine Einbindelänge von etwa dem

achtfachen des Faserdurchmessers. Für eine optimale Faserwirkung sollten Haft- und Reibungsverbundfestigkeit etwa gleich groß sein, was in der Regel für Fasern in einer konventionellen Zementmatrix erfüllt ist [40]. Für eine ausführliche Vorstellung und Diskussion aller Aspekte des Verbundverhaltens von ultrahochfestem Beton wird z. B. auf [25], [28] verwiesen.

Die Verbundfestigkeit von Bewehrungsstäben wird in der Regel mittels Ausziehversuchen, sog. Pull-out-Versuchen, ermittelt. In UHPC wird der Höchstwert der Verbundspannung bei Betonstahl nach [25] bereits bei sehr kleinen Verschiebungen von 0,1 bis 0,2 mm erreicht. In der RILEM-Empfehlung RC6 [41] wird für Pull-out-Versuche zur Bestimmung der Verbundfestigkeit eine Einbindelänge der Bewehrungsstäbe mit dem fünffachen Stabdurchmesser angegeben. In UHPC beginnt bei dieser Einbindelänge aufgrund der hohen übertragbaren Verbundkräfte der Stabstahl bereits vor Stabauszug zu fließen, weshalb eine vollständige Übertragung der Verbundkräfte nicht möglich ist. Die hohen Verbundspannungen und der im Vergleich zu normalfesten Betonen steifere Verbund ermöglichen und erfordern insgesamt sehr kurze Verankerungslängen, in Abhängigkeit von den weiteren Randbedingungen, wie Betondeckung oder Belastungsrichtung. Daher ist eine Reduzierung der Verbundlänge erforderlich (vgl. z. B. [30], [32], [36]). Weiße [32] schlägt eine Reduzierung auf  $1,5 \cdot d_s$ , Reineck und Greiner [30] auf  $2 \cdot d_s$  vor. Die relativ kurze Verbundlänge bedarf jedoch sehr großer Sorgfalt bei der Herstellung der Probekörper, da durch Fehlstellen während der Betonage große Streuungen bei den Versuchsergebnissen auftreten können.

Im Vergleich zu Normalbeton zeigen ultrahochfeste Betone eine höhere Materialsprödigkeit. Da jedoch die hohe Druckfestigkeit in Verbindung mit einem großen E-Modul die Verbundsteifigkeit erhöht, wird das Verbundverhalten der Bewehrung nicht negativ beeinflusst. Die Betonzusammensetzung hat Auswirkung sowohl auf die zeitliche Entwicklung der Verbundspannung, wie auch deren Abhängigkeit von der Stablage. Je nach Zusammensetzung des UHPC entwickeln sich die Verbundspannungen relativ schnell [32].

## **2.2 CFK-Bewehrungsstäbe**

### **2.2.1 Allgemeines**

Der Verbundwerkstoff CFK (Kohlenstofffaserverstärkte Kunststoffe) gehört zur Gruppe der faserverstärkten Kunststoffe (FVK), die abhängig von den Anwendungsgebieten in unterschiedlicher Ausführung zum Einsatz kommen. Darunter fallen u. a.:

- Lamellen, z. B. bei nachträglicher Verstärkung von Betonbauteilen
- Gelegen, z. B. bei Textilbeton
- Spannkabel (intern/extern)
- Stabbewehrung

Das Prinzip von Verbundwerkstoffen liegt darin, durch Kombination verschiedener Materialien, die Vorteile der einzelnen Komponenten auszunutzen, so dass ein Werkstoff mit optimierten Eigenschaften erhalten wird. In der Natur findet sich dieses Prinzip z. B. bei Pflanzen, Holz oder in Knochenmaterial [8]. Faserverstärkte Kunststoffe eignen sich sehr gut für die

Herstellung leichter und gleichzeitig sehr steifer Bauteile. Wesentlicher Vorteil liegt in einer Gewichtsminderung unter Beibehaltung oder sogar Verbesserung der mechanischen Eigenschaften. Der Umgang mit FVK erfordert jedoch breites interdisziplinäres Wissen, da Werkstoff und Fertigung die Konstruktion stärker als bei konventionellen Materialien beeinflussen [1], [42]. Im Folgenden werden die Eigenschaften von CFK dargestellt und die Auswahlkriterien für CFK bei Bewehrungsstäben erläutert. Für vertiefte Einblicke in die geschichtliche Entwicklung und Übersicht zum Einsatz Faserverstärkter Kunststoffe im Bauwesen wird beispielsweise auf [7], [8], [43] verwiesen.

### 2.2.2 Ausgangsstoffe und Herstellung

Faserverbundwerkstoffe bestehen aus Fasern, die durch Einbettung in eine Kunstharzmatrix in ihrer gewünschten Form zusammengehalten werden [1]. Fasern sind lange, feine Gebilde mit einer gestreckten Struktur (Abbildung 2.6), deren Aufgabe in der Steigerung von Festigkeit und Steifigkeit besteht [42].

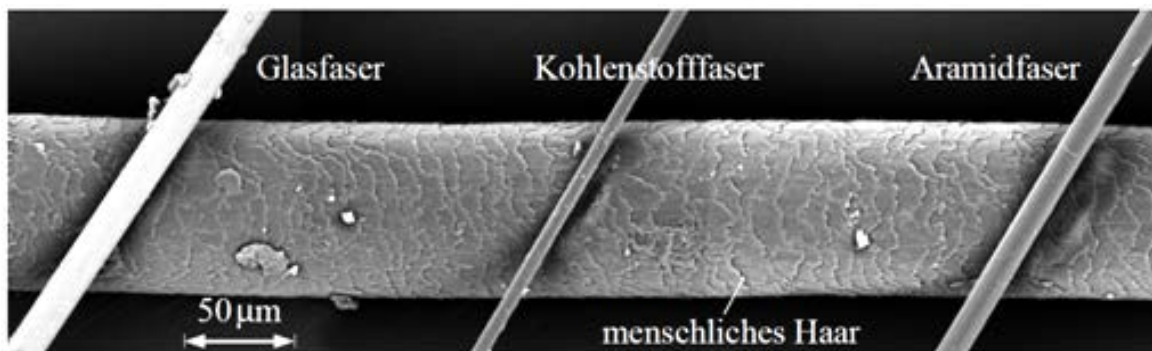


Abbildung 2.6: REM-Aufnahme der gebräuchlichsten Verstärkungsfasern [1]

Nach Bergmeister [8] können Fasern abhängig vom Ausgangsmaterial und der Herstellweise in folgende Gruppen unterteilt werden:

- natürliche organische Fasern, z. B. Jute und Sisal
- natürliche anorganische Fasern auf mineralischer Basis
- synthetische organische Fasern, z. B. Aramid-, PE-Fasern und Zellulose
- synthetische anorganische Fasern, wie Kohlenstoff-, Glas-, Borfasern, keramische Fasern und Wiskers

Für die Herstellung von Faserverbundwerkstoffen sind hauptsächlich die synthetischen Fasern interessant. Als Ausgangsstoffe kommen vor allem Polypropylen (PP), Polyacrylnitril (PAN) und Polyamide (PA) zum Einsatz. Die Fasern werden zu Faserbündeln (Strands) zusammengesetzt, die wiederum Ausgangsmaterial für Faserstränge (Rovings) bilden [8].

Generell spielt die Zusammensetzung und Herstellung Faserverstärkter Kunststoffe für den Einsatz als Bewehrungsmaterial eine wichtige Rolle. Im Betonbau werden aufgrund ihrer

Eigenschaften hauptsächlich Kohlenstoff- und Aramidfasern (Gruppe der organischen Fasern) sowie Glasfasern (Gruppe der anorganischen Fasern) eingesetzt. Abhängig von der gewählten Faserart entstehen so die entsprechenden FVK (Tabelle 2.1). Die Wahl hängt von den späteren Anforderungen an den Faserverbundwerkstoff ab [44].

Tabelle 2.1: Auswahl Faserverstärkter Kunststoffe und zugehörige Faserart

Faserart	Bezeichnung Faserverstärkter Kunststoffe
Kohlenstoff- oder Carbonfasern (CF)	CFK – Kohlenstofffaserverstärkte Kunststoffe (engl. carbon fiber reinforced polymers „CFRP“)
Glasfasern (GF)	GFK – Glasfaserverstärkte Kunststoffe (engl. glass fiber reinforced polymers „GFRP“)
Aramidfasern (AF, Kevlar)	AFK – Aramidfaserverstärkte Kunststoffe (engl. aramid fiber reinforced polymers „AFRP“)

Jede Faserart besitzt Vor- und Nachteile. Nach [1] werden im konstruktiven Bereich auf Grund ihrer Tragfähigkeiten häufig langfaserverstärkte Verbundwerkstoffe verwendet. Die Fasern, sog. Filamente mit einem Durchmesser im Bereich zwischen ca. 3 bis 30  $\mu\text{m}$ , werden in einer möglichst dichten Packung unidirektional ausgerichtet und durch die Harzmatrix miteinander verklebt.

Die Standardkohlenstofffaser weist einen Kohlenstoffgehalt von ca. 80 bis 95 % auf. Der Einfachheit halber werden jedoch alle Fasern mit einem Kohlenstoffgehalt von mehr als 80 % als Kohlenstofffasern oder Carbonfasern (CF) bezeichnet. Kohlenstofffasern haben einen runden Querschnitt mit glatter, strukturloser Oberfläche und einen Durchmesser von ca. 10  $\mu\text{m}$ . Die Länge entspricht dabei mindestens dem 1.000-fachen des Durchmessers. Sie werden auf synthetischem Weg durch stufenweises Verkoken organischer Ausgangsstoffe hergestellt und üblicherweise in hochfeste und hochsteife Fasern unterschieden. Bei den hochfesten Fasern handelt es sich um Polyacrylnitril-gebundene Kohlenstofffasern (engl. PAN-based carbon fibers). Mit einem Kohlenstoffgehalt von mehr als 50 % gehören sie zu den weltweit am häufigsten erzeugten Kohlenstofffasern. Zu den hochfesten Carbonfasern (HT) zählen ebenfalls die hochdehnbaren (HST) und hochmodulen Fasern (HM) sowie die IM-Faser mit einem mittleren E-Modul und hoher Festigkeit. Die hochsteifen, auf Pech-Basis hergestellten Fasern, sog. UHM-Fasern, haben einen besonders hohen E-Modul, aber eine deutlich niedrigere Zugfestigkeit. Im Bauwesen werden hauptsächlich hochfeste Fasern verwendet [8].

Die Harzmatrix wird benötigt, um die Fasern in ihrer Lage zu fixieren und diese mit möglichst guter Haftung einzubetten. Dadurch kann die äußere Belastung in den Verbund eingeleitet werden und ermöglicht die Übertragung der Lastspannungen auf die Fasern. Sie schützt die Fasern zudem vor schädlichen Umwelteinflüssen sowie vor Schädigungen infolge mechanischer, chemischer und physikalischer Beanspruchung während der Herstellung und Anwendung. Bei FVK-Stäben liegt ein weiterer Aspekt in der Sicherstellung der Formstabilität. Da die Harzmatrix einen deutlich geringeren E-Modul aufweist als die Fasern, werden die Kräfte im Wesentlichen von den Verstärkungsfasern abgetragen. Um alle Fasern möglichst gleich-

mäßig am Lastabtrag zu beteiligen, müssen die Bereiche zwischen den Fasern bei der Herstellung vollständig mit Harz durchtränkt sein (Abbildung 2.7) [8], [42].

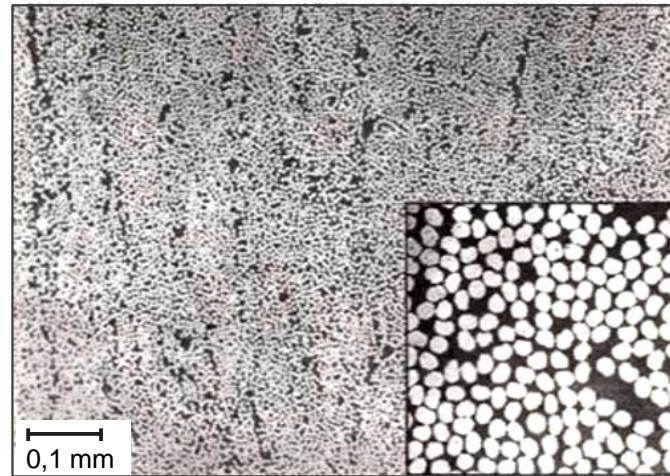


Abbildung 2.7: Querschnitt CFK-Stab [45]

Die Festigkeit des inneren Verbundes ist abhängig von der Qualität der Haftung zwischen Faser und Matrix. Der Unterschied zwischen guter und schlechter Qualität ist in Abbildung 2.8 dargestellt.

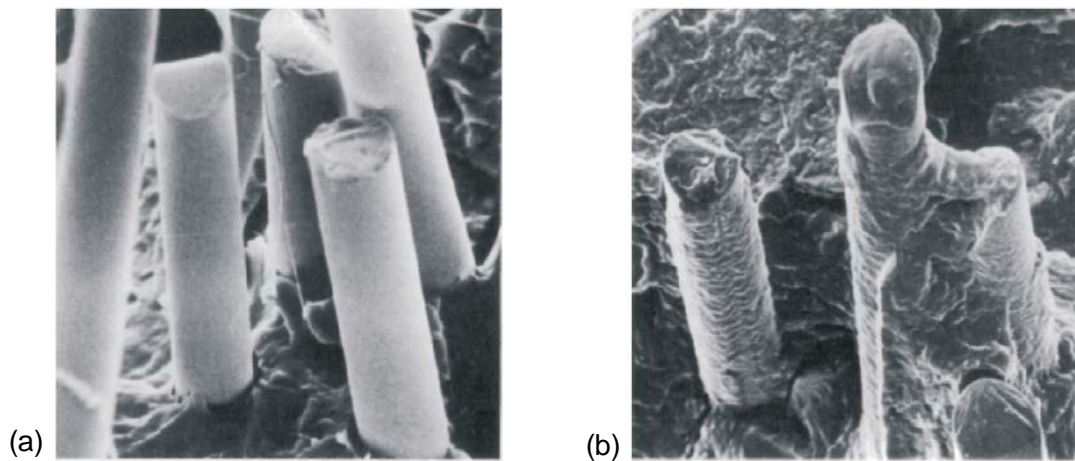


Abbildung 2.8: REM-Aufnahme der Bruchfläche von glasfaserverstärktem Polyamid: (a) niedrige Bruchenergie bei schlechter Faser/Matrix-Haftung, (b) hohe Bruchenergie bei guter Faser/Matrix-Haftung [42]

Als Harze sind Duroplaste sehr verbreitet. Hier werden insbesondere Reaktionsharze wie Phenolharze, Polyesterharze und vor allem Epoxidharze verwendet. Bei der Gruppe der Reaktionsharze handelt es sich um flüssige oder schmelzbare Harze, die durch Polyaddition bzw. Polymerisation exotherm härten. Reaktionsharze müssen mit Reaktionsmitteln, z. B. Härter oder Beschleuniger vermischt werden, damit sie aushärten. Im Bereich der FVK-Bewehrung



sind ungesättigte Polyesterharze (UP-Harze), Vinylesterharze (VE-Harze) und Epoxidharze (EP-Harze) am weitesten verbreitet. Sie zeichnen sich durch geringe Kriechneigung und Relaxation sowie guten Widerstand gegen chemische Angriffe aus. Aufgrund der sehr niedrigen Viskosität können sie die Faserbündel im Herstellungsprozess gut durchstoßen und zeichnen sich durch gute Temperaturbeständigkeit gegenüber anderen Harzen aus. Duroplaste sind nach dem Erhärten nicht mehr verformbar, was ein nachträgliches Biegen der Bewehrung ausschließt. Damit die Zugfestigkeit der Verstärkungsfasern ausgenutzt werden kann, sollten Harze mit höherer Bruchdehnung als die der Fasern verwendet werden [42].

Bewehrungsstäbe aus Faserverstärkten Kunststoffen werden üblicherweise im sog. Strangzieh-Verfahren (Pultrusion) in gerader Form aus kontinuierlichen Verstärkungsfasern und mit glatter Oberfläche hergestellt (Abbildung 2.9) [1].

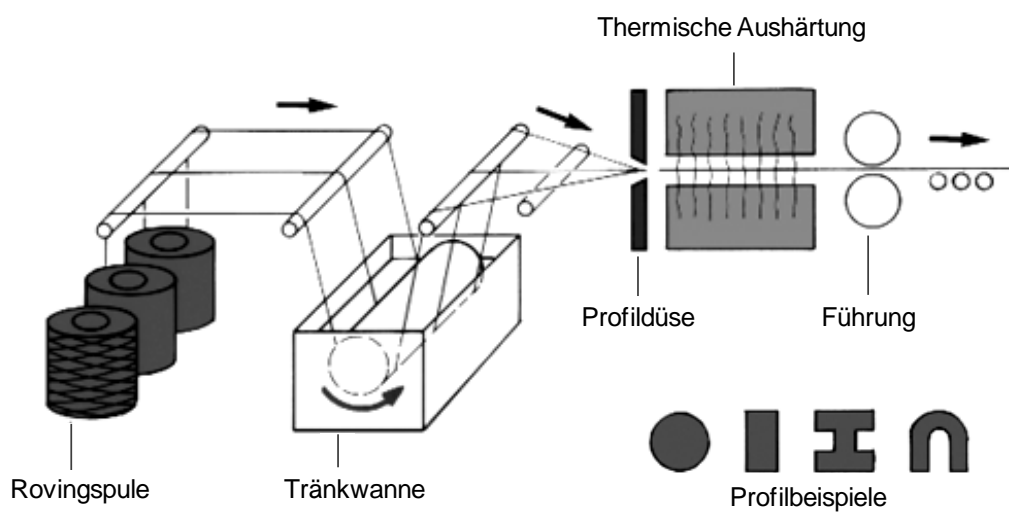


Abbildung 2.9: schematische Darstellung des Pultrusionsverfahrens [46]

In einem kontinuierlichen Ziehprozess werden aus Faserbündeln bestehende Rovings durch ein Harzbad geführt, dabei vollständig mit Harz getränkt und anschließend in ihre endgültige Form gebracht. Unter Wärmezufuhr härten die so entstehenden Profile aus [8].

### 2.2.3 Mechanische Eigenschaften

Faserverstärkte Kunststoffe sind durch eine strukturelle Anisotropie gekennzeichnet, was dazu führt, dass die Werkstoffkennwerte im Gegensatz zu homogenem Material von der Belastungsrichtung abhängen. FVK bestehen zu ca. 40 bis 70 Vol.-% aus Verstärkungsfasern, der restliche Anteil setzt sich aus der Kunstharzmatrix zusammen. Wegen der geringen Dehnsteifigkeit der Harzmatrix beteiligt sich dieser Anteil nur wenig am Lastabtrag. Daher werden die mechanischen Eigenschaften der FVK in axialer Richtung hauptsächlich von den Verstärkungsfasern, in Querrichtung hingegen im Wesentlichen vom verwendeten Harz bestimmt.

Die Zugfestigkeit des Verbundwerkstoffs hängt vom Fasergehalt, der Faserorientierung und dem Verbund zwischen Fasern und Matrix ab. Je kleiner der Faserdurchmesser, desto größer ist die Festigkeit der Faser. Nach [8] erklärt sich dies durch den Einfluss des Faserdurchmessers auf den Faserzwischenraum und damit die Versagensform der Matrix. Die Faserorientierung beeinflusst die Zugfestigkeit und den E-Modul [44], die je nach Ausrichtung (ungeordnet, unidirektional, kreuzweise, multidirektional) die Richtungsabhängigkeit der Eigenschaften bestimmt (Abbildung 2.10).

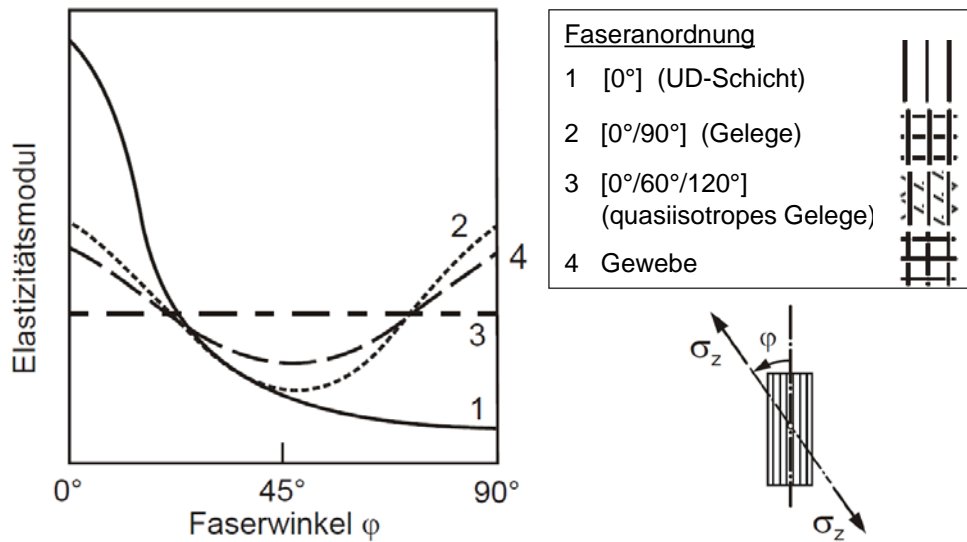


Abbildung 2.10: Abhängigkeit der elastischen Werkstoffeigenschaften von Faserwinkel und Faseranordnung [42]

Die mechanischen Eigenschaften zeigen eine große Abhängigkeit von der verwendeten Faser. Die wesentlichen Materialeigenschaften sind in Tabelle 2.2 zusammengestellt. Hier zeigt sich, dass der E-Modul je nach Faserart z. T. beträchtlich variiert. Er liegt für CFK mit 120.000 bis 580.000 N/mm<sup>2</sup> deutlich über den Werten von AFK (bis zu ca. 125.000 N/mm<sup>2</sup>, etwa die Hälfte von Betonstahl) bzw. GFK (bis zu ca. 60.000 N/mm<sup>2</sup>, etwa einem Viertel von Betonstahl) [47]. Die Zugfestigkeit der FVK ist generell sehr hoch und beträgt ein Vielfaches von Betonstahl. In axialer Richtung liegt sie z. B. bei CFK in der Größenordnung von 600 bis 3.500 N/mm<sup>2</sup>. Die max. Bruchdehnung zeigt ebenfalls eine deutliche Abhängigkeit von verwendeter Faser, verwendetem Harz sowie Fasergehalt. Sie liegt bei CFK zwischen 4 und 17 ‰ und damit deutlich unter den Werten bis zu 37 ‰ bei GFK und bis zu 44 ‰ bei AFK [44].

Tabelle 2.2: Eigenschaften von Faserverbundkunststoffen im Vergleich mit Beton- und Spannstahl [8], [43], [44], [48]–[51]

FVK	E-Modul (axial)	Zugfestigkeit	Bruchdehnung	Querdehnzahl	Wärmedehnzahl axial/radial	Dichte
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	[%]	[-]	10 <sup>-6</sup> /K	g/cm <sup>3</sup>
AFK	30.000 – 125.000	600 – 2.500	1,8 – 4,4	0,34	-6 bis -2 / 60 bis 80	1,25 bis 1,5
CFK	120.000 – 580.000	600 – 3.500	0,5 – 1,8	0,21	-9 bis 0 / 74 bis 104	1,5 bis 1,9
GFK	30.000 – 60.000	400 – 1.600	1,2 – 3,7	0,30	5 bis 10 / 21 bis 34	1,25 bis 2,6
Betonstahl	200.000	480 - 690	6,0 – 12,0	0,18	12	7,85
Spannstahl	200.000	1.770	5,0	0,20	12	7,85

Die Festigkeiten von CFK übertreffen die der meisten Metalle und anderer Faserverbundwerkstoffe. Unter Zugbeanspruchung verhält sich CFK analog zu den Fasern, in Faserlängsrichtung ohne plastische Reserven linear-elastisch und versagt, anders als z. B. Betonstahl, daher spröde (Abbildung 2.11) [8], [49]. Die Hauptnachteile von CFK hinsichtlich des Bauwesens sind neben dem relativ hohen Preis, das Brandverhalten, das spröde Versagen und die Querdruckempfindlichkeit aufgrund des anisotropen Verhaltens. Letzteres Problem zeigt sich vor allem bei Endverankerungen.

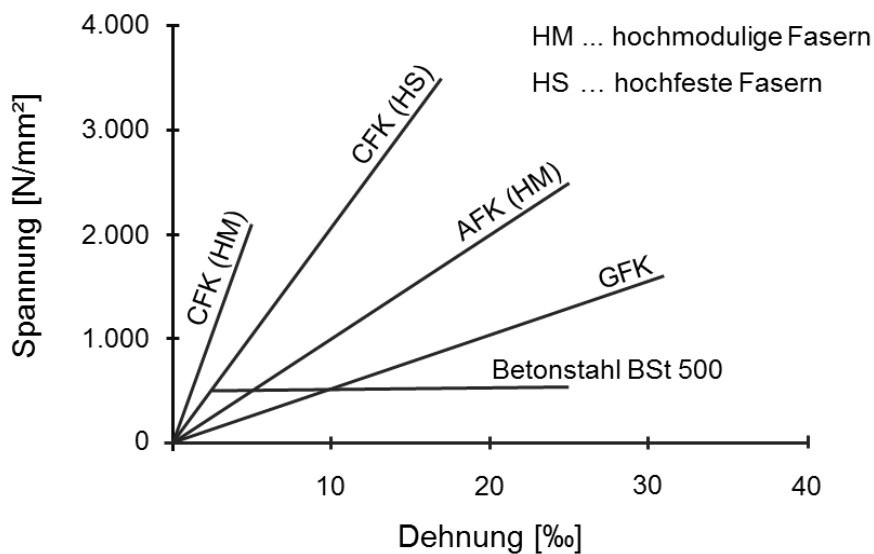


Abbildung 2.11: Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien verschiedener FVK und Betonstahl in axialer Zugrichtung nach [44], [48]

Um dies zu umgehen, wurden Klemm- und Vergussverankerungen entwickelt, die einen vorzeitigen Bruch des Materials aufgrund der hohen Querpressungen im Ankerbereich verhindern und eine gleichmäßige Spannungsverteilung entlang des Zugelements im Ankerkörper gewährleisten sollen [52], [53]. Die beschriebenen Nachteile betreffen jedoch FVK im Allgemeinen, weswegen trotz des höheren Preises oftmals die Kohlenstofffaser gewählt wird.

Glasfasern mit ihrer geringeren Steifigkeit zeigen je nach Fasertyp eine spürbare Alterung in alkalischer Umgebung. Aramidfaserkunststoffe wiederum sind im Vergleich zu GFK oder CFK aufgrund der geringeren Quer- und Druckfestigkeit wesentlich weicher. Ein Einsatz ist dann sinnvoll, wenn die Gewichtsersparnis an erster Stelle steht. Dies trifft z. B. für abrieb- und schlagbeanspruchte Teile aus aramidfaserverstärkten Kunststoffen zu [8]. Ein weiterer Nachteil liegt in der Langzeitschwäche im alkalischen Milieu des Betons. Daher scheidet AFK noch vor GFK als Bewehrungsmaterial für einen Einsatz in ultrahochfestem Beton aus [47], [54].

Insgesamt weisen Kohlenstofffasern aus der Gruppe der in Frage kommenden Fasern ganzheitlich die besten mechanischen Eigenschaften auf und besitzen die hochwertigsten Fasern [47]. Mit ihrer insgesamt hohen Festigkeit und Steifigkeit [44], [54] besitzen Kohlenstofffasern aus konstruktiver Sicht viele Vorteile, die für einen Einsatz von CFK als Bewehrungsmaterial in Bauteilen aus UHPC sprechen. Die wesentlichen Vor- und Nachteile sind in Tabelle 2.3 zusammengefasst.

Tabelle 2.3: Vor- und Nachteile von CFK [8], [44], [44]

Vorteile von CFK	Nachteile von CFK
<ul style="list-style-type: none"> <li>- hohe (Zug-)festigkeit</li> <li>- hohe Steifigkeit (bei gleichzeitiger niedriger Dichte)</li> <li>- hohe elastische Dehnbarkeit</li> <li>- sehr gutes Ermüdungsverhalten</li> <li>- sehr gute chemische Beständigkeit</li> <li>- ausgezeichnete Korrosionsbeständigkeit</li> <li>- geringe Wärmeleitfähigkeit</li> <li>- Alkalibeständigkeit</li> <li>- Elektrische Eigenschaften einstellbar (vom sehr guten Isolator bis zum Leiter)</li> <li>- leicht handhabbar (z. B. Transport)</li> <li>- Möglichkeit freier Formgestaltung und Integralbauweise</li> <li>- endlose Lieferlänge, keine Stöße</li> <li>- hohes spezifische (auf die Dichte bezogenes) Energieaufnahmevermögen</li> <li>- bei vergleichender Gesamtenergiebilanz sehr günstiger Werkstoff, beträchtliche Energieeinsparung möglich</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- kaum plastische Verformungen</li> <li>- geringe Querbeanspruchung</li> <li>- anisotropes Verhalten</li> <li>- schlechtes Brandverhalten</li> <li>- relativ hoher Materialpreis</li> </ul>

## 2.3 Verbundverhalten von FVK-Bewehrung

### 2.3.1 Allgemeines

Zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben aus Faserverstärkten Kunststoffen liegen zahlreiche Veröffentlichungen und Untersuchungsergebnisse vor. Ein großer Anteil der Untersuchungen wurde jedoch mit normalfesten Betonen bis zu einer Druckfestigkeit von etwa 50 N/mm<sup>2</sup> durchgeführt (z. B. [6], [43], [44], [54]–[75]). Mit steigender Betonfestigkeit bis etwa 100 N/mm<sup>2</sup> nimmt die Datenbasis deutlich ab, z. B. [71], [73], [74], [76]–[78]. Zum Verbundverhalten von CFK-Bewehrung in UHPC finden sich hingegen nur wenige Literaturquellen, z. B. [36], [79], [80].

In der Literatur wird oftmals keine spezielle Unterscheidung hinsichtlich der verwendeten Faserarten vorgenommen. Stattdessen wird übergeordnet meist von „Faserverstärkten Kunststoffen“ bzw. *FRP* (engl. fiber reinforced polymers) gesprochen, obwohl verschiedene Faserarten (Carbon-, Glas-, Aramidfasern) verwendet werden. Der Fasereinfluss auf die Ergebnisse wird in Kapitel 2.3.5 näher betrachtet.

Über das prinzipielle Verbundverhalten speziell von CFK wurde beispielweise von Krüger [81] umfangreiche Untersuchungen anhand von Gelegen bei Vorspannung mit sofortigem Verbund durchgeführt. Im Rahmen seiner Untersuchungen zeigte sich, dass z. B. besandete, epoxidharzgetränkte Kohlefaserbewehrungselemente ein gutes Verbundverhalten aufweisen. Bei Kohlefasern ohne Behandlung liefert der Verbund hingegen keine überzeugenden Ergebnisse, da die inneren Fasern auch von einem sehr feinen Beton nicht erfasst werden. Mikroskopische Aufnahmen von Feinschliffproben belegen dies (vgl. Abbildung 2.12 und Abbildung 2.13).

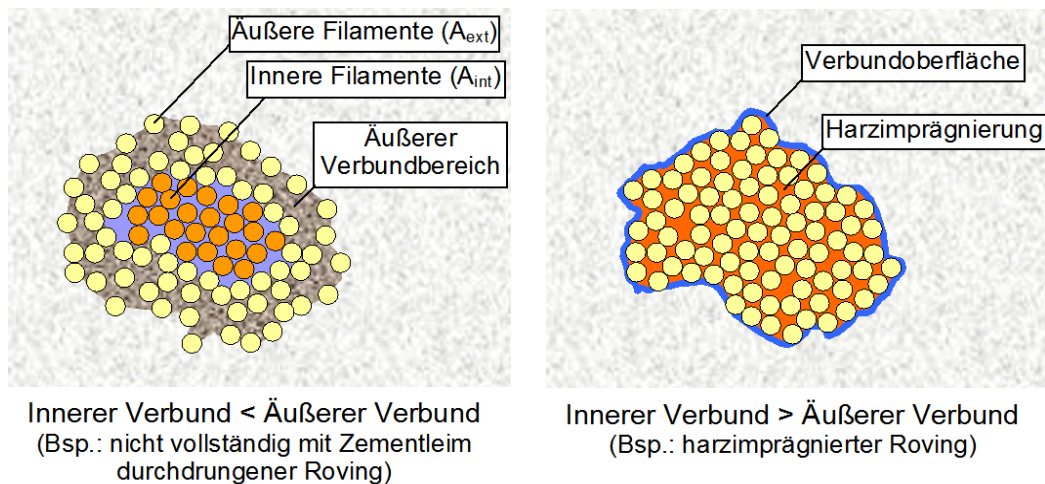


Abbildung 2.12: Variationen von in Beton eingebetteten textilen Rovings [81]

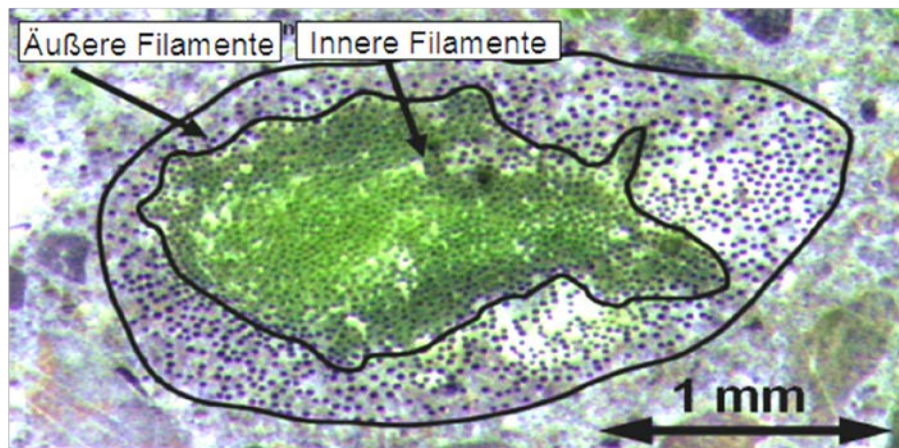


Abbildung 2.13: Schlechte Verbundeigenschaften eines nicht imprägnierten Rovings eingebettet in Beton [81]

### 2.3.2 Grundlagen zum Verbund

Die grundlegende Bedeutung der Verbundwirkung wird an der Vielzahl theoretischer und experimenteller Forschungsarbeiten deutlich, die in zahlreichen Berichten und Aufsätzen veröffentlicht wurden. Eine umfangreiche Übersicht zu dieser Thematik findet sich beispielsweise in [82]. Die wesentlichen Erkenntnisse dieses Kapitels sind den Ausführungen von Rehm [83] und Leonhard und Mönning [84] entnommen, weitere Quellen sind entsprechend angegeben. Für weiterführende Informationen zum Verbundverhalten zwischen Betonstahl- und Spannstahlbewehrung und Beton wird darüber hinaus auf ausführliche Darstellungen z. B. von Eligehausen et al. [85] und Tue [86] verwiesen.

Unter Verbund versteht man im Stahlbeton- und Spannbetonbau allgemein die Kraftübertragung zwischen Bewehrung und Beton und stellt die grundlegende Tragwirkung von bewehrten Betonkonstruktionen sicher. Eine Beanspruchung des Verbundes tritt jedoch nur dann auf, wenn ein Dehnungsunterschied zwischen Bewehrungsstab und Beton vorhanden ist. Dabei muss die Kraft der auftretenden Spannungsdifferenz über die Verbundkontaktfläche vom Stab auf den Beton übertragen werden. Die bei dieser Kraftübertragung entstehenden Verformungsunterschiede zwischen Beton und Stab werden als Schlupf  $s$  bezeichnet.

Eine wichtige Voraussetzung für eine Verbundwirkung ist ein kontinuierlicher Verbund zwischen den beiden Baustoffen und wird über eine Reihe komplexer Mechanismen erreicht, die abhängig von der Oberflächenprofilierung des Bewehrungsstabes ist. Vereinfachend kann dies anhand der Kraftübertragung durch eine in der Grenzfläche von Bewehrung und Beton wirkende Schub- oder Verbundspannung  $\tau_b$  beschrieben werden [87].

Er findet an den Kontaktflächen beider Werkstoffe über folgende Verbundmechanismen statt:

(I) Haftverbund:

Der Haftverbund entsteht in Folge einer Klebewirkung (auch „Haftung“ genannt) zwischen Zementstein und Bewehrungsstab. Sie wird durch Adhäsion oder Kapillarkräfte hervorgerufen und u. a. von der Rauigkeit der Staboberfläche beeinflusst. Haftverbund besitzt nur eine sehr geringe Festigkeit und kann, solange kein oder fast keine Relativverschiebung zwischen Bewehrung und Beton auftritt, nur geringe Verbundspannungen übertragen. Da bereits kleine Relativverschiebungen zwischen Bewehrung und Beton zu einer Zerstörung des Haftverbundes führen, ist dieser Verbundmechanismus von untergeordneter Bedeutung.

(II) Scherverbund:

Nach Überwindung des Haftverbundes erfolgt die Kraftübertragung bei Rippenstäben hauptsächlich über die Rippen durch mechanische Verzahnung mit dem dazwischenliegenden Beton. Scherverbund stellt unter den drei Verbundarten die wirksamste und daher maßgebende Kraftübertragungsart bei zunehmender Relativverschiebung dar. In dieser Phase kann das Tragverhalten des Betons in der Umgebung des Stahls nach Tepfers [88] unter Verwendung eines Druckkegel-Zugring-Modells (Abbildung 2.14) veranschaulicht werden.

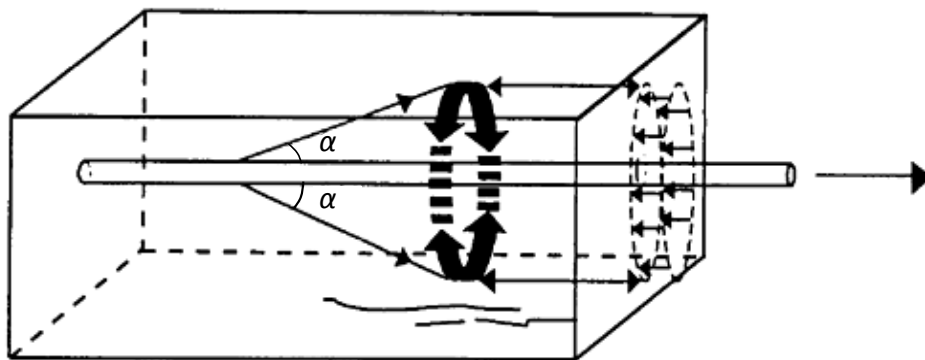


Abbildung 2.14: Schematische Darstellung der Verbundkräfte [88]

Beim Herausziehen stützt sich der Bewehrungsstab über seine Stabrippen über schräge Druckkräfte auf dem Beton ab und es entstehen Druckspannungen, die sich rotations-symmetrisch von den Rippen ausgehend ausbreiten. Die Verbundkräfte werden dabei unter einem zur Stabachse geneigten Winkel  $\alpha$  in den Beton eingetragene. Dieser Winkel ist nicht konstant, sondern von der Geometrie der Profilierung abhängig und steigt mit zunehmendem Schlupf an [89]. Durch die Umlenkung entstehen ringförmig um die Bewehrung verlaufende Zugspannungen, die von der Betonzugfestigkeit aufgenommen werden müssen. Bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit kommt es zu einer Längs-rissbildung entlang des Stabes. Diese Mikrorisse wachsen bei Laststeigerung kon-



tinuierlich in Richtung der Betonoberfläche an (Abbildung 2.15) [90]. Bei Erreichen der Betonoberfläche kommt es dann zu einer schlagartigen Abnahme der übertragbaren Verbundspannung, was bei geringer Betondeckung zu einem Verbundversagen infolge Spalten (Spaltzugversagen) führt. Zur Vermeidung von Längsrissen bzw. Spaltversagen muss daher eine ausreichende Betondeckung vorhanden sein, damit die Tragfähigkeit der Betonzugringe sichergestellt werden kann.

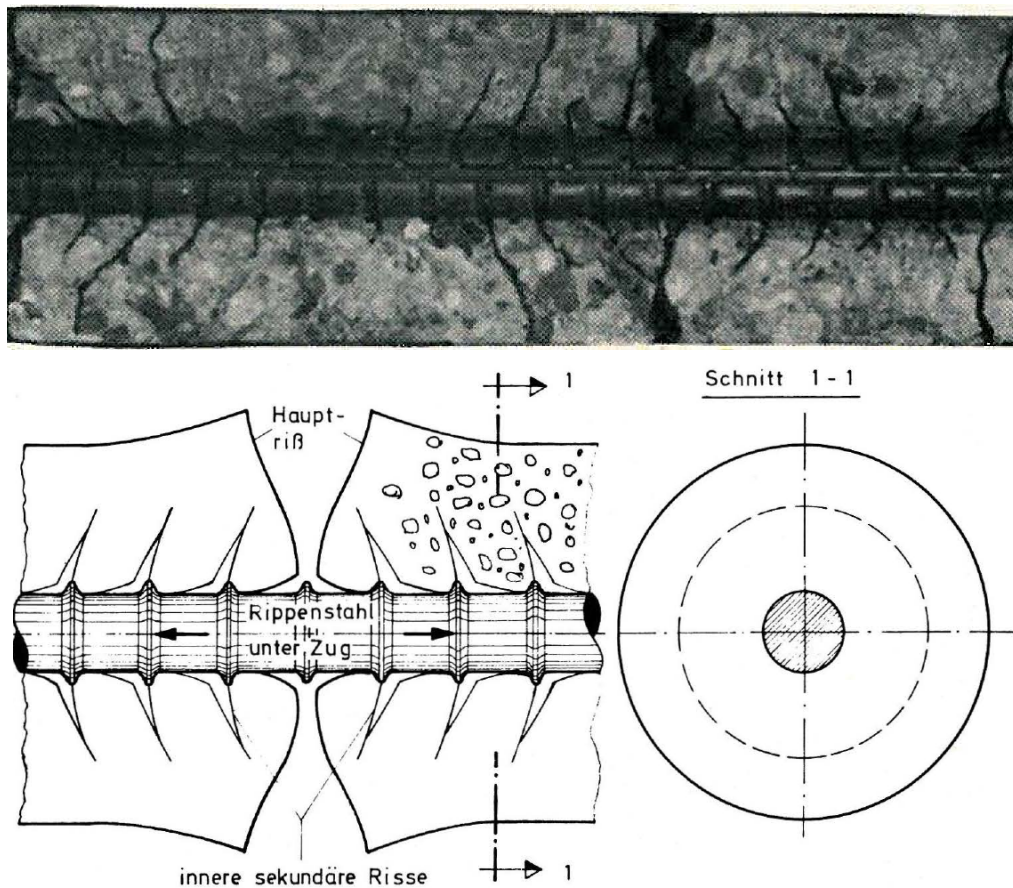


Abbildung 2.15: Verbundkraftübertragung bei profilierten Betonstählen mit schematischer Darstellung der Rissbildung [90]

Bei einer ausreichend großen Betondeckung kommt es zunächst zur Zerstörung der Porenstruktur, in einem späteren Belastungsstadium zum Abscheren der Betonkonsolen zwischen den Stabrippen. Durch die Abstützung der Druckstreben auf den Stabrippen ergeben sich sehr hohe Druckspannungen in der Kontaktfläche, die auf Grund des mehraxialen Druckspannungszustandes im Beton ein Mehrfaches der Würfeldruckfestigkeit betragen können [91]. Die Stabrippen müssen daher hohe Kräfte aufnehmen können, damit diese nicht abscheren. Von dort breiten sich die stark konzentrierten Spannungen sehr rasch in den umgebenden Beton aus. Sind die Betonkonsolen ganz abgesichert, erfolgt die Übertragung der Verbundkräfte durch Reibung (Abbildung 2.16).



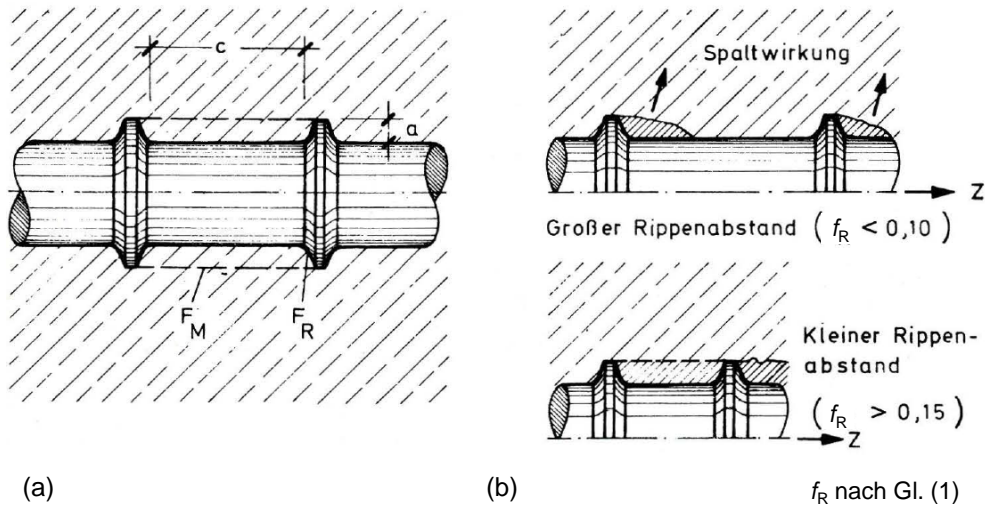


Abbildung 2.16: Erläuterung des Scherverbundes an einem (a) idealisierten Stab mit kreisförmigen Rippen und (b) möglicher Bruchflächen der Betonkonsolen zwischen den Rippen [84]

### (III) Reibungsverbund:

Nach Erreichen der Höchstlast wird der Scherverbund aufgehoben und es kommt zum gegenseitigen Verschieben von Bewehrungsstab und Beton, durch den der Reibverbund wirksam wird. Bei Betonstahl kommt es in dieser Phase üblicherweise zum Abscheren der Betonkonsolen (Abbildung 2.16 b). Die Größe der durch Reibung übertragbaren Verbundkräfte ist im Wesentlichen von der Rauigkeit der Kontaktflächen abhängig und meist vernachlässigbar gering. Mit zunehmender Verbundzerstörung nimmt die Wirksamkeit des Reibungsverbundes ab. Günstig auf den Reibungsverbund wirken Querspannungen aus Querdruck, was zur Folge hat, dass der Reibungsverbund auch bei großen Relativverschiebungen seine Wirksamkeit beibehält.

Die Charakterisierung von Bewehrungsstäben erfolgt nach ihrer Oberflächen- bzw. Rippengeometrie oder Profilform. Damit wird die Ausbildung und Abmessung der Rippen beschrieben. Da profilierte Bewehrungsstäbe eine an sich komplizierte Geometrie besitzen, die sich ohne Idealisierung und Vereinfachung nur schwer für weiterführende theoretische Untersuchungen verwenden lässt, wurden beispielsweise von Rehm [83] und Martin [92] eine sinnvolle Idealisierung profilierter Bewehrungsstäbe vorgeschlagen und verwendet (Abbildung 2.17). Für Betonstahl ist die maßgebende Kenngröße nach Gleichung (1) die bezogene Rippenfläche  $f_R$  nach Rehm [83].

$$f_R = \frac{F_R}{F_S} = \frac{a_R}{c_l} \cdot \left(1 - \frac{a_R}{2 \cdot r_{Stab}}\right) \quad (1)$$

Sie gibt nach Abbildung 2.18 das Verhältnis der Rippenaufstandsfläche  $F_R$  zur Mantelfläche  $F_S$  an. Die Rippenaufstandsfläche  $F_R$  ist abhängig von der Rippenhöhe  $a_R = d_s - d_i$ :

$$F_R = \frac{\pi}{4} \cdot (d_s^2 - d_i^2) \quad (2)$$

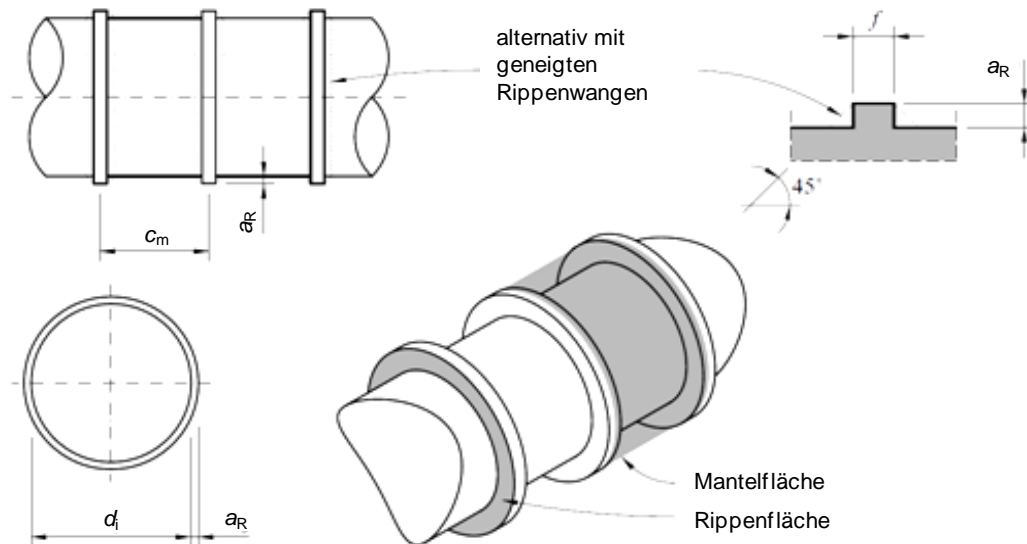


Abbildung 2.17: Idealisierung profilierter Bewehrungsstäbe [93]

Die Mantelfläche  $F_S$  wiederum ist abhängig vom lichten Stabrippenabstand  $c_l$ . Eine hohe bezogene Rippenfläche bedeutet entweder eine große Rippenhöhe oder geringe Rippenabstände, wodurch bei Betonstahl höhere Verbundkräfte übertragen werden können.

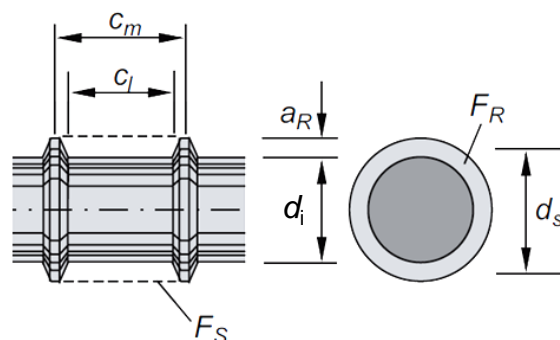


Abbildung 2.18: Definition der bezogenen Rippenfläche  $f_R$  nach [87]

Für GFK-Stäbe empfiehlt Malvar [59] eine Begrenzung auf  $f_R = 0,054$ , was nach Gleichung (2) eine Begrenzung der Stabrippenhöhe zur Betonrippenbreite und damit eine Beschränkung der wirksamen Fläche der Profilierung bedeutet.

Zur Bestimmung des Einflusses der Rippengeometrie bei FVK-Stäben wurden von Al-mahmoud et al. [71] die Bezugsgröße  $CLR$  (Concrete-Lugs-Ratio) vorgeschlagen. Sie setzt die Breite der Betonrippe ins Verhältnis zur Gesamtlänge aus Beton- und Stabrippe (Abbildung 2.19 a). Eine weitere Bezugsgröße wird von Baena et al. [72] in Form des Parameters  $a_s$  vorgeschlagen und ist an  $f_R$  angelehnt. Sie definiert das Verhältnis der Rippenaufstandsfläche  $A_r$  zur Gesamtlänge aus Beton- und Stabrippe (Abbildung 2.19 b).

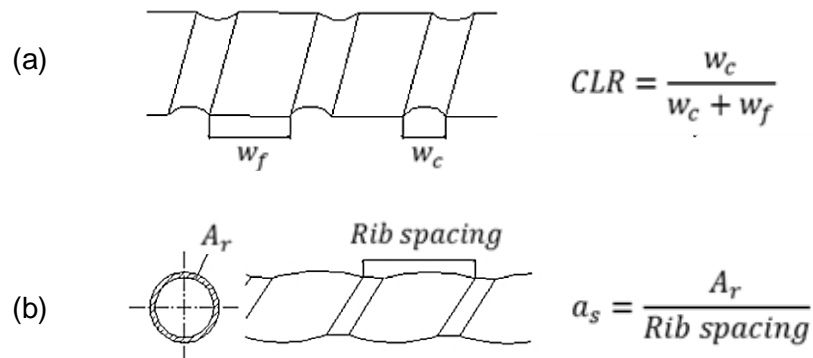


Abbildung 2.19: Definition (a) Concrete-Lugs Ratio ( $CLR$ ) [71], (b)  $a_s$  nach [72]

Bezugsgrößen wie  $f_R$  sind jedoch nur dann aussagekräftig, wenn ein zum Betonstahl äquivalentes Verbundversagen mit einem Versagen der Betonrippen eintritt. Die besonderen Materialeigenschaften von FVK-Stäben erhöhen jedoch mit steigender Betondruckfestigkeit die Gefahr eines Versagens der Stabrippen und lassen nur bedingt vergleichbare Ergebnisse zu.

Das Verbundverhalten von FVK-Bewehrung in normalfesten Betonen wird in den Arbeiten von Füllsack-Köditz [43] und Niewels [44] umfangreich untersucht. Dabei zeigt sich ein zu Betonstahl ähnliches Verhalten. Prinzipiell können die aus dem Stahlbetonbau bekannten Verbundmechanismen (Haftverbund, Scherverbund und Reibungsverbund) aktiviert und angewendet werden. In Abhängigkeit von der Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstab und Beton können die einzelnen Verbundanteile gemäß Abbildung 2.20 charakterisiert werden.

Der Einfluss der Staboberfläche spielt hier jedoch gegenüber Betonstahl eine größere Rolle. Bei FVK-Stäben stellt sich nach Überschreiten des Haftverbundes aufgrund der im Vergleich zu Betonstahl deutlich weicheren Oberflächenprofilierung meist ein abweichendes Verbundversagen ein, das vornehmlich mit einem Versagen der Oberflächenprofilierung verknüpft ist. Daher nimmt auch, bedingt durch die vergleichsweise geringen Ringzugspannungen, die Betrachtung des Spaltzugversagens bei herkömmlicher FVK-Bewehrung einen untergeordneten Stellenwert ein [43].

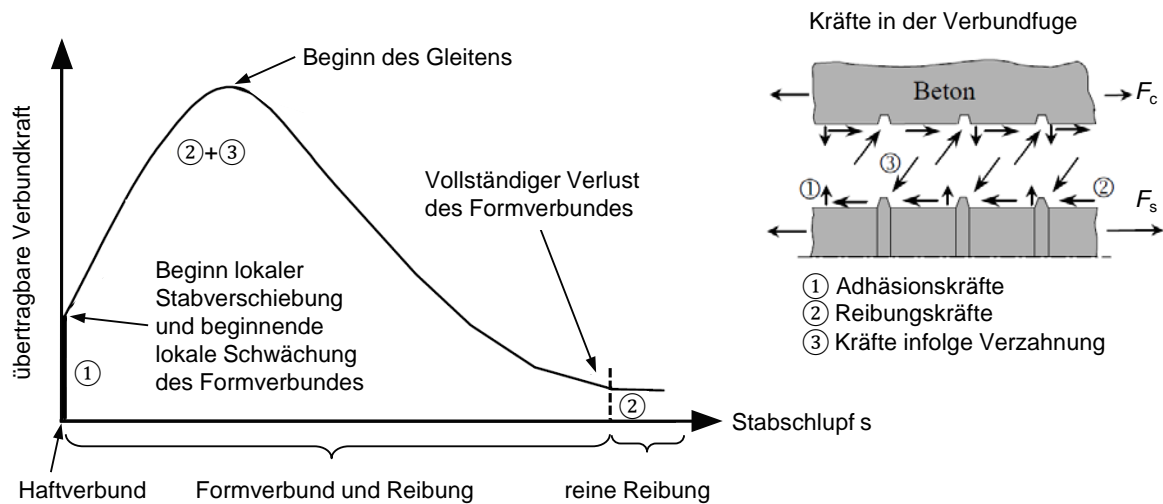


Abbildung 2.20: Zusammenhang zwischen den Verbundanteilen und dem Stabschlupf nach [43]

Analog zum Betonstahl hängt das Verbundverhalten von FVK-Bewehrungsstäben von verschiedenen Parametern ab, die unterschiedliche Auswirkungen auf die Ergebnisse haben (Tabelle 2.4). Im Gegensatz zu Betonstahl können diese jeweils gravierenden Einfluss auf die übertragbaren Verbundspannungen von FVK-Bewehrung haben. Auf die für diese Arbeit relevanten Einflussgrößen wird in den Kapiteln 2.3.4 bis 2.3.8 näher eingegangen.

Tabelle 2.4: Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten von FVK-Bewehrung [43], [44], [56], [58], [60]

Einflussfaktoren	
versuchsbedingt	materialbedingt
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Versuchsaufbau</li> <li>- Verbundlänge</li> <li>- Betondeckung</li> <li>- Messanordnung</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Faserart und -material</li> <li>- Materialausnutzung (Fasern, Harz)</li> <li>- Stabdurchmesser</li> <li>- Oberflächenausbildung Bewehrungsstab</li> <li>- Adhäsion zwischen Bewehrung und Beton</li> <li>- Betonfestigkeit</li> </ul>

### 2.3.3 Verbundmodelle aus der Literatur

Die rechnerische Erfassung des Verbundverhaltens einbetonierter Bewehrungsstäbe erfolgt im Allgemeinen mit Hilfe von Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen. Im streng mechanischen Sinne handelt es sich bei den vorhandenen Verbundmodellen um keine wirkliche Materialeigenschaft, sondern um empirische Modelle, die von vielen Faktoren abhängen. Für unterschiedliche Bewehrungsmaterialien und Anwendungen existiert mittlerweile ein breites

Spektrum verschiedener  $\tau_b$ - $s$ -Beziehungen. Gründe hierfür sind beispielsweise die großen Streubreiten in den Versuchen, die entscheidend von den Randbedingungen abhängen. Alle Rechenverfahren, die im Zusammenhang mit den sog. Verbundgesetzen stehen, sind mehr oder weniger eine Abschätzung, so dass eine Verallgemeinerung dieser Verbundmodelle nicht möglich ist [94]. Nach Kapitel 2.3.2 zeigen FVK-Bewehrungsstäbe in normalfesten Betonen prinzipiell ein mit Betonstahlbewehrung vergleichbares Verbundverhalten. Abgeleitet von den Verbundgesetzen für Betonstahl wurden für den ansteigenden Ast in verschiedenen Untersuchungen aus dem Stahlbetonbau bekannte Verbundgesetze angepasst bzw. eigene Verbundgesetze abgeleitet, so dass eine hinreichend genaue Abbildung der  $\tau_b$ - $s$ -Kurven aus experimentellen Untersuchungen ermöglicht wird (vgl. u. a. [43], [44], [54], [56], [59], [64], [95], [96]). Einflüsse auf die Verbundspannungen, wie z. B. Stablage, Betondeckung, Betonfestigkeit und Rippengeometrie werden dabei unterschiedlich berücksichtigt. Der FVK-Stab wird stets als homogener Querschnitt angenommen, eventuelle Schubverzerrungen im Stabkern bleiben unberücksichtigt.

Prinzipiell ist bei der Wahl geeigneter Verbundgesetze zu berücksichtigen, für welche Zustände das Verbundverhalten primär untersucht werden soll und welche Bereiche abzubilden sind [89]. Im Gebrauchszustand soll möglichst „starrer“ Verbund erzielt werden, d. h. nur relativ kleine Verschiebungen zwischen Bewehrungsstab und Beton auftreten. Die Rissbreiten und Durchbiegungen werden daher hauptsächlich durch den ansteigenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Kurven bestimmt. Im Traglastzustand ist vor allem die Rotationsfähigkeit von plastischen Gelenken von Interesse. Bei den in plastischen Gelenken auftretenden großen Relativverschiebungen hängt die plastische Rotationsfähigkeit auch vom abfallenden Ast der  $\tau_b$ - $s$ -Kurven im rissnahen Bereich ab. Wird dieser flacher, sinkt die plastische Rotation ab, wird er steiler, steigt die plastische Rotation an. Daher lässt sich eine prinzipielle Unterscheidung in folgende Bereiche vornehmen (vgl. Abbildung 2.21):

- Ansteigender Ast (Bereich I)  $s \leq s_1$
- Absteigender Ast (Bereiche II/III)  $s > s_1$

Die Frage, welcher Bereich für eine weitere Betrachtung von Bedeutung ist, hängt stark von den Materialeigenschaften ab. So sind in Betonbauteilen mit FVK-Bewehrung nach Norm Rissbreiten zwischen 0,5 und 0,7 mm zulässig [43]. Hierfür genügt die Betrachtung des ansteigenden Astes der Verbundspannungs-Schlupf-Kurven, wenn der Schlupf  $s_1$  bei der max. mittleren Verbundspannung größer als die halbe Rissbreite ist. Diese Zusammenhänge werden ausführlich in [43] und [44] dargestellt. Bei sehr kleinen Schlupfwerten, für Betonstahl in UHPC werden bereits bei Werten von ca. 0,1 mm sehr hohe max. Verbundspannungen erreicht (vgl. [25]), müssen zusätzlich die Bereiche II und III mit absteigendem Ast berücksichtigt werden. Daher ist auch für diese Abschnitte eine geeignete Abbildung erforderlich.

Für den ansteigenden Ast (Bereich I,  $0 \leq s \leq s_1$ ) hat sich in vielen Untersuchungen für FVK-Bewehrung das im *fib* Model Code 2010 [48] angegebene Verbundgesetz nach Gleichung (3) bewährt [95]. Es basiert auf dem sog. BEP-Modell für Betonstahl von Elgehausen, Popov und Bertero [85] und ist im *fib* Model Code 90 [97] verankert:

$$\tau(x) = \tau_{max} \cdot \left(\frac{s}{s_1}\right)^\alpha \quad (3)$$

- mit  $\alpha \dots$  von Stabmaterial und Verbundqualität abhängige Konstante, experimentell zu bestimmen (für Betonstahl i. Allg. = 0,4)  
 $s_1 \dots$  Schlupf bei max. Verbundspannung  $\tau_{max}$

Alternativ bietet sich eine Modifizierung des nach Gleichung (3) beschriebenen Verbundgesetzes, im Folgenden als mBEP bezeichnet, an [98]:

$$\tau(x) = C \cdot s^\alpha(x) \quad (4)$$

- mit  $C \dots$  von Stabmaterial und Betondruckfestigkeit abhängige Konstante  
 $\alpha \dots$  von Stabmaterial und Verbundqualität abhängige Konstante, experimentell zu bestimmen (für Betonstahl i. Allg. = 0,4)

Darüber hinaus haben sich weitere Ansätze für FVK-Bewehrungsstäbe als praktikabel erwiesen, bei denen es sich um Modifikationen des Ansatzes nach *fib* Model Code 90 handelt:

1.) Modell nach Cosenza, Manfredi und Realfonzo für GFK-Stäbe [95]

$$\tau(x) = \tau_{max} \cdot \left(1 - e^{\left[\frac{-s}{\beta}\right]}\right)^\alpha \quad (5)$$

- mit  $\alpha, \beta \dots$  von Stabmaterial und Verbundqualität abhängige Konstante, experimentell zu bestimmen

2.) Modell nach Malvar für GFK-Stäbe [59]

$$\tau(x) = \tau_{max} \cdot \left( \frac{A \cdot \frac{s}{s_1} + (B - 1) \cdot \left(\frac{s}{s_1}\right)^2}{1 + (A - 2) \cdot \frac{s}{s_1} + B \cdot \left(\frac{s}{s_1}\right)^2} \right) \quad (6)$$

- mit  $A, B \dots$  von Stabmaterial und Betondruckfestigkeit abhängige Konstante experimentell zu bestimmen  
 $s_1 \dots$  Schlupf bei max. Verbundspannung  $\tau_{max}$

3.) Modifizierung der Formulierung des Verbundgesetzes nach Model Code 90 für den ansteigenden Ast nach Füllsack-Köditz [43]

$$\tau(x) = \tau_{max} \cdot \left(\frac{s}{s_1}\right)^\alpha \cdot e^{\left(\frac{\alpha}{\beta} \left[1 - \left(\frac{s}{s_1}\right)^\beta\right]\right)} \quad (7)$$

mit  $\alpha, \beta \dots$  von Stabmaterial und Betondruckfestigkeit abhängige Konstante experimentell zu bestimmen

$s_1 \dots$  Schlupf bei max. Verbundspannung  $\tau_{max}$

Zur Beschreibung der Bereiche II und III ( $s > s_1$ ) empfehlen sich je nach Ausbildung des abfallenden Astes folgende mathematische Formulierungen:

1.) Modell nach Eligehausen, Popov und Bertero [85] nach Abbildung 2.21:

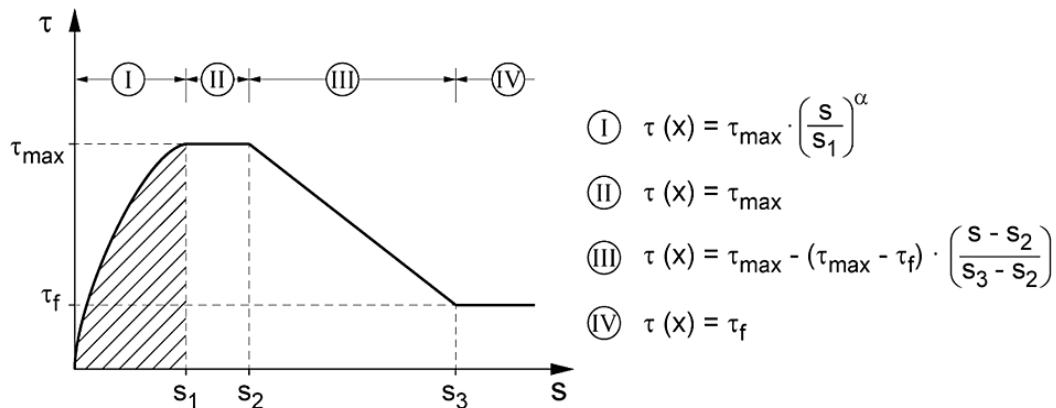


Abbildung 2.21: BEP-Modell nach Eligehausen, Popov und Bertero

2.) Lokales Verbundspannungs-Schlupf-Modell für FVK-Stäbe nach Model Code 2010 [48] (erweitert: modifiziertes Modell mBEP im ansteigenden Ast [99]) nach Abbildung 2.22 für  $s_m \leq s \leq s_u$

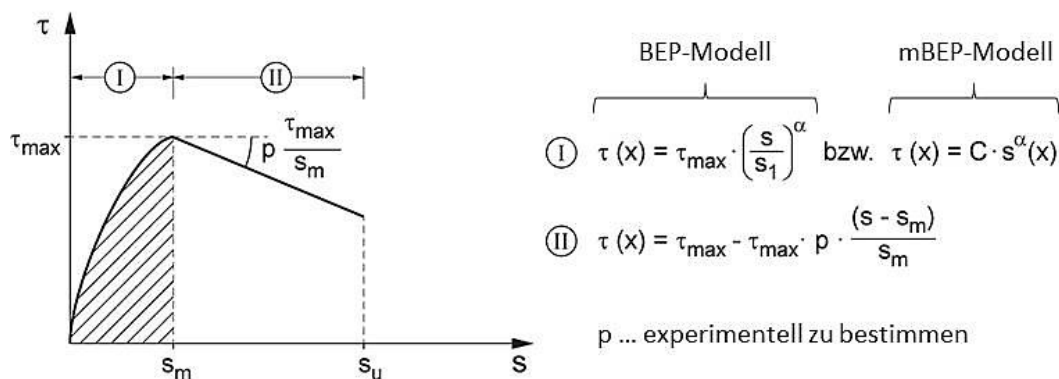


Abbildung 2.22: Lokales Verbundspannungs-Schlupf-Modell für FVK-Stäbe nach [48]

### 2.3.4 Einfluss der Oberflächenausbildung

FVK-Stäbe werden meist profiliert hergestellt, um eine möglichst günstige Verbundoberfläche der Bewehrung zu erhalten. Industriell gefertigte FVK-Bewehrungstypen unterscheiden sich je nach Aufbau (Art der Fasern und Matrix, Form und Oberflächenbeschaffenheit, Zusammensetzung und Herstellung) zum Teil deutlich in ihren chemischen und mechanischen Eigenschaften voneinander. Je nach Faserart und Hersteller liegt der wesentliche Unterschied zwischen den Bewehrungstypen in den unterschiedlichen Größen der Zugfestigkeit, des E-Moduls und der Oberflächenprofilierung [44]. Prinzipiell kann zwischen einer Bearbeitung vor und nach Erhärten der Harzmatrix unterschieden werden (Tabelle 2.5), wobei auch Kombinationen dieser Verfahren möglich sind.

Tabelle 2.5: Bearbeitungsmöglichkeiten der Staboberflächen von FVK-Stäben [43], [44]

Vor Erhärten des Harzes:	Nach Erhärten des Harzes:
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sandbeschichtung der Staboberfläche</li> <li>- Schläffe oder straffe Umwicklung mit einer weiteren Faser</li> <li>- Flechten der noch nicht erhärteten Faserbündel</li> <li>- Verflechtung der Rovings</li> <li>- Ausbildung einer Rippenstruktur durch Kunstharz</li> <li>- Einbringen einer Gewindestruktur</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Aufrauen der erhärteten Staboberfläche, z. B. durch Sandbestrahlen</li> <li>- Nachträgliches Einbringen einer Gewindestruktur o. ä. (z. B. durch Fräsen)</li> <li>- Ausbildung einer Rippenstruktur durch Kunstharz</li> <li>- Verflechtung der Rovings</li> </ul>




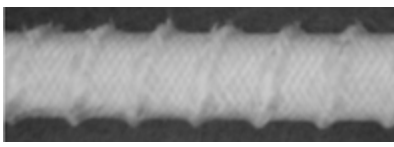





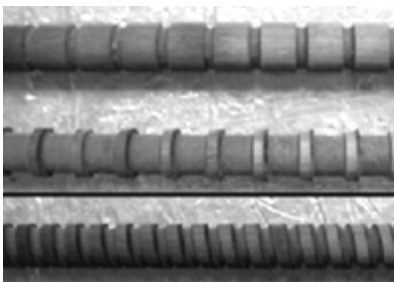
Allgemein führt jede Form einer Oberflächenstruktur zu einem verbesserten Widerstand gegenüber Auszug aus Betonbauteilen. In Tabelle 2.6 ist eine Auswahl von FVK-Bewehrungsstäben mit sehr verschiedenen Ausführungen zusammengestellt. Aufgrund der Vielzahl möglicher Oberflächenprofilierungen ergeben sich stabspezifische Verbundwirkungen, bei denen Haft-, Form- und Reibungsverbund in unterschiedlichen Größenordnungen ausgenutzt wird. Hinsichtlich einer Eignung der Oberflächenausbildungen im Beton sind Kenntnisse zu den Verbundeigenschaften und maßgebende Versagensmodi der in Tabelle 2.6 aufgeführten Staboberflächen erforderlich, die im Folgenden näher erläutert werden [36], [43], [44], [55], [58]–[60], [62]–[64], [70], [100]–[102]:

#### (1) Glatte Stäbe:

Glatte Stäbe haben ein ungünstiges Verbundverhalten und übertragen nur sehr geringe Verbundkräfte von der Größenordnung glatter Betonstähle über Haftung und Reibung. Die fett- und rostfreie Staboberfläche der FVK-Stäbe wirkt sich im Gegensatz zu Betonstahl günstig auf die Haftwirkung aus. Eine hohe Rauigkeit führt zu einer Vergrößerung der effektiven Kontaktfläche und begünstigt den Reibwiderstand.



Tabelle 2.6: Auswahl an Oberflächenausbildungen von FVK-Stäben

Oberfläche	Beispiel	Quelle
(1) Glatt		Sika (eigene Versuche)
(2) Besandet		[71]
(3) Schlaffe Umwicklung	  	[102]  [76]  [59]
(4.1) Straffe Umwicklung	 	[72]  [59]
(4.2) Verwindung		[59]
(5) Kunstharzrippen		[44]
(6) Einkerbung		[71]

(2) Besandung:

Bei einer besandeten Oberfläche zeigt sich eine ähnliche Charakteristik wie bei glatten Stäben, dem Fehlen einer mechanischen Verzahnung. Nach Erreichen der Höchstlast versagt der Haftverbund durch Delamination der obersten Schicht der FVK-Stäbe. Es kommt zu einem Abrieb der Besandung und die Schicht mit integrierten Quarzsandkörnern bleibt am Beton haften. Die Resttragfähigkeit stellt sich nun über einen ausgeprägten Reibverbund ein. Bereits diese Maßnahme führt gegenüber glatten Stäben zu einer Erhöhung der aufnehmbaren Verbundfestigkeit. Der Effekt ist jedoch in seiner Wirkung auf Grund der großen Abhängigkeit der Verbundfestigkeit des Harzes zwischen Besandung und FVK-Stab nicht steuerbar.

(3) Schlawe Umwicklung:

Bei glatten FVK-Stäben mit nachträglicher schlaffer Umwicklung oder Umflechtung mit spiralförmig aufgeklebten Faserrovings zeigt sich ein Verbundverhalten ähnlich glatter Stäbe ohne mechanische Verzahnung. Das Verbundversagen zeichnet sich durch Ablösung oder Abreißen der Spiralen vom Stabkern aus (siehe Abbildung 2.23), der Beton verbleibt meist unzerstört.

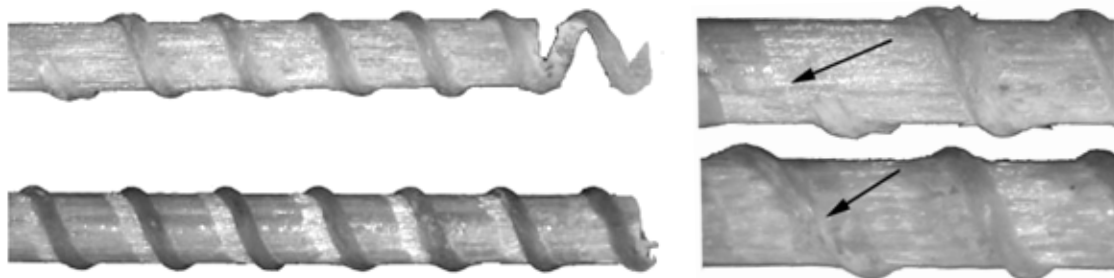


Abbildung 2.23: Versagen einer Stabumwicklung [102]

Adhäsion und Reibung stellen die Hauptkomponenten des Verbundes zwischen Stab und Beton dar. Diese Profilierungsart zeigt eine eher schwächere Widerstandsfähigkeit gegenüber Auszug und ist daher für einen Einsatz im Betonbau im Hinblick auf die Gewährleistung einer ausreichenden Verbundwirkung ungeeignet. In diesen Fällen wird die Verbundfestigkeit durch Haftreibung des umwickelten Rovings zur Staboberfläche geregelt und nicht zwischen Stab und Beton. Die maximal aufnehmbare Verbundspannung ist somit abhängig von der Qualität und Festigkeit des Harzes und ermöglicht daher nur eine begrenzte Übertragung ausreichend hoher Verbundkräfte.

(4) Straffe Umwicklung (4.1) / Verwindung (4.2):

Eine lokale straffe Umwicklung führt zu einer bereichsweisen Verjüngung des Stabquerschnittes und einer daraus resultierenden „negativen“ Konsole. Das Verbundversagen verhält sich ähnlich zu den schlaff umwickelten FVK-Stäben und zeichnet sich durch lokale Zerstörung der äußeren Fasern des FVK-Stabes im Bereich der Umwicklungsstellen aus.

(5) Profilierung durch aufgesetzte Kunstharzrippen:

FVK-Stäbe mit einer Profilierung in Form von Rippen aus Kunstharz zeigen gegenüber glatten Stäben deutlich verbesserte Verbundeigenschaften. Je nach Ausbildung der Profilierung und Festigkeit des profilbildenden Harzes kann ein Formverbund von der Größenordnung des Betonstahls erreicht werden. Das Verbundversagen wird jedoch maßgebend von der Größe der Betonfestigkeit beeinflusst. Beim Einsatz von Betonen geringer Festigkeit bzw. bei FVK-Stäben mit ausreichend scherfesten Harzmaterialien und entsprechender Oberflächenprofilierung kann ein teilweises bzw. vollständiges Abscheren der Betonkonsolen beobachtet werden. Die Versagensmechanismen sind hierbei zum Betonstahl äquivalent. Mit steigenden Betonfestigkeiten ist diese Versagensart jedoch praktisch ausgeschlossen. Ein teilweises bzw. vollständiges Abscheren der Oberflächenprofilierung vom Stabkern tritt bei einem Dehnungsunterschied im Grenzbereich Stabkern - Oberflächenprofilierung ein. Sobald in diesem Bereich die Scherfestigkeit des Kunstharzes erreicht wird, bilden sich entlang der Stabachse Mikrorisse in der Abscherebene im Kunstharz. Dies führt schließlich zum Ablösen der Stabkonsole vom Stabkern bzw. zu deren lokalen Zerstörung. Somit stellen Scherfestigkeit und Haftungsvermögen des verwendeten Kunstharzes das maßgebliche Versagenskriterium dar. Unter Umständen kann auch ein kombiniertes Verbundversagen mittels Abscheren der Stab- und Betonkonsolen eintreten. Eine weitere Versagensart kann in Form eines Durchzwängens der profilierten FVK-Bewehrung durch den Bewehrungskanal eintreten und liegt in der geringen radialen Steifigkeit der Bewehrung in Form eines inneren Verbundversagens begründet. Diese Versagensart verhält sich ähnlich zum Abscheren der Stabkonsolen, bei dem der Verbund nicht schlagartig versagt und Reibungsverbund erhalten bleibt.

(6) Profilierung durch Einkerbung:

Einkerbungen o. ä. zeigen analog zu Kunstharzrippen deutlich verbesserte Verbundeigenschaften gegenüber glatten oder besandeten Stäben. Abhängig von Rippengeometrie und Betonfestigkeit lässt sich ein Verbundversagen durch Abscheren der Rippen vom Stabkern oder durch Versagen der Betonkonsolen erzielen. Versuche von Al-mahmoud et al. [71] mit maschinell eingekerbten FVK-Stäben zeigen, dass bei niedrigen Betonfestigkeiten durch gezielte Variation der Rippengeometrie ein Abscheren der Betonkonsolen erreicht werden kann. Bei ungünstigen Profilgeometrien und mit steigenden Betonfestigkeiten erfolgt ein Verbundversagen jedoch überwiegend durch Abscheren der Stabrippen ohne Beschädigung des umgebenden Betons (vgl. Punkt (5)). Analog zu Punkt (3) stellt auch hier Reibung zwischen Stab und Beton den dominierenden Verbundmechanismus dar.

In Bauteilen aus UHPC zeigen Versuche von Sayed Ahmad et al. [36] an glatten und besandeten CFK-Stäben, dass sich die Verbundfestigkeiten sandgestrahlter Stäbe ähnlich denen von glatten Stäben verhalten. Zu vergleichbaren Ergebnissen kommen Henke und Fischer in [79], die spiralförmig umwickelte und besandete CFK-Stäbe in UHPC untersuchten. Bei den Pull-out-Versuchen glatter CFK-Stäbe in UHPC von Sayed et al. zeigen sich jedoch gegenüber vergleichbaren Literaturangaben und den eigenen Versuchen (vgl. Kapitel 3.3.2) auffällig

höhere Werte der max. mittleren Verbundspannungen mit einem signifikanten Sprung in der Versuchskurve (Abbildung 2.24). Im Rahmen dieser Versuche wurden Stäbe verwendet, die zu Transportzwecken während des Herstellprozesses mit einer speziellen Schutzschicht („peel ply“) versehen wurden. Die Autoren schlussfolgern, dass dies nach dessen Entfernung vermutlich zu einer Art Quasi-Profilierung und infolgedessen zu einer Erhöhung sowohl der Adhäsions- wie auch der Reibverbundfestigkeit geführt hat. Von ähnlichen Beobachtungen wird z. B. in [61] berichtet. Ein weiteres Indiz für zusätzliche Verbundeffekte ist der in Abbildung 2.24 erkennbare abrupte Anstieg der Verbundfestigkeit bei einem Schlupf von ca. 0,5 mm.

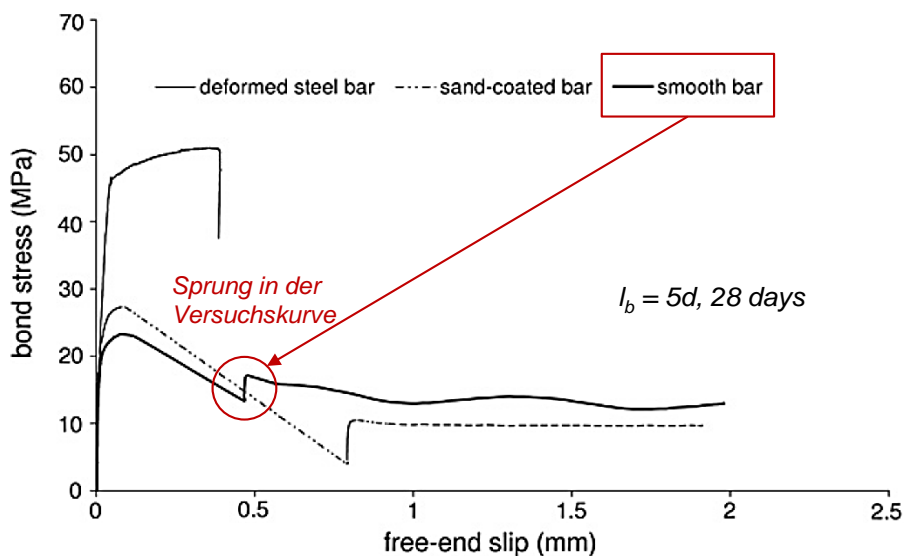


Abbildung 2.24: Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm für glatte CFK-Stäbe in UHPC [36]

Weitere Untersuchungen in normalfesten Betonen an kombinierten Oberflächen aus Profilierung und Besandung ergaben ebenfalls vielversprechende Ergebnisse, z. B. [43], [44], [55], [70], [102]. Entsprechend Punkt (2) in diesem Kapitel wird eine Besandung jedoch bereits bei geringen Verbundkräften abgerieben und tritt mit zunehmender Betonfestigkeit früher ein. Für hochfeste bzw. ultrahochfeste Betone zeigen sich daher nur geringe positive Effekte.

### 2.3.5 Einfluss des Fasermaterials

Wie in Kapitel 2.3.1 ausgeführt, wird in der Literatur hinsichtlich der verwendeten Faserarten oftmals keine spezielle Unterscheidung vorgenommen. Zur Beurteilung, ob und in welcher Form die verwendete Faserart Einfluss auf das Verbundverhalten nimmt, wurden Versuchsergebnisse aus der Literatur (vgl. Tabelle 2.7) unter diesem Aspekt untersucht und in Abbildung 2.25 ausgewertet. Prinzipiell zeigen sich dabei keine charakteristischen Unterschiede zwischen den einzelnen Faserarten mit z. T. großen Streuungen in den Ergebnissen innerhalb einer Faserart. Weiterhin wird erkennbar, dass je nach Bewehrungstyp, mindestens genauso hohe Verbundspannungen wie mit Betonstahlbewehrung erzielt werden können [95].

Die max. mittlere Verbundspannung für bisherige FVK-Bewehrung ist jedoch auf ca. 30 N/mm<sup>2</sup> begrenzt.

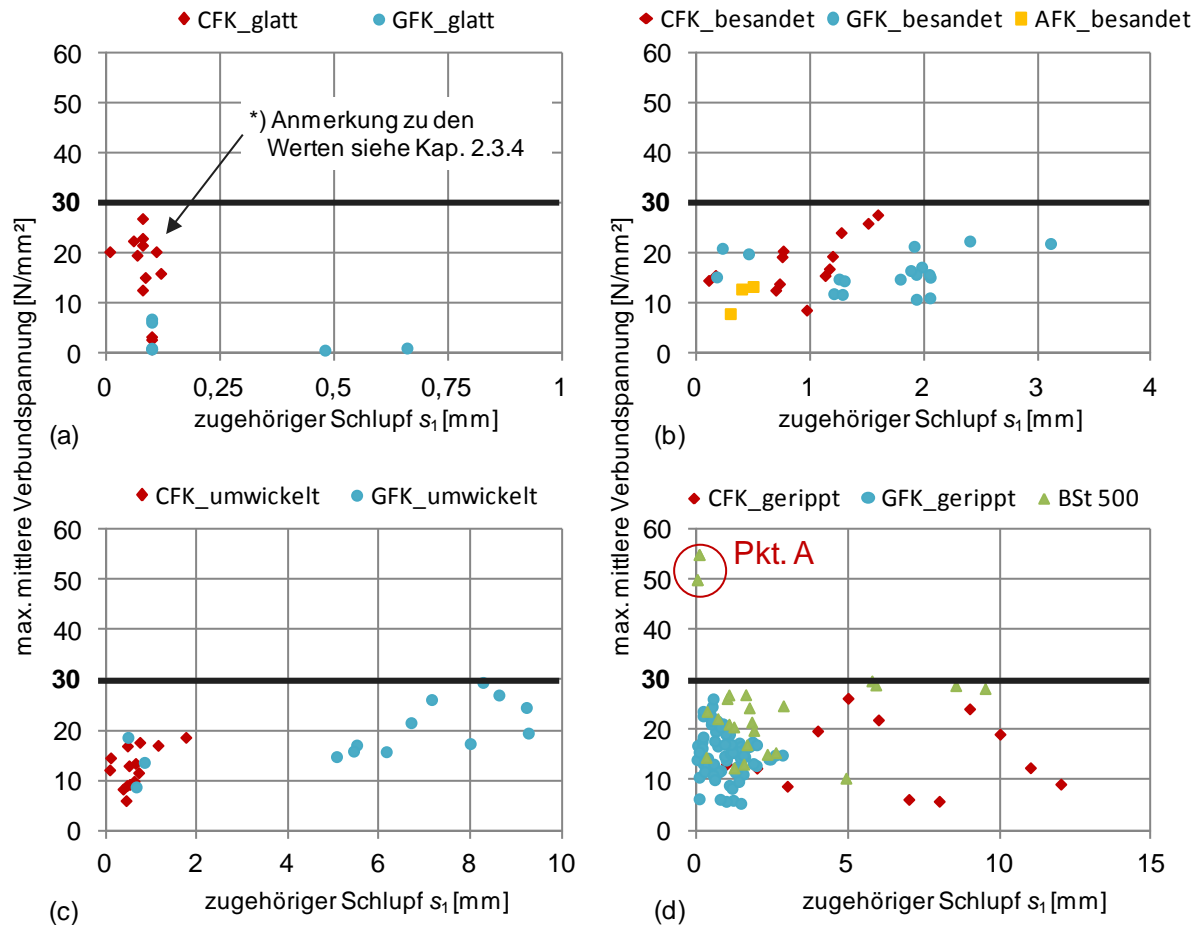


Abbildung 2.25: Auswertung nach Tabelle 2.7: (a) glatte Stäbe, (b) besandete Stäbe, (c) umwickelte Stäbe, (d) gerippte Stäbe

Unter Berücksichtigung von [68] stellt demnach allein die Faserart kein Kriterium für die erzielbare Verbundfestigkeit dar. Diese werden offensichtlich vielmehr von der Ausbildung der Staboberfläche [43] und der Festigkeit des oberflächenbildenden Materials bestimmt. Mit Epoxidharzen können z. B. höhere Verbundfestigkeiten aufgenommen werden als mit Vinylesterharzen (vgl. Kapitel 2.2.2) [66], [74]. Die Materialeigenschaften der verwendeten Fasern geben demzufolge nicht das prinzipielle Verbundverhalten wieder, sondern haben u. a. Einfluss auf folgende Faktoren:

- Größe der erzielbaren maximalen Verbundkraft
- Größe und Bereich des Haft-, Reib- und Formverbundes
- Widerstandsfähigkeit der Profilierungen
- Rissentwicklung aufgrund der unterschiedlichen E-Moduln
- Anwendungsgebiet (u. a. Dauerhaftigkeit, alkalisches Milieu)

Tabelle 2.7: In der Auswertung berücksichtigte FVK-Stäbe

FVK	Oberfläche (vgl. Tabelle 2.6)	$d_s$ [mm]	$\tau_{b,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$s_1$ [mm]	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Quelle
GFK	glatt	8	1,36	0,66	53,5	[61]
		12	0,94	0,48	53,5	
		12	1,2 – 7,2	0,1	30	[102]
	besandet	10	15,5 – 21,2	0,18 – 0,46	44,8	[55]
		10,2	15,5 – 16,0	1,9	53,11 – 53,54	[72]
		14,1	11,1 – 16,8	1,8 – 2,1	26,7 – 53,11	
		16,4	12,0 – 22,7	1,9 – 3,1	26,7 – 53,54	
		19,5	14,7 – 16,0	1,2 – 2,0	53,11 – 53,54	
	umwickelt	8	14,8 – 29,7	5,1 – 8,3	29,34 – 47,89	[72]
		12	15,8 – 27,2	6,1 – 9,2	29,34 – 47,89	
		16	19,6 – 21,6	6,7 – 9,3	46,15 – 47,89	
		19	15,9 – 17,2	5,4 – 5,5	46,15	
	umwickelt + besandet	12,7	13,8 – 15,8	1,3 – 2,2	80	[73]
		15,9	10,6 – 15,0	0,1 – 1,9	80	
		19,1	8,4 – 8,9	2,2 – 2,3	80	
		12,7	11,1 – 15,0	2,0 – 2,2	31	
		15,9	11,4 – 12,5	1,5 – 1,9	31	
		19,1	12,2 – 15,1	1,5 – 2,2	31	
		9,3	20,7 – 23,0	2,3 – 2,7	49,55 – 56,65	[72]
		13,7	9,8 – 18,3	2,1 – 7,1	28,3 – 56,65	
		16,1	10,5 – 17,9	3,6 – 7,7	28,3 – 49,55	
		19,1	14,3 – 15,1	4,4 – 5,4	56,65	
	gerippt	16	14,3	1,0	25	[43]
		6,5	21,21	2,3	27,4	[75]
		8	13,3 – 19,0	3,0 – 5,7	27,4	
		9,5	18,4	0,6	27,4	
10		7,0 – 14,0	1,7 – 4,7	26,3		
12		8,1 – 13,0	1,3 – 4,4	28,5		
12,7		11,6	3,3	27,4		
8		12,2 – 17,7	1,3 – 1,8	29,66 – 56,3	[72]	
12		8,5 – 15,8	1,1 – 1,5	27,16 – 56,3		
16		9,8 – 15,7	1,1 – 1,4	26,7 – 56,3		
25		13,0 – 21,9	0,5 – 2,0	26,7 – 53,8	[77]	
32		14,3 – 26,3	0,5 – 2,6	26,7 – 53,8		

Tabelle 2.7: In der Auswertung berücksichtigte FVK-Stäbe (Fortsetzung)

FVK	Oberfläche (vgl. Tabelle 2.6)	$d_s$ [mm]	$\tau_{b,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$s_1$ [mm]	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Quelle
CFK	glatt	7,5	15,5 – 27,2	0,06 – 0,09	UHPC 170	[36] <sup>(*)</sup>
		8	12,9 – 23,3	0,08 – 0,12	UHPC 170	
		10	21,9	0,08	UHPC 170	
		12	20,6	0,008	UHPC 170	
		12	1,15 – 3,62	0,1	34 – 65,7	[71]
	besandet	10	20,3 – 22,9	k. A.	41,3	[55]
		12	8,9 – 15,8	0,11 – 0,97	34	[71]
		10,65	15,7 – 27,9	1,1 – 1,6	27,8 – 54,9	[72]
		13,43	12,9 – 20,7	0,7 – 1,2	26,5 – 54,9	
	umwickelt	9	9,9 – 21,4	k. A.	54,6 – 103,1	[76]
		9,05	9,07 – 16,97	0,46 – 0,65	26,5 – 54,9	[72]
		12,5	6,06 – 11,64	0,37 – 0,72	31,3 – 54,9	
		10	11,7 – 14,6	0,08 – 0,1	44,6	[55]
		10	17,1 – 18,7	0,74 – 1,75	44,6	
	gerippt	10	8,9 – 13,3	k. A.	44,6	[55]
		10	19,9 – 26,4	0,3 – 0,63	42,7	[71]
		12	5,91 – 6,28	0,65	34	
		12	19,26 – 24,3	0,44	34	
		12	9,32 – 12,58	0,98	34	
	AFK	besandet	10	8,2 – 13,6	0,3 – 0,4	42,5
Beton- stahl	gerippt	8	50	0,038	UHPC 170	[36]
		10	55	0,1	UHPC	[25]
		10	23,8 – 24,9	0,36 – 2,87	42,8	[55]
		10	28,3 – 29,9	5,8 – 9,5	19,5 – 50	[72]
		12	12,5 – 29,1	1,25 – 8,54	26,5 – 50	
		16	13,3 – 27,1	1,57 – 1,67	27,2 – 58,2	
		20	14,6 – 22,3	0,3 – 0,7	49,5	
		10	21,3	1,08	27,4	[75]
		12	20,7	1,24	27,4	
		12	9,7	k. A.	34	[71]
		25	15,3 – 26,3	1,0 – 2,3	26,7 – 53,8	[77]
		32	10,5 – 27,1	1,1 – 4,9	26,7 – 53,8	

(\*) ... Anmerkung zu den  $\tau_{b,max}$ -Werten siehe Kapitel 2.3.4

### 2.3.6 Einfluss der Betonfestigkeit

Der Einfluss der Betonfestigkeit stellt neben der Oberflächenprofilierung eine wesentliche Einflussgröße auf das Verbundverhalten dar. Die Auswertung in Abbildung 2.26 verdeutlicht, dass die Verbundfestigkeit zwar prinzipiell mit zunehmender Betondruckfestigkeit ansteigt, eine Erhöhung der Betonfestigkeit führt jedoch bei FVK-Stäben nicht zwangsläufig zu einer signifikanten Erhöhung der Verbundfestigkeiten [60], [73]. Je nach Stabmaterial ist diese unterschiedlich stark ausgeprägt [43], [61].

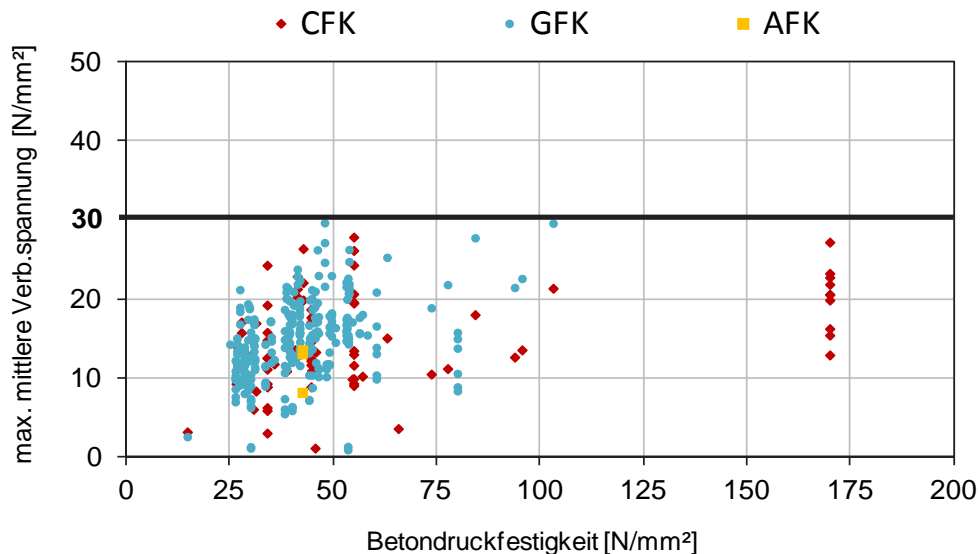


Abbildung 2.26: Auswertung der max. mittleren Verbundspannungen für FVK-Bewehrung abhängig von der Betonfestigkeit nach Tabelle 2.7

Vielmehr zeigen sich große Streuungen in den Ergebnissen, so dass die Betondruckfestigkeit für FVK-Bewehrungsstäbe kein Kriterium darstellt. Im Gegensatz dazu sind mit Betonstahl bei steigenden Betonfestigkeiten deutlich höhere mittlere Verbundspannungen erzielbar [25] (vgl. auch Punkt A in Abbildung 2.25 d). Bei CFK-Stäben in UHPC wurde dieser Zusammenhang u. a. von Sayed Ahmad et al. in [36] gezeigt.

Auf Grund der Materialeigenschaften treten bei FVK-Stäben mit zunehmender Betonfestigkeit Schäden nur in den äußeren Stabschichten auf und die Gefahr des Abscherens der Stabrippen bei FVK-Bewehrung nimmt zu (vgl. Kapitel 2.3.4). Beim Einsatz von Betonen ab einer Druckfestigkeit von ca. 30 N/mm<sup>2</sup> verschiebt sich das Versagen des Scherverbundes vom Beton in die Oberflächenschicht der FVK-Stäbe, wobei der umgebende Beton zerstörungsfrei bleibt [67]. Zwischen etwa 30 und 55 N/mm<sup>2</sup> konnten Beschädigungen der äußeren Oberfläche des Stabes und des Betons beobachtet werden [69]. Ab einer Betondruckfestigkeit von ca. 55 N/mm<sup>2</sup> konzentriert sich eine Beschädigung auf die Stabrippen, der umgebende Beton verbleibt unbeschädigt [65]. Bei Betonen hoher Festigkeit sind zudem im Vergleich zu Normalbeton die Mikrozerstörungen und die Schwindverformungen des Betons beschränkt. Dadurch ergibt sich eine bessere Einbettung der FVK-Stäbe in die Betonmatrix, was zur Erhöhung der Verbundkräfte führt.



### 2.3.7 Einfluss des Stabdurchmessers

Bei Betonstahl hat der Stabdurchmesser an sich nur einen geringen Einfluss auf die maximale Verbundspannung (vgl. z. B. [83], [85], [103]). Bei FVK-Bewehrungsstäben konnte jedoch in verschiedenen Untersuchungen eine große Abhängigkeit des Verbundverhaltens vom Stabdurchmesser gezeigt werden (u. a. [43], [59], [60], [67], [102]). Größere Stabdurchmesser entwickeln dabei geringere max. mittlere Verbundfestigkeiten als kleinere Stabdurchmesser. Dieser Effekt begründet sich in der geringen axialen Scherfestigkeit von FVK-Stäben, die im Wesentlichen von der Scherfestigkeit der Harzmatrix sowie den Scherfestigkeitseigenschaften an der Kontaktfläche zwischen Harz und Randfaser abhängt. Bei einer Zugbeanspruchung des Stabes hat dies zur Folge, dass die Oberflächenfasern deutlich stärker gedehnt werden als die Kernfasern. Dies führt zu einer inkonstanten Verteilung der Normalspannungen über den Stabquerschnitt (Abbildung 2.27). Dieser Effekt konnte auch bei CFK-Stäben in UHPC-Bauteilen beobachtet werden [36].

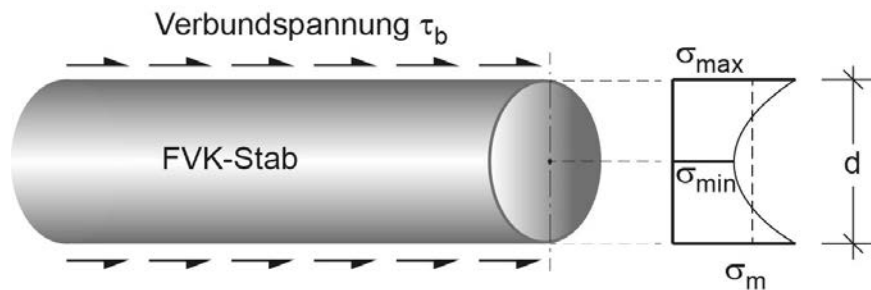


Abbildung 2.27: Normalspannungsverteilung über den FVK-Stabquerschnitt bei axialer Zugbeanspruchung nach [67]

### 2.3.8 Einfluss der Verbundlänge

Zur Bestimmung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen werden üblicherweise Ausziehversuche, sog. Pull-out-Tests, durchgeführt [41]. Dabei werden einzelne Bewehrungsstäbe mit einer definierten Verbundlänge  $l_b$  aus einem prismatischen bzw. zylindrischen Betonkörper gezogen. In Abhängigkeit von der Auszugskraft liefern sie die Beziehung zwischen lokaler Verbundspannung und Relativverschiebung zwischen Bewehrung und Beton (Stabschlupf). Der Schlupf setzt sich aus den Komponenten der am Verbundmechanismus beteiligten Verformungsanteile wie Mikrorissöffnung, Stauchung der Betonkonsolen, Zerstörung des Betongefüges auf der Rippenvorderseite bzw. Zerstörung der Stabprofilierung zusammen. Pull-out-Versuche ermöglichen das Ableiten globaler Verbundgesetze, bei denen prinzipiell eine gleichmäßige Verteilung der Verbundspannung entlang des Stabes anzustreben ist [33], so dass sich über die gesamte Verbundlänge eine konstant verteilte mittlere Verbundspannung einstellt. Die Wahl der Verbundlänge hat Einfluss auf die globale Größe der mittleren Verbundspannung und die lokale Verteilung entlang des Stabes innerhalb des Verbundes. Für UHPC werden sehr kurze Verbundlängen empfohlen (vgl. Kapitel 2.1.4). Größe und Form der Prüfkörper sowie Lage und Länge der Verbundlänge des einbetonierten Stabes beeinflussen die Versuchsergebnisse z. T. erheblich (Abbildung 2.28) [43], [84].

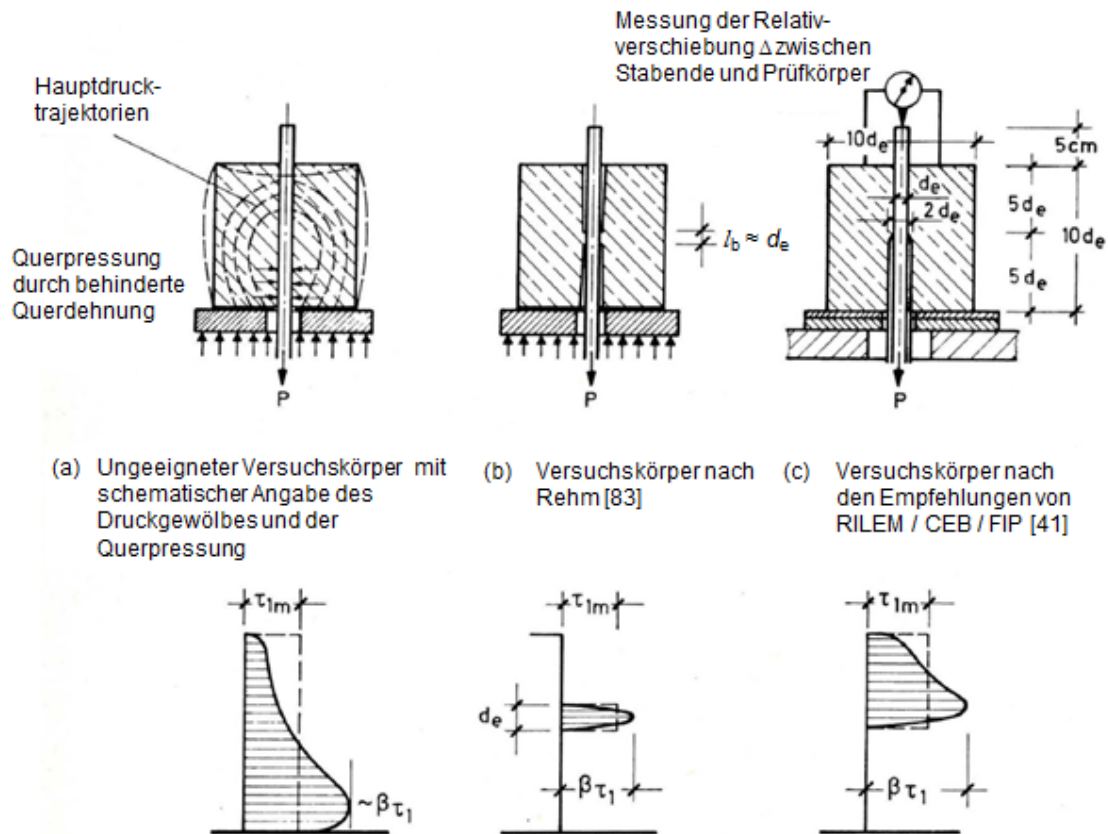


Abbildung 2.28: Einfluss der Verbundlänge auf die Verteilung der örtlichen Verbundspannungen nach [84]

Bei FVK-Stäben führen geringere Verbundlängen zu höheren mittleren Verbundspannungen als bei Anordnung großer Verbundlängen [36], [60], [70]. Hier führt die elastische Verformbarkeit der Bewehrungsstäbe dazu, dass differierende Schlupfwerte am belasteten und lastfreien Ende auftreten können. Bei Untersuchungen mit unterschiedlichen Verbundlängen wurden teilweise signifikante Differenzen gemessen, die mit größerer Verbundlänge zunehmen [69]. Dieser Effekt ist bei Versuchsauswertungen zu beachten und entsprechend zu bewerten.

## **2.4 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse**

Bei Bewehrungsstäben ergibt sich zur Aktivierung ausreichend hoher Verbundkräfte aus der Forderung eines Betonversagens des umgebenden Betons die Verwendung profilierter Staboberflächen. Bei CFK-Bewehrung zeigt sich jedoch gegenüber Betonstahl aufgrund des weicheren Oberflächenmaterials ein abweichendes Verbundversagen, vornehmlich mit einem Versagen der Oberflächenprofilierung. Da in ultrahochfesten Betonmatrizen im Vergleich zu normalfesten Betonen zudem deutlich höhere Verbundspannungen aktivierbar sind, stellt bei CFK-Bewehrungsstäben von den verschiedenen Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten die Oberflächenausbildung ein maßgebender Parameter dar. Im Rahmen der weiteren Untersuchungen soll daher die Frage beantwortet werden, wie eine Stabprofilierung aussehen muss, damit unter Berücksichtigung der besonderen Anforderungen in UHPC, ein für die Tragwirkung geeignetes Verbundverhalten vorliegt.

### 3 Experimentelle Untersuchungen

#### 3.1 Allgemeines

Zur Untersuchung des Verbundverhaltens wurden Pull-out-Versuche an CFK-Stäben mit variierenden Profilgeometrien in UHPC-Betonkörpern durchgeführt. Hierzu sind im Rahmen von Voruntersuchungen geeignete Stabprofile bestimmt worden. Auf Grundlage der in Kapitel 2.3 aufgestellten Betrachtungen zum Verbundverhalten und den Versagensmodi wurden verschiedene Oberflächenprofile hergestellt und für einen Einsatz in UHPC getestet.

Die durchgeführten Versuche bestätigten die im vorherigen Kapitel aufgestellten Betrachtungen, dass Umwicklungen und vergleichbare Formen der Oberflächenausbildung für einen Einsatz in UHPC nicht geeignet sind. Das frühzeitige Ablösen der Umwicklung von der Staboberfläche (Abbildung 3.1) zeigt den stets überwiegenden Harzeinfluss zwischen Profil und Staboberfläche.



Abbildung 3.1: Versagen von Stabprofilen mittels Umwicklung

Ein effektives Profil kann nur dann gefunden werden, wenn die Versagensmechanismen steuerbar sind. Aus den Ergebnissen haben sich maschinell eingebrachte Rippungen (Abbildung 3.2) für einen Einsatz in ultrahochfestem Beton als eine zielführende Variante herauskristallisiert, weshalb der weitere Fokus auf diese Variante gelegt wurde.



(a) Rippentiefe ca. 1,0 mm

(b) Rippentiefe ca. 0,2 mm

Abbildung 3.2: gerippte Stäbe aus Vorversuchen

Bei den ersten Versuchen wurden Rippentiefen von ca. 1 mm verwendet. Hier kam es jedoch bereits bei vergleichsweise geringer Belastung zu einem Abscheren der Stabrippen bzw. Durchzwängen der profilierten CFK-Bewehrung durch den Bewehrungskanal (Abbildung 3.3).



Abbildung 3.3: Durchzwängung durch den Bewehrungskanal bei Rippentiefe ca. 1 mm

Für die weiterführenden Untersuchungen wurden daher die Rippentiefen deutlich verringert und im Rahmen der Herstellbarkeit zwischen 0,1 und 0,2 mm angesetzt. Im Rahmen der folgenden Kapitel werden die Auswirkung vorgegebener Parameter, wie Rippentiefe und Stab- bzw. Betonrippenbreite, auf die Verbundfestigkeit untersucht. Bisherige Untersuchungen zur Auswirkung definierter Rippenprofile mit variierenden Geometrien konnten bereits positive Effekte aufzeigen [75]. Diese beschränken sich jedoch auf normalfeste Betone.

Für eine qualitative Aussage des Verbundverhaltens hinsichtlich variierender Profilgeometrien und zur Begrenzung der Versuchsanzahl konnte anhand von Versuchen gleicher Profile gezeigt werden, dass ähnliche Verläufe mit vergleichsweise geringen Abweichungen vorliegen (vgl. Abbildung 3.17) und sich in guter Näherung Streuungen nicht zuverlässigkeits- sondern profilbedingt darstellen. Somit ist für eine erste Abschätzung die Betrachtung von Einzelversuchen zulässig, um mittels Grenzbetrachtung daraus resultierende Erkenntnisse bewerten und diskutieren zu können.

Es sei jedoch darauf hingewiesen, dass Faserverstärkte Kunststoffe allgemein einen großen Materialeinfluss aufweisen. So zeigen sich z. T. auch innerhalb einer Charge signifikante Unterschiede, die generell zu großen Streuungen der Ergebnisse führen können, so dass eine allgemeingültige Aussage zum Verbundverhalten für CFK-Stäbe unter diesen Voraussetzungen nicht möglich ist. Daher bezieht sich die Gültigkeit der vorgestellten Ergebnisse auf die hier verwendeten CFK-Stäbe.

## 3.2 Pull-out-Versuche

### 3.2.1 Verwendete Werkstoffe

Für die Versuchskörper wurde Sika® Ceracem® der Firma Sika verwendet. Es handelt sich dabei um einen grobkörnigen ultrahochfesten Beton mit großen Zuschlägen (bis zu 6 mm), der nach einer vorgegebenen Mischanweisung mit Wasser, Fließmittel und Stahlfasern verarbeitet wird (Tabelle 3.1).

Tabelle 3.1: Zusammensetzung und Eigenschaften des verwendeten UHPC

Zusammensetzung		
Premix Sika® Ceracem® BFM	ca. 2.360	kg/m <sup>3</sup>
Wasser	ca. 217	kg/m <sup>3</sup>
Fließmittel Sika® ViscoCrete®-P5 bzw. -2810	ca. 50	kg/m <sup>3</sup>
Stahlfasern (Ø 0,16mm, $l_f = 13$ mm)	bei 1,5 Vol.-%	ca. 118
	bei 1,8 Vol.-%	ca. 141,5
Eigenschaften		
Wasser/Zementwert ( $w/z$ ) (lt. Hersteller):	0,21	
Wasser/Bindemittelwert ( $w/b$ ) (lt. Hersteller):	0,20	
Zugfestigkeit Stahlfasern (lt. Hersteller):	> 2.600	N/mm <sup>2</sup>
Druckfestigkeit (nach 28 Tagen) [104]:	ca. 176-201	N/mm <sup>2</sup>
Biegezugfestigkeit (an kleinen Probekörpern):	bis ca. 48	N/mm <sup>2</sup>

Der Stahlfaser-Anteil liegt bei bis zu 2,5 Vol.-%. Aus Herstellungsgründen und in Abstimmung mit dem Hersteller wurde dieser Anteil im Laufe der Untersuchungen auf ca. 1,8 bzw. 1,5 Vol.-% reduziert, da vergleichende Untersuchungen des Herstellers zu ähnlichen Zugfestigkeiten geführt haben. Für die Ergebnisinterpretation hatte diese Maßnahme jedoch keine signifikanten Auswirkungen. Vergleichbare Mischungen finden sich z. B. in [36] und [105].

Der für UHPC charakteristisch niedrige  $w/b$ -Wert von ca. 0,2 wird durch den Einsatz eines auf das System abgestimmten Hochleistungsfließmittels erreicht. Als Stahlfasern kamen kurze, glatte Fasern ohne Endhacken zum Einsatz. Die Faserschlankheit, der Verhältniswert zwischen Faserlänge und Faserdurchmesser, beträgt nach Gleichung (8) [40]:

$$\lambda_f = \frac{l_f}{d_f} = \frac{13}{0,16} = 81,3 < 100 \quad (8)$$

und liegt damit innerhalb der in [25] angegebenen Grenzen von 50 und 100. Ab einem Wert von  $\lambda_f > 60$  nimmt die Gefahr der Igelbildung (Verklumpung der Fasern) zu, weshalb die

Fasern zur Vermeidung einer ungleichmäßigen Verteilung während des Betoniervorgangs sukzessive hinzugegeben werden müssen.

Als Bewehrungsstäbe kamen glatte CFK-Stäbe mit einem Durchmesser von ca. 8 mm der Firma Sika zum Einsatz (Tabelle 3.2).

Tabelle 3.2: Verwendete CFK-Stäbe der Firma Sika

Durchmesser $d_a$	ca. 8,0	mm
Zugfestigkeit [106]	ca. 1.490	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung (lt. Hersteller)	> 1,6	%
Zug-E-Modul (lt. Hersteller)	> 160.000	N/mm <sup>2</sup>

Für die verschiedenen Rippungen wurden die Rippenparameter nach Abbildung 3.4 definiert und maschinell mittels Gewindeschneider in die äußeren Stabschichten eingebracht.

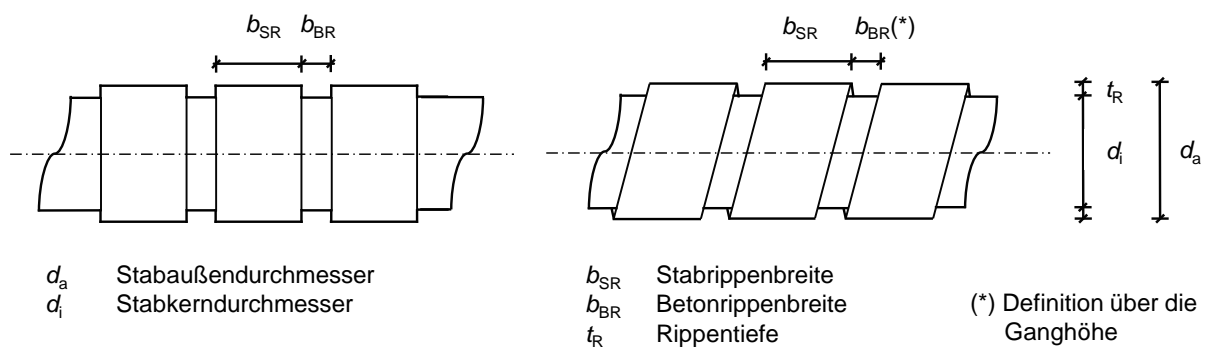
















Abbildung 3.4: Schematische Darstellung und Bezeichnung der Stabprofilierung

Die Profile wurden so festgelegt, dass Ergebnisse möglichst auf einer breiten Basis vorliegen, aber auch Vergleichsauswertungen möglich sind. Die Rippengeometrien sind in Tabelle 3.3 zusammengestellt. Zusätzlich wurde anhand ausgewählter Stäbe die Auswirkung einer nachträglichen Harzimpregnierung nach Herstellung des Profils untersucht. Bei Profil 2 zeigte sich im Laufe der Untersuchungen aufgrund seiner sehr schmalen und empfindlichen Stabrippen eine nur schwache Widerstandsfähigkeit gegenüber den hohen Betonfestigkeiten und wurde daher nicht weiter betrachtet. Der Vollständigkeit halber ist das Profil jedoch in der Übersicht aufgeführt. Für Profil 10 konnten auf Grund einer fehlgeschlagenen Betonage keine verwertbaren Ergebnisse erzielt werden.

Tabelle 3.3: Versuchsmatrix der CFK-Profile

Profil-Nr.	Bild	p/s	Profilabmessung [mm]			Verhältnis $b_{SR}:b_{BR}$
			$b_{SR}$	$b_{BR}$	$t_R$	
1oH		-	-	-	-	-
2oH		s	0,1	0,4	0,2	0,25:1
3oH		p	10,0	3,0	0,2	3,33:1
4oH		p	2,25	1,5	0,2	1,5:1
5oH		p	3,0	1,5	0,2	2:1
6oH		p	6,0	3,0	0,2	2:1
7oH		p	7,5	3,0	0,2	2,5:1
8oH		s	2,0	1,5	0,2	1,33:1
9mH		p	4,0	1,0	0,2	4:1
11mH		s	3,0	1,5	0,2	2:1
12mH		s	4,5	1,5	0,2	3:1
13mH		s	6,0	1,5	0,2	4:1
14-1mH 14-2mH 14-3oH		s	4,5	1,5	0,1	3:1
15-1mH 15-2mH 15-3oH		p	4,5	1,5	0,1	3:1

Legende:  $b_{SR}$  = Breite Stabrippe;  $b_{BR}$  = Breite Betonrippe;  $t_R$  = Stabrippentiefe  
p = parallelförmige Rippung;  
s = spiralförmige Rippung;  
oH/mH = ohne/mit nachträglicher Harzimprägnierung



### 3.2.2 Prüfkörper

Die Pull-out-Probekörper wurden in Anlehnung an die RILEM-Empfehlung RC6 [41] hergestellt. Die Verbundlänge von  $l_b = 30$  mm (ca.  $3,75 \cdot d_s$ ) wurde aus Vorversuchen unter Abwägung des Einflusses der Stabrippenanzahl und unter Berücksichtigung von Kapitel 2.1.4 festgelegt. Bei einem Stabdurchmesser von ca. 8 mm konnte ein vorzeitiges Zugversagen der Stäbe vor Erreichen der erwarteten Verbundspannungen auf Grund der gegenüber Betonstahl deutlich höheren Zugfestigkeiten von hier mind.  $1.490$  N/mm<sup>2</sup> ausgeschlossen werden.

Im Hinblick auf mögliche Anwendungsgebiete im Bereich dünner Bauteile wurden Modifikationen in den Abmessungen der Probekörper vorgenommen. Da auf Grund der Korrosionsbeständigkeit der Stäbe die maßgebende Größe nicht die erforderliche Betondeckung, sondern die zur Aufnahme der Verbundkräfte benötigte Bauteildicke darstellt, wurden folgende Abmessungen festgelegt:  $L = 300$  mm,  $D = 75$  mm,  $B = 180$  mm (Abbildung 3.5).

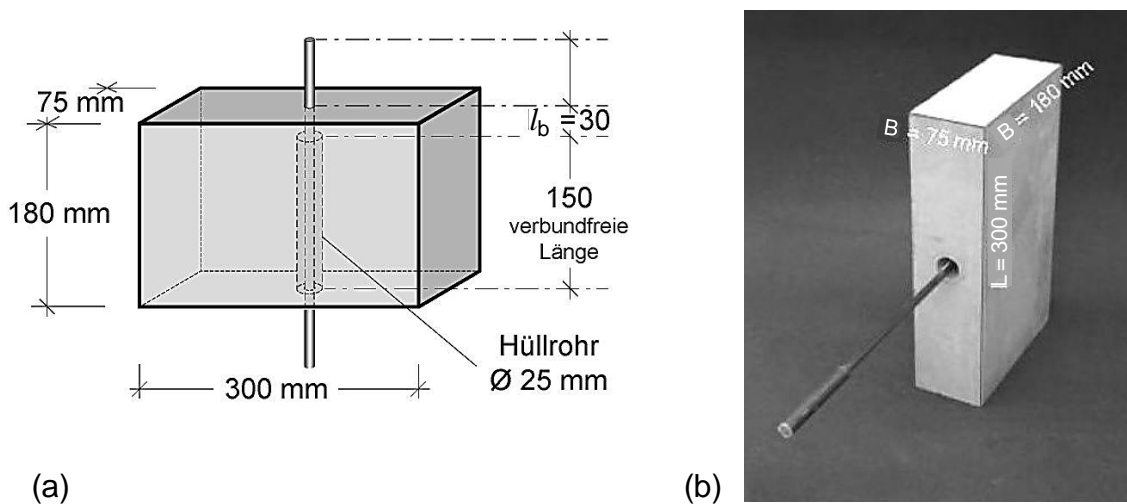


Abbildung 3.5: Pull-out-Probekörper (a) schematisch, (b) nach Herstellung

Das Mischen erfolgte mittels eines Zwangsmischers vom Typ Eirich mit einem Fassungsvermögen von ca. 150 Liter. Die Mischzeit betrug nach Vorgaben des Herstellers insgesamt 12 Minuten. Während der Betonagen zeigten sich jedoch z. T. große Empfindlichkeiten gegenüber äußeren Einflüssen (z. B. Temperaturverhältnisse) auf das Betonierergebnis, infolge dessen geringfügige Modifikationen der empfohlenen Zeiten vorgenommen werden mussten. Um den Betoniereinfluss auf die Versuchsergebnisse möglichst gering zu halten, wurde die Schalung der Versuchskörper jeweils auf die gleiche Weise von der schmalen Schalungsseite aus befüllt. Für weitergehende Informationen und Hintergründe zu dieser Thematik wird beispielsweise auf die Arbeit von Frettlöhr [26] verwiesen. Auf Grund der selbstverdichtenden Eigenschaften von Sika Ceracem® ist ein Verdichten mittels Rütteln nicht erforderlich. Bei Stahlfaserbeton kann es hier zur Absetzung der Fasern kommen, was die Festigkeitseigenschaften negativ beeinflusst. Nach dem Befüllen der Schalung wurde die Betonieroberfläche zur Nachbehandlung mit Chryso® Cure HPE eingesprüht, um ein Austrocknen des Betons während des Abbindens zu verhindern. Das Ausschalen erfolgte etwa 24 Stunden nach dem

Betonieren mit anschließender Wärmebehandlung im Wasserbecken bzw. in einer Wärmekammer für einen Zeitraum von 7 Tagen.

Bei der Herstellung der Stabprofile musste berücksichtigt werden, dass außerhalb des Prüfkörpers liegende Rippen beim Stabauszug zu einer Keilwirkung (Abbildung 3.6 a) führen können. Dieser Effekt kann nach Erreichen des Maximums einen erneuten Anstieg des Verbundwiderstandes verursachen und damit verfälschte Ergebnisse liefern. Achillides und Pilakoutas beschreiben diesen Zusammenhang in [68]. Es empfiehlt sich daher, die Stabrippen in diesem Bereich zu entfernen (Abbildung 3.6 b).

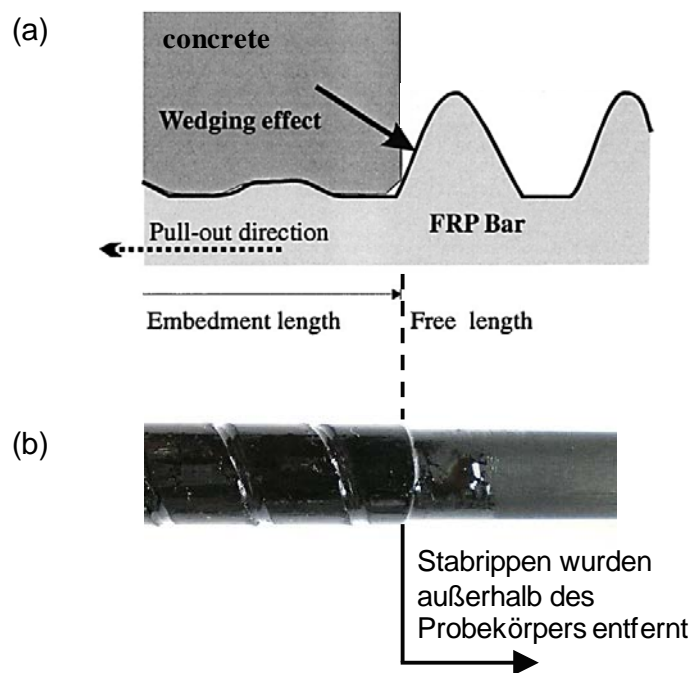


Abbildung 3.6: (a) Keilwirkung durch unzerstörten Stabbereich [68], (b) Stabrippen außerhalb des Prüfkörpers wurden entfernt

### 3.2.3 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Die Bewehrungsstäbe wurden über den in Abbildung 3.7 dargestellten Versuchsaufbau in einer Universalprüfmaschine aus den Pull-out-Körpern herausgezogen. Der obere Anschluss der Halterungskonstruktion wurde gelenkig ausgeführt, um ungewollte Biegeeinflüsse zu verhindern. Auf Grund der Querdrukempfindlichkeit der CFK-Stäbe ist eine direkte, kraftschlüssige Verbindung mit der Prüfmaschine nicht möglich. Im Bereich des unteren Haltepunktes war es daher erforderlich, am Stabende eine Stahlhülse mittels Epoxidharz aufzukleben, die den Stabauszug über eine Hilfskonstruktion ermöglichte. Zusätzlich wurden zur Optimierung der Klebeverbindung und zur Vermeidung eines vorzeitigen Ablösens, zusätzlich die Innenseite der Stahlhülse sowie die Staboberfläche mit einem Gewinde versehen. Die Versuche erfolgten weggesteuert, um einen vorzeitigen Abbruch bei Erreichen des Verbundspannungsmaximums zu verhindern. So konnten auch die Versuchswerte im Nachriss-

bereich des hinteren Astes gemessen und aufgezeichnet werden. Die Versuche wurden mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,3 mm/min durchgeführt und lagen unterhalb der nach [50] empfohlenen max. Geschwindigkeit von 1,3 mm/min. Zur Bestimmung des Schlupfes wurde die Verschiebung des CFK-Stabes gegen die Betonoberfläche über zwei induktive Wegaufnehmer am lastfreien Prüfkörperende gemessen. Die Werte wurden kontinuierlich über einen Messverstärker eingelesen und am PC aufgezeichnet.

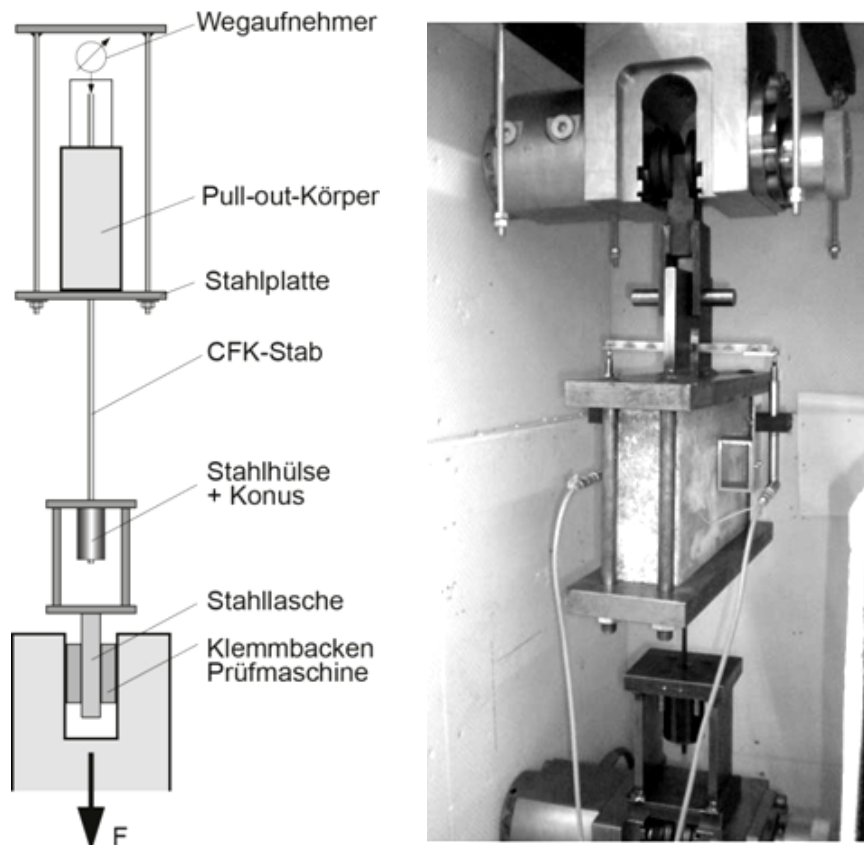


Abbildung 3.7: Versuchsaufbau der Pull-out-Versuche

Im Anschluss an die Versuche wurden die Versuchskörper auf Höhe der Stäbe gespalten, um die Oberflächen der Bewehrung und der Betonkonsolen untersuchen zu können.

### 3.3 Versuchsergebnisse

#### 3.3.1 Ermittlung der mittleren Verbundspannung

Bei Pull-out-Versuchen stellen sich, wie in Kapitel 2.3.8 erläutert, entlang der Verbundlänge lokale Verbundspannungen ein, deren Verlauf wesentlich von Verbundlänge und Auszugskraft abhängig ist. Da eine direkte Messung des lokalen Verlaufs der Verbundspannung entlang der Verbundlänge schwierig und aufwändig ist, wird z. B. nach [84], [94] als Ergebnis der Ausziehversuche meist eine als konstant angenommene mittlere Verbundspannung  $\tau_b$  entlang der Verbundfläche  $A_b$  des Stabes angegeben (Abbildung 3.8).

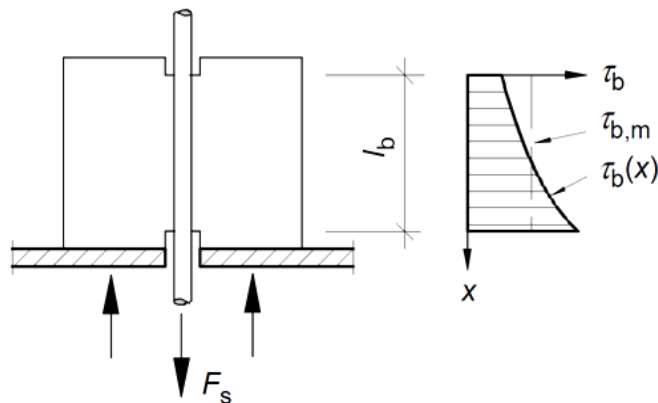


Abbildung 3.8: schematische Darstellung des berechneten und vereinfachten Verlaufs der Verbundspannungen [94]

Die mittlere Verbundspannung kann nach Gleichung (9) berechnet werden zu:

$$\tau_{b,m} = \frac{\text{Prüfkraft } F}{\text{Verbundfläche } A_b} \quad (9)$$

Die Kraft  $F$  ergibt sich aus den experimentellen Untersuchungen, die Anrechnung der Verbundfläche  $A_b$  erfolgt über die Mantelfläche. Die Verbundfläche berücksichtigt in Abhängigkeit der Querschnittsgeometrie des verwendeten Bewehrungsstabes die Kontaktfläche zwischen Stab und Beton. Die Verbundspannung stellt somit eine ideale Spannung dar, die sich konstant über die Verbundfläche verteilt. Die beschriebenen Vereinfachungen haben sich für Vergleichsrechnungen und als Berechnungsgrundlage bewährt [84]. Die in den Versuchen gemessenen Verschiebungen können anschließend durch eine mathematische Funktion beschrieben werden (vgl. Kapitel 2.3.3).

### 3.3.2 Glatte Stäbe

Die Versuche mit glatten Stäben wurden an UHPC-Probekörpern (Betoncharge C2) und zu Vergleichszwecken mit einem hochfesten Vergussmörtel (EuroGrout® Varix, Charge C1) durchgeführt, um die Abhängigkeit der Ergebnisse von der Betonfestigkeit darzustellen. Zur Einordnung der Ergebnisse wird auf die Herstellerangabe der 28-Tage-Druckfestigkeit von im Mittel ca. 65 N/mm<sup>2</sup> hingewiesen [107]. Die Ergebnisse sind in Abbildung 3.9 dargestellt.

Die Versuche liefern erwartbare Ergebnisse und bestätigen die in Kapitel 2.3.4 beschriebenen Eigenschaften.

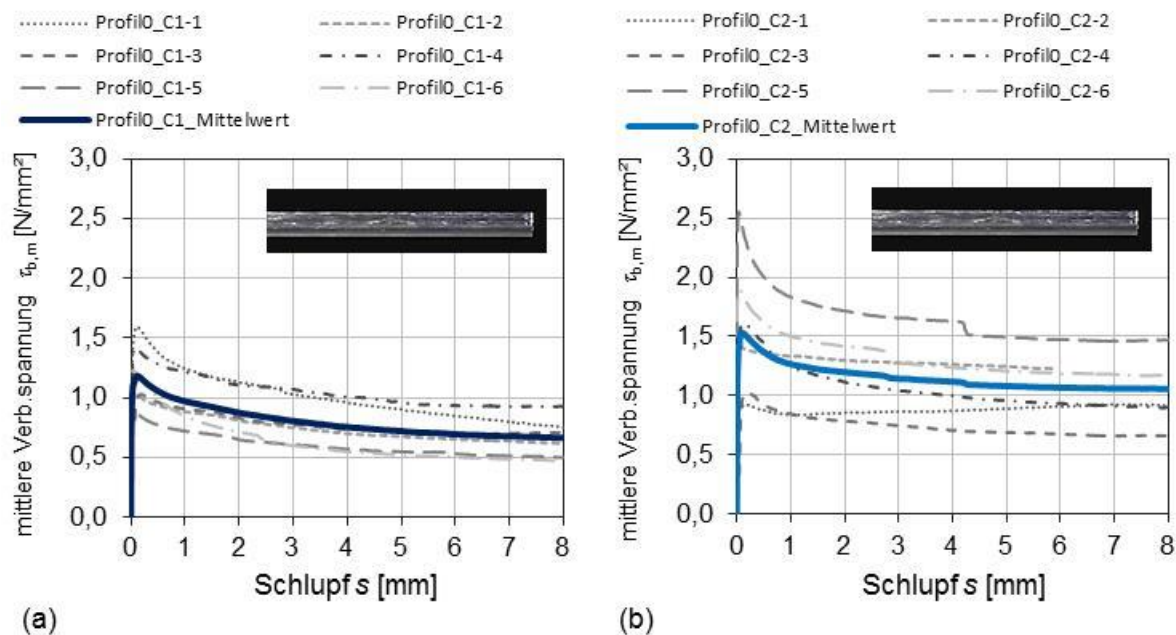


Abbildung 3.9: Vergleich der Ergebnisse glatter Stäbe aus (a) hochfestem Vergussmörtel, (b) UHPC

Mit zunehmender Betonfestigkeit zeigen sich bei UHPC mit ca.  $1,6 \text{ N/mm}^2$  gegenüber ca.  $1,2 \text{ N/mm}^2$  bei hochfestem Vergussmörtel im Mittel etwas höhere Verbundfestigkeiten und mit ca.  $0,9$  bis  $2,6 \text{ N/mm}^2$  bei UHPC gegenüber ca.  $0,9$  bis  $1,6 \text{ N/mm}^2$  bei hochfestem Vergussmörtel größere Streubreiten. Insgesamt treten nur geringe Schlupfwerte bis zur max. übertragbaren Verbundkraft (hier: zwischen  $0,001$  und  $0,17 \text{ mm}$ ) bei geringen mittleren Verbundspannungen auf. Der Großteil der Kraft wird durch Adhäsion zwischen Stab und Beton übertragen. Nach Erreichen der Höchstlast ist keine Laststeigerung mehr möglich und es schließt sich ein ausgeprägter Reibverbund an. In einigen Fällen konnte nach Erreichen der max. Zugkraft ein kurzer geringer Abfall und ein erneuter leichter Anstieg der Versuchskurven beobachtet werden.

Zusammenfassend lassen sich die Ergebnisse in den Wertebereich der aus der Literatur vorliegenden Größenordnung zwischen  $1,0$  und  $3,5 \text{ N/mm}^2$  einordnen (vgl. z. B. [59], [61], [108]). Die Streubreite der Ergebnisse weist auf den Einfluss von Qualität, Materialbeschaffenheit und Aufbau der verwendeten FVK-Stäbe hin.

Der Vergleich mit den Ergebnissen glatter Stäbe in UHPC von Sayed et al. [36] zeigt jedoch auch die Notwendigkeit einer kritischen Auseinandersetzung mit Literaturangaben (vgl. Kapitel 2.3.4). Trotz offensichtlich vergleichbarer Randbedingungen (hier: glatte Stäbe in UHPC) sind stets auch eventuelle Besonderheiten zu beachten, die dann jedoch eine Vergleichbarkeit in Frage stellen können.

### 3.3.3 Gerippte Stäbe

Die Versuchskurven der profilierten Stäbe sind in Abbildung 3.10 dargestellt und zeigen prinzipiell zu Betonstahl und anderen FVK-Stäben ähnliche Verläufe. Abhängig vom Profil wirken sich jedoch das Verbundversagen und die Ausprägungen sehr unterschiedlich aus.

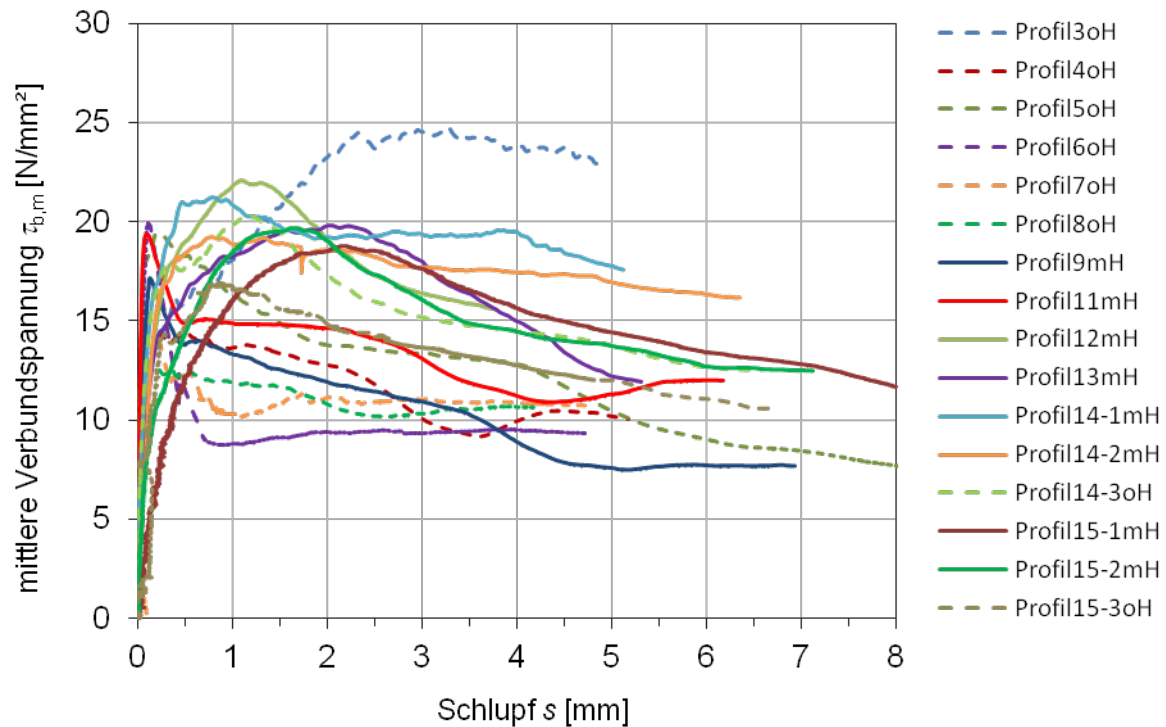


Abbildung 3.10: Übersicht Versuchskurven profilierte Stäbe aus UHPC

Bei der Auswertung der Ergebnisse fällt auf, dass sich die Kurvenverläufe abhängig vom Schlupfwert  $s_1$  in zwei Kategorien einteilen lassen:

- $s_1 \leq 0,2 \text{ mm}$  (Abbildung 3.11 a)
- $s_1 > 0,2 \text{ mm}$  (Abbildung 3.11 b)

Die Versuchskurven mit einem Schlupf  $s_1 \leq 0,2 \text{ mm}$  zeigen zunächst einen sehr steilen Anstieg mit einem annähernd linearen Verlauf. Nach Erreichen des Maximums liegt ein z. T. abrupter Abfall im Kurvenverlauf vor. Die hier verwendeten Profile haben Betonrippenbreiten  $b_{BR}$  zwischen ca. 1,0 und 3,0 mm und sind überwiegend durch ein kleines Verhältnis von Stab- zu Betonrippenbreite  $b_{SR}:b_{BR}$  zwischen ca. 1,33:1 und 2,5:1 gekennzeichnet.

Die Profile der Versuchskurven mit einem Schlupf  $s_1 > 0,2 \text{ mm}$  sind durch einen kontinuierlichen Kurvenverlauf mit einem weniger steilen Anstieg bis zum Verbundspannungmaximum gekennzeichnet. In diesen Fällen fehlt der in Abbildung 3.11 (a) vorliegende plötzliche Kraftabfall. Die Profile haben überwiegend kleine Betonrippenbreiten  $b_{BR}$  zwischen 1,0 und 1,5 mm und weisen mit 3:1 und 4:1 größere Breitenverhältnisse zwischen Stab- und Betonrippe auf.

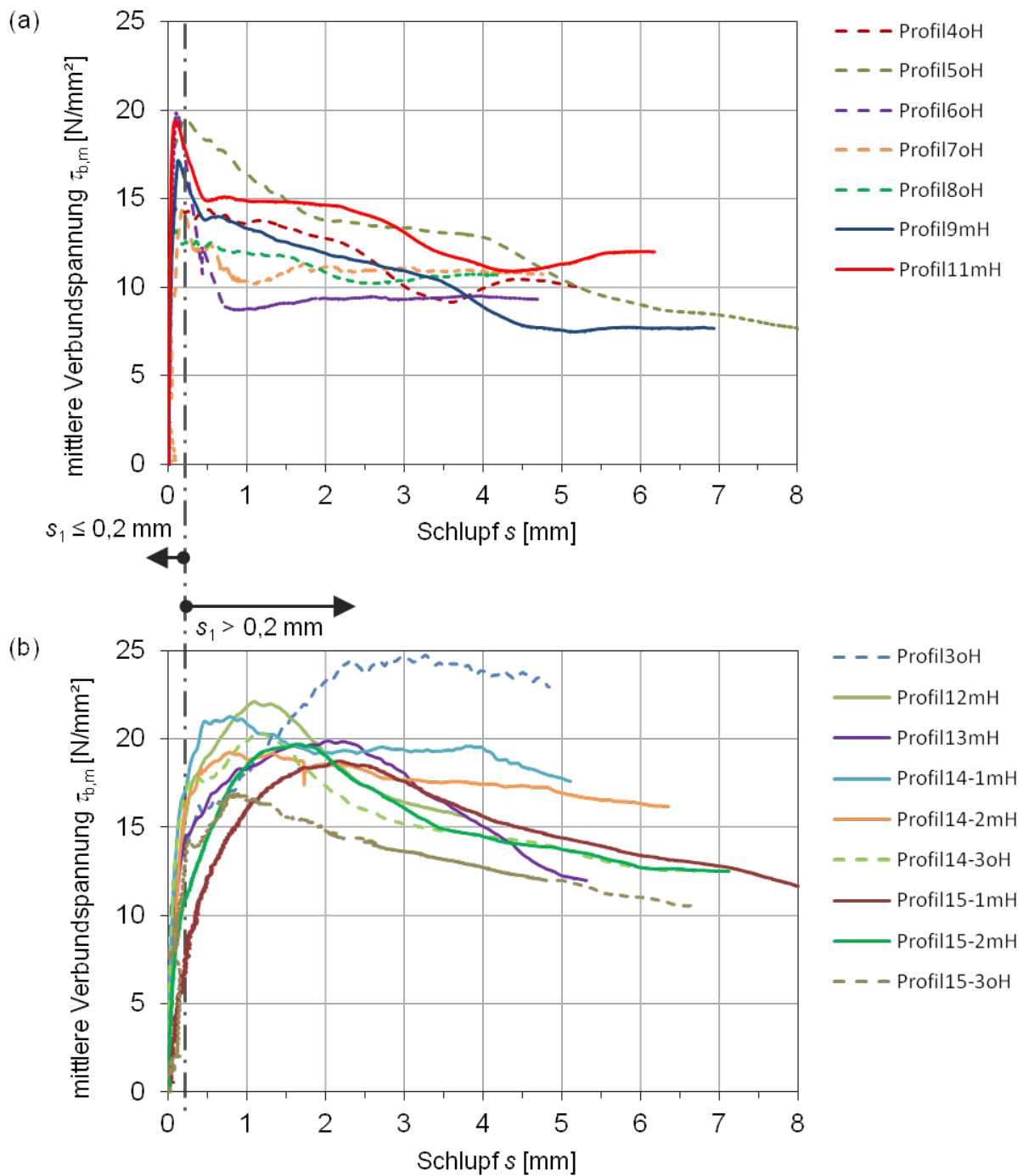


Abbildung 3.11: Versuchskurven mit einem Schlupf (a)  $s_1 \leq 0,2 \text{ mm}$ , (b)  $s_1 > 0,2 \text{ mm}$

Bei allen Pull-out-Versuchen wurde ein Versagen durch Ausziehen der Bewehrung beobachtet. Nach Auswertung der nach den Versuchen gespaltenen Probekörpern (beispielhaft in Abbildung 3.12 dargestellt) ist weiterhin zu erkennen, dass die Stabrippen in allen Fällen vollständig abgeschert und die Betonrippen unversehrt geblieben sind. Zudem waren z. T. deutliche mechanische Abriebspuren der Profile zu erkennen (Abbildung 3.12 a). Im Bereich der Stäbe konnten hingegen keine Risse festgestellt werden, so dass allgemein von ungerissenem Beton ausgegangen werden kann.



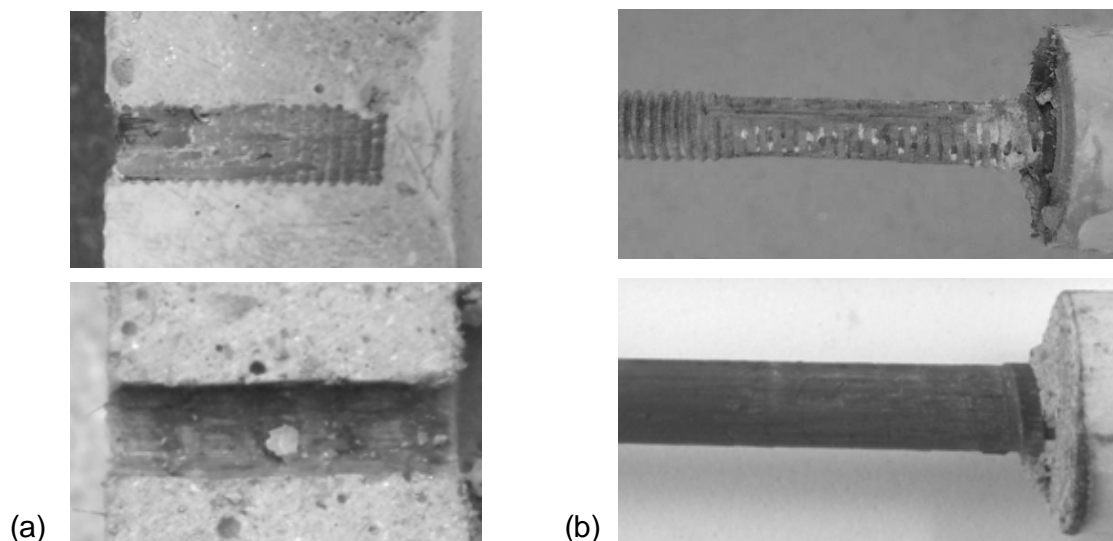


Abbildung 3.12: gespaltene Probekörper nach Versuch mit (a) unversehrtem Beton und Abriebspuren, (b) abgescherten Stabprofilen

Bei der Versuchsauswertung der herausgezogenen Stäbe zeigte sich jedoch auch, dass abhängig von der Profilausbildung, nicht alle Stabrippen entlang der Einbindelänge abgeschert sind und sich demzufolge offensichtlich nicht alle Stabrippen gleichmäßig am Lastabtrag beteiligen. Wie in Kapitel 2.3.2 erläutert, stützen sich Verbunddruckkräfte beim Stabauszug schräg auf die Stabrippen ab und breiten sich in einem Winkel von ca.  $45^\circ$  aus. Da zur Sicherstellung der verbundfreien Länge im Versuchskörper Hüllrohre mit einem größeren Durchmesser als die der Stäbe verwendet werden (hier: 25 mm), bildet sich an der belasteten Seite ein keilförmiger Bereich aus, in dem keine oder nur geringe Kräfte aus schräger Druckstrebe wirken (Abbildung 3.13). Die innerhalb dieses Kegels befindlichen Stabkonsolen können sich somit nicht ausreichend am Lastabtrag beteiligen, weshalb der Durchmesser der Hüllrohre so klein wie möglich gewählt werden sollte. Solange der umgebende Beton beim Stabauszug versagt, wirken sich diese geometrischen Zusammenhänge nicht negativ aus. Bei FVK-Bewehrung ist dies jedoch bei der Auswertung zu berücksichtigen, da bereits bei vergleichsweise niedrigen Verbundspannungen ein Stabprofilversagen eintritt.

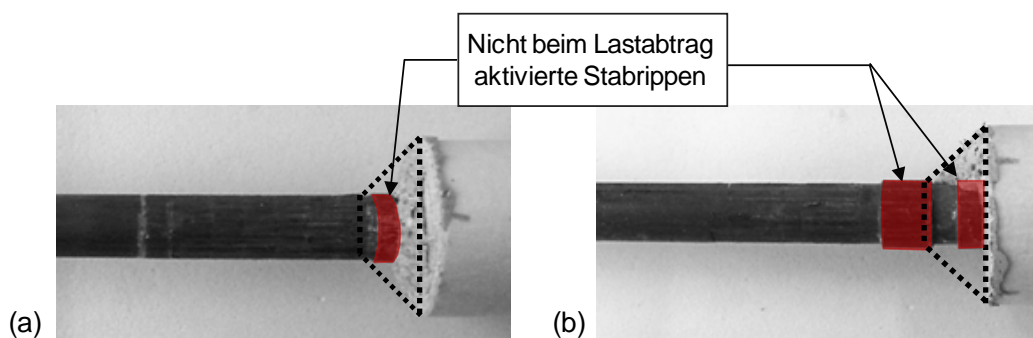


Abbildung 3.13: (a) Profil4oH und (b) Profil6oH nach Versuch



### 3.4 Auswertung nach Kriterien

#### 3.4.1 Nachträgliche Harzimprägnierung

In Abbildung 3.14 sind die Versuchskurven der Profile ohne und in Abbildung 3.15 mit einer nachträglichen Harzimprägnierung zusammengestellt.

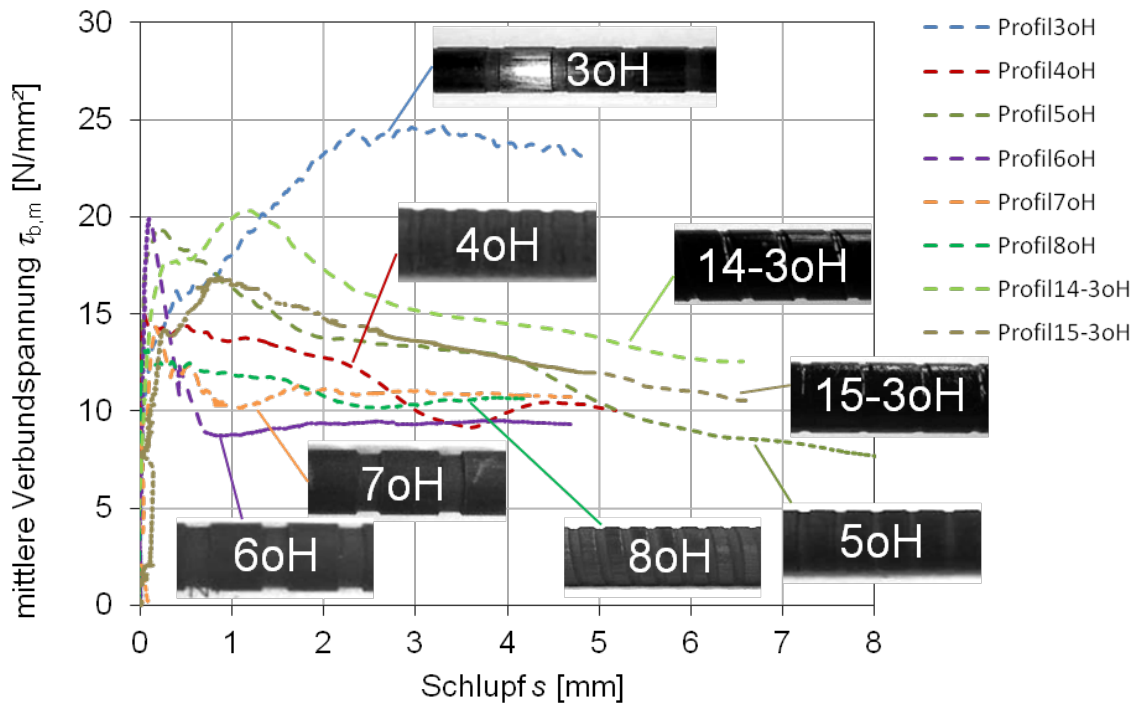


Abbildung 3.14: Versuchskurven der Profile ohne nachträgliche Harzimprägnierung

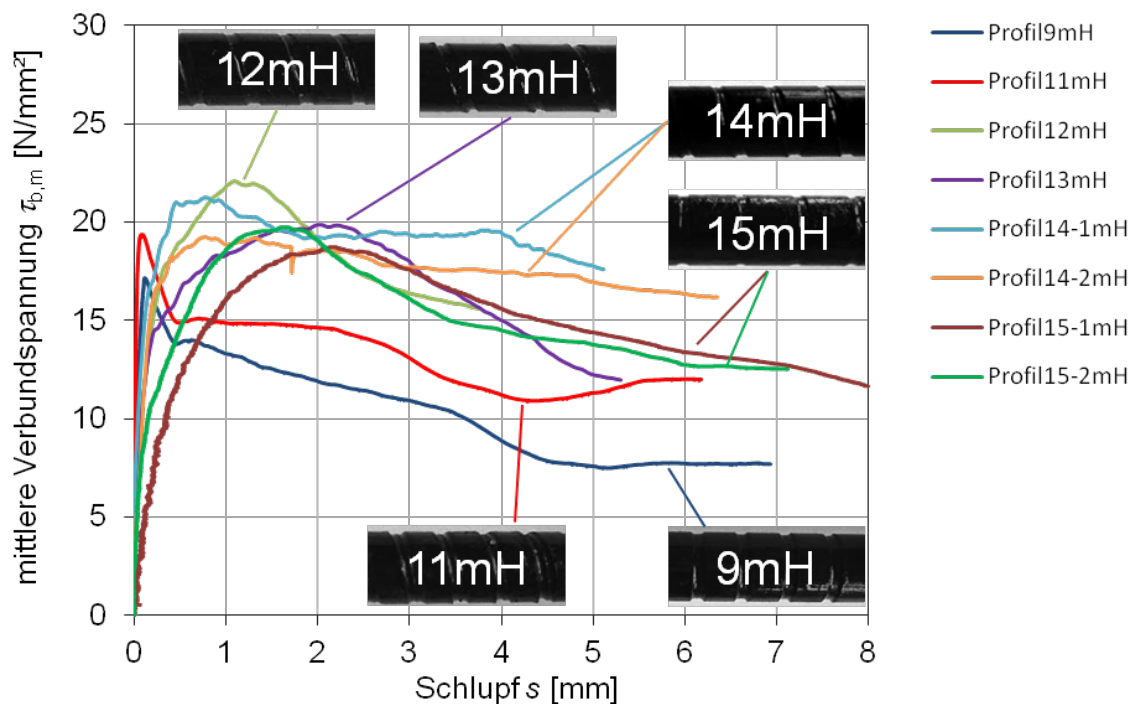


Abbildung 3.15: Versuchskurven der Profile mit nachträglicher Harzimprägnierung

Zunächst lassen sich keine erkennbaren Unterschiede feststellen, die einen positiven Einfluss durch eine nachträgliche Harzbeschichtung aufzeigen. Bei Betrachtung gleicher Profile (Abbildung 3.16) zeigt sich zunächst ein prinzipiell vergleichbares Verhalten im ansteigenden Ast mit ähnlichen Werten der max. mittleren Verbundspannung.

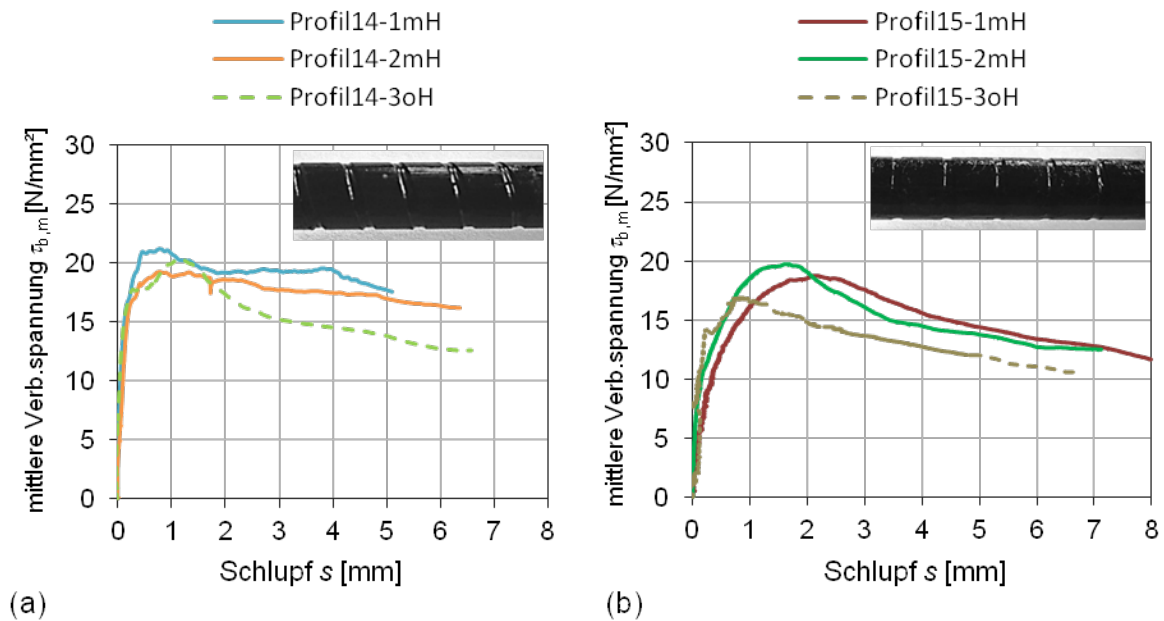


Abbildung 3.16: Vergleich Auswirkung Harzimprägnierung (a) Profil14 und (b) Profil15

Die Schlupfwerte  $s_1$  unterscheiden sich jedoch erkennbar. Bei Profil14 liegen diese bei  $s_1 = 0,78$  mm (mit Harzschicht) und  $s_1 = 1,21$  mm (ohne Harzschicht). Bei Profil15 betragen die Werte 1,65 bis 2,18 mm (mit Harzschicht) und 0,88 mm ohne Harzschicht. Das Maximum wird bei 14-3oH zwar später erreicht, jedoch ist gegenüber Profil14-1mH bzw. Profil14-2mH nach Erreichen der Höchstlast ein deutlich steilerer abfallender Ast zu beobachten. Es kann demnach davon ausgegangen werden, dass sich eine zusätzliche Harzschicht prinzipiell positiv auf das Verbundverhalten auswirkt, alleine jedoch kein auswirkungsrelevanter Parameter darstellt.

### 3.4.2 Spiral- und parallelförmige Rippung

Die Auswertung spiral- und parallelförmiger Profilierungen gleicher Abmessungen in Abbildung 3.17 zeigt bei spiralförmiger Profilierung tendenziell etwas höhere max. mittlere Verbundspannungen und ein steilerer Anstieg bis zur Höchstlast als bei parallelförmiger Rippung. Der flachere abfallende Ast bei Profil14mH weist im Vergleich zu Profil14mH auf einen ausgeprägteren Reibverbund hin.

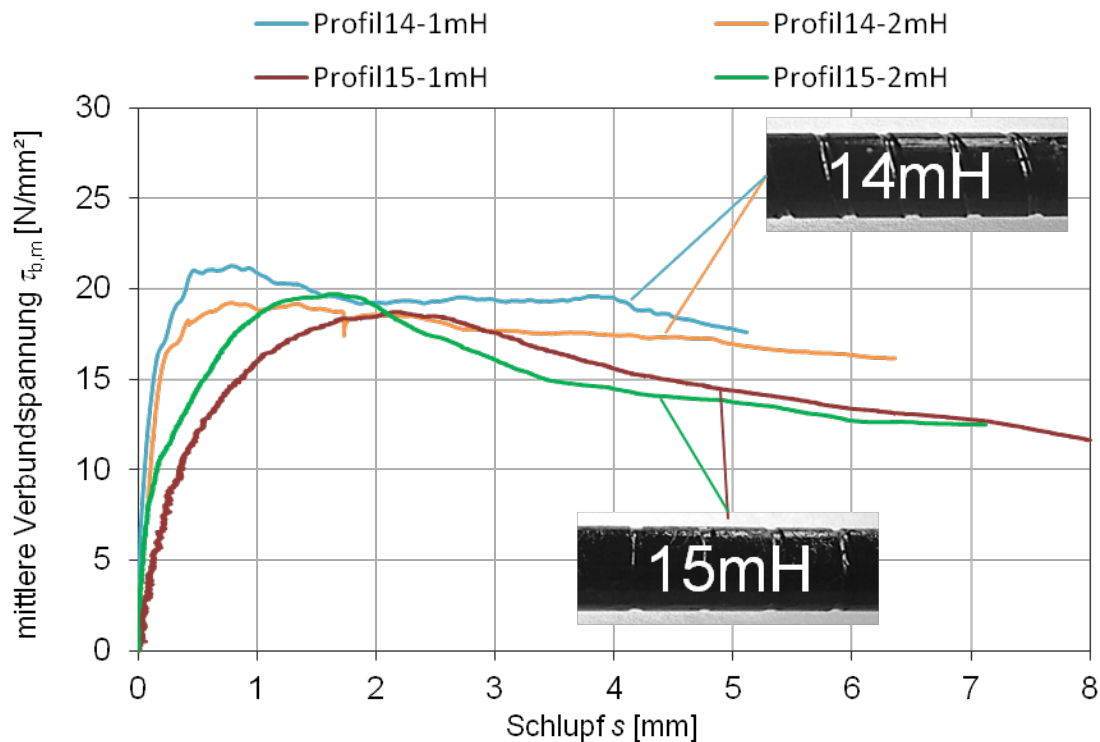


Abbildung 3.17: Vergleich Ergebnisse spiral- und parallelförmiger Rippung

### 3.4.3 Rippenparameter

Die Auswirkungen der Rippenabmessungen werden anhand der Stäbe mit paralleler Rippung ohne nachträgliche Harzbeschichtung und einer Rippentiefe von 0,2 mm verdeutlicht (Abbildung 3.18). Durch Variation der Verhältnisse in der Rippengeometrie bei gleichbleibender Rippentiefe zeigen sich deutliche Unterschiede in den Ergebnissen.

Bei reiner Betrachtung der Rippenbreiten zeigen die Ergebnisse, dass mit großen Stabrippenbreiten  $b_{SR}$  und größeren Verhältnissen  $b_{SR}:b_{BR}$  (Profil3oH,  $b_{SR} = 10$  mm,  $b_{BR} = 3$  mm, Verhältnis  $b_{SR}:b_{BR} = 3,33:1$ ) höhere Werte der max. mittleren Verbundspannung erreicht werden als mit kleinen Werten (Profil7oH,  $b_{SR} = 7,5$  mm,  $b_{BR} = 3$  mm, Verhältnis  $b_{SR}:b_{BR} = 2,5:1$  bzw. Profil5oH,  $b_{SR} = 3$  mm,  $b_{BR} = 1,5$  mm, Verhältnis  $b_{SR}:b_{BR} = 2:1$ ). Neben dem Verhältnis der Rippenbreiten zueinander spielt auch die absolute Breite der Stabrippen  $b_{SR}$  eine wichtige Rolle. Bei den Profilen mit kurzen Stabrippen steigt die Verbundkurve mit einem nahezu linearen Verlauf zunächst steil an und bricht dann abrupt ab (vgl. Abbildung 3.11 a). Dieser Effekt tritt bei Profil3oH mit langen Stabrippen ( $b_{SR} = 10$  mm) nicht auf.

Die Auswirkung der Rippentiefe wird in Abbildung 3.19 anhand der spiralförmigen Profile 12 und 14 verdeutlicht ( $b_{BR} = 1,5$  mm,  $b_{SR} = 4,5$  mm). Die Rippentiefe  $t_R$  beträgt 0,2 mm bzw. 0,1 mm. Die Versuchskurven zeigen ähnliche Verläufe und lassen nur bedingt signifikante Unterschiede beim Kurvenverlauf und den max. mittleren Verbundfestigkeiten erkennen. Es zeigen sich jedoch bei  $t_R = 0,1$  mm etwas geringere max. mittlere Verbundspannungswerte und einen flacheren Verlauf des absteigenden Astes mit einem ausgeprägteren Reibverbund.

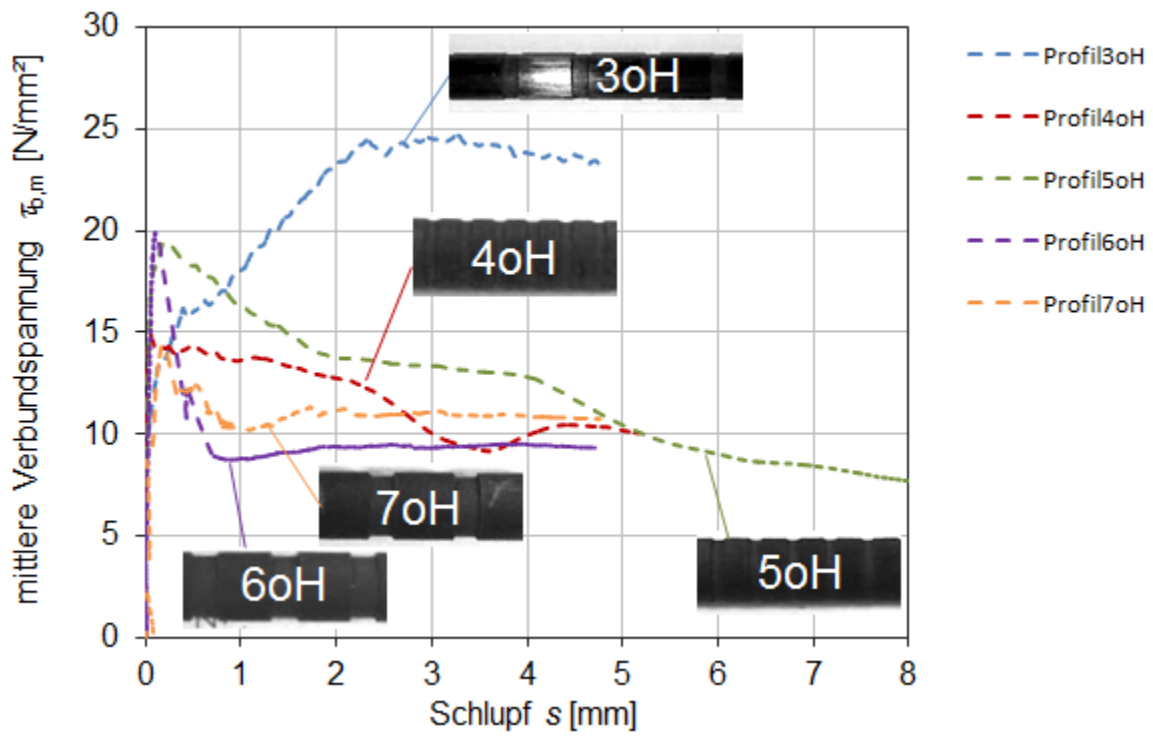


Abbildung 3.18: Vergleich Auswirkung Variation der Rippenparameter

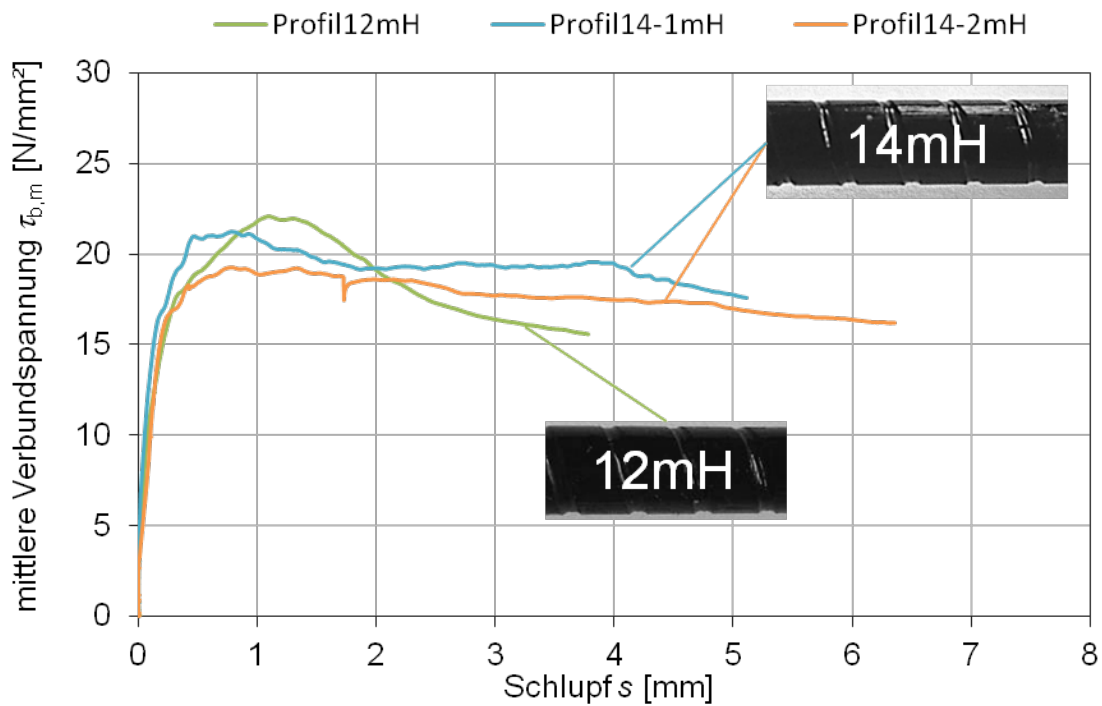


Abbildung 3.19: Vergleich Auswirkung Variation der Rippentiefe  $t_R$

### 3.4.4 Bezugsgrößen

Für die Auswertung werden die in Kapitel 2.3.2 beschriebenen Bezugsgrößen  $f_R$ ,  $CLR$  und  $a_s$  für FVK-Bewehrung herangezogen und mit vorliegenden Literaturangaben ergänzt. Es zeigt sich, dass bei jeder der Größen elementare, für CFK-Stäbe in UHPC wichtige Parameter nicht berücksichtigt werden. Auf Grund großer Streuungen innerhalb gleicher Wertebereiche der einzelnen Versuchsreihen lassen sich zwar auf den ersten Blick Tendenzen ablesen, bei detaillierter Betrachtung ist die Aussagekraft jedoch fraglich.

Die Auswertung nach bezogener Rippenfläche  $f_R$  (Abbildung 3.20 a) zeigt zunächst mit zunehmendem  $f_R$  eine Abnahme der max. mittleren Verbundspannung und passt prinzipiell zu den bisherigen Erkenntnissen, dass die aufnehmbare Verbundkraft mit steigender Rippenaufstandsfläche abnimmt. Der Einfluss der Stabrippenbreite  $b_{SR}$ , der für die Wirksamkeit des Profils eine wichtige Rolle spielt, wird hier jedoch nicht berücksichtigt. In die Berechnung gehen lediglich die Rippentiefe  $t_R$  und die Betonrippenbreite  $b_{BR}$  ein.

Die Auswertung nach der Bezugsgröße  $CLR$  in Abbildung 3.20 (b) zeigt, dass bei CFK in UHPC die aufnehmbaren Verbundfestigkeiten tendenziell mit steigendem  $CLR$  abnehmen. Ein Vergleich mit den Ergebnissen aus Kapitel 3.4.3 belegt, dass bei kurzen Betonrippen und großen Stabrippenbreiten höhere Verbundfestigkeiten als bei kleinen Stabrippenbreiten zu erwarten sind. Die Ergebnisse von Al-mahmoud et al. [71] mit CFK-Stäben in normalfestem Beton zeigen hingegen ein Ansteigen der Verbundfestigkeiten mit breiterer Betonrippe  $b_{BR}$  im Vergleich zur Stabrippenbreite  $b_{SR}$ . Bei geringen Betonfestigkeiten spielt dieser Einfluss demzufolge eine eher untergeordnete Rolle. Der Einfluss der Stabrippentiefe  $t_R$  wird hier jedoch nicht berücksichtigt.

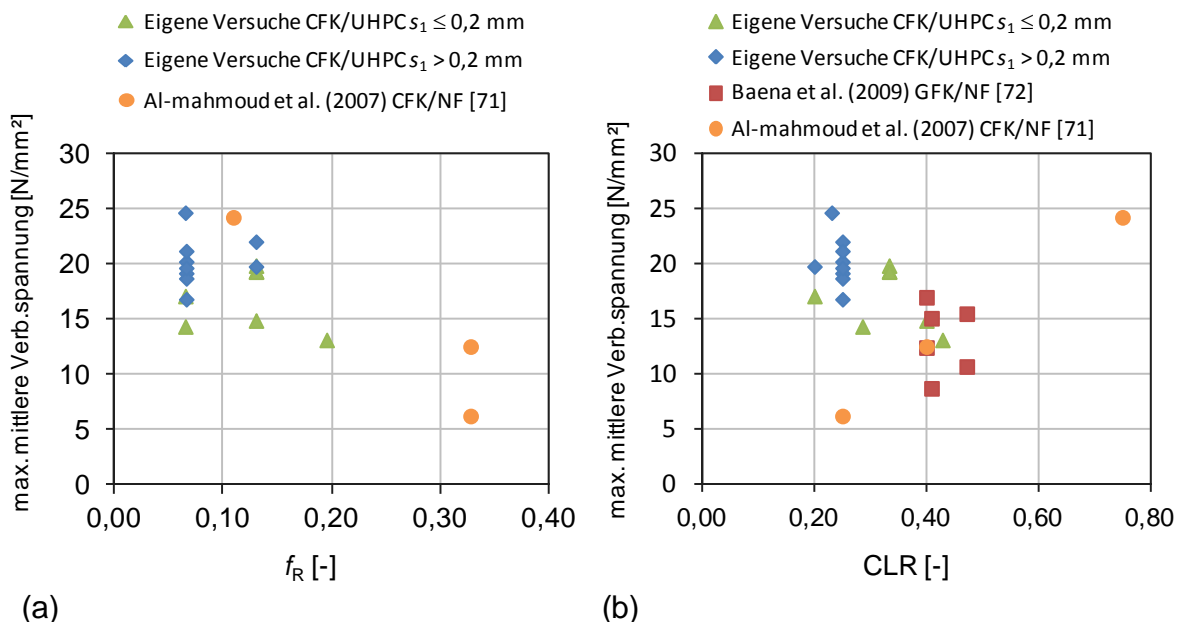


Abbildung 3.20: Auswertung nach (a)  $f_R$ , (b)  $CLR$

Bei der Bezugsgröße  $a_s$  (Abbildung 3.21) wird zwar die Rippentiefe  $t_R$  berücksichtigt, der fehlende Einfluss des Verhältnisses der Stab- zur Betonrippenbreite  $b_{SR}:b_{BR}$  wirkt sich jedoch ebenfalls ungünstig auf die Ergebnisse aus.

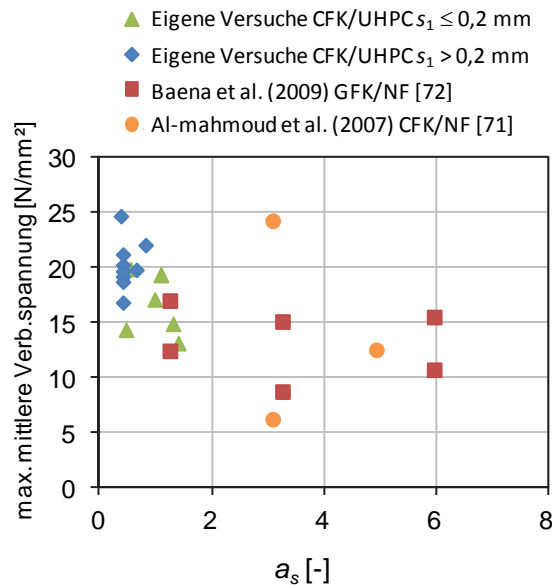


Abbildung 3.21: Auswertung nach  $a_s$

### 3.5 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse

Im Rahmen experimenteller Untersuchungen wurden Pull-out-Versuche gerippter CFK-Bewehrungsstäbe in Bauteilen aus ultrahochfestem Beton durchgeführt. Abhängig vom verwendeten Stabprofil ergaben sich z. T. sehr unterschiedliche Ergebnisse mit bisweilen großen Streuungen der Verbundspannungs-Schlupf-Verläufe. Grundsätzlich ähneln die Ergebnisse den für andere FVK-Bewehrungsstäbe in Normalbeton sowie Betonstahl bekannten Verläufen. Bei allen Versuchen lag jedoch ein Stabauszug mit fast vollständigem Abscheren der CFK-Stabrippen vor.

Es wurden verschiedene Parameter und Maßnahmen untersucht und ausgewertet, die zu einer Verbesserung der Verbundwirkung führen können, z. B.:

- Variation der Rippenparameter (siehe Kapitel 3.4.3)
- Nachträgliche Harzimpregnierung (siehe Kapitel 3.4.1)
- Spiral- oder parallelförmige Rippung (siehe Kapitel 3.4.2)
- Bezugsgrößen zur Charakterisierung von Bewehrungsstäben nach ihrer Profilform (siehe Kapitel 3.4.4)

Am vielversprechendsten haben sich dabei Effekte einer Variation der Rippenparameter gezeigt. Die weiteren oben genannten Maßnahmen lieferten keine signifikanten Verbesserungen der Ergebnisse. Durch Variation der Verhältnisse in der Rippengeometrie bei gleichbleibender Rippentiefe (hier: 0,2 mm) zeigten sich deutliche Unterschiede in den Ergebnissen.

Aus den Versuchsergebnissen lassen sich folgende Zwischenerkenntnisse ableiten:

- Es zeigt sich eine große Abhängigkeit von den vorgegebenen Parametern
- Als wesentliche Parameter haben sich ergeben:
  - absolute Breiten der einzelnen Rippen (Stabrippe  $b_{SR}$  und Betonrippe  $b_{BR}$ )
  - Verhältnis der Rippenbreiten zueinander ( $b_{SR} : b_{BR}$ )
  - Stabrippentiefe  $t_R$

Zusammenfassend haben die Auswertungen ergeben, dass für eine wirkungsvolle Profilierung mit Abscheren der Betonrippen kurze Betonrippen mit großen Verhältnissen zwischen Stabrippen- und Betonrippenbreite ( $b_{SR} : b_{BR}$ ) anzustreben sind.

## **4 Zur Übertragbarkeit analytischer und numerischer Methoden auf CFK in UHPC**

### **4.1 Allgemeines**

Zur Untersuchung des Verbundverhaltens FVK-Bewehrung in normalfesten Betonen haben sich analytische Methoden und numerische Modelle bewährt, die aus Untersuchungen zu Betonstahl entwickelt wurden. Im folgenden Kapitel wird eine Übertragbarkeit auf CFK-Bewehrungsstäbe in UHPC untersucht.

### **4.2 Analytische Untersuchungen**

#### **4.2.1 Allgemeines**

Das Verbundverhalten kann prinzipiell mit Hilfe globaler Verbundgesetze beschrieben werden, die sich nach Kapitel 2.3.8 aus den Ergebnissen von Pull-out-Versuchen ableiten lassen. Für FVK-Bewehrung in Normalbeton liegen eine Reihe von Verbundgesetzen vor (vgl. Kapitel 2.3.3). Voraussetzung ist jedoch eine annähernd gleichmäßige Verteilung der lokalen Verbundspannung entlang des Stabes, so dass sich über die gesamte Verbundlänge eine nahezu konstante mittlere Verbundspannung einstellt. In einem ersten Schritt wird zunächst überprüft, ob eine Übertragbarkeit dieser Gesetze auf CFK-Bewehrung in UHPC möglich ist.

Weiterhin wurde zur Beschreibung des lokalen Verbundspannungsverlaufs in verschiedenen Veröffentlichungen für FVK-Bewehrung in normalfesten Betonen gezeigt (vgl. z. B. [43], [44]), dass mit einer globalen aus Versuchen gewonnenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung mit ausreichender Genauigkeit auch eine lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung abgebildet werden kann. Hinsichtlich einer Übertragbarkeit werden die in Kapitel 3.3.3 erzielten Versuchsergebnisse herangezogen und ausgewertet.

#### **4.2.2 Ansatz globaler Verbundgesetze für CFK in UHPC**

Zur Überprüfung der Übertragbarkeit globaler Verbundgesetze auf CFK-Bewehrung in UHPC wurden die Versuchskurven zunächst grafisch ausgewertet und mit den nach den Gleichungen (3) bis (7) (S. 46f) angegebenen Verbundgesetzen verglichen. Anschließend wurden die Verbundgesetze im ansteigenden Ast in einem iterativen, rechnergestützten Prozess an die experimentell ermittelten Verbundkurven angepasst. Mittels Methode der kleinsten Quadrate [109] wurden die Parameter so optimiert, dass eine möglichst kleine Flächendifferenz zwischen den Kurvenverläufen aus Versuch und Verbundgesetz vorlag. Vergleichbare Herangehensweisen sind in verschiedenen Veröffentlichungen dokumentiert (z. B. [44], [58], [64], [85], [95]). Exemplarisch sind die Ergebnisse für zwei Profile in Abbildung 4.1 dargestellt.

Es wird deutlich, dass die Verbundgesetze auch bei CFK-Stäben in UHPC eine hinreichend genaue Abbildung des ansteigenden Astes liefern. Lediglich das Modell von Cosenza et al. [95] zeigt abhängig von der Kurvenausbildung im Vergleich zu den anderen Gesetzen Schwächen in seiner Approximationsfähigkeit.



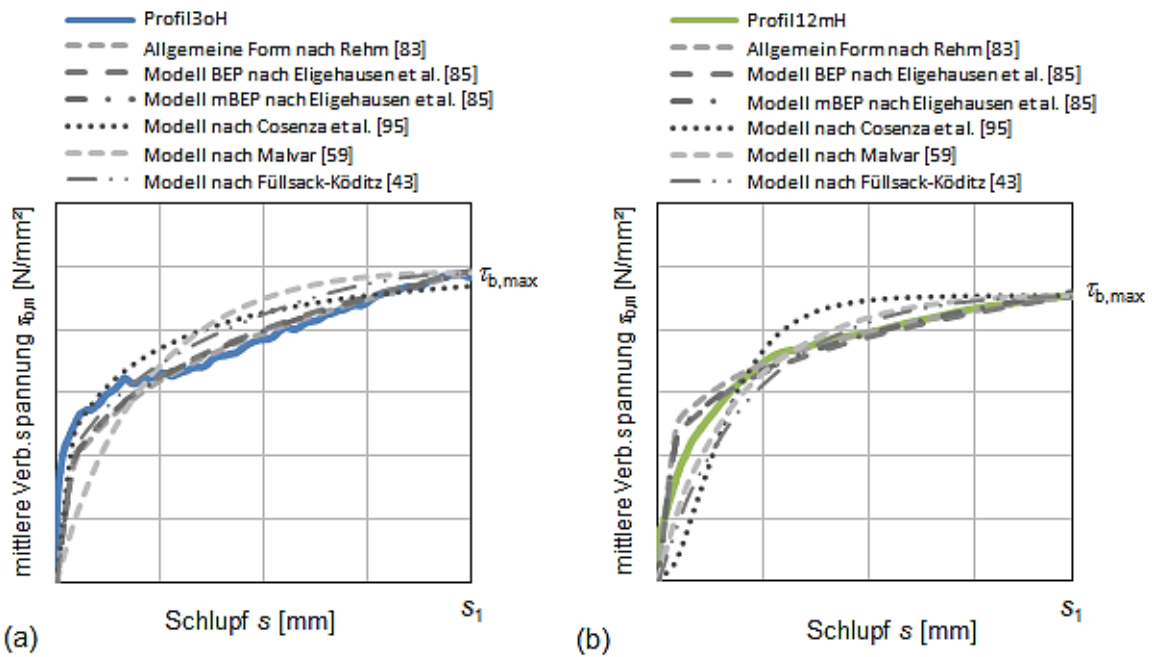


Abbildung 4.1: Approximation ausgewählter Verbundgesetze an Versuchskurven (exemplarisch)

Prinzipiell empfiehlt sich die Verwendung möglichst einfacher, mathematisch wenig aufwändiger Formen. Sowohl das BEP- als auch das mBEP-Modell liefern eine hinreichend genaue Übereinstimmung mit den experimentell ermittelten Versuchsergebnissen und haben sich hierfür bewährt [64]. In Abbildung 4.2 wird dies exemplarisch anhand aus Versuchen erhaltener Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen veranschaulicht.

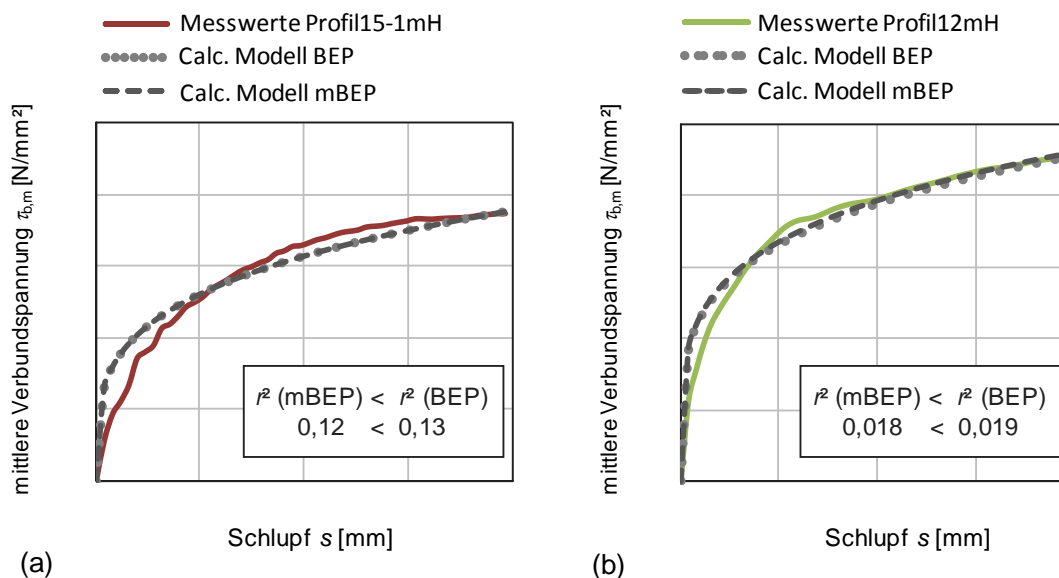


Abbildung 4.2: Exemplarischer Vergleich der Verbundgesetze BEP und mBPE mit experimentellen Verbundspannungs-Schlupf-Kurven im ansteigenden Ast

Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung der Verläufe im ansteigenden Ast und bestätigt, dass generell beide Formen geeignet sind. Aufgrund der Einzelversuchsauswertung sind die Kurven des BEP- und mBEP-Modells nahezu identisch. Bei Auswertung mehrerer Versuchskurven (z. B. Versuchsreihen) liegt jedoch der Vorteil beim mBEP-Modell in der Möglichkeit einer im Mittel optimalen Anpassung des Verbundgesetzes an die experimentell bestimmte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung [44]. Die Parameter  $C$  und  $\alpha$  lassen sich direkt an den experimentellen Ergebnissen kalibrieren. Das BEP-Modell ist hingegen nur in der Lage, die maximale Verbundspannung  $\tau_{\max}$  zutreffend abzubilden.

Ein Vergleich der Verbundgesetze aus den eigenen Versuchskurven mit den Ergebnissen von Niewels [44] zeigt eine gute Übereinstimmung innerhalb der dort angegebenen Bandbreite der  $\tau$ - $s$ -Beziehungen (Abbildung 4.3 a). Hierfür und für die weiteren Auswertungen wurden nur die eigenen experimentellen Ergebnisse mit einem Schlupf  $s_1 > 0,2$  mm herangezogen, da die Stabprofile mit  $s_1 \leq 0,2$  mm aus den in Kapitel 3.3.3 erläuterten Gründen für die weitere Auswertung nur geringe Aussagekraft besitzen. Die große Streubreite der Ergebnisse bei Niewels lässt sich mit der Bandbreite an Stabmaterialien und Oberflächenkonfigurationen erklären. Der im Rahmen dieser Arbeit verwendete enge Bereich an gerippten CFK-Stäben liegt daher erwartungsgemäß innerhalb des in [44] ermittelten Korridors und liefert realistische Werte. Dies wird auch beim Vergleich der Parameter  $C$  und  $\alpha$  deutlich (Abbildung 4.3 b), die gegenüber Literaturwerten einen deutlich engeren Bereich aufweisen und sich in einem nachvollziehbaren Rahmen bewegen.

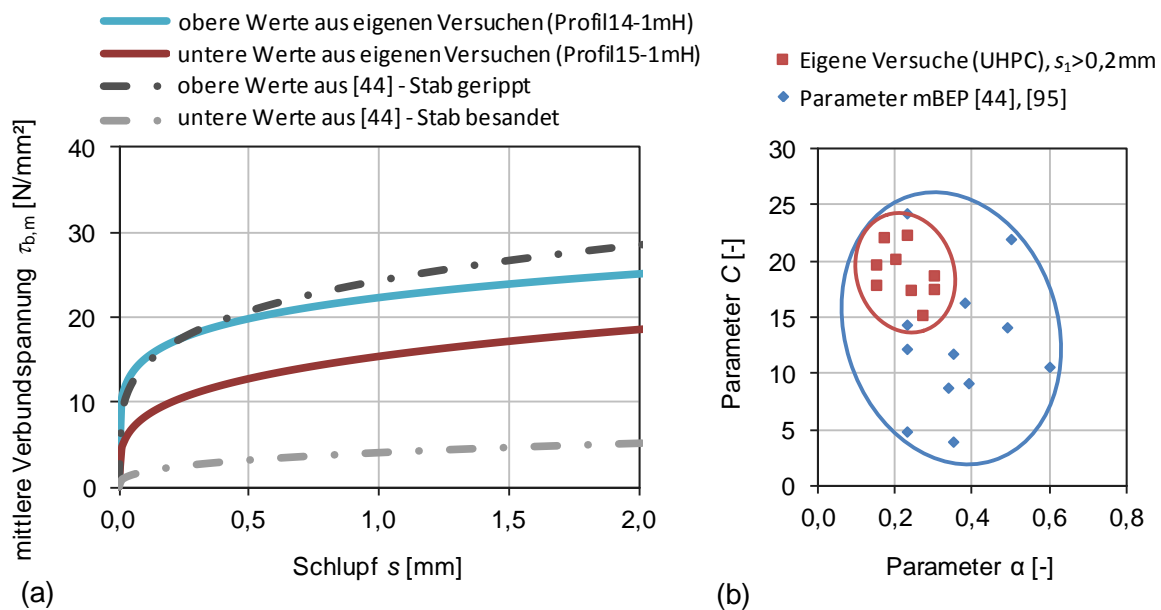


Abbildung 4.3: (a) Vergleich der Bandbreite des mBEP-Modells im ansteigenden Ast aus eigenen Versuchen und [44], (b) Vergleich der Parameter des mBEP-Modells aus eigenen Versuchen und Literaturwerten

### 4.2.3 Lösungsverfahren zur Beschreibung des Verbundes

In Versuchen wird die Verbundlänge so festgelegt, dass näherungsweise eine konstante Verteilung der lokalen Verbundspannung entlang der Stablänge angenommen werden kann (vgl. Kapitel 2.3.8). Ist dies der Fall, können die aus Pull-out-Versuchen ermittelten globalen Verbundgesetze auch als lokale Verbundgesetze entlang des Stabes verwendet werden. Hierfür bieten sich Beschreibungsmöglichkeiten des Verbundes in Form von analytischen oder numerischen Lösungsverfahren an. Bei diesen Lösungsverfahren handelt es sich um Verfahren zur Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes, einer mathematischen Verknüpfung von Dehnungen, Relativverschiebungen und Verbundspannungen. Sie folgen meist einer von Rehm [83] aufgestellten Betrachtungsweise, nachdem sich die Verbundtragwirkung anhand von einachsig beanspruchten Zuelementen erfassen lassen, um die Zielgrößen in der im Allgemeinen nichtlinearen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zu berücksichtigen [89].

Nach den Ausführungen von [83], [87], [89] und [94] erfolgt die mathematische Erfassung des Verbundes unter Vernachlässigung des räumlichen Spannungszustandes an einem differentiellen Stabelement  $dx$ , indem der Bewehrungsstab und der Beton als zwei in Kontakt stehende eindimensionale Stäbe angesehen werden. Es besteht die Möglichkeit einer gegenseitigen Verschiebung in Stablängsrichtung. Die Relativverschiebung zwischen Stab und Beton wird allgemein als Schlupf  $s$  bezeichnet. Des Weiteren wird starrer Verbund in Querrichtung und die lineare Elastizitätstheorie für die Stäbe angenommen. Die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes für symmetrisch beanspruchte Zugglieder wird üblicherweise am differentiellen Element erläutert (Abbildung 4.4).

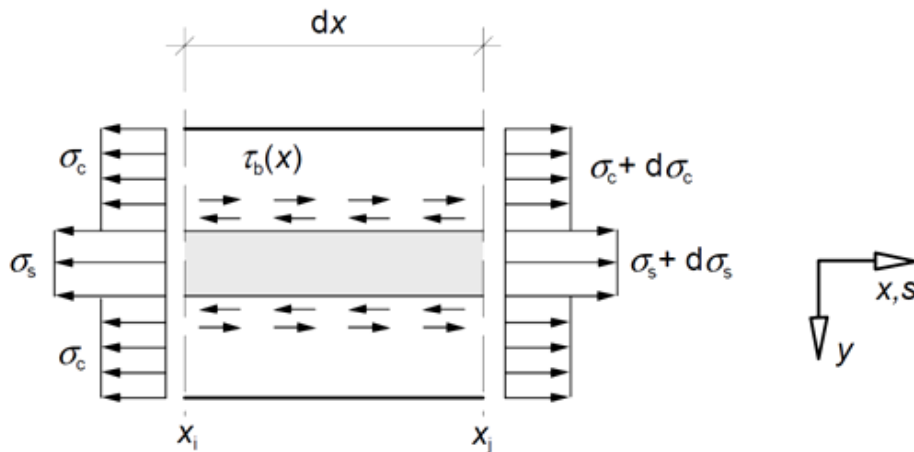


Abbildung 4.4: Differentielles Element des Zugstabes [94]

Die Zugkraftdifferenzen von Beton und Bewehrung müssen mit den über dem Stabumfang  $U_s$  wirkenden Verbundspannungen  $\tau_b(s)$  im Gleichgewicht stehen. Die Änderung des Schlupfes entlang  $dx$  entspricht dann der Dehnungsdifferenz von Stab und Beton.

Daraus ergibt sich die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes nach Gleichung (10) zu:

$$\frac{d^2 s(x)}{dx^2} = \tau_b(x) \cdot \frac{(1 + \rho \cdot \alpha_E)}{E_s} \cdot \frac{U_s}{A_s} \quad (10)$$

mit  $\alpha_E = E_s / E_c$

Für eine geschlossene Lösung der Differentialgleichung sind die jeweiligen Randbedingungen entsprechend der Problemstellung festzulegen. Da die Lösung der Differentialgleichung auch vom Risszustand im Bauteil abhängig ist, sind daher für verschiedene Situationen immer auch neue, mitunter sehr aufwändige Lösungen notwendig. Diese stellen mit z. T. unüberschaubaren Ableitungen und einer immer neu erforderlichen Lösungsermittlung für bestimmte Randbedingungen nicht immer eine geeignete Beschreibung des Verbundes dar. Die Erfassung des Verbundes ist daher mit bisweilen erheblichem Rechenaufwand verbunden. Dennoch ist für bestimmte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen mit Hilfe von Näherungsfunktionen eine geschlossene analytische Integration möglich (vgl. [83], [92], [110], [111]).

Alternativ zu geschlossenen Lösungen kann die Differentialgleichung mittels numerischer Integrationsverfahren gelöst werden. Durch eine entsprechende Diskretisierung ist eine genügend genaue Anpassung an die tatsächliche Lösung möglich, wie sie z. B. die schrittweise Integration oder die Modellierung mit Hilfe Finiter Elemente bieten.

#### 4.2.4 Abbildung des lokalen Verbundspannungsverlaufs mittels Anwendung der schrittweisen Integration

Bei der schrittweisen Integration handelt es sich um eine Näherungslösung, deren Rechenannahme in Abbildung 4.5 dargestellt ist. Dabei wird die zu betrachtende Verbundstrecke  $l_b$  in eine ausreichende Anzahl  $n$  von Elementen einer endlichen Länge  $\Delta x$  mit den entsprechenden Stützstellen  $i$  Knoten unterteilt. Die differentiellen Beziehungen werden auf diese Länge bezogen. Als Vereinfachungen wird innerhalb der Schrittweite  $\Delta x$  die Verbundspannung als konstant angesetzt, was eine einfache Lösung der Differentialgleichung erlaubt (vgl. z. B. [92], [110], [111]). Damit sich die Verteilungen der Spannungen und Verschiebungen detailliert ermitteln lassen, muss folgende Anforderung erfüllt sein [94]:

$$\Delta x \leq \frac{l_b}{10} \quad (11)$$

Bei einer Verbundlänge von 30 mm ergibt sich somit  $\Delta x \leq 3,0$  mm. Im Rahmen von Voruntersuchungen konnte für eine ausreichende Genauigkeit eine Schrittweite von  $\Delta x = 1,5$  mm und eine daraus resultierende Elementanzahl von  $n = 20$  bestimmt werden.

Von entscheidender Bedeutung ist die Definition der Randbedingungen. Diese hängen vom jeweilig zu untersuchenden Bauteil bzw. Versuchskörper und den damit verbundenen Spannungsverhältnissen ab [94].

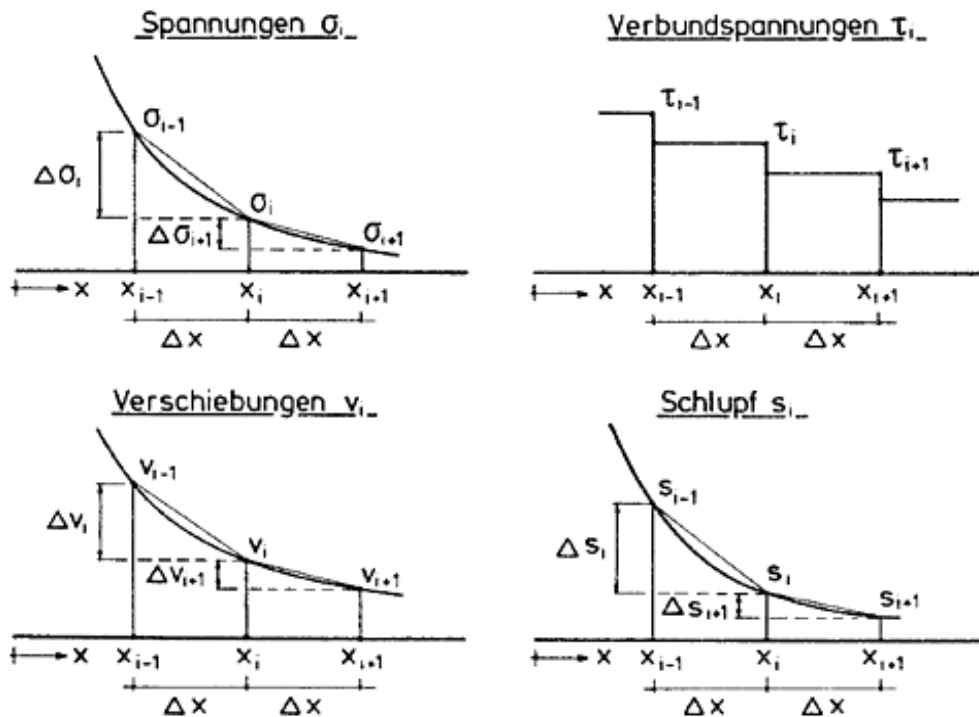


Abbildung 4.5: Rechenannahme für die Näherungslösung durch schrittweise Integration [112]

Für den im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Fall gelten folgende Randbedingungen bzw. Eingangswerte:

$$s_0 = s(x = 0)$$

$$\tau_{b,0} = \tau_b(x = 0)$$

Die hier angewandte Vorgehensweise der schrittweisen Integration ist in Abbildung 4.6 schematisch dargestellt. Zunächst werden aus den Pull-out-Versuchen innerhalb des ansteigenden Astes der Versuchskurven die Verbundbeiwerte für globale Verbundgesetze abgeleitet und mit den aus der schrittweisen Integration ermittelten lokalen Verbundgesetzen verglichen. Für eine optimale Annäherung der Kurvenverläufe aus Versuch und Verbundgesetz wurden dann die Verbundbeiwerte  $C$  und  $\alpha$  erneut mittels Methode der kleinsten Quadrate [109] bestimmt. Die Iteration erfolgt solange, bis für den maximalen Wert der globalen Verbundspannung  $\tau_{b,max}$  die Zugkraft am Ende aus lokaler Spannung mit einer festgelegten zulässigen Abweichung der Zugkraft (hier:  $< 2\%$ ) im Versuch entspricht. Dies wird anhand der Ergebnisse zweier Profile in Abbildung 4.7 verdeutlicht. Die Ergebnisse zeigen nur geringe Ab-

weichungen der Parameter  $C$  und  $\alpha$  für das globale und lokale Verbundgesetz und somit eine gute Übereinstimmung.

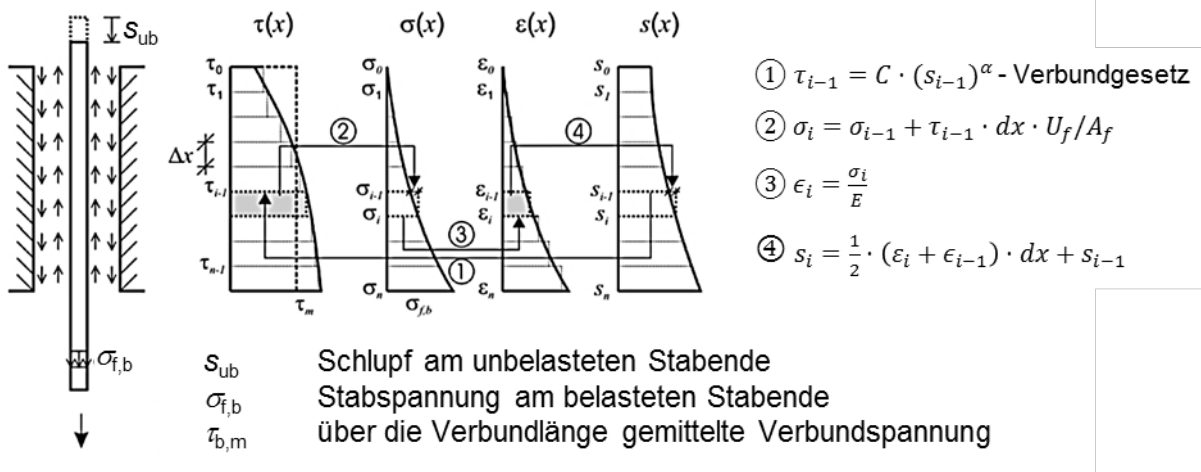


Abbildung 4.6: Vorgehensweise bei der schrittweisen Integration [44]

In einem weiteren Schritt wurden über Grenzbetrachtungen die Auswirkung verschiedener E-Modulwerte von CFK-Stäben auf die Verteilung der lokalen Verbundspannung sowie deren Schlupfverläufe entlang des Stabes untersucht. Der E-Modul wurde zwischen ca. 160.000 (eigene Versuche) und ca. 580.000 N/mm<sup>2</sup> (vgl. Tabelle 2.2) angesetzt und ausgewertet. Die Verbundbeiwerte  $C$  und  $\alpha$  bedurften dabei für die lokalen Verläufe in Abhängigkeit vom E-Modul des CFK-Stabes nur einer geringfügigen Anpassung.

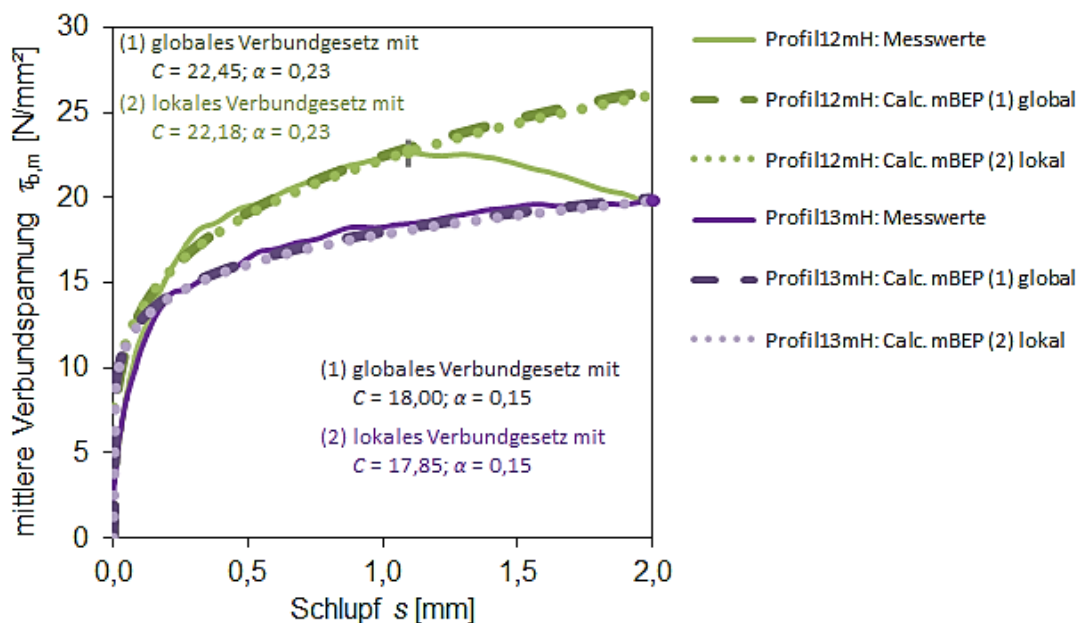


Abbildung 4.7: Exemplarischer Vergleich der lokalen und globalen Verbundgesetze mit den im Versuch ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen im ansteigenden Ast

Die Verteilung der lokalen zu den globalen Verläufen ist für die maximale mittlere Verbundspannung in Abbildung 4.8 qualitativ dargestellt. Die zugehörigen Werte der Abweichungen der untersuchten Stäbe sind abhängig vom E-Modul in Tabelle 4.1 zusammengefasst.

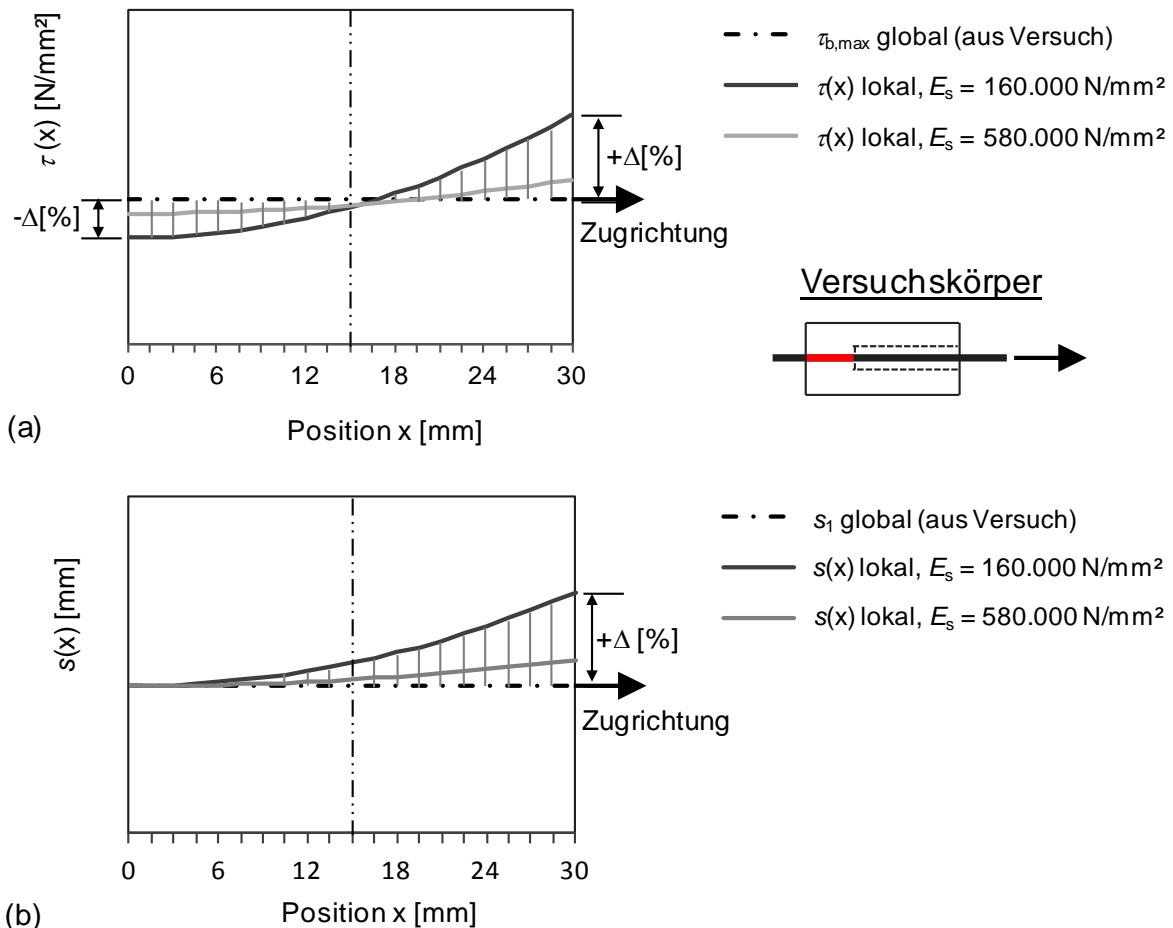


Abbildung 4.8: schematische Darstellung (abhängig vom E-Modul der CFK-Stäbe):  
 (a) der lokalen Verbundspannungsverteilung, (b) des lokalen Schlupfverlaufs

Insgesamt ergaben die Min./Max.-Werte des E-Moduls keine signifikanten Auswirkungen auf die Maximalwerte der lokalen Verbundspannungen entlang des Stabes. Die größten Abweichungen wurden beim Minimalwert des E-Moduls von 160.000 N/mm<sup>2</sup> festgestellt. Die maximal ermittelte Abweichung zwischen unbelastetem und belastetem Ende, bei der lokalen zur globalen mittleren Verbundspannung, ergab sich nach Tabelle 4.1 zu ca. +0,6 % für Profil15-3oH, so dass von einem nahezu gleichmäßigen Verlauf der Verbundspannung entlang des Bewehrungsstabes ausgegangen werden kann. Es ist jedoch zu beachten, dass bei einem niedrigen E-Modul die Stabdehnung zwischen belastetem und unbelastetem Stabende zunimmt (vgl. Kapitel 2.3.8). Die zugehörige Änderung des Stabschlupfes ergab sich zu max. ca. 4,0 %, was einer Stabdehnung von ca. 2 ‰ entspricht. Mit größerem E-Modul nimmt die Stabdehnung entsprechend ab. Die vorhandene Verbundlänge reicht demnach aus,

um den Einfluss der Stabdehnungen am belasteten und unbelasteten Ende vernachlässigen zu können.

Tabelle 4.1: Übersicht der prozentualen Abweichung  $\Delta$  der lokalen Verbundspannungen und Schlupfverläufe in Abhängigkeit der Min./Max.-Werte des E-Moduls der CFK-Stäbe

E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau(x)$ [N/mm <sup>2</sup> ]				$s(x)$ [mm]			
	Min. 160.000		Max. 580.000		Min. 160.000		Max. 580.000	
Stabprofil (aus Tabelle 3.3)	$\tau(x=0)$	$\tau(x=30)$	$\tau(x=0)$	$\tau(x=30)$	$s(x=0)$	$s(x=30)$	$s(x=0)$	$s(x=30)$
3oH	-0,13%	+0,36%	-0,02%	+0,11%	0,0%	+1,59%	0,0%	+0,44%
12mH	-0,20%	+0,53%	-0,07%	+0,14%	0,0%	+3,24%	0,0%	+0,90%
13mH	-0,05%	+0,18%	-0,05%	+0,02%	0,0%	+1,49%	0,0%	+0,41%
14-1mH	-0,16%	+0,46%	-0,07%	+0,10%	0,0%	<b>+3,97%</b>	0,0%	+1,10%
14-2mH	-0,21%	+0,50%	-0,06%	+0,14%	0,0%	+3,60%	0,0%	+0,99%
14-3oH	-0,09%	+0,25%	-0,04%	+0,06%	0,0%	+2,45%	0,0%	+0,68%
15-1mH	-0,09%	+0,25%	-0,03%	+0,07%	0,0%	+1,27%	0,0%	+0,35%
15-2mH	-0,12%	+0,29%	-0,06%	+0,05%	0,0%	+1,74%	0,0%	+0,48%
15-3oH	<b>-0,27%</b>	<b>+0,60%</b>	-0,10%	+0,14%	0,0%	+2,83%	0,0%	+0,78%

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass die u. a. in [43] und [44] für FVK-Bewehrung in normalfestem Beton getroffene Annahme, dass eine globale, aus Versuchen durch Schlupfmessung am lastabgewandten Ende gewonnene Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, mit ausreichender Genauigkeit einer lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung entspricht, auch auf CFK-Bewehrung in UHPC übertragen werden kann.



## 4.3 Numerische Untersuchungen

### 4.3.1 Allgemeines

Finite-Elemente-Modellierungen bieten vielfältige Möglichkeiten zur Überprüfung experimenteller Untersuchungen sowie Optimierung vorhandener Strukturen. Die Abbildung des Verbundes zwischen Bewehrung und Beton stellt komplexe Herausforderungen an die FE-Modellierung. Als Ergänzung zu den experimentellen und analytischen Untersuchungen wurden numerische Untersuchungen zum Verbundverhalten mittels FE-Modellierung durchgeführt. Das Ziel lag dabei in der Überprüfung einer Übertragbarkeit möglicher Herangehensweisen auf CFK-Stäbe in UHPC sowie die Verwertbarkeit der Ergebnisse. Für eine detaillierte Abbildung des CFK-Stabes zur Darstellung des Verbundverhaltens am Stab wurden dreidimensionale Modelle verwendet und mit dem Finite-Elemente-Programm MASA zwei unterschiedliche numerische Modellvarianten betrachtet. An beiden Modellvarianten wurde jeweils die Nachbildung und Kalibrierbarkeit der Versuche überprüft.

Das erste Modell basiert auf der Möglichkeit, den Verbund und die Verbundeigenschaften über eine Kontaktfläche zu modellieren (Kapitel 4.3.4). Diese Herangehensweise wird z. B. für Betonstahl verwendet und liefert die Möglichkeit einer vergleichsweise einfachen Modellierung des Verbundes. Mit den Erkenntnissen des ersten FE-Modells wurde der zweite Ansatz mit detaillierter Modellierung von Einzelrippen mit dem Ziel der Betrachtung eines Gesamtprofils fortgesetzt (Kapitel 4.3.6). Die Erstellung und Diskretisierung der Modelle sowie grafische Auswertung der Ergebnisse erfolgte mittels des Pre- und Postprozessors FEMAP in der Version 11.0.1.

### 4.3.2 Das Finite-Elemente-Programm MASA

Für die numerischen Untersuchungen kam das primär für Berechnungen an Beton und Stahlbetonbauteilen am Institut für Werkstoffe der Universität Stuttgart entwickelte nichtlineare Finite-Elemente-Programm MASA (MACROscopic Space Analysis) zur Anwendung. Es eignet sich besonders zur Analyse des Schädigungsverlaufes quasi-spröder Werkstoffe (z. B. Beton). Die Materialeigenschaften sind auf unterschiedlich ausgerichteten sog. Mikroebenen (engl. microplanes) innerhalb des Materials definiert (Abbildung 4.9 a) und werden durch die eindimensionale Beziehung zwischen den Spannungs-Dehnungskomponenten auf jeder Mikroebene sowohl in Normal- als auch in Schubspannungsrichtung vollständig abgebildet (Abbildung 4.9 b). Das mehraxiale Werkstoffverhalten wird so durch Anwendung der einaxialen Arbeitslinien auf einundzwanzig verschiedenen Mikroebenen in jedem Integrationspunkt (Gaußpunkt) des Finiten Elementes abgebildet und ermöglicht so eine realistische Beschreibung von Beton [82], [113], [114].

In [115] und [116] wird das Programm detailliert beschrieben. In seinem Rechenkern verarbeitet MASA Hexaeder- und Tetraederelemente als Solidelemente und Stabelemente als 1D-Elemente. Hexaederelemente sind 8-knotige Elemente, dem ein Gaußpunkt je Knoten zugeordnet ist, in denen alle Materialzustände während der Berechnung aufintegriert werden. Tetraederelemente sind 4-knotige Elemente, die je nach Materialgesetz unterschiedlich behandelt werden.

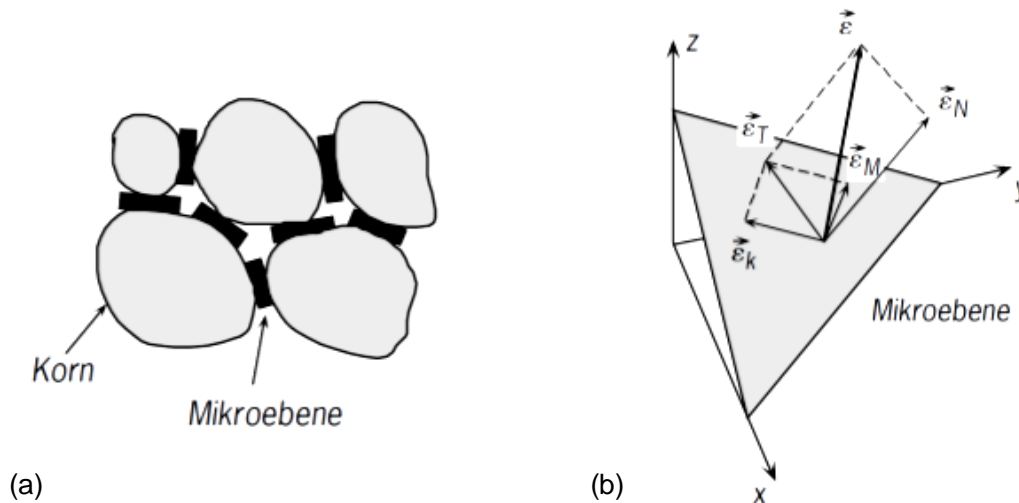


Abbildung 4.9: Schematische Darstellung des „Microplane“-Modelles: (a) Kontaktflächen (Mikroebenen) zwischen der Gesteinskörnung, (b) Dehnungskomponenten einer Mikroebene [113]

Stab- (oder BAR-)Elemente sind 2-knotige Elemente, bei denen zwischen Bewehrungselementen und unabhängigen Stabelementen differenziert wird. Ein wesentlicher Unterschied liegt hier in der Ermittlung der Gesamtsteifigkeitsmatrix. Bewehrungselemente sind in eines der umgebenden Solidelemente eingebettet und die Steifigkeit der Knoten wird zu den Knoten der Solidelemente addiert. Unabhängige Stabelemente sind von jeglichen Elementen losgelöst und werden als eigenständiges Element betrachtet. Die Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung erfolgt getrennt von den umgebenden Elementen. Die Berechnung wird über ein iteratives, direktes Verfahren durchgeführt. Zur globalen Problemlösung liegen prinzipiell drei Strategien vor:

- (1) Methode der konstanten Steifigkeiten (CSM)
- (2) Methode der Tangentensteifigkeit (TM)
- (3) Methode der Sekantensteifigkeit (SSM)

Im Rahmen der Untersuchungen wurde als Iterationsalgorithmus der Ansatz mittels Sekantensteifigkeitsmethode (3) gewählt. Es handelt sich dabei um einen Kompromiss aus (1) und (2), der eine zeitweise Anpassung an den aktuellen Materialzustand ermöglicht, ohne extrem lange Rechenzeiten in Kauf zu nehmen. Eine solche Vorgehensweise empfiehlt sich insbesondere mit Blick auf Kontaktschichtelemente. Die Durchführung der Berechnung erfolgt inkrementell, d. h. die Beanspruchung wird in mehreren Last- bzw. Verschiebungsstufen aufgebracht.

Mechanismen der Rissentstehung und Schädigungsvorgänge können innerhalb von FE-Programmen auf zwei Arten implementiert werden. Zum einen über Modellierung diskreter Risse (engl. discrete crack approach) [117] und zum anderen mittels verschmierter Risse (engl. smeared crack approach). Bei diskreten Rissen muss die Lage des Risses vorgegeben werden, die Methode verschmierter Rissmodellierung hingegen erlaubt eine lokal unabhängige Bildung und Lokalisierung von Rissen [118].

MASA verwendet die verschmierte Rissbandmethode [113], [118]. Im Modell wird dazu ein Riss über ein Element verschmiert und die Schädigung lokalisiert sich in einer Reihe von Elementen. Unter der Annahme, dass die spezifische Bruchenergie  $G_f$  konstant ist, führt dies zu einer Abhängigkeit der Ergebnisse von der Netzgröße. Um dem entgegen zu wirken, wird bei MASA ein sog. Lokalisierungsbegrenzer eingesetzt, der die Lokalisierung der Schädigung in einem elementgrößenunabhängigen Volumen (bei dreidimensionaler Berechnung) sicherstellt. Programme ohne Lokalisierungsbegrenzer zeigen sich nur für die Berechnung von Bauteilen aus elastisch-plastischen Materialien (z. B. Stahl) als geeignet [113]. Die Größe der Schadenslokalisierung hängt von den Elementabmessungen ab. In einem groben Netz ist das Schädigungsvolumen bzw. die verbrauchte Energieaufnahme infolge Rissbildung größer als in einem feinen Netz. Theoretisch führt die Verringerung der Elementgröße auf null dazu, dass der Energieverbrauch bei Rissbildung ebenfalls null wird. Physikalisch ist dies jedoch nicht möglich. Um die Energiedissipation infolge Rissbildung konstant und gleich groß entsprechend der Bruchenergie des Betons  $G_f$  zu halten, wird das konstitutive Entfestigungsgesetz so angepasst, dass folgende Bedingung gilt:

$$G_f = A_f \cdot h = const. \quad (12)$$

mit  $A_f$  ... Fläche unter der lokalen (konstitutiven) Spannungs-Dehnungslinie für zentrischen Zug

$h$  ... Elementgröße bzw. angenommene Breite des Rissbandes

In MASA wird der gleiche Ansatz auch für eine Entfestigung unter Druckbeanspruchung verwendet. In diesem Fall wird angenommen, dass die Bruchenergie für die einachsige Druckbeanspruchung  $G_c$  ca. 100-mal größer ist als für die Zugbeanspruchung  $G_f$  ( $G_c = 100 \cdot G_f$ ). Dies bedeutet, dass das Materialgesetz sowohl für einachsige Zugentfestigung als auch für Druckentfestigung an die Elementgröße angepasst wird. Trotzdem können Berechnungsergebnisse von Form und Ausrichtung der Elemente abgänglich sein. Um diese Abhängigkeit zu reduzieren und gleichzeitig den numerischen Aufwand der Rissband-Methode nicht deutlich zu erhöhen, entwickelte Özbolt [119] die sog. „stress-relaxation-method“ (eine Kombination der Rissband-Methode und der nichtlokalen Integralmethode), die für praktische Anwendungen eine sehr gute Eignung zeigt. Für weitere Informationen zum Programm MASA wird auf [82], [113], [116], [120] verwiesen.

#### 4.3.3 Modellierung der Probekörper

Für die numerische Erfassung des Tragverhaltens der experimentellen Untersuchungen wurde das numerische Modell an die Randbedingungen des Versuchs angepasst. Die Abmessungen der FE-Modelle entsprechen den im Experiment verwendeten Probekörpern. Die Vernetzung des Betons erfolgte durch Tetraeder-Elemente, der CFK-Bewehrungsstab wird mittels Hexaeder-Elementen modelliert. In Vorberechnungen wurden unterschiedliche Diskretisierungsgrade überprüft und das vorliegende Netz validiert. Eine Verringerung der Elementanzahl

lieferte deutlich ungenauere Ergebnisse, eine Vergrößerung der Elementanzahl führte jedoch nicht zu signifikant besseren Ergebnissen, wohingegen die erforderliche Rechenzeit deutlich anstieg. Unter Berücksichtigung von Symmetrien konnte das Modell weiter vereinfacht werden. Dies führte zu einer zusätzlichen Begrenzung der Rechenzeit und Reduzierung der Knotenanzahl, so dass nur ein Viertel des eigentlichen Versuches modelliert werden musste (Abbildung 4.10). Um die Symmetrie ausnutzen zu können, wurden an den Knoten der geschnittenen Kanten entsprechende Auflager als Randbedingungen modelliert.

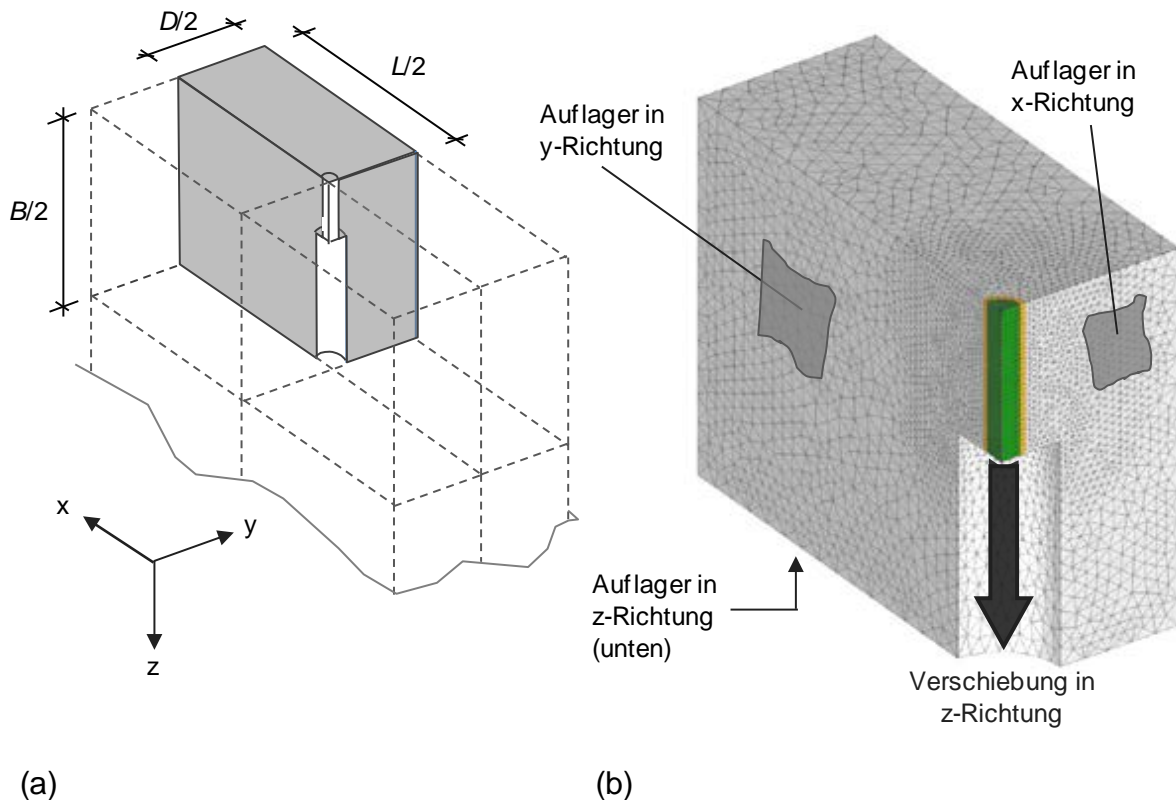


Abbildung 4.10: (a) Modellierter Bereich des Versuchskörpers, (b) detailliertes FE-Modell eines Probekörpers

#### 4.3.4 Variante 1: Verbundmodellierung mittels Kontaktschicht

Bei dieser Modellierungsvariante wird zunächst ein glatter Stab modelliert und mittels einer Kontaktschicht mit dem umgebenden Beton verbunden (Abbildung 4.11 a). Der Detaillierungsgrad ist mit Elementlängen von ca. 1,0 mm in der Umgebung des Bewehrungsstabes am größten. Um ein möglichst gleichmäßiges Netz zu erhalten, wurde ein in FEMAP integriertes Optimierungstool verwendet.

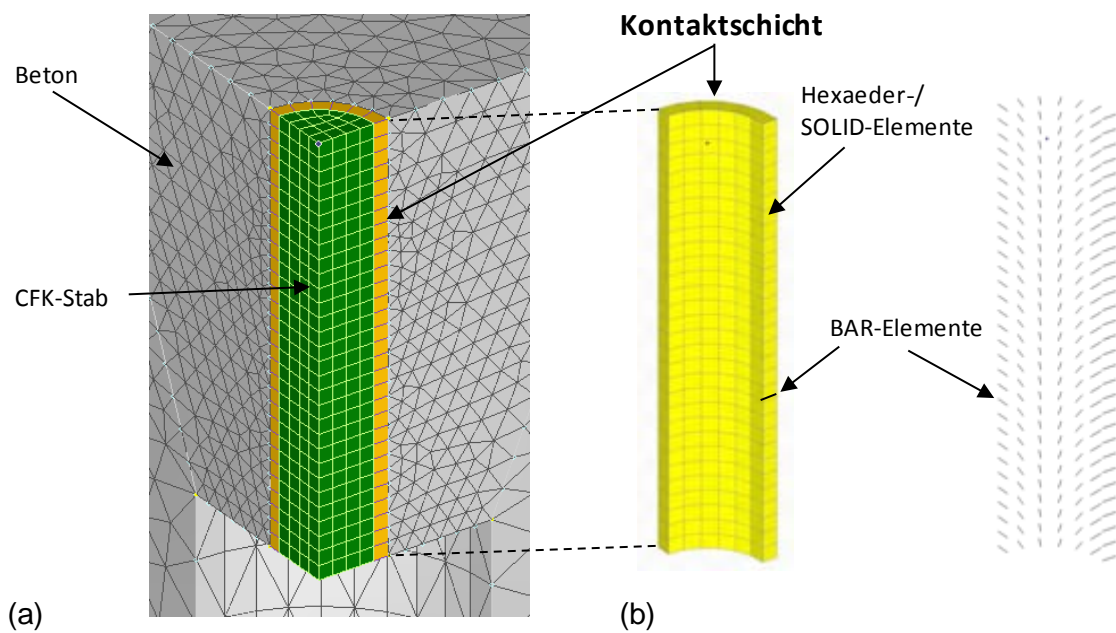


Abbildung 4.11: (a) Detailliertes FE-Modell mit Kontaktschicht (b) Aufbau der Kontaktschicht

Für die Simulation einer Kontaktfläche, die oft besondere Problemstellungen zwischen zwei unterschiedlichen Materialien aufweist, bietet MASA die Möglichkeit einer Modellierung mittels BAR-Elementen (im Programm als Typ 7 bezeichnet), die aus numerischen Gründen von Hexaeder-Elementen umgeben sind, deren Steifigkeit jedoch annähernd zu Null gesetzt ist (Abbildung 4.11 b). Die BAR-Elemente verbinden zwei Knoten direkt miteinander.



Abbildung 4.12: Prinzip der Kontaktfläche [116]

Die Verbindung bleibt auch während der Berechnung bestehen und stellt somit eine sehr einfache Simulation aller Eigenschaften der Kontaktschicht dar, was eine maßgebliche Verkürzung der Rechenzeit bedeutet [116]. Bei dieser Modellierung bleiben die Knoten jedoch auch bei sehr großen Verschiebungen verbunden, obwohl sie nicht mehr in direktem Kontakt stehen (Abbildung 4.12). Dies stellt sich bei großen Verschiebungen nachteilig dar, da es zu einer ungenauen Abbildung des Kontaktes führen kann [113].

Zur Bestimmung der lokalen Verbundspannungen entlang des Bewehrungsstabes ist in den BAR-Elementen ein globales Verbundgesetz implementiert. Im Rahmen dieser Arbeit wurde

ein idealisiertes Verbundgesetz verwendet, das auf dem in Kapitel 2.3.3 beschriebenen BEP-Modell basiert (Abbildung 4.13). Prinzipiell können jedoch auch andere Verbundmodelle verwendet werden.

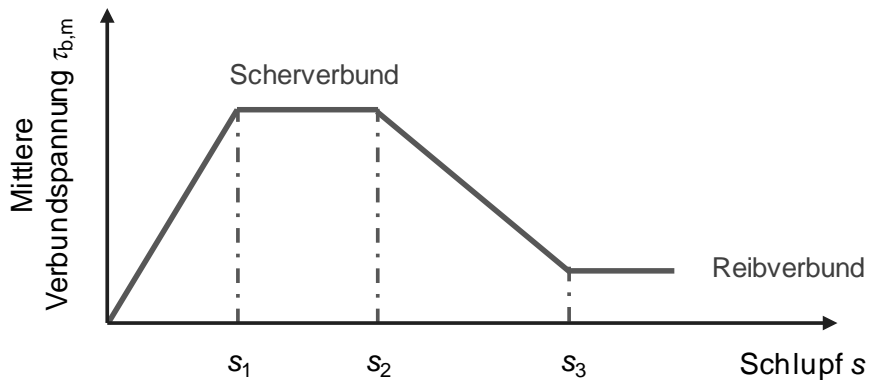


Abbildung 4.13: In die BAR-Elemente implementiertes Verbundgesetz

Die erforderlichen Parameter wurden an einzelnen Verbundspannungs-Schlupf-Kurven kalibriert, die aus den Versuchen nach Kapitel 3 ermittelt wurden (Auswahl nach Tabelle 4.2):

Tabelle 4.2: ausgewählte Verbundwerte für Variante 1

	Schlupf $s$ [mm]	Zugehörige mittlere Verbundspannung $\tau_{b,m}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Profil	$s_1 / s_2 / s_3$	$\tau_1 / \tau_2 / \tau_3$
9mH	0,12 / 0,13 / 0,6	17,2 / 17,2 / 12,0
12mH	1,1 / 1,3 / 2,8	22,7 / 22,7 / 16,0
15-2mH	1,3 / 1,85 / 4,5	19,7 / 19,7 / 13,0

Die weiteren, für die Berechnungen verwendeten Materialwerte sind in Tabelle 4.3 zusammengestellt. Die Belastung des Bewehrungsstabes erfolgte am freien Ende durch Aufbringen einer Einheitsverschiebung in z-Richtung (vgl. Abbildung 4.10 b). Um sicherzustellen, dass die Verbundkräfte über das implementierte Verbundgesetz ausreichend aktiviert werden können, ist eine entsprechende Anzahl an Belastungsschritten vorzusehen. In den vorliegenden Fällen werden mind. 15 bis 20 Belastungsschritte bis zur Höchstlast empfohlen. Bei einem Schlupf  $s_1 = 1,0$  mm wurde daher eine Lastschrittweite von 0,05 mm gewählt.

Tabelle 4.3: verwendete Materialkennwerte bei der FE-Berechnung

Werkstoff		Werte	
UHPC	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	50.000; 60.000	DAfStb Heft 561 [10]
	Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	170; 210	Angelehnt an eigene Versuche + Literatur
	Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	5; 12	Angelehnt an eigene Versuche + Literatur
	Querdehnzahl $\nu$ [-]	0,2	DAfStb Heft 561 [10]
	Bruchenergie [-]	0,12	DAfStb Heft 561 [10]
C20/25	Vergleichswerte für normalfesten Beton		DIN EN 1992-1-1 [121]
CFK (linear-elastisch)	E-Modul (längs) [N/mm <sup>2</sup> ]	165.000	Aus Literatur (z. B. [8])
	Querdehnzahl $\nu$ [-]	0,3	

#### 4.3.5 Ergebnisse und Diskussion der Variante 1

Die Berechnungen wurden mit den in Tabelle 4.2 angegebenen Verbundwerten durchgeführt. Weiterhin wurde der Einfluss des Betons untersucht, in dem die in Tabelle 4.4 angegebenen Werte bei den Berechnungen angesetzt wurden.

Tabelle 4.4: Materialwerte der verwendeten Betone für FE-Ergebnisse

Materialwerte	$f_{ck}$	$f_{ct}$	E-Modul	Querdehnzahl	Bruchenergie
Beton	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	$\nu$ [-]	$G$ [-]
Normalfester Beton (NF)	25; 50	2,0; 4,0	28.000; 37.000	0,18	0,08; 0,12
UHPC_1	170	5,0	50.000	0,2	0,12
UHPC_2	210	10,0	60.000	0,2	0,12

Die Ergebnisse liefern im Allgemeinen eine gute Übereinstimmung zwischen angesetztem Verbundgesetz und FE-Berechnung. Die Variation der Betonfestigkeitswerte beeinflussen die Verbundergebnisse prinzipiell nur in geringem Maße. Dies wird in Abbildung 4.14 anhand eines Profils verdeutlicht. Bei hohen Betonfestigkeiten zeigt sich ein etwas steiferes Verhalten mit gegenüber normalfestem Beton höheren Maximalwerten.

Bei Betonwerten für UHPC liegt die berechnete Kurve näher an der experimentell ermittelten Versuchskurve. Die reinen Verbundergebnisse werden jedoch hauptsächlich über die Werte des angesetzten Verbundgesetzes bestimmt.

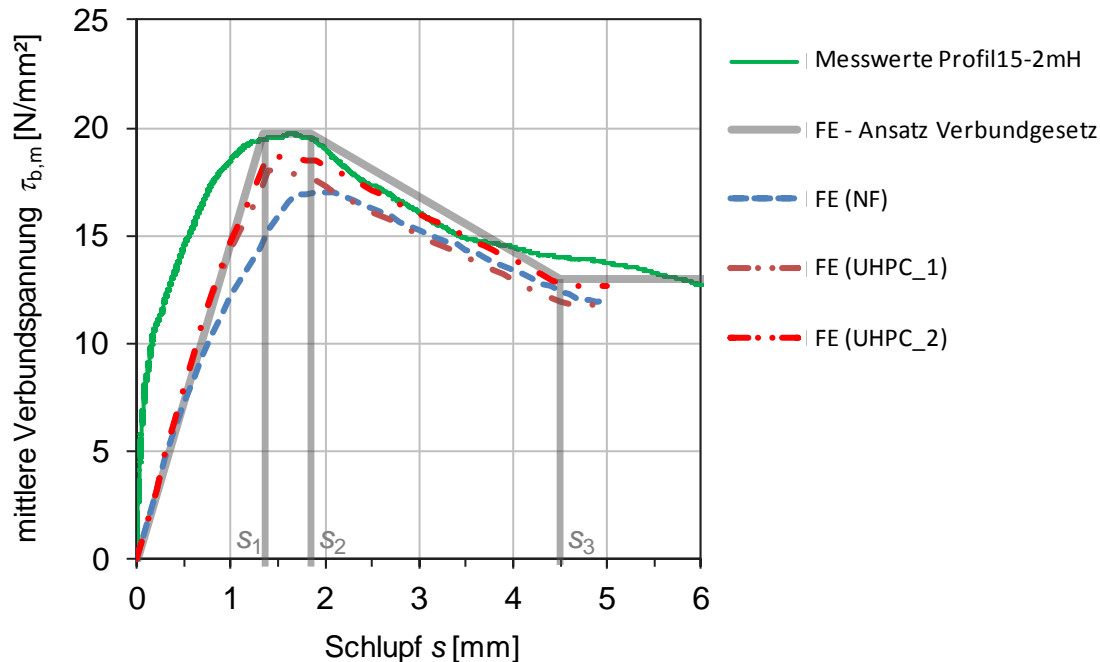


Abbildung 4.14: FE-Ergebnisse mit modellierter Kontaktschicht (exemplarisch)

Die Verteilung sowie Entwicklung des lokalen Verbundspannungsverlaufs entlang des Stabes lässt sich über eine direkte Betrachtung der BAR-Elemente in Abhängigkeit der Lastschritte darstellen (Abbildung 4.15 a und b). So lassen sich ggf. Spannungsspitzen oder ungleichmäßige Verteilungen aufzeigen. Dabei bildet stets das global angesetzte Verbundgesetz der mittleren Verbundspannung die Berechnungsgrundlage. Zu Beginn des Stabauszugs zeigt sich ein nahezu konstanter Verlauf der lokalen Verbundspannung entlang des Stabes bis etwa zum Lastschritt 10 bei  $s = 0,5$  mm. Mit steigender Stabverschiebung beginnt nach Lastschritt 10 die lokale Verbundspannung am belasteten Ende abzufallen. Dieser Bereich befindet sich bei Erreichen der Höchstlast ( $s = 1,35$  mm, Lastschritt 27) von ca.  $x = 23$  mm bis 30 mm.

Die infolge der Verbundwirkung entlang der Staboberfläche auftretenden Druckspannungen im Betonkörper lassen sich ebenfalls darstellen (Abbildung 4.15 c, hellgrüner Bereich). Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung mit den in Kapitel 3.3.3 beschriebenen Zusammenhängen zwischen den geometrischen Randbedingungen im Bereich des Hüllrohres und der geneigten Druckstrebe. Innerhalb des Kegels am belasteten Ende mit Winkel  $\alpha$  fällt die lokale Verbundspannung entlang der Staboberfläche ab, da sich dort nur geringe Druckspannungen ausbilden können. Es sollten daher Hüllrohre mit möglichst kleinem Durchmesser verwendet werden, um diesen Einfluss gering zu halten.



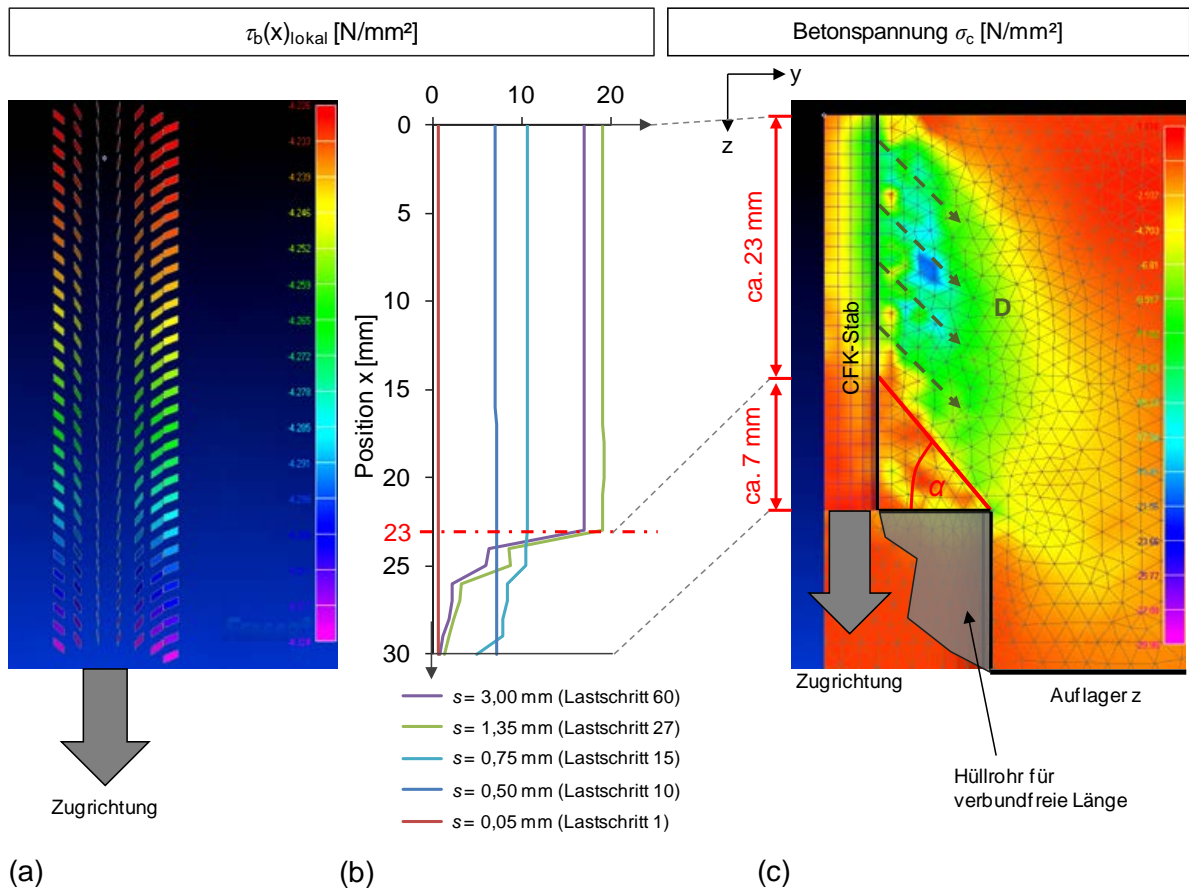


Abbildung 4.15: Lokaler Verbundspannungsverlauf entlang des Stabes: (a) aus den BAR-Elementen, (b) in Abhängigkeit der Lastschritte, (c) Verlauf der Druckspannung im Probekörper infolge Verbundwirkung im Bereich des Stabes

Über die vorhandenen Betonzugspannungen zum Zeitpunkt der maximalen mittleren Verbundspannung  $\tau_{b,\max}$  lassen sich abhängig von den Materialwerten des Betons, insbesondere der aufnehmbaren Zugfestigkeit, Aussagen zur Abschätzung einer erforderlichen Mindestdicke für den Probekörper treffen, die für die Aufnahme der Verbundkräfte benötigt wird. Für das vorliegende Beispiel in Abbildung 4.16 wurde eine zulässige Betonzugfestigkeit  $f_{ct} = 5,0$  N/mm<sup>2</sup> (Beton UHPC\_1 gemäß Tabelle 4.4) angesetzt. Anhand der Spannungsentwicklung lässt sich zeigen, dass von der Staboberfläche aus gemessen, bis zu einem Abstand von  $d \approx 11$  mm, die Zugfestigkeit überschritten wird und in diesem Bereich Rissbildung vorliegen muss. Mit steigendem Abstand zur Staboberfläche nehmen die infolge der Verbundwirkung auftretenden Zugspannungen im Beton jedoch deutlich ab, im Abstand  $d \approx 14$  mm auf ca. 75 % und  $d \approx 17$  mm auf noch ca. 35 %. Die Werte liegen deutlich unterhalb der aus Korrosionsschutzgründen benötigten Betondeckung nach DIN EN 1992-1-1 [121]. Auf diese Weise ist eine Optimierung der Probekörperdicke auf ein Mindestmaß mittels FE-Berechnung möglich.

Die FE-Ergebnisse von Variante 1 mittels Kontaktschicht zeigen hinreichend genaue Übereinstimmungen mit den Versuchskurven. Weiterhin zeigt sich, dass sich Verbundkräfte mit

ausreichender Genauigkeit abbilden lassen. Es kann gezeigt werden, dass lokal betrachtet, für fortschreitende Lastschritte ein nahezu gleichmäßig verteilter Verbundspannungsverlauf, ohne Spannungsspitzen, entlang der Stabachse vorliegt. Mit dieser Modellierungsart lässt sich aus den globalen Verbundgesetzen der lokale Verbundspannungsverlauf entlang des Stabes in guter Näherung abschätzen und für weitere Untersuchungen anwenden.

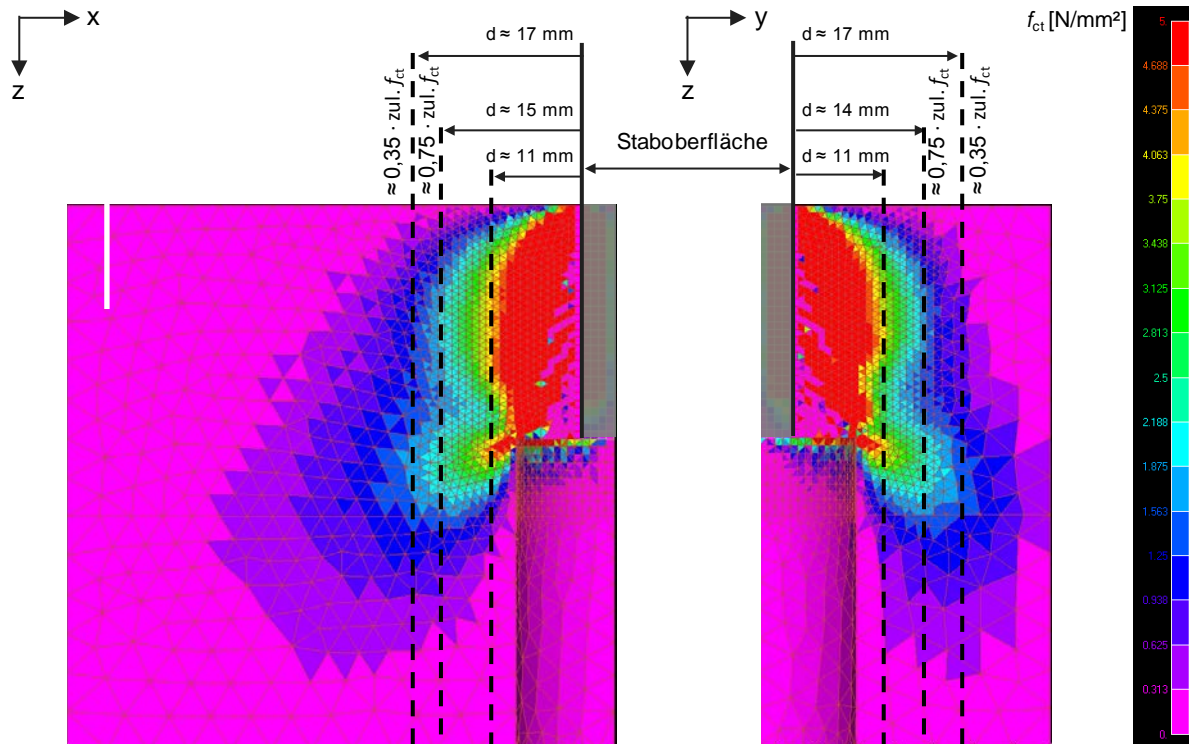


Abbildung 4.16: Ableitung von Mindestdicken der Probekörper zur Aufnahme der Verbundkräfte aus FE-Berechnung

Bei diesem Modellansatz basiert die Verbundwirkung jedoch auf der Versagensart von Betonstahl, erfordert also nach Erreichen des Verbundspannungsmaximums ein Versagen des Betons zwischen den Stabrippen. Daraus folgt bei Überschreiten des Verbundspannungsmaximums eine einsetzende Rissbildung im Beton. Bei CFK-Bewehrung trifft dies nach derzeitigem Stand nicht zu, was auch die experimentellen Ergebnisse belegen. Die Berechnungsergebnisse können also zum jetzigen Zeitpunkt nur bis zum Erreichen des Verbundspannungsmaximums verwendet werden, da sich nur in diesem Bereich eine annähernd vergleichbare Versagenswirkung einstellt. Im Nachbruchbereich wird jedoch von einer beginnenden Rissbildung ausgegangen, die bei CFK-Bewehrung in UHPC nicht vorliegt. Diese Form der Modellierung kann daher nur den prinzipiellen Verbundspannungsverlauf angeben, nicht jedoch die Versagensart und -ursache nach Erreichen des Verbundspannungsmaximums abbilden. Das geforderte zu Betonstahl analoge Verbundversagen kann unter bisherigen Erkenntnissen und Ergebnissen nicht erreicht werden, weshalb diese Form der Modellierung nur beschränkt einsetzbar ist.

#### 4.3.6 Variante 2: Modellierung von Einzelrippen

Auf Grundlage der Erkenntnisse der Variante 1 (Kapitel 4.3.5) lag das weitere Ziel einer zweiten Variante in der genauen Abbildung eines Stabprofils mit wirklichkeitsnaher Darstellung der Verbundkräfte auf die Stabrippen.

Für eine erste Überprüfung der Machbarkeit dieser Modellierung bei den z. T. sehr kleinen Abmessungen wurden zunächst Einzelrippen mit einer Stabrippenbreite von  $b_{SR} = 10 \text{ mm}$  und einer Rippentiefe von  $t_R = 0,2 \text{ mm}$  modelliert (Abbildung 4.17 a). Die Belastung erfolgt rein über Druckbeanspruchung an den Rippenflanken in Ausziehrichtung. In Anlehnung an eine prinzipiell vergleichbare Modellierung von Fischer in [118] wurden zur Vermeidung der Übertragung von Zugkräften an der Rippenrückseite zwischen Stab und Beton, die entgegen der Ausziehrichtung zeigenden Rippenflanken sowie parallel zur Ausziehrichtung verlaufende Reibflächen vom angrenzenden Beton getrennt. Da Reibung in diesem Stadium der Untersuchungen nicht berücksichtigt wird, konnte die Stabrippe vollständig vom Beton getrennt abgebildet werden (Abbildung 4.17 b). Im unteren Bereich des Stabes vor der Druckkontaktfläche zum Beton wurde der Stab analog Abbildung 4.11 (b) über eine Kontaktschicht mit  $d = 0,1 \text{ mm}$  vom Beton getrennt. Dies führte zu einer Reduzierung der effektiven Kontaktflächenhöhe auf  $d = 0,1 \text{ mm}$  (vgl. Detail A in Abbildung 4.17 b).

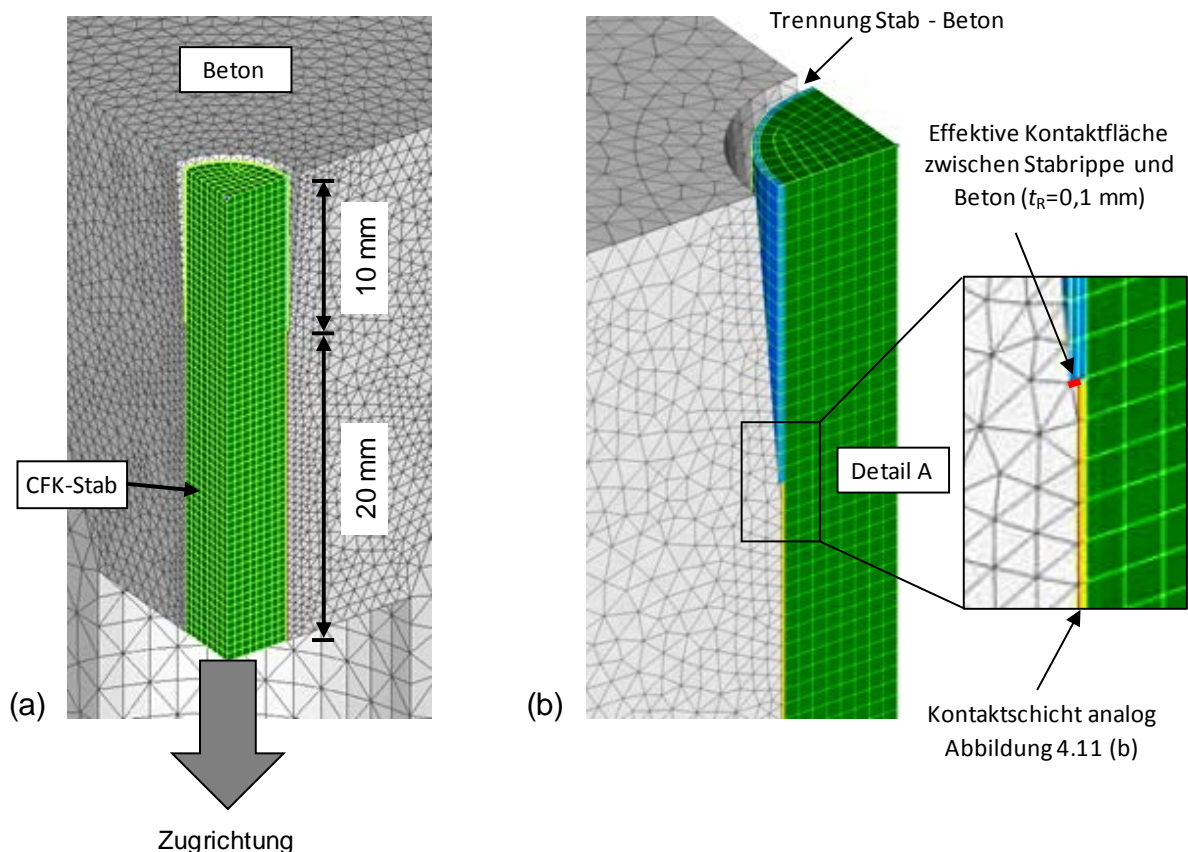


Abbildung 4.17: (a) Detailliertes FE-Modell der Einzelrippe, (b) Detailausschnitt

Für die Modellierung und Berechnung waren weitere Überlegungen anzustellen, auf deren Grundlage nachfolgende Annahmen getroffen wurden:

- Der CFK-Stabkern weist ein linear-elastisches Materialverhalten bis zum Bruch auf. Das Materialverhalten wird mittels eines linearen Materialgesetzes abgebildet (Abbildung 4.18 a).
- Die Stabrippen haben ein im Vergleich zum Stabkern deutlich weiches Materialverhalten, das durch ein vorzeitiges Abscheren gekennzeichnet ist, bevor ein Zugversagen des Stabkerns eintritt (vgl. Kapitel 2.3.4). Um das numerische Modell stabil zu halten, wird ein fiktives Modell zur Identifizierung des Versagens der Stabrippe angesetzt. Dieses Modell gibt keine Aussage hinsichtlich eines duktilen Materialverhaltens des Stabes bzw. mögliche Umlagerungseffekte wieder. Näherungsweise wird dies für die Stabrippe über den Ansatz eines bilinearen Materialgesetzes (Abbildung 4.18 b) abgebildet. Bei Belastungsbeginn verhalten sich Stabkern und -rippe annähernd gleich mit einem linearen Kraftanstieg. Ist die maximale Tragkapazität der Stabrippe erreicht, kann davon ausgegangen werden, dass ein Abscheren vom Stabkern beginnt und keine weiteren Widerstandsreserven zur Verfügung stehen. Dieser Zustand wird bei Erreichen von  $f_y$  definiert. Bei weiterem Stabauszug, ändert sich die Steigung im  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Diagramm bis zum Wert  $f_u$ . Dies lässt sich darstellen, indem die auf die Rippenflanke wirkende Kraft, den ansteigenden Ast der Kraft-Verschiebungs-Kurve verlässt und eine Änderung der Steigung in der Verlaufskurve erkennbar wird.

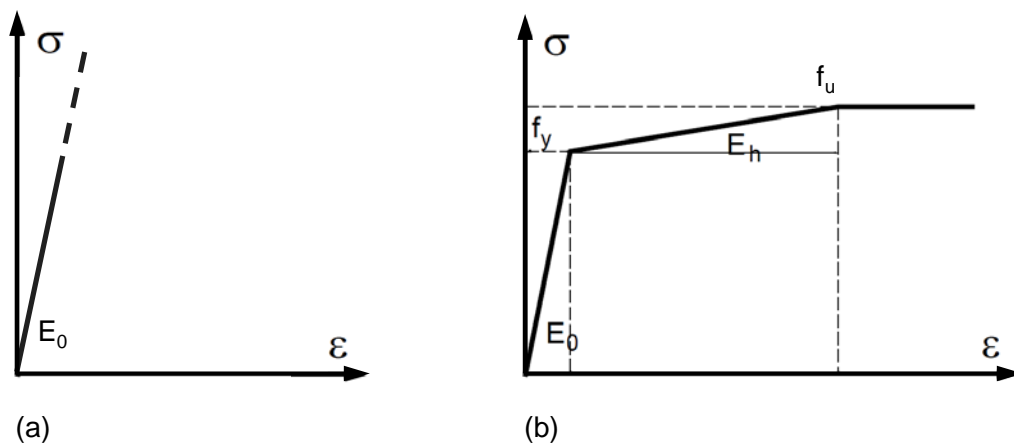


Abbildung 4.18:  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehung [122] für ein fiktives Modell zur Identifizierung des Versagens (a) des Stabkerns, (b) der Stabrippe

Für eine erste Abschätzung wird hierzu die Kraft benötigt, die von einer Stabrippe aufgenommen werden kann. Da diese Kräfte materialabhängig sind, sind die Werte individuell zu bestimmen. Die erforderlichen Materialwerte wurden daher an den Versuchsergebnissen kalibriert. Für die getesteten CFK-Stäbe wird eine Bandbreite von ca. 340 bis 530 N je mm-Stabrippenbreite herangezogen. Die Vorgehensweise zur Ermittlung der Werte wird in Kapitel 5.2.3 erläutert. Bei einer modellierten Stabrippe von  $b_{SR} = 10$  mm liegt somit die Versagenskraft in einer Größenordnung zwischen ca. 3.400 und 5.300 N.

Die Kalibrierung der  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehung wird anhand Abbildung 4.19 veranschaulicht: Zunächst wurden die auftretenden Spannungen an der Stabrippenflanke ausgelesen (a), als Kraft auf die Rippenflanke umgerechnet und der Punkt, an dem der ansteigende (nahezu lineare) Ast verlassen wird, als Versagenspunkt identifiziert. Die Eingangswerte wurden solange modifiziert, bis sich der Wert innerhalb der zulässigen Bandbreite der aufnehmbaren Abscherkraft befindet und der CFK-Stabkern noch im ansteigenden Ast der Kraft-Verformungskurve liegt, also noch nicht versagt (c).

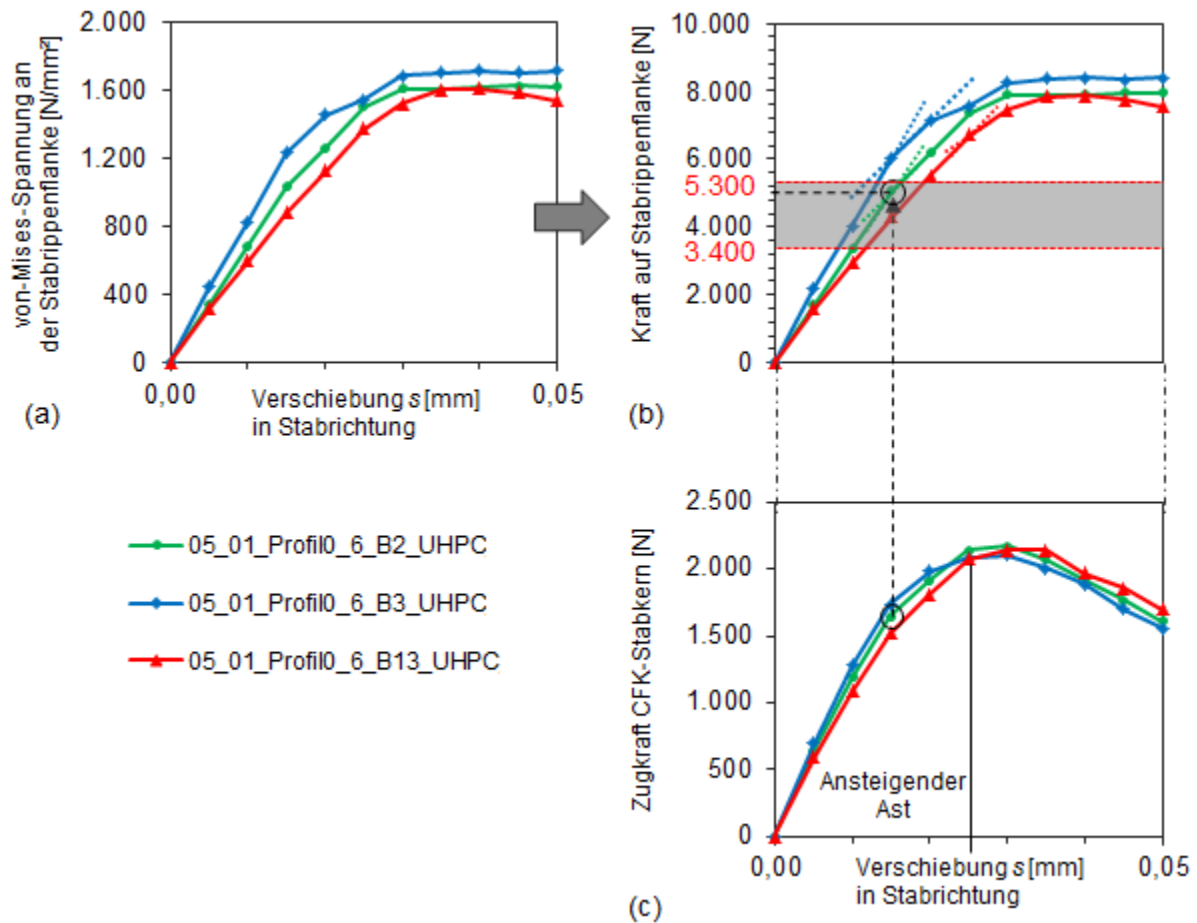


Abbildung 4.19: FE-Ergebnisse zum Ansatz des Versagens der Einzelrippe über Materialgesetze nach Abbildung 4.18 (exemplarisch): (a) Spannungen an der Stabrippenflanke, (b) zugehörige Kraft auf die Stabrippenflanke innerhalb einer vorgegebenen Bandbreite, (c) zugehörige Zugkraft im Stabkern



#### 4.3.7 Ergebnisse und Diskussion der Variante 2

Bei dieser Modellierungsart lässt sich die lokale Belastung im Bereich der Stab- und Betonrippen abbilden und aufzeigen (Abbildung 4.20). Die ersten Ergebnisse geben somit ein gutes Abbild der vorhandenen und zu erwartenden Vorgänge im Grenzbereich zwischen Stab und Beton wieder. Der im Vergleich zu UHPC sehr weiche CFK-Stab führt nur in einem sehr kleinen lokalen Bereich zu einer Belastung des Betons. Es können so die direkten Auswirkungen eines Stabauszugs auf das CFK-Profil untersucht werden. Es liegt demnach nahe, mittels dieser vorgestellten Modellierungsmethode eine Profilloptimierung vorzunehmen, so dass ein betonstahlähnliches Versagen erzielt werden kann.

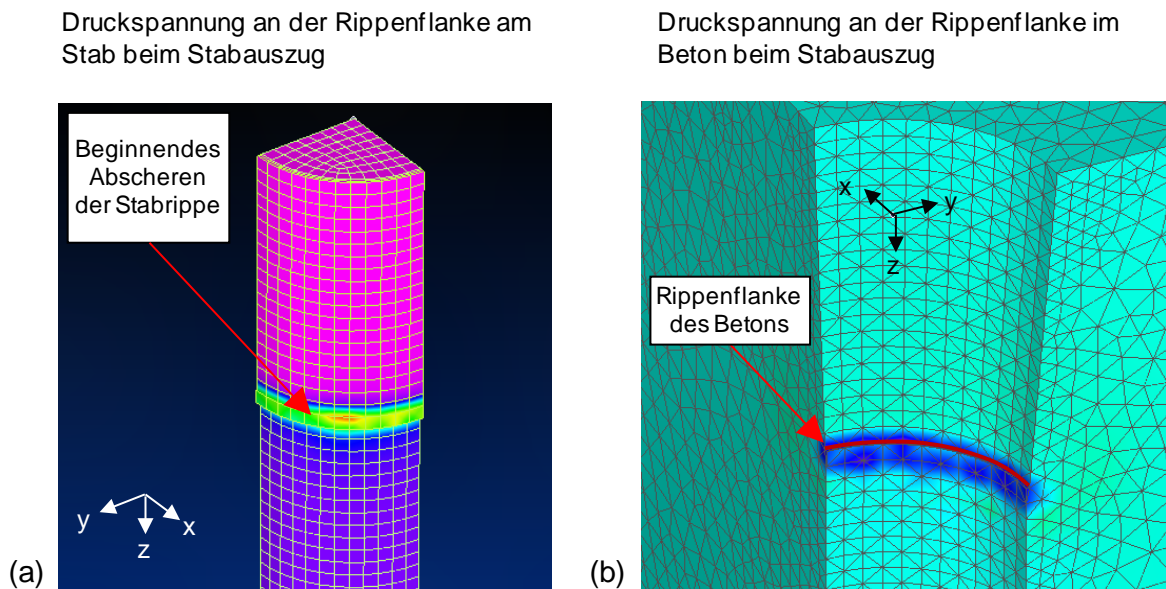


Abbildung 4.20: Darstellung der lokalen Spannungen beim Stabauszug auf die (a) Stabrippe, (b) Betonrippe

Bei der Modellierung vollständiger Stabprofile zeigen sich jedoch Problemstellen, die weiterer Untersuchungen bedürfen. Exemplarisch ist dies in Abbildung 4.21 dargestellt. Die Profilgeometrien, insbesondere die sehr kleinen Rippertiefen im Vergleich zu den Rippenbreiten, erfordern für eine realistische Abbildung z. T. sehr kleine Elementgrößen in der Größenordnung von 0,1 mm. Dem gegenüber stehen vergleichsweise große Elemente, die eine große Bandbreite des Detaillierungsgrades bedeuten. Die sich daraus ergebenden Problemfelder lieferten, gerade in sehr dichten, konzentrierten Bereichen wie z. B. den Zwischenrippen, keine verwertbaren Ergebnisse. Für einen inhomogenen Werkstoff wie Beton ist in diesem Fall die Gefahr unrealistischer Ergebnisse sehr hoch. Eine mögliche Erklärung liegt im sich hier einstellenden Übergang zwischen Makro- und Mikroebene. Weiterhin ist das implementierte Betonmodell vorwiegend für normalfeste Betone ausgerichtet, die spezifischen Besonderheiten von UHPC, insbesondere der Einfluss der Faserwirkung, wird hier nicht ausreichend berücksichtigt.

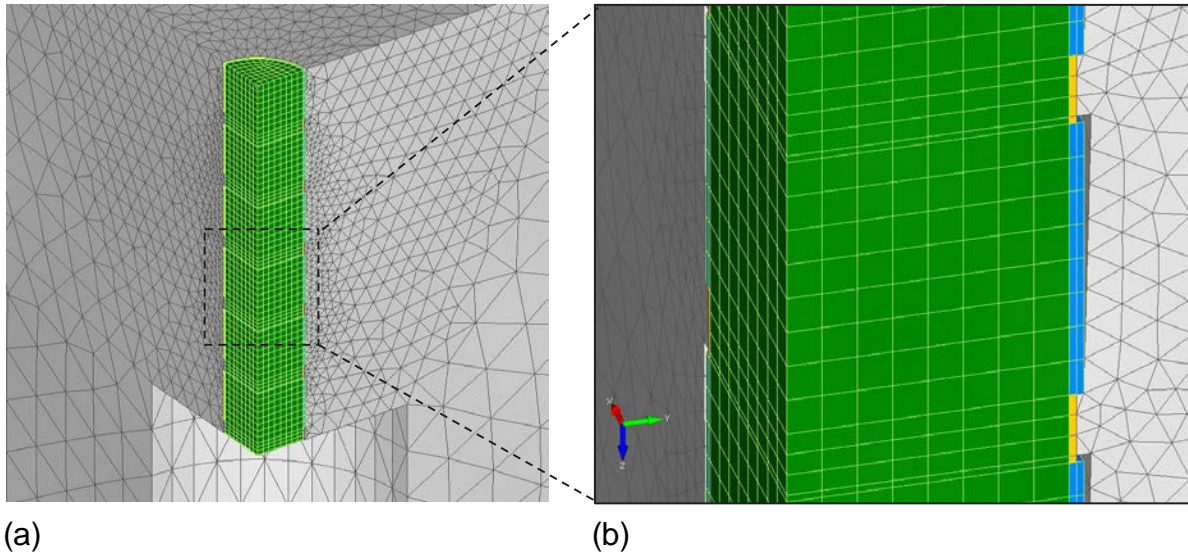


Abbildung 4.21: (a) Stabprofil mit Einzelrippen, (b) Ausschnitt mit sehr hohem Detaillierungsgrad

#### 4.4 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse

Für analytische Untersuchungen liegen Methoden vor, die sich für FVK-Bewehrung in Normalbeton und Betonstahlbewehrung bewährt haben. In Kapitel 4.2 wurde untersucht, ob diese auch für CFK-Bewehrung in UHPC Gültigkeit besitzen und welche anwendbar sind. Hierzu musste überprüft werden, ob die Voraussetzung der Annahme einer nahezu gleichmäßigen Verteilung der Verbundspannungsverläufe entlang der Stabachse für die Ergebnisse der verwendeten Pull-out-Versuche zutrifft. Es hat sich gezeigt, dass die aus den Ergebnissen der Pull-out-Versuche abgeleiteten mittleren Verbundspannungen entlang der Stabachse über globale Verbundgesetze abgebildet werden können. Mittels Näherungslösung der schrittweisen Integration lassen sich daraus mit ausreichender Genauigkeit die lokalen Verbundspannungsverläufe abbilden und bestätigen die Gültigkeit der vorgenannten Annahme.

Als Ergänzung zu den experimentellen und analytischen Untersuchungen wurden numerische Untersuchungen zum Verbundverhalten mit den FE-Programmen MASA und FEMAP durchgeführt (Kapitel 4.3). Der Verbund wurde zum einen mittels einer Kontaktschicht und integriertem Verbundgesetz (Modellvariante 1), zum anderen über die diskrete Modellierung einer Stabrippe (Modellvariante 2) modelliert. Die zugehörigen Werte können direkt an Versuchen kalibriert werden.

Mit Variante 1 lassen sich die Versuchsergebnisse mit hinreichender Genauigkeit abbilden. Der lokale Verbundspannungsverlauf entlang der Stabachse zeigt sich nahezu konstant und bestätigt die Ergebnisse der schrittweisen Integration aus Kapitel 4.2.4. Das implementierte Verbundgesetz basiert jedoch auf der Verbundwirkung von Betonstahl und setzt die Zerstörung des Betongefüges um den Stab sowie Rissbildung voraus. Die Abbildung des prin-

ziptellen Verbundverhaltens ist möglich, nicht jedoch die Versagensmechanismen. Für eine Profilloptimierung ist dieses Modell somit nicht geeignet.

In Variante 2 zeigt sich ein gutes Abbild vorhandener und zu erwartender Vorgänge im Grenzbereich zwischen Stab und Beton. Eine Profilloptimierung ist demnach grundsätzlich möglich. Im Grenzbereich Stab/Beton besteht jedoch eine große Bandbreite der Detailierungsgrade zwischen 0,1 und ca. 5 mm und damit z. T. deutlich unterhalb des Größtkorndurchmessers des Betons. Eine realistische Abbildung der Vorgänge im Beton sowie des Verbundes ist daher als kritisch zu betrachten.



## 5 Verbundverhalten von CFK-Bewehrungsstäben in UHPC

### 5.1 Allgemeines

Beim Verbundverhalten spielt die Verbundwirkung und die dazugehörigen Versagensmechanismen eine zentrale Rolle, wie es in Kapitel 2.3.2 ausführlich dargestellt ist. Daneben wird für eine ausreichende Aktivierung und effektive Wirksamkeit des einbetonierten Bewehrungsstabes die Bildung von Rissen im Beton benötigt. Dabei spielt die Verteilung der Risse sowie deren Rissöffnung und damit deren Steifigkeit und das Verformungsverhalten eines Bauteils eine große Rolle. Zur Einstellung von Rissbildung im Bauteil ist die Zerstörung des Betons in der Grenzschicht der Bewehrung sowie die Ausbildung von Druck- und Zugspannungen um den Stab erforderlich. Dabei kann unterschieden werden zwischen

- lokalem Verbundverhalten mit direkter Verbundaktivierung über die Profilierung des Bewehrungsstabes und
- globalem Verbundverhalten im umgebenden Beton mit Rissbildung bei zug- oder biegebeanspruchten Bauteilen

### 5.2 Zum lokalen Verbundverhalten

#### 5.2.1 Allgemeines

Im Rahmen des folgenden Kapitels wird zunächst ein Stabprofil für einen Einsatz in UHPC hergeleitet, bei dem sich Rissbildung im Beton einstellen kann. Die weiteren Untersuchungen in Kapitel 5.3 basieren auf diesen Überlegungen.

#### 5.2.2 Verbundwirkung und Anforderung an einen Einsatz in UHPC

Zur Beschreibung des Verbundverhaltens von FVK-Bewehrungsstäben können nach Kapitel 2.3.2 die aus dem Stahlbetonbau bekannten Verbundmechanismen aktiviert und angewendet werden. Solange Haftverbund vorliegt, in dem keine oder nahezu keine Relativverschiebung zwischen Bewehrung und Beton auftritt, stellt sich bei Betonstahl und FVK-Bewehrung anfangs ein identisches lokales Verbundverhalten ein. Der Beton ist zu diesem Zeitpunkt ungerissen und die Kräfte werden gemeinsam von Bewehrung und Beton abtragen. Nach Überschreiten des Haftverbundes führen Verbundkräfte, die durch mechanische Verzahnung als Druckkräfte auf die Flanken der Stabrippen wirken, zu Abscherkräften entlang der Staboberfläche. Auf Grund der im Vergleich zu Betonstahl deutlich weicheren Oberflächenprofilierung bei FVK-Bewehrung versagen Stabrippen gegenüber Betonstahl bereits bei deutlich geringeren Druckkräften auf die Rippenflanken (vgl. Kapitel 2.3.6). Mit steigender Betondruckfestigkeit nimmt dieser Effekt zu. Hinzu kommt die für CFK-Stabprofile nachteilige Wirkung der Stahlfasern im Beton. In der maßgebenden Phase des Scherverbundes, in der sich beim Herausziehen eines Bewehrungsstabes die größten Verbundkräfte entwickeln (Abbildung 5.1 c), kann sich durch die räumliche Orientierung der Fasern eine umschnürnde Wirkung zur Aufnahme der Ringzugkräfte in dieser Phase ausbilden. In randnahen Bereichen

führt dies zu einer Reduzierung bzw. Verhinderung der Längsrissbildung (Abbildung 5.1 e) und somit einer Begrenzung der Querverformung. Bei Betonstahl wird bei zunehmendem Schlupf der Beton zwischen den Rippen zerrieben. Dieser Übergang zum Reibverbund erfolgt nach [28] aufgrund der Fasern insgesamt duktiler als beim Stahlbeton und die Fasern tragen zur Verbundsicherung der Stabbewehrung bei [25].

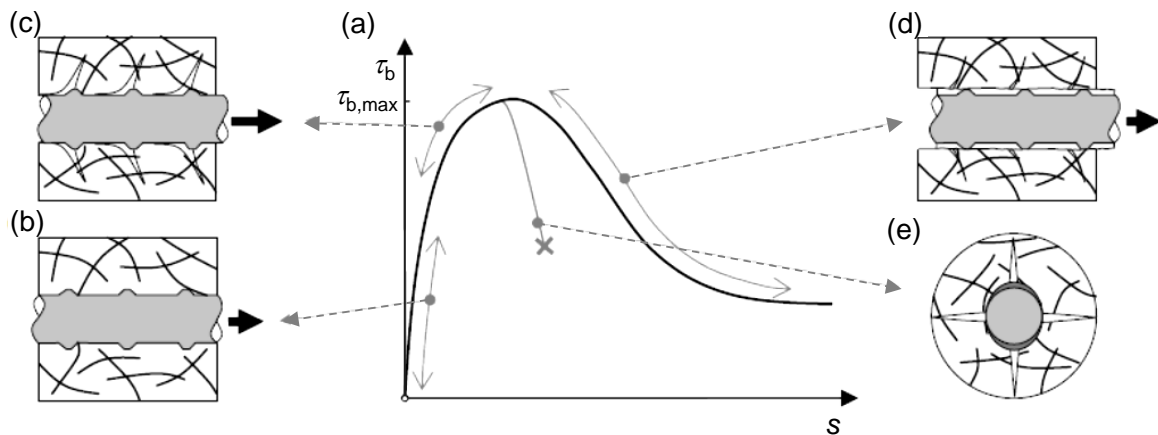


Abbildung 5.1: (a) Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm mit den verschiedenen Verbundphasen, (b) Haftverbund, (c) Scherverbund, (d) Reibverbund, (e) Versagen durch Längsrissbildung, nach [28]

Bei großen Randabständen findet hingegen keine Längs- und Querrissbildung statt, d. h. in der Fläche kommt es nur zu einem lokalen Betonversagen bei hohen Pressungen. Die Fasern führen hier zu einer Erhöhung der Zugfestigkeit des Betons, die wiederum zu höheren Pressungen zwischen Stabrippe und Beton führt. Für das Stabprofil sind als Folge höhere Kräfte aufzunehmen, bevor es zu einer lokalen Zerstörung des umgebenden Betons kommen kann. Auf Grund der sich daraus ergebenden höheren Anforderungen an die Profilloptimierung ist es daher erforderlich, Profilgeometrien bzw. grundlegende Profilgeometrieverhältnisse abzuleiten, die den hohen Anforderungen in UHPC gerecht werden können.

Bei FVK-Stäben wird die Aufnahmekapazität der Stabrippen maßgeblich durch die interlaminae Scherfestigkeit zwischen Stabrippe und Stabkern beeinflusst. Beim Abscheren der Stabrippen vom Stabkern kommt es zu einem schlagartigen Ablösen der Einzelrippe ohne plastische Reserven. Anders als bei homogenen Werkstoffen, wie z. B. Betonstahl, sind daher die Tragfähigkeiten der Stabrippen (auf Abscheren) und des Stabkerns (Zugversagen) getrennt zu betrachten. Die Kraftgrößen hängen von den Materialeigenschaften des jeweiligen Produkts ab, weshalb für eine prinzipielle Aussage über die Effektivität der CFK-Stäbe aus den experimentell verwendeten Stäben zunächst nur eine Größenordnung abgeleitet werden kann. Die Auswertung sowie die weiteren Überlegungen haben daher nur für die in den Versuchen verwendeten CFK-Stäbe Gültigkeit.

In Kapitel 4.2.4 wurde aufgezeigt, dass entlang des CFK-Stabes ein nahezu konstanter Verlauf der mittleren Verbundspannung als hinreichend genau angesetzt werden kann. Demzufolge kann unter Berücksichtigung des Druckkegel-Zugring-Modells von Tepfers [88] näherungs-

weise von einer gleichmäßigen Verteilung der im Versuch erzielten Zugkraft über die Stablänge ausgegangen werden (Abbildung 5.2).

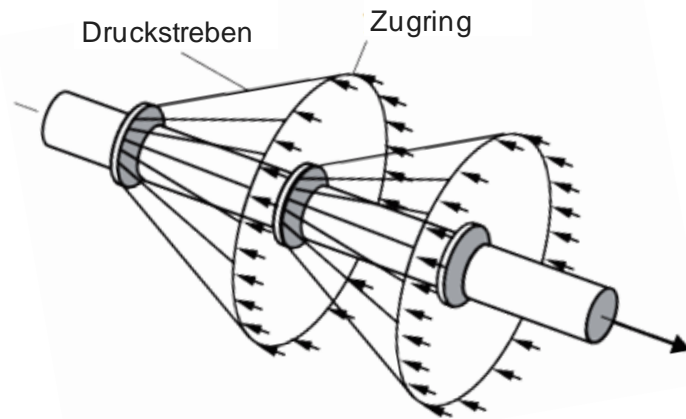


Abbildung 5.2: Räumlicher Spannungszustand mit lokaler Kraftübertragung vom Beton auf die Stabrippen [87]

In der Realität werden sich die Verbundkräfte im vorderen Lasteinleitungsbereich auf die ersten Stabrippen konzentrieren, so dass in der Folge ein sukzessives Versagen der Stabrippen stattfindet. Für eine erste Abschätzung kann jedoch eine annähernd gleichmäßige Aufteilung der Druckkräfte auf die Stabrippen angenommen und daraus näherungsweise die wirksamen Kräfte auf die Einzelrippen abgeleitet werden. Diese lassen sich anschließend als Abscherkraft zwischen Stabrippe und Stabkern umrechnen. In diesem Fall handelt es sich um einen unteren Grenzwert der für das Stabprofil erforderlichen Profilgeometrieverhältnisse. Die geometrischen Zusammenhänge zwischen Stabrippe und Stabkern werden in Abbildung 5.3 veranschaulicht.

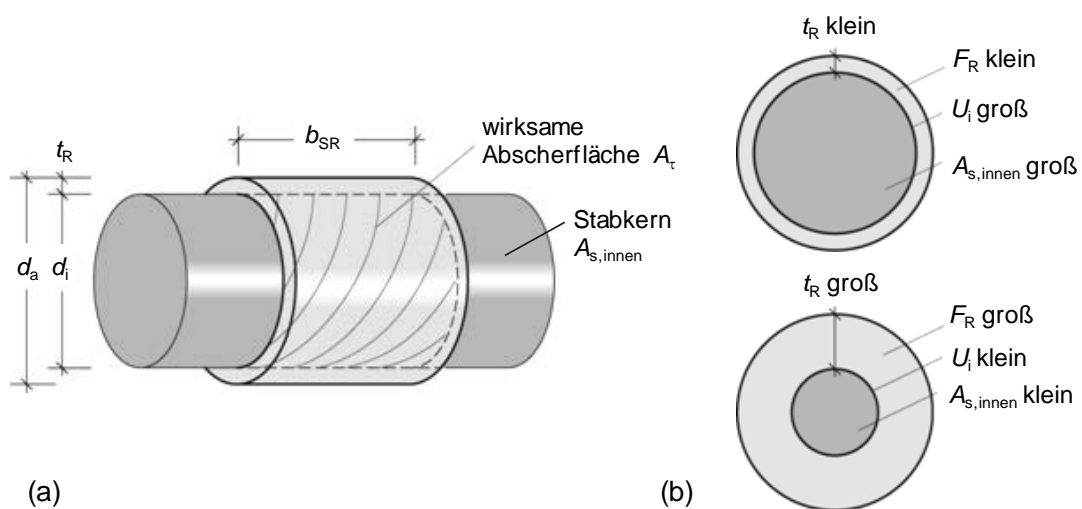


Abbildung 5.3: (a) wirksame Abscherfläche einer Stabrippe, (b) geometrische Zusammenhänge in Abhängigkeit der Rippenhöhe  $t_R$

Sowohl die wirksame Abscherfläche einer Stabrippe, die zur Aufnahme der Verbundkraft erforderlich ist, als auch die zur Aufnahme der Zugkraft relevante Stabkernfläche  $A_{s,innen}$  wird maßgeblich von der Rippentiefe  $t_R$  beeinflusst. Mit steigendem  $t_R$  nimmt die Rippenaufstandsfläche  $F_R$  und damit die Druckfläche auf den Beton zu, während gleichzeitig die wirksame Stabkernfläche abnimmt (Abbildung 5.4).

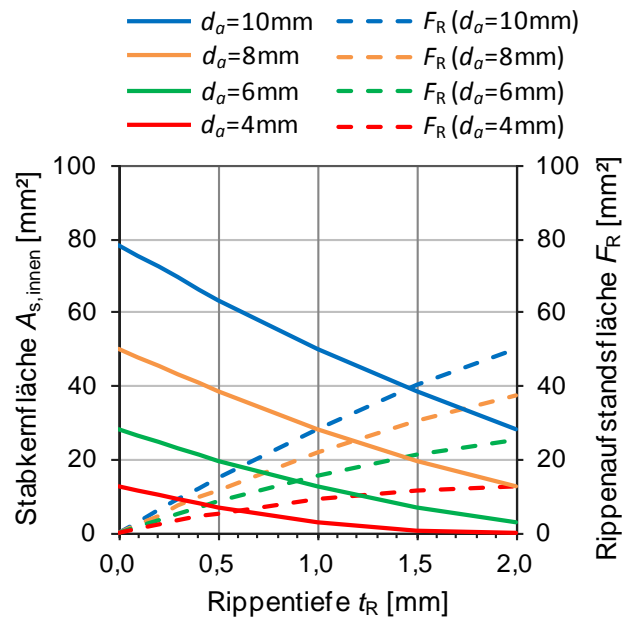


Abbildung 5.4: Zusammenhang zwischen Stabkernfläche  $A_{s,innen}$ , Rippenaufstandsfläche  $F_R$  und Rippentiefe  $t_R$  für verschiedene Stabdurchmesser

Bei kleinen Rippertiefen ist dieser Einfluss eher gering ausgeprägt. Erst bei größeren Rippertiefen ab einer Größenordnung von ca. 0,5 mm nimmt der Einfluss erkennbar zu und bestätigt den Ansatz der Rippertiefen zwischen 0,1 und 0,2 mm für die experimentellen Untersuchungen. Die vorhandene Stabkernfläche  $A_{s,innen}$  muss jedoch zur Aufnahme der erforderlichen Zugkräfte ausreichend groß sein, damit der Stabkern nicht vor Erreichen des Verbundkraftmaximums versagt. Bei Verbundbetrachtungen können die Stabrippen für die wirksame Zugfläche nur dann mitberücksichtigt werden, wenn der umgebende Beton versagt und das Stabprofil unversehrt bleibt. Da jedoch bei CFK-Bewehrung die Stabrippen bereits bei vergleichsweise geringen Kräften abscheren, können diese nicht in Ansatz gebracht werden.

Bei der Betrachtung der wirksamen Abscherfläche spielt zudem die Stabrippenbreite  $b_{SR}$  eine wichtige Rolle. Mit steigender Rippertiefe  $t_R$  nimmt die wirksame Abscherfläche ab, wobei die Abnahme mit größerem  $b_{SR}$  signifikanter ausfällt. Zum Vergleich steigt die Rippenaufstandsfläche  $F_R$  erwartungsgemäß an. Diese Zusammenhänge sind in Abbildung 5.5 für einen in den Versuchen verwendeten Stab mit  $d_a = 8$  mm veranschaulicht.

Daraus ergeben sich nachfolgende Überlegungen für die Abschätzung der Rippentiefe  $t_R$ :

- Die Kraftaufnahme einer Stabrippe aus der Betondruckkraft ist abhängig von der Rippentiefe  $t_R$  und dem Verhältnis der Breite der Stab- zur Betonrippe ( $b_{SR}:b_{BR}$ ).
- Mit größerer Rippentiefe steigt die Rippenaufstandsfläche  $F_R$ , was eine entsprechende Erhöhung der aufzunehmenden Druckkraft aus der Betondruckstrebe zur Folge hat. Dieser Einfluss ist bei kleinen Rippertiefen in der Größenordnung von ca. 0,1 bis 0,2 mm geringer ausgeprägt, nimmt jedoch mit größerer Rippertiefe zu;  $t_R$  sollte daher so klein wie möglich gewählt werden.
- Die Rippertiefe  $t_R$  ist jedoch so groß wie nötig vorzusehen, so dass noch eine mechanische Verzahnung möglich ist. In diesem Zusammenhang sind Aspekte der Herstellbarkeit zu beachten.

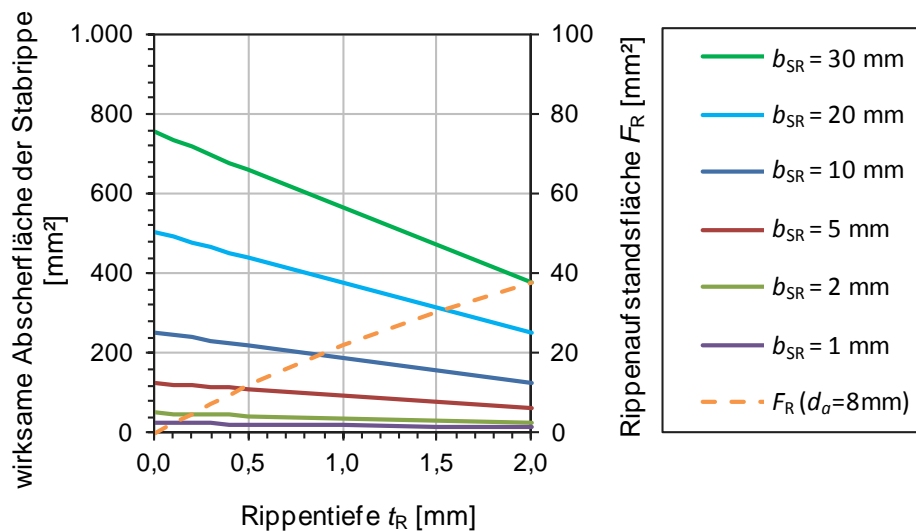


Abbildung 5.5: Veranschaulichung der Abhängigkeit der wirksamen Abscherfläche einer Stabrippe von der Rippertiefe am Beispiel eines Stabes mit  $d_a = 8$  mm

Die vorgenannten Überlegungen bestätigen die zum jetzigen Zeitpunkt – im Rahmen der Fehlertoleranzen im Herstellprozess – in den experimentellen Untersuchungen verwendete Rippertiefe von ca. 0,1 bis 0,2 mm. Dieser Wert wird für die weiteren Berechnungen herangezogen.

### 5.2.3 Ableitung erforderlicher Profilgeometrieverhältnisse

Zur Definition erforderlicher Rippengeometrieverhältnisse werden zunächst aus den Versuchsergebnissen die infolge der Verbundkräfte auf die Stabrippen wirkenden Druckkräfte ermittelt. Hierzu werden die Versuchsergebnisse aus Kapitel 3.3.3 für kleine Schlupfbereiche ( $s_1 \leq \text{ca. } 0,2$  mm) herangezogen, die durch einen steilen – im Rahmen der Messgenauigkeit – nahezu linearen Anstieg der Auszugskraft im Kraft-Weg-Diagramm gekennzeichnet sind und nach Erreichen des Maximums einen z. T. deutlichen Kraftabfall aufweisen (vgl.

Abbildung 3.11). Da bei sämtlichen Pull-out-Versuchen ein Versagen der Stabrippen eintrat, kann davon ausgegangen werden, dass im linearen Anstieg der Kurve zunächst eine nahezu vollständige Aktivierung der Stabrippen und beim Verlassen des linearen Astes von einem Beginn des Abscherens der Stabrippen vorliegt. Die Vorgehensweise zur Bestimmung der als Versagenspunkte definierten Werte ist in Abbildung 5.6 schematisch dargestellt.

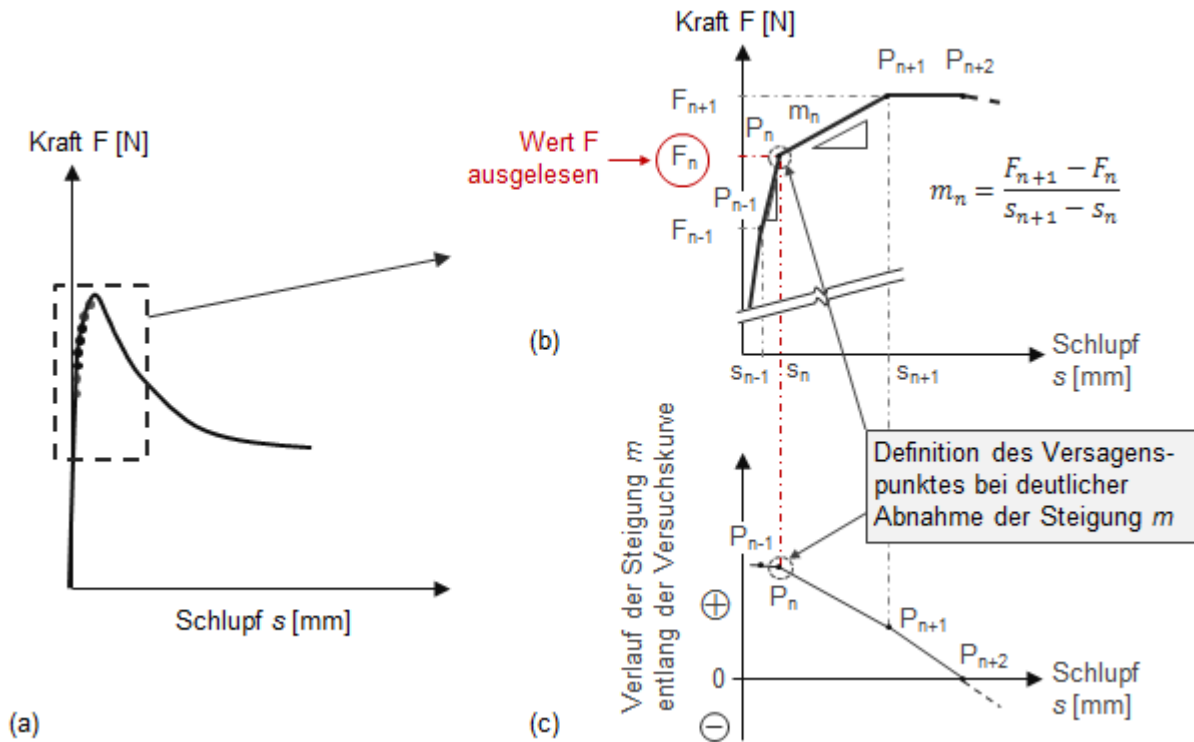


Abbildung 5.6: Schematische Darstellung der Vorgehensweise zur Bestimmung der Versagenspunkte für die aufnehmbaren Kräfte der CFK-Stabrippen

Zunächst wurden die Versuchskurven mittels Näherungsverfahren linearisiert (a) + (b) und die Steigungen zwischen den Abschnittspunkten ausgelesen. An der Stelle, an dem eine signifikante Reduzierung der Steigung zu verzeichnen ist und an dem der nahezu lineare Verlauf verlassen wird, wurden die zugehörigen Werte ausgelesen (c) + (b). Zur Berücksichtigung von Messungenauigkeiten wurde eine Verschiebung bis max. ca. 0,02 mm zugelassen. Nach Auftragen der Versagenspunkte in Relation zur vorhandenen Stabrippenbreite lässt sich nach Abbildung 5.7 (a) in guter Näherung eine lineare Abhängigkeit erkennen. Die Werte sind mit den Ergebnissen der Pull-out-Versuche mit  $s_1 > 0,2$  mm (vgl. Abbildung 3.11 b) ergänzt und zeigen ähnliche Abhängigkeiten. In diesen Fällen ist jedoch auf Grund des größeren Schlupfes bis zum Erreichen der Maximalkraft nicht von einem abrupten, sondern von einem kontinuierlichen Abscheren der Stabrippen auszugehen. Auf Grund des abweichenden Versagens werden diese Ergebnisse bei der weiteren Betrachtung nicht berücksichtigt. Die ermittelten Werte lassen sich auf 1-mm-Stabrippenbreite umrechnen und geben eine Größenordnung der Aufnahmekapazität der verwendeten CFK-Stäbe zwischen ca. 340 N und ca. 530 N je mm-Stabrippenbreite  $b_{SR}$  wieder (Abbildung 5.7 b).

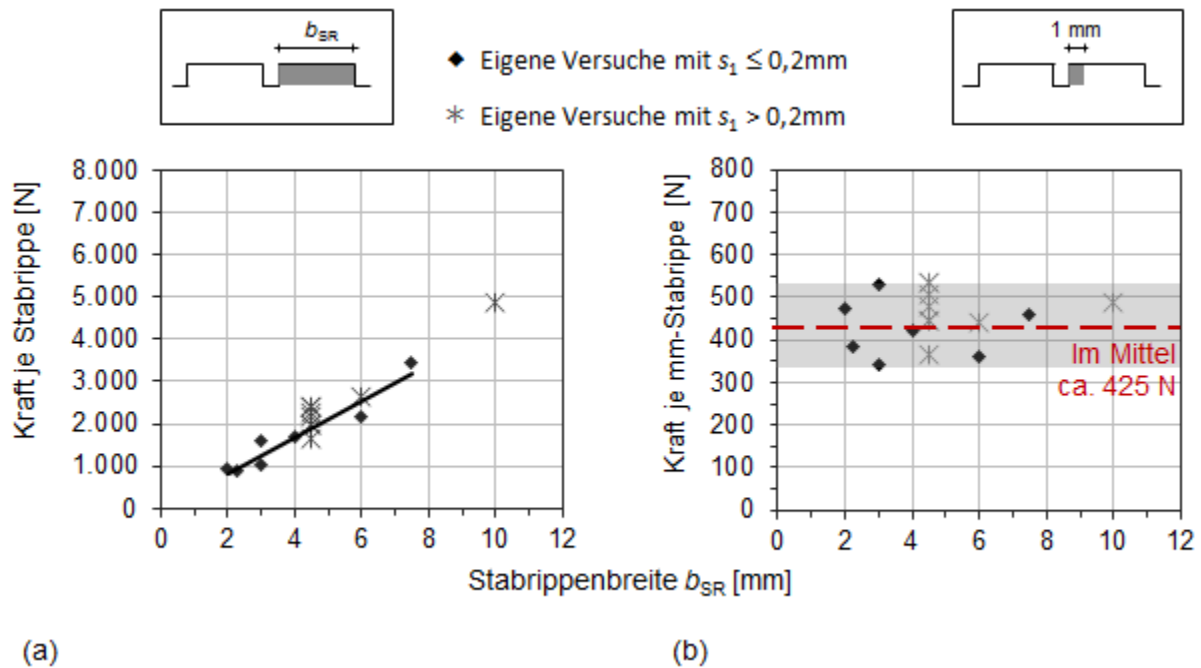


Abbildung 5.7: Aufnahmekapazität der Stabrippen der verwendeten CFK-Stäbe in Abhängigkeit (a) der gesamten Stabrippenbreite  $b_{SR}$ , (b) je mm-Stabrippenbreite  $b_{SR}$

Im Mittel liegt der Wert bei ca. 425 N. Die Streuungen zum Mittelwert betragen ca.  $\pm 22\%$ , was wiederum den in Kapitel 2.3 erläuterten Materialeinfluss auf die Tragfähigkeit verdeutlicht.

Es sei darauf hingewiesen, dass im Rahmen dieser Abschätzung weitere Effekte, die zu einem Abscheren der Rippe führen können, wie z. B. eine Interaktion zwischen Schubspannung und Querkzug in der Rippe, nicht berücksichtigt werden. Bei der Bestimmung der Rippengeometrieverhältnisse ist auch für die Betonrippe eine Grenze zu definieren. Nach Kapitel 3.5 sind kleine Betonrippenbreiten  $b_{BR}$  und große Stabrippenbreiten  $b_{SR}$  anzustreben. Aufgrund der Versuchsergebnisse mit stets vollständigem Abscheren der Stabrippen wird jedoch deutlich, dass für eine grundsätzliche Aussage zu den Rippengeometrieverhältnissen der Einfluss der Stabrippenbreite  $b_{SR}$  maßgebend und zunächst zu bestimmen ist. Für eine erste Abschätzung wird daher die Betonrippenbreite  $b_{BR}$  entsprechend der Versuche mit 1 mm angesetzt.

Bei der Auswertung musste zudem berücksichtigt werden, dass Abweichungen zwischen den innerhalb der Verbundlänge vorhandenen und tatsächlich aktivierten Stabrippen vorlagen (vgl. Kapitel 3.3.3). Unter der Annahme, dass ein nahezu schlagartiges, näherungsweise linear-elastisches Versagen der Stabrippen bis zum Abscheren eintritt, lassen sich über die wirksame Abscherfläche zwischen Stabkern und Stabrippe die rechnerisch aufnehmbaren mittleren Schubspannungen herleiten.

Die wesentlichen Stabkennwerte der experimentellen Ergebnisse nach Abbildung 5.3 sind in Tabelle 5.1 zusammengefasst:

Tabelle 5.1: Rechenwerte der CFK-Stäbe aus den Versuchen

		Einheit	Werte
Außendurchmesser	$d_a$	[mm]	8,0
Rippentiefe	$t_R$ (im Mittel)	[mm]	0,1
Stabkerndurchmesser	$d_i = d_a - 2 \cdot t_R$	[mm]	7,8
Umfang Stabkern	$U_i$	[mm]	24,5
Fläche Stabkern	$A_{s,innen}$	[mm <sup>2</sup> ]	47,8
Zugfestigkeit	$f_y$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1.490

Die wirksame Abscherfläche  $A_\tau$  beträgt für eine Stabrippe mit  $b_{SR} = 1$  mm:

$$A_\tau = U_i \cdot b_{SR} = 24,5 \text{ mm}^2 \quad (13)$$

Über eine Grenzbetrachtung ergeben sich mit den Ergebnissen aus Abbildung 5.7 (b) die rechnerisch minimal und maximal aufnehmbaren mittleren Schubspannungen entlang der Grenzfläche zwischen Stabrippe und Stabkern zu:

$$\min \tau_{R,m} = \frac{340}{24,5} = 13,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\max \tau_{R,m} = \frac{530}{24,5} = 21,6 \text{ N/mm}^2$$

Im Mittel liegt der Wert bei ca.:

$$\tau_{R,m,mittel} = \frac{425}{24,5} = 17,3 \text{ N/mm}^2$$

Ein rechnerischer Vergleich mit Betonstahl liefert Anhaltswerte zur Wirksamkeit eines CFK-Stabprofils unter diesen Voraussetzungen. Es handelt sich dabei um eine theoretische Betrachtung, da in Wirklichkeit bereits bei geringeren Kräften, abhängig von der Betonfestigkeit, ein Betonversagen eintritt, so dass der Betonstahl nicht vollständig ausgenutzt werden kann.

Aufgrund der geringen Profiltiefe von max. ca. 0,2 mm kann für diesen Fall bei Betonstahl von einem reinen Abscheren ausgegangen und eine Biegebeanspruchung der Stabrippe ausgeschlossen werden. Das Versagen tritt somit mit Erreichen der Fließspannung ein.



Die Grenzbedingungen können nach DIN EN 1993-1-1 [123] mittels elastischer Querkraftbeanspruchbarkeit ermittelt werden:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y/(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,0})} \leq 1,0 \quad (14)$$

Bei einer elastischen Tragwerksberechnung ist in der Regel davon auszugehen, dass die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Materials in jedem Spannungszustand linear verläuft. Die Nachweisführung ist konservativ, da sie eine plastische Querkraftumlagerung nicht berücksichtigt. Die Werte werden hier mit Messwerten aus Versuchen verglichen, weshalb für Betonstahl der Mittelwert angesetzt werden kann. Mit  $\gamma_{M0} = 1,0$  ergibt sich in diesem Fall:

$$\tau_{R,k} = \frac{f_{y,m}}{\sqrt{3}} \quad (15)$$

Mit der Streckgrenze für Betonstahl  $f_{y,m} = 500 \text{ N/mm}^2$  nach DIN EN 1992-1-1 [121] ergibt sich die Abschergrenzspannung zu:

$$\tau_{R,k} = \frac{500}{\sqrt{3}} = 288,7 \text{ N/mm}^2 \quad (16)$$

Setzt man die Werte für CFK und Betonstahl zueinander ins Verhältnis, zeigt sich nach Tabelle 5.2, dass für einen CFK-Stab mindestens eine Stabrippenbreite  $b_{SR}$  von im Mittel dem ca. 16,7-fachen von Betonstahl (minimal ca. 13,4- / maximal ca. 20,8-fach) zur Aufnahme vergleichbarer Kräfte benötigt wird.

Tabelle 5.2: Vergleich der Abschergrenzspannung der Stabrippen eines 8 mm-Stabes (CFK/B500B)

Material	$\tau_R$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Verhältniswert CFK : B500B
Betonstahl B500B	288,7	-
CFK (oberer Grenzwert)	21,6	1 : 13,4
CFK (Mittelwert)	17,3	1 : 16,7
CFK (unterer Grenzwert)	13,9	1 : 20,8

Aus der Forderung, dass die Verbundspannungen  $\tau_{b,max}$  zwischen Stab und Beton auch von der mittleren Schubspannung  $\tau_R$  zwischen Stabrippe und Stabkern mindestens aufgenommen werden muss, lässt sich die minimal erforderliche Stabrippenbreite  $b_{SR}$  näherungsweise berechnen:

$$F(\tau_{b,max}) = F(\tau_R) \quad (17)$$

$$\tau_{b,max} \cdot U_i \cdot l_b = \tau_R \cdot U_i \cdot b_{SR} \quad (18)$$

Zur Abschätzung möglicher aufzunehmender Verbundkräfte sind in Tabelle 5.3 Werte für die max. mittlere Verbundspannung angegeben, für die ein Stabprofil ausgelegt werden soll.

Tabelle 5.3: Zielgrößen der mittleren Verbundspannungen zur Herleitung einer erforderlichen Stabrippenbreite

$\tau_{b,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Kriterium:
16,9	Minimaler Wert aus den eigenen Versuchen (Kapitel 3.3.3)
24,7	Maximaler Wert aus den eigenen Versuchen (Kapitel 3.3.3)
30,0	Grenzgröße für FVK-Bewehrung in normalfesten Betonen (Kapitel 2.3.5)
50,0	Größenordnung für Betonstahl in UHPC [25]

An der Stelle der max. mittleren Verbundspannung  $\tau_{b,max}$  lässt sich nun aus der näherungsweise gleichmäßigen lokalen Verteilung entlang des Stabes die auftretende maximale Gesamtabcherkraft ermitteln, die theoretisch von einer Stabrippe aufgenommen werden muss. Die zur Aufnahme dieser Verbundkräfte rechnerisch erforderlichen minimalen Gesamtbreiten einer Stabrippe sind in Abbildung 5.8 zusammengefasst. Die Werte ergeben sich für die im Versuch verwendete Verbundlänge  $l_b = 30$  mm und werden daher zur besseren Übersichtlichkeit mit dieser ins Verhältnis gesetzt.

Die Auswertung zeigt, dass bei einer Verbundlänge von 30 mm die rechnerisch erforderliche Gesamtstabrippenbreite bereits ab einer max. mittleren Verbundspannung von im Mittel ca. 16,9 N/mm<sup>2</sup> die vorhandene Verbundlänge des Versuchskörpers überschreitet. Unter Berücksichtigung des sich am belasteten Stabende ausbildenden Betonkegels, in dem sich keine bzw. nur sehr geringe Verbundkräfte entwickeln können (vgl. Kapitel 3.3.3), kann zudem nicht die gesamte Verbundlänge in Ansatz gebracht werden. Dies kann auch anhand der numerischen Modellierung in Abbildung 4.15 nachvollzogen werden. Demnach können Stabrippen in diesem Fall nur auf einer Länge von ca. 23 mm effektiv aktiviert werden, weshalb der Verhältniswert auf ca.  $(23/30) \tau_{b,max}$  nach unten korrigiert werden muss.

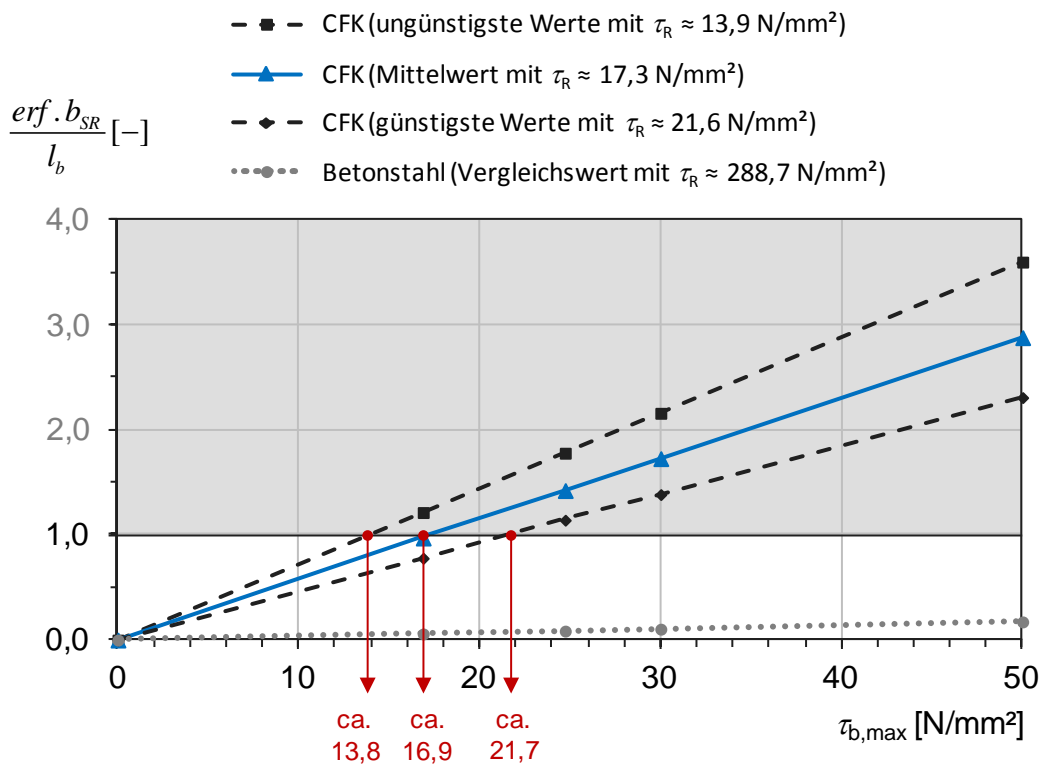


Abbildung 5.8: Verhältnis der rechnerisch erforderlichen Gesamtstabrippenbreite  $b_{SR}$  zur Verbundlänge  $l_b = 30$  mm im Probekörper (CFK, Betonstahl) mit  $t_R = \max. 0,2$  mm abhängig von  $\tau_{b,max}$

Die rechnerische Ermittlung der Stabrippenbreiten, die theoretisch zu einem Versagen der Betonkonsolen führen, übersteigen somit die vorhandene Verbundlänge im Probekörper mit steigender Verbundspannung um bis zu einem Faktor ca. 3,6. Eine experimentelle Überprüfung mit den vorhandenen Probekörpern und geforderten kurzen Verbundlängen ist somit nicht möglich und erfordert alternative Verbundkörper. Für Betonstahl können hingegen bei gleichen Profilausbildungen theoretisch deutlich höhere Verbundspannungen übertragen werden.

Die Vorteile von CFK gegenüber Betonstahl zeigen sich jedoch bei Betrachtung der Zugfestigkeit. Beim Stabauszug muss sichergestellt werden, dass die über Verbundwirkung auftretenden Zugkräfte vom vorhandenen Stabquerschnitt aufgenommen werden können, bevor ein Zugstabversagen eintritt.

Es muss also mindestens folgende Bedingung eingehalten werden:

$$F_\tau = F_s \quad (19)$$

$$\tau_{b,max} \cdot U_i \cdot l_b = A_s \cdot f_y \quad (20)$$

Die Zusammenhänge sind in Abbildung 5.9 dargestellt. Es gelten die Rechenwerte gemäß Tabelle 5.1.

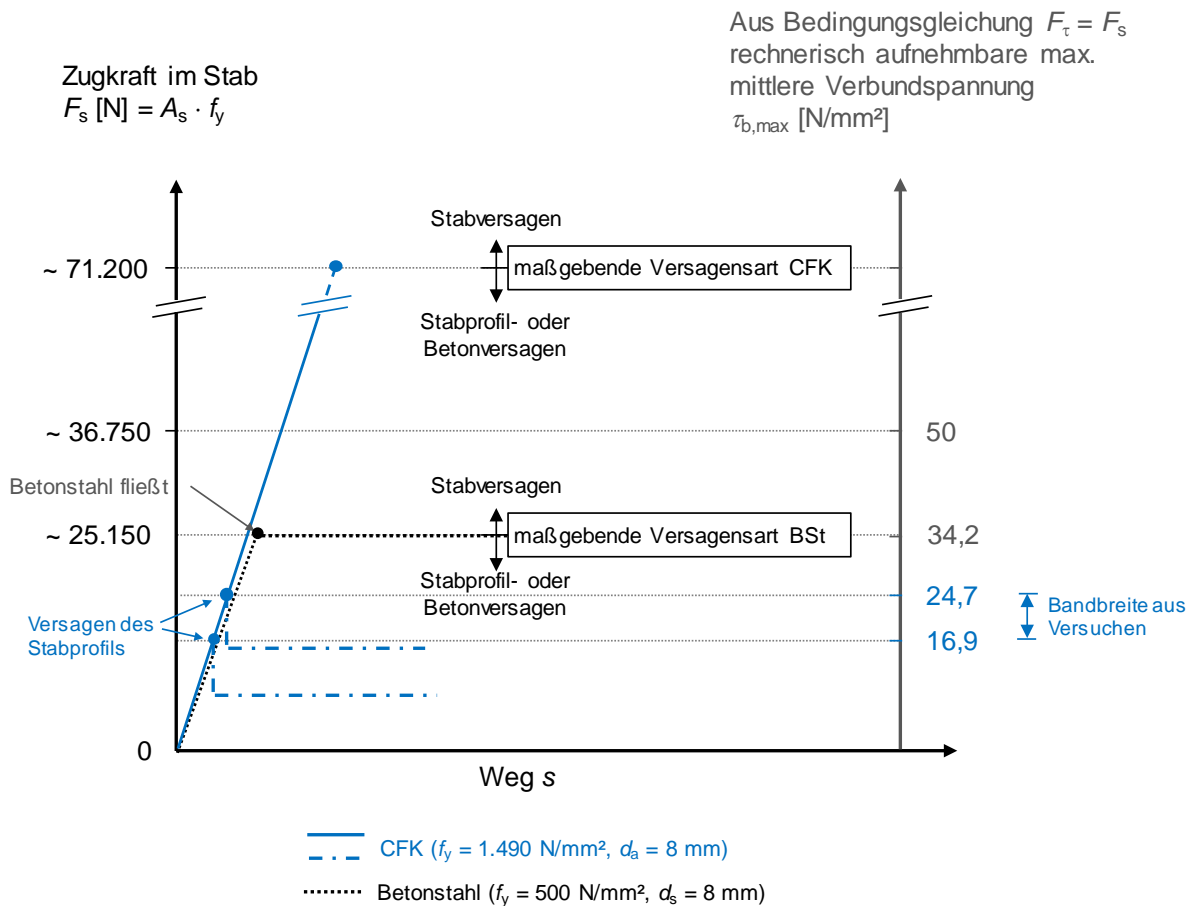


Abbildung 5.9: Zusammenhang zwischen max. aufnehmbarer mittlerer Verbundspannung  $\tau_{b,max}$  und Einfluss der Zugfestigkeit von Betonstahl und CFK in UHPC (Verbundlänge  $l_b = 30$  mm, Stabdurchmesser 8 mm)

Bei einem CFK-Stab mit  $d_a = 8$  mm und einem unteren Grenzwert der Zugfestigkeit von  $1.490$  N/mm<sup>2</sup> sind demzufolge rechnerisch hohe max. mittlere Verbundspannungen  $\tau_{b,max} > 50$  N/mm<sup>2</sup> möglich, ohne dass ein vorzeitiges Zugversagen des Stabes eintritt. Der maßgebende Parameter zur Aufnahme der Verbundkräfte ergibt sich somit aus der Profilgeometrie. Demgegenüber wird bei einem vergleichbaren Betonstahlstab ( $d_s$  ca. 8 mm) aufgrund seiner geringeren Zugfestigkeit Zugversagen bei bereits deutlich niedrigeren Verbundspannungen maßgebend. Dieser Fall tritt für  $l_b = 30$  mm rechnerisch bei einer max. mittleren Verbundspannung  $\tau_{b,max}$  von ca.  $34,2$  N/mm<sup>2</sup> ein. Bei kleinen Betonstahldurchmessern kommt es jedoch, abhängig von der Betonfestigkeit, bereits bei deutlich geringeren Verbundspannungswerten zu einem Betonversagen, so dass diese Werte in Wirklichkeit meist nur mit größeren Stabdurchmessern erzielt werden können (vgl. auch [25] u. a.) und liefern einen weiteren Beleg für das Potential von CFK-Bewehrung.

Im Folgenden werden ergänzende Überlegungen zur Profilloptimierung vorgenommen. Hierfür ist das Verständnis für die Kraftwirkung auf die Stabrippen infolge der Verbundwirkung erforderlich (Abbildung 5.10). Die aus den schrägen Drucktrajektorien wirkenden Druckkräfte treffen senkrecht auf die Rippenflanke (a). Die Kräfte können in einen vertikalen und horizontalen Anteil auf die einzelnen Stabrippen aufgeteilt werden. Die für das Abscheren der Stabrippe vom Stabkern maßgebende Horizontalkomponente kann als Resultierende  $R$  im Abstand  $t_R/2$  zur Staboberfläche auf die Druckfläche der Stabrippe dargestellt werden. Ein daraus entstehendes Versatzmoment sorgt für eine zusätzliche Aufreißkomponente auf die Stabrippe und muss aus Gleichgewichtsgründen über ein Kräftepaar aus einer Zug- und Druckkomponente quer zur Staboberfläche aufgenommen werden. Der innere Hebelarm  $z$  ist abhängig von der Stabrippenbreite  $b_{SR}$ . Demzufolge wird sich bei einer langen Stabrippe dieser Einfluss eher am Anfang der Stabrippe lokalisieren.

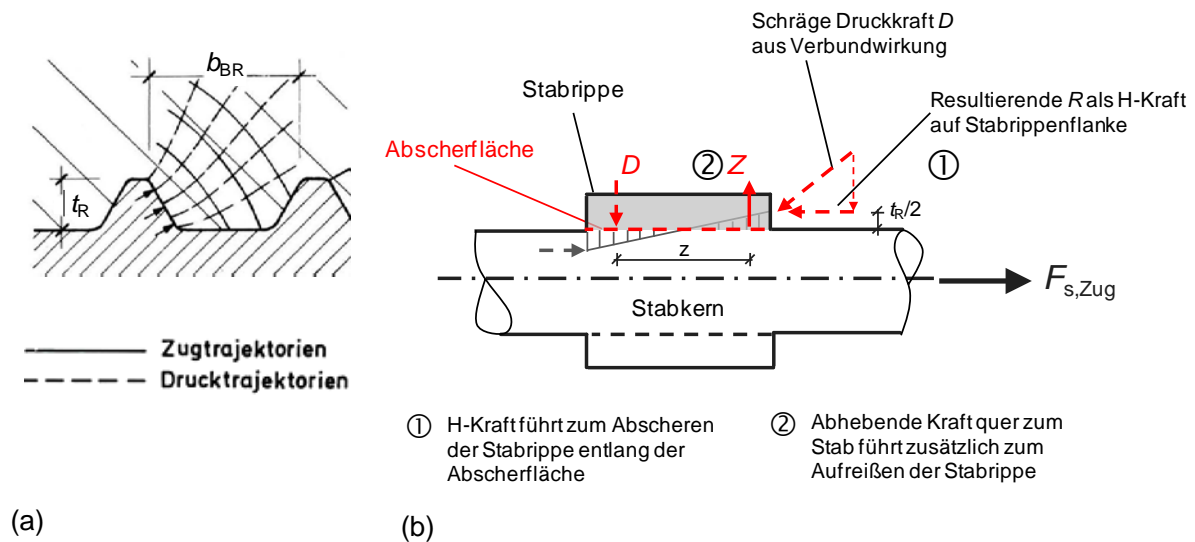


Abbildung 5.10: (a) Trajektorienverläufe bei kleinem Rippenabstand [84], (b) schematisches Kräftemodell, das zum Aufreißen der Stabrippe führt

Für eine Optimierung des Stabprofils wird daher vorgeschlagen, den Stab zunächst mittels einer vollflächigen straffen Umwicklung mit dünnen Faserrovings und Epoxidharz zu versehen (Prinzipskizze nach Abbildung 5.11). Anschließend erfolgt die Herstellung eines entsprechenden Profils. So kann die abhebende Komponente  $Z$  auf der belasteten Seite der Stabrippe zurückgehängt werden, gleichzeitig führt der Effekt einer Querpressung zu einer erhöhten Stabilität und Widerstandsfähigkeit der Stabrippe. Zur Reduktion von Spannungsspitzen am Übergang Stabrippe/-kern ist die Ausbildung einer Kehle (Abbildung 5.11 a) oder einer abgeschrägten Rippenflanke (Abbildung 5.11 b) zur Staboberfläche denkbar.

Aufgrund der geringen Abmessungen von 0,1 bis 0,2 mm werden jedoch hohe Anforderungen an die Verarbeitung und den Herstellprozess gestellt. Hier eröffnen sich Felder für weitere Forschungsarbeiten.

### III ... Straffe Umwicklung mit Faserrovings

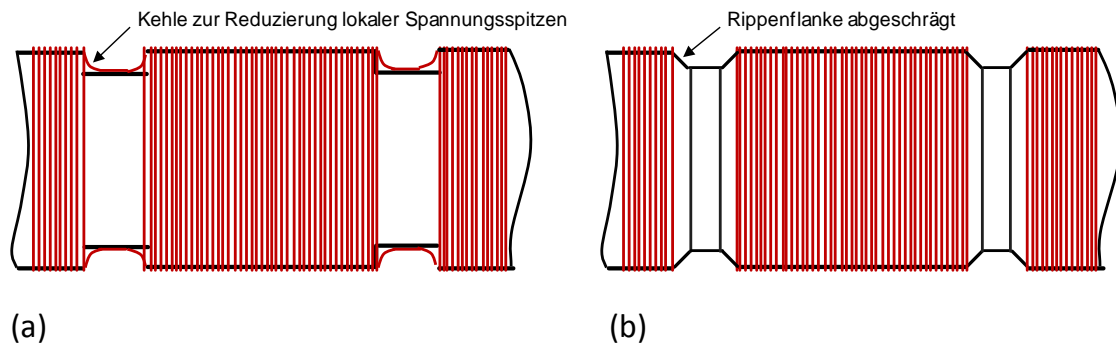


Abbildung 5.11: Vorschlag für Optimierung des Stabprofils mit (a) Ausbildung einer Kehle, (b) abgeschrägter Rippenflanke

Zusammenfassend zeigen die Auswertungen, dass angepasste Profilgeometrien alleine für einen effektiven Einsatz von CFK-Bewehrungsstäben in UHPC nicht ausreichen. Hier sind weitergehende Untersuchungen auf Werkstoffebene erforderlich.

## 5.3 Globales Verbundverhalten

### 5.3.1 Allgemeines

Ein wesentlicher Aspekt für einen wirksamen Einsatz von CFK-Bewehrungsstäben liegt in der Zerstörung des umgebenden Betons und die damit einhergehende Rissbildung. Der Verbund zwischen Stab und Beton muss dabei bewirken, dass die Rissbreite klein bleibt [124]. Bleibt der umgebende Beton zerstörungsfrei, folgt analog zum glatten Bewehrungsstab ein reibbasierter Verbund, in dessen Folge nur geringe Kräfte übertragen werden können. Somit fehlt das wesentliche Element der Rissbildung, wie es auch im Rahmen der Versuche nach Kapitel 3 beobachtet werden konnte. Im Rahmen des folgenden Kapitels werden die Auswirkungen der in Kapitel 5.2.3 abgeleiteten Profilgeometrie verhältnisse untersucht, bei dem davon ausgegangen wird, dass Rissbildung im Beton auftreten kann. Die wesentlichen Grundlagen zur Rissbildung sind z. B. in [98], [111], [124] dokumentiert und werden in weiterführenden Forschungsarbeiten aufgegriffen und ergänzt. Diese lassen sich abhängig von den Betonfestigkeiten und Bewehrungsarten u. a. aufteilen in:

- Beton ohne Fasern mit Stabstahlbewehrung (z. B. [25], [98], [111], [124])
- Beton ohne Fasern mit FVK-Stabbewehrung (z. B. [43], [44], [112])
- Faserbewehrter Beton ohne Stabbewehrung (z. B. [40])
- UHPC ohne Stabbewehrung (z. B. [28])
- UHPC mit Stabbewehrung (z. B. [25], [28], [29]).

Die Anforderungen an den Verbund zwischen Beton und Bewehrung werden abhängig vom betrachteten Grenzzustand gestellt [124]. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Bruchzustand) soll möglichst ein duktiler Verhalten der Bauteile und damit ein großes Rotationsvermögen

plastischer Gelenke (Übergreifungsstöße, Verankerungen) vorliegen. Ebenso sind nach Möglichkeit kurze Verankerungs- und Stoßlängen anzustreben.

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kann die Gebrauchsfähigkeit u. a. durch folgende Einflüsse beeinträchtigt werden:

- übermäßige Rissbildung und Durchbiegungen
- störende oder unerträgliche Schwingungen
- Eindringen von Wasser oder Feuchtigkeit
- Korrosion am Beton oder Stahl
- Feuer

Zur Vermeidung dieser Ursachen sind bei Betonstahl kleine Rissbreiten und Durchbiegungen anzustreben. Ab Rissbreiten von ca. 0,3 mm erscheinen Risse deutlich sichtbar. In Einzelfällen (z. B. Wasserundurchlässigkeit des Bauteils) können auch geringere Grenzwerte maßgebend sein. Auf Grund der z. T. starken Streuungen einzelner Parameter ist eine exakte Vorhersage der Rissbreite nicht möglich. Neben ästhetischen Gesichtspunkten spielen nach [124] weitere Faktoren eine wichtige Rolle, die durch Begrenzung der Rissbreite sicherzustellen sind, wie z. B.:

- Erfüllung der Funktionsanforderungen (Gebrauchstauglichkeit)
- Gewährleistung der Dauerhaftigkeit (< 0,4 mm Rissbreite)
- Schwingungsanfälligkeit des Bauteils
- Einschnürung der Biegedruckzone
- mechanische Schädigung der Bewehrung am Riss bei nicht ruhender Last

Auf Grund der Korrosionsbeständigkeit FVK werden Rissbreiten bei FVK-bewehrten Betonbauteilen aus normalfesten Betonen in der Regel nur aus ästhetischen Gründen begrenzt und liegen mit Werten zwischen 0,5 bis 0,7 mm höher als bei Stahlbeton (DIN EN 1992-1-1 [121]: 0,2 bis 0,4 mm). Darüber hinaus spielt auch die Verbundgüte zur Rissebeschränkung eine wesentliche Rolle, weshalb profilierte Stäbe verwendet werden [124]. Zur Berechnung von Rissbreiten und Rissabständen infolge Last oder Zwang liegen eine Vielzahl von Theorien auf empirischer, semi-empirischer oder mechanisch-theoretischer Grundlage vor, auf die hier im Einzelnen nicht eingegangen wird. Für einen Überblick zur Rissbreitenberechnung im Stahlbeton- und Spannbetonbau wird u. a. auf [98], [111] und [125] verwiesen.

### 5.3.2 Grundlagen zur Rissbildung im Beton

Die bei Stahlbetonbauteilen gültigen Mechanismen und Phasen der Rissbildung können nach Füllsack-Köditz [43] und Niewels [44] prinzipiell auf Bauteile mit FVK-Bewehrung übertragen werden. Die Rissbreiten werden vom E-Modul des Bewehrungsmaterials beeinflusst, weshalb bei FVK-Stäben mit geringerem E-Modul (z. B. GFK mit ca. 60.000 N/mm<sup>2</sup>) tendenziell größere Rissbreiten als bei Betonstahlbewehrung zu erwarten sind [44]. Dieser Effekt fällt bei CFK-Bewehrung mit höherem E-Modul unter diesem Gesichtspunkt geringer aus.

Die Beschreibung der Rissbildung kann anhand des Last-Verformungs-Verhaltens eines zentrisch beanspruchten Zugstabes erfolgen (Abbildung 5.12), bei dem zwischen zwei Zuständen unterschieden wird:

- Zustand I: der Beton ist in der Zugzone ungerissen
- Zustand II: der Beton ist in der Zugzone gerissen (Einzelrissbildung, abgeschlossene Rissbildung)

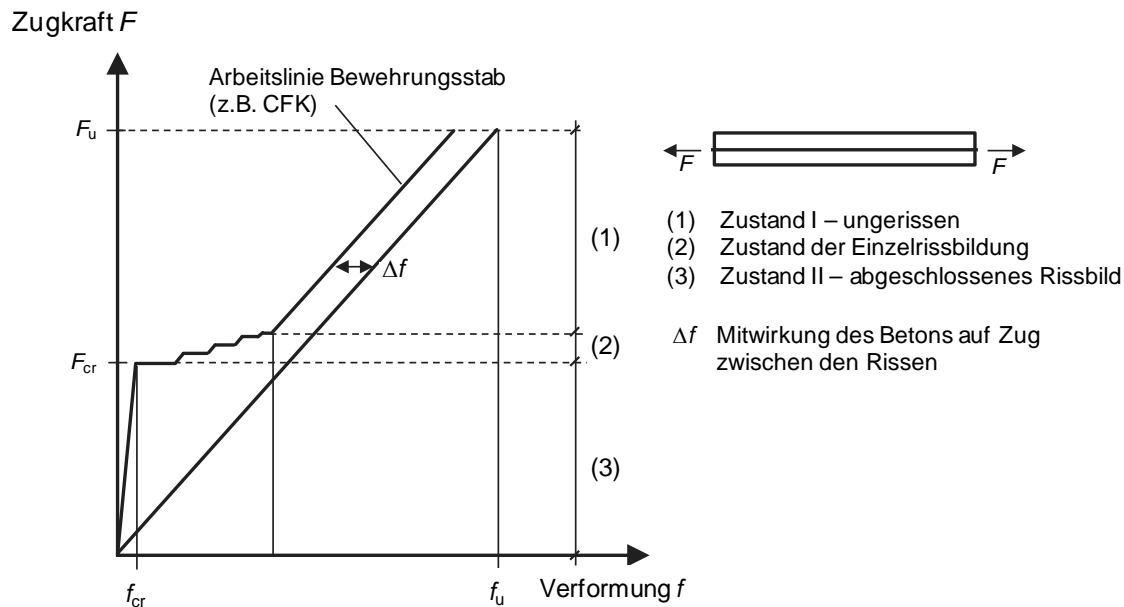


Abbildung 5.12: Last-Verformungskurve eines zentrisch mit FVK bewehrten Zugstabes nach [44]

Im ungerissenen Zustand wird unter zentrischer Zugbeanspruchung eine äußere Zugkraft  $F$  vom Beton und vom eingebundenen Bewehrungsstab gemeinsam getragen. Die Dehnungen von Bewehrung und Beton nehmen zunächst gleichermaßen zu und der Dehnungsunterschied zwischen Beton und Stab ist dabei an jeder Stelle gleich Null. Für diese Bereiche kann vor der Rissbildung starrer Verbund angenommen werden. Die Spannungen im Beton und Stab ergeben sich dann aus einer Gleichgewichts- und einer Verträglichkeitsbedingung. Der ungerissene Zustand hält solange an, bis bei weiterer Laststeigerung im Zugkörper die minimale zentrische Zugfestigkeit  $f_{ct}$  des Betons überschritten wird und dort Risse entstehen. Man spricht vom Zustand der Einzelrissbildung (Abbildung 5.13 a).

In gerissenen Bauteilbereichen ändert sich das Tragverhalten grundlegend. Im Riss wird die gesamte äußere Zugkraft alleine durch die Bewehrung übertragen, anfallende Druckkräfte müssen vom umgebenden Beton abgetragen werden. Im Rissquerschnitt selbst nimmt die Dehnung der Bewehrung zu und die Betondehnung geht auf null zurück (Abbildung 5.14).



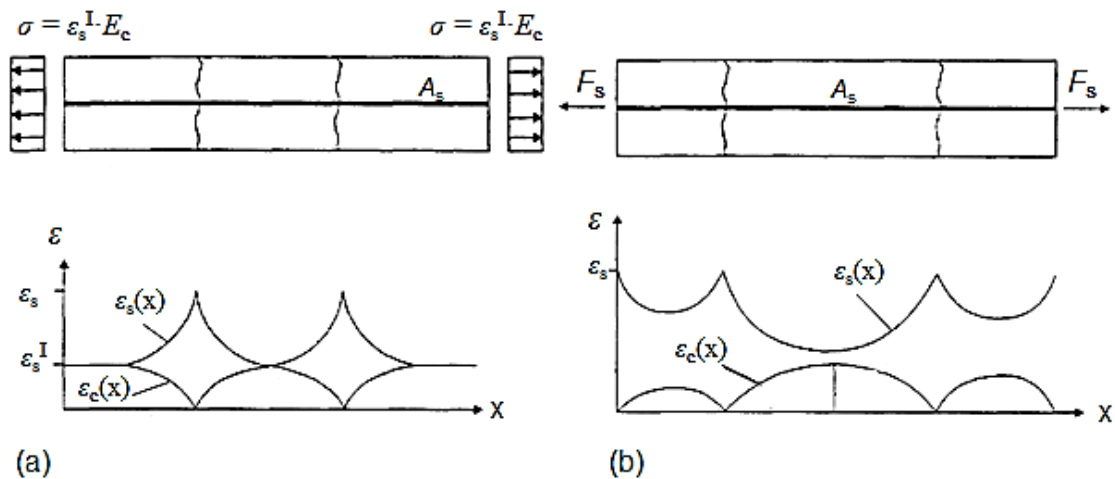


Abbildung 5.13: Übersicht der Dehnungsverläufe bei (a) Einzelrissbildung, (b) abgeschlossener Rissbildung nach [98]

Bei Erreichen der Betonoberfläche kommt es dann zu einer schlagartigen Abnahme der übertragbaren Verbundspannung. Vom Riss ausgehend muss die Kraft erst über die Verbundwirkung wieder in den Beton eingeleitet werden. Die Länge, die erforderlich ist, um den Betonanteil der Risslast einzuleiten, wird als Lasteinleitungslänge  $l_{es}$  bezeichnet.

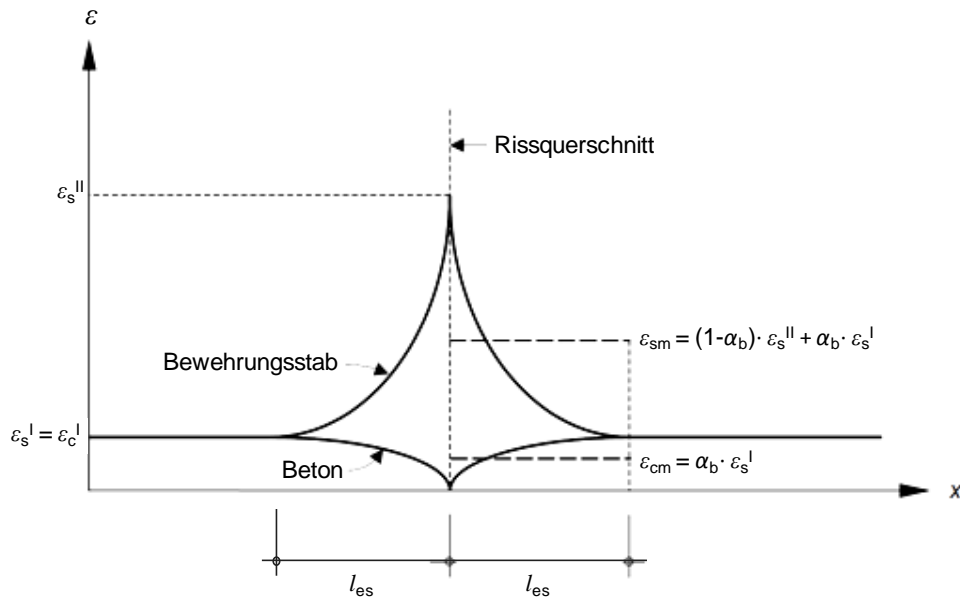


Abbildung 5.14: Übersicht der Dehnungsverläufe bei Einzelrissbildung nach [25]

Aus der Randbedingung, dass die Stab- und Betondehnung am Ende der Einleitungslänge gleich sind und unter vereinfachter Annahme einer konstanten Verbundspannung  $\tau_{sm}$  kann  $l_{es}$  beim Einzelriss aus einer Gleichgewichtsbetrachtung ermittelt werden. Unter der Voraus-

setzung, dass die Resultierende der Betonspannung der Resultierenden der Verbundspannung entsprechen muss, gilt:

$$l_{es} = \frac{f_{ct} \cdot d_s}{4 \cdot \tau_{sm} \cdot \rho_s} \quad (21)$$

Am Ende der Einleitungslängen sind die Dehnungen von Bewehrung und Beton wieder gleich und es herrscht bereichsweise erneut Zustand I. Solange der Haftverbund noch nicht überwunden ist, kann auch hier vollständiger Verbund angenommen werden. Aus der Überlegung, dass außerhalb der Lasteinleitungslänge  $l_{es}$  wieder Zustand I erreicht wird, ergibt sich der minimale Rissabstand bei Einzelrissbildung zu:

$$s_r = 2 \cdot l_{es} \quad (22)$$

Die Berechnung der Rissbreite  $w$  erfolgt über die allgemeingültige Bestimmung  $w = s \cdot \Delta\varepsilon$ . Hierzu müssen die Dehnungsunterschiede zwischen Beton und Bewehrung über die Länge des Rissabstandes integriert werden:

$$w = 2 \cdot \int_0^{l_{es}} (\varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x)) \cdot dx \quad (23)$$

Die Breite eines Einzelrisses  $w$  kann auch mit mittleren Dehnungen ausgedrückt werden und entspricht der mittleren Dehnungsdifferenz von Stab und Beton über die Lasteinleitungslänge  $l_{es}$ :

$$w = 2 \cdot l_{es} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (24)$$

Mit  $\varepsilon_{sm}$  ... mittlere Bewehrungsdehnung unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen  
 $\varepsilon_{cm}$  ... mittlere Betondehnung zwischen den Rissen

Die über die Lasteinleitungslänge  $l_{es}$  gemittelten Betondehnungen  $\varepsilon_{cm}$  bzw. Bewehrungsdehnungen  $\varepsilon_{sm}$  können mittels eines Völligkeitsbeiwertes  $\alpha_b$  beschrieben werden (vgl. Abbildung 5.14), dessen Größe vom verwendeten Verbundgesetz abhängt. Für weitergehende Ausführungen zu den einzelnen Komponenten wird z. B. auf die Arbeiten von Leutbecher [25] und Niewels [44] verwiesen.

Die Rissbreite im Einzelriss ergibt sich nach folgender Gleichung [25]:

$$w = \frac{(1 - \alpha_b) \cdot f_{ct}^2 \cdot d_s}{2 \cdot E_s \cdot \tau_{sm} \cdot \rho_s^2} \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_s) \quad (25)$$

Durch kontinuierliche Rissbildung ändert sich das Rissbild so lange, bis die über den Verbund von Stab in den Beton eingeleitete Kraft die Zugtragfähigkeit des Betons nicht mehr erreicht. Man spricht vom Zustand der abgeschlossenen Rissbildung im Zustand II (Abbildung 5.13 b). In der Mitte zwischen zwei Rissen ist der Schlupf gleich Null. Aufgrund der Symmetrie der Lasteinleitung ist an dieser Stelle keine Relativverschiebung zwischen Bewehrung und Beton vorhanden. Die über den Verbund zwischen den Rissen eingeleitete Kraft muss gerade kleiner sein als die Risskraft des Betons, weshalb überall zwischen den Rissen ein Dehnungsunterschied zwischen Beton und Bewehrung vorhanden ist (Abbildung 5.15).

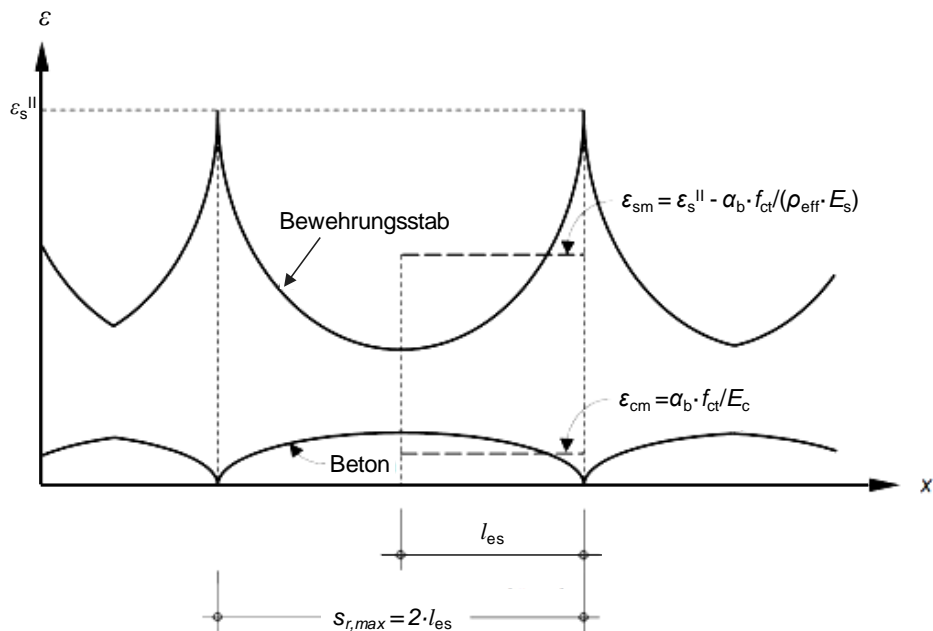


Abbildung 5.15: Dehnungsverläufe bei abgeschlossener Rissbildung für den Grenzfall  $s_{r,max} = 2 \cdot l_{es}$  [25]

Die Einleitungslänge  $l_{es}$  bestimmt sich bei abgeschlossener Rissbildung zu [44]:

$$l_{es} = \frac{A_{c,eff} \cdot f_{ct,eff}}{U_s \cdot \tau_{sm}} = \frac{f_{ct,eff} \cdot d_s}{4 \cdot \rho_{eff} \cdot \tau_{sm}} \quad (26)$$

Eine Vorhersage des tatsächlichen Rissbildes eines Zugtraggliedes ist auf Grund der Streuung der Betonzugfestigkeit und des Verbundverhaltens von Bewehrung und Beton nicht möglich. Dennoch können nach Krips [126] bei abgeschlossener Rissbildung mögliche Rissabstände

über Grenzbetrachtungen angegeben werden. Sie betragen zwischen der einfachen und der doppelten Lasteinleitungslänge  $l_{es}$ :

$$s_{r,min} = l_{es} \leq s_r < s_{r,max} = 2 \cdot l_{es} \quad (27)$$

Mit  $s_{r,min}$  ... kleinstmöglicher Rissabstand bei abgeschlossener Rissbildung  
 $s_{r,max}$  ... größtmöglicher Rissabstand bei abgeschlossener Rissbildung

Rissabstände kleiner der einfachen Lasteinleitungslänge sind nicht möglich, da zur Erzeugung eines neuen Risses die Zugkraft, die den Beton zum Reißen bringt, vollständig eingeleitet werden muss. Bei Rissabständen größer der doppelten Lasteinleitungslänge überschneiden sich die Risseinflussbereiche nicht, so dass zwischen den Rissen bei geringer Laststeigerung erneut die Zugfestigkeit erreicht werden kann. Die Rissbildung wäre in diesem Fall also noch nicht abgeschlossen. Zur Berechnung der Rissbreiten können analog zur Einzelrissbildung die mittleren Beton- und Bewehrungsdehnungen  $\varepsilon_{cm}$  bzw.  $\varepsilon_{sm}$  mittels des Völligkeitsbeiwertes  $\alpha_b$  angegeben werden.

Für die Rissbreitenbeschränkung ist in der Regel nur der größtmögliche Rissabstand von Interesse. Für Steifigkeitsbetrachtungen und Verformungsberechnungen ist dagegen die Verteilungsdichte der Rissabstände von Bedeutung [25]. Somit ergibt sich für den Zustand des abgeschlossenen Rissbildes die maximale Rissbreite  $w_{max}$  z. B. nach [44] zu:

$$w_{max} = \frac{f_{ct,eff} \cdot d_s}{2 \cdot \tau_{sm} \cdot \rho_{eff} \cdot E_s} \cdot \left[ \sigma_s^{II} - \alpha_b \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_{E,s} \cdot \rho_{eff}) \right] \quad (28)$$

Bei FVK ist bei der Berechnung der Rissbreiten zu berücksichtigen, dass diese im Gegensatz zu Betonstahl mit Erreichen der Zugfestigkeit ohne plastisches Verhalten spröde versagen. Unter diesem Aspekt wurden zur Begrenzung der Rissbreite mit FVK-Bewehrung in [43] und [44] Ansätze zur Rissbreitenbeschränkung aus dem Stahlbetonbau entnommen und Faktoren zur Berücksichtigung des von Betonstahl abweichenden Verbundverhaltens angepasst. Niewels [44] ergänzt den Rissbreitenansatz durch Einsetzen des E-Moduls für FVK in die Rissbreitengleichung. Mit Angaben zu mittlerer Verbundspannung  $\tau_{sm}$ , dem Völligkeitsbeiwert  $\alpha_b$ , der Schlupffunktion  $s(x)$  zur Bestimmung der mittleren Verbundspannung sowie der effektiven Betonzugfläche  $A_{c,eff}$  wird so eine Bestimmung der Rissbreite von FVK-bewehrten Bauteilen in allgemeingültiger Form ermöglicht.

### 5.3.3 Überlegungen zur Wirksamkeit eines erforderlichen Stabprofils

Im folgenden Kapitel wird die grundlegende Wirksamkeit von CFK-Bewehrungsstäben in UHPC-Bauteilen unter zentrischer Zugbelastung betrachtet. Für eine erste Abschätzung wird hier die Einbettungslänge  $L_e$  betrachtet, die zur vollständigen und sicheren Übertragung einer Stabzugkraft  $F_s$  über Verbund in den Beton erforderlich ist [127]. Für den CFK-

Bewehrungsstab ergibt sich demnach die erforderliche Einbettungslänge aus der Forderung  $F_\tau = F_s$  zu:

$$L_e = \frac{F_s}{U_{s,mittel} \cdot \tau_{b,max}} \quad (29)$$

Für eine qualitative Betrachtung werden die in den Versuchen verwendeten CFK-Stäben mit  $d_a = 8$  mm herangezogen. Weiterhin werden die in Kapitel 5.2.3 definierten Geometrieabmessungen und die dort abgeleiteten Profilgeometrieverhältnisse verwendet, die sich signifikant von Betonstahl unterscheiden. Gemäß Kapitel 5.2.2 können darüber hinaus die Stabrippen nicht zur Zugkraftaufnahme mit herangezogen werden. Die Mantelfläche des Stabes ist abhängig vom Profilmfang und ergibt sich zu:

$$U_{s,mittel} = \pi \cdot \left( \frac{(d_a + d_i)}{2} \right) \quad (30)$$

Das Zugtragverhalten von stahlfaserbewehrtem Beton und UHPC ist in Abbildung 5.16 schematisch dargestellt.

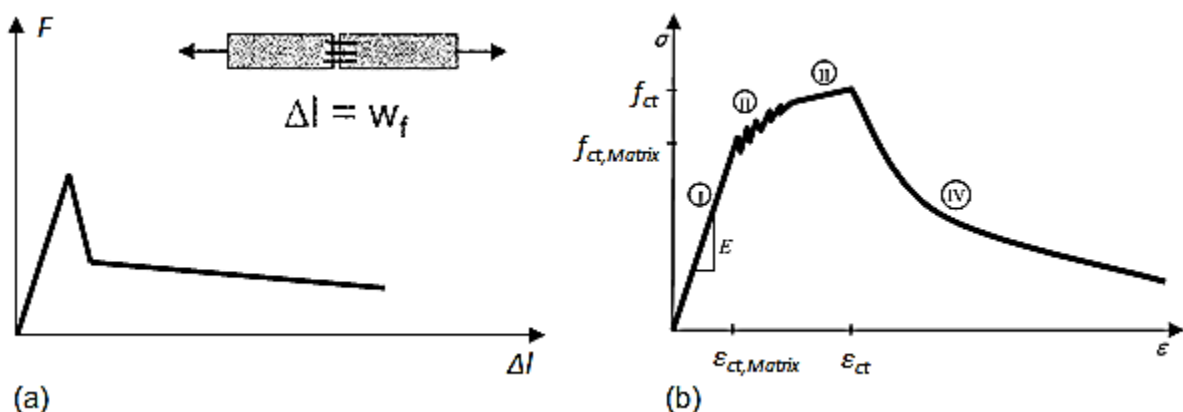


Abbildung 5.16: (a) Last-Verformungsverhalten von Stahlfaserbeton bei zentrischem Zug nach [24], (b) Schematische Darstellung des Zugtragverhaltens von UHPC [128]

Nach [128] können für UHPC folgende Phasen unterschieden werden:

- Phase I: Linear-elastische Verformung, Betonmatrix ungerissen
- Phase II: Multirissbildung, verfestigendes Verhalten
- Phase III: Öffnung zu Mesorissen, aktivieren der Fasern bis zum Ausriss der Fasern
- Phase IV: Öffnen von einem oder mehreren Makrorissen, fortschreitender Ausriss der Fasern

Die Form der Kurve ist grundsätzlich für alle faserverstärkten ultrahochfesten Betone ähnlich. Die Ausbildung der einzelnen Phasen (Steigung, Länge) variiert in Abhängigkeit der Zusammensetzung des jeweiligen UHPC. Das Nachrissverhalten hängt dabei im Grundsatz von den gleichen Parametern ab (z. B. Fasergehalt und Faserwirksamkeit), die auch nach Kapitel 2.1.3 das Nachbruchverhalten bei Druckbeanspruchung bestimmen [4]. Nach voller Aktivierung der Fasertragwirkung erfolgt ab einer bestimmten Rissbreite der Faserauszug mit Rückgang der von den Fasern durchgeleiteten Kraft. Mit steigender Rissbreite ziehen sich die Fasern immer weiter heraus und die Einbettungslänge wird reduziert, was zu einer Abnahme der von den Fasern aufnehmbaren Kraft führt. Typischerweise öffnet sich dann beim zentrischen Zugversuch ein Riss sehr stark und die Spannung fällt ab [25].

Beim Zugstab wird davon ausgegangen, dass die auftretenden Zugkräfte zunächst vollständig von der Faserbewehrung aufgenommen werden (Phase I bis III). Nach Überschreiten der Matrixzugfestigkeit  $f_{ct}$  (Phase IV) beginnt der abfallende Ast der Last-Verformungskurve. In diesem Bereich kann von der Faserbewehrung nicht mehr die volle Zugkraft übertragen werden. Für eine Verbesserung des Nachrissverhaltens und Gewährleistung einer definierten Resttragfähigkeit des Querschnitts wäre nun der Einsatz von CFK-Bewehrungsstäben denkbar, die zur Sicherstellung eines angestrebten Niveaus im absteigenden Ast herangezogen werden. Die CFK-Bewehrungsstäbe müssten daher im Nachrissbereich die Differenzkraft zwischen der Höchstlast  $F_{ct}$  im Querschnitt und der Resttragfähigkeit der Stahlfasern übernehmen (Abbildung 5.17).

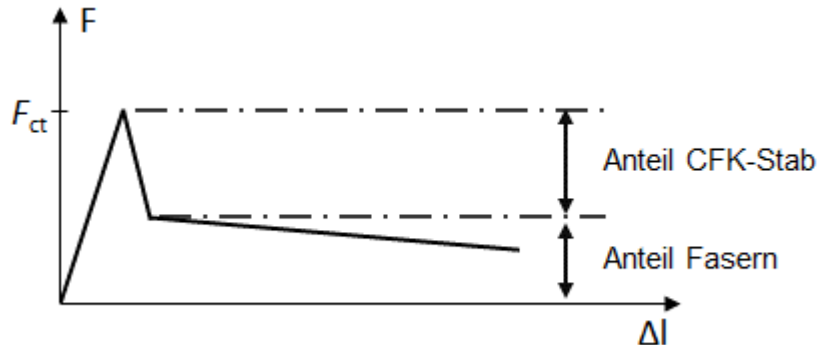


Abbildung 5.17: Schematische Darstellung der aufzunehmenden Kräfte von CFK-Stabbewehrung und Stahlfasern im Nachrissbereich

Zur Abschätzung der Größenordnung des Anteils, der von den Fasern aufnehmbaren Restzugkraft, werden Überlegungen von Frettlöhr [26] herangezogen. Demnach lassen sich bei zentrischem Zug, die über die Fasern aufnehmbaren Zugspannungen über die Spannungs-Dehnungs-Beziehung anhand eines charakteristischen multi-linearen Verlaufs zutreffend beschreiben (Abbildung 5.18).

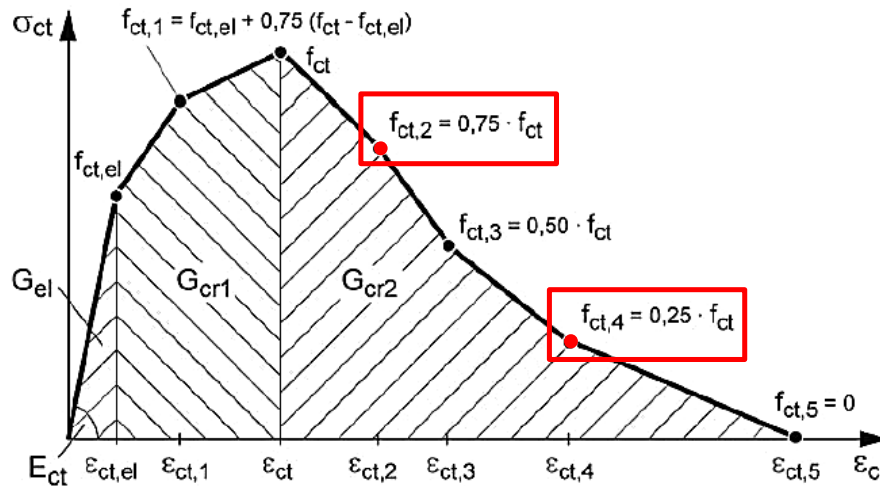


Abbildung 5.18: Charakteristischer  $\sigma_{ct} - \varepsilon_{ct}$ -Verlauf für zentrische Zugversuche [26]

Entsprechend den drei Phasen des Zugtragverhaltens können die elastische Energie  $G_{el}$ , die "multi-cracking" Energie  $G_{cr1}$  und die Bruchenergie  $G_{cr2}$  nach den Gleichungen (31) bis (33) berechnet werden. Die Summe von  $G_{cr1}$  und  $G_{cr2}$  ergibt die totale Bruchenergie  $G_{cr,total}$ , die Summe aus allen Energieanteilen die Gesamtenergie  $G_{total}$ .

$$G_{el} = \int_0^{\varepsilon_{ct,el}} \sigma_{ct}(\varepsilon) \cdot l \cdot d\varepsilon \quad (31)$$

$$G_{cr1} = \int_{\varepsilon_{ct,el}}^{\varepsilon_{ct}} \sigma_{ct}(\varepsilon) \cdot l \cdot d\varepsilon \quad (32)$$

$$G_{cr2} = \int_{\varepsilon_{ct}}^{\varepsilon_{ct,5}} \sigma_{ct}(\varepsilon) \cdot l \cdot d\varepsilon \quad (33)$$

Mit	$G_{el}$ ...	elastische Energie
	$G_{cr1}$ ...	„multi-cracking“ Energie
	$G_{cr2}$ ...	Bruchenergie
	$\sigma_{ct}(\varepsilon)$ ...	Zugspannung
	$\varepsilon$ ...	Dehnung
	$l$ ...	Messlänge

Für eine qualitative Abschätzung der von der CFK-Bewehrung aufzunehmenden Kraft wird eine Resttragfähigkeit der Fasern von 75 % bzw. 25 % der Zugfestigkeit  $f_{ct}$  angesetzt. Untersuchungen von Leutbecher [25] an UHPC-Zugkörpern mit gemischter Bewehrung aus Stabstahl und Stahlfasern zeigen, dass der Mitwirkungsanteil des Faserbetons im Nachrissbereich nach Erreichen der Zugfestigkeit des Betons noch nahezu konstant in dieser Größenordnung

verbleiben kann. Es ist daher anzunehmen, dass sich der Traganteil der Stahlfasern eher im oberen Bereich der Tragfähigkeit bewegt und CFK-Bewehrungsstäbe in diesem Fall einen geringeren Anteil zu übernehmen haben. Zu Vergleichszwecken werden jedoch beide Fälle betrachtet. Die Ermittlung der Größenordnung der Zugkräfte basiert auf der Annahme, dass sich ein UHPC-Zugglied mit Stabbewehrung im ungerissenen Zustand unter Annahme eines starren Verbundes zwischen Bewehrungselementen und Betonmatrix analog eines Betonzugstabes mit Stabbewehrung verhält. Die Gesamtzugkraft verteilt sich entsprechend der unterschiedlichen Dehnsteifigkeiten auf die drei Komponenten UHPC-Matrix, Stabbewehrung und Stahlfasern (Abbildung 5.19).[25]

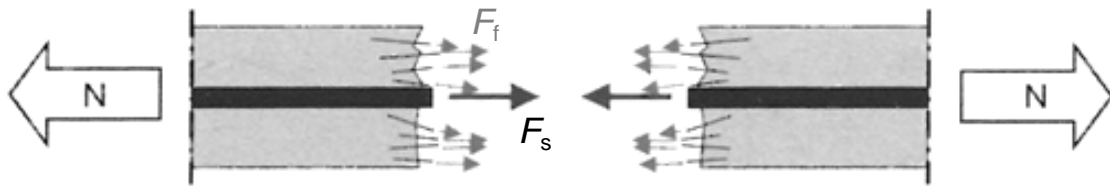


Abbildung 5.19: Gleichgewicht der inneren und äußeren Kräfte am Riss bei zentrischem Zug [4]

Nach [25] ergibt sich die Risskraft  $F_{cr}$  eines UHPC-Zugstabes mit gemischter Bewehrung analog zur Risskraft eines Stahlbetonzugstabes:

$$F_{cr} = A_{c,eff} \cdot \left(1 + \alpha_{E,s} \cdot \frac{\rho_s}{\gamma}\right) \cdot (\sigma_{cf,cr}^i + \varepsilon_{s,shr} \cdot E_s \cdot \rho_s) \quad (34)$$

Die Faserwirkung bewirkt dabei eine Erhöhung der Risslast des Faserbetons gegenüber der unbewehrten Matrix. Die im Vergleich zur reinen Betonmatrix erhöhte Dehnsteifigkeit des den Bewehrungsstab umgebenden Faserbetons wird nach Reinhardt [129] durch den Erhöhungsfaktor  $\gamma$  berücksichtigt. Dieser wird nach Gleichung (35) berechnet:

$$\gamma = 1 + \rho_f \cdot (\eta \cdot \alpha_{E,f} - 1) \quad (35)$$

- Mit  $\alpha_{E,f}$  ... Verhältnis der E-Moduln von Fasern und Betonmatrix  
 $\rho_f$  ... Fasergehalt  
 $\eta$  ... Faserorientierungsbeiwert



Bei Rissbildung gilt im Riss aus Gründen des Gleichgewichts:

$$F_{cr} = F_s + F_f \quad (36)$$

Mit  $F_{cr} \dots$  Risskraft des Zugelements  
 $F_s \dots$  Traganteil der Stabbewehrung  
 $F_f \dots$  Traganteil der Fasern

Zur Ermittlung der Zugkraft  $F_{ct}$  im Querschnitt ist der Einfluss der Betonzugfläche  $A_{ct}$  auf einen Bewehrungsstab erforderlich. Für einen realistischen Ansatz von  $A_{ct}$  wurden Vergleichswerte aus der Literatur herangezogen. In Versuchen an UHPC-Zuggliedern mit gemischter Bewehrung aus Stabstahl und Stahlfasern bewegt sich die Einflussfläche auf einen Bewehrungsstab z. B. zwischen 2.500 mm<sup>2</sup> [130], 3.850 mm<sup>2</sup> [25] und 6.400 mm<sup>2</sup> [128]. Für die eigenen Auswertungen wurde daher als wirksame Betonzugfläche  $A_{ct} = 5.000 \text{ mm}^2$  angesetzt. Größere Werte für  $A_{ct}$  liefern entsprechende höhere Zugkräfte  $F_{ct}$ , geringere Werte führen zu einem niedrigeren  $F_{ct}$ . Weitere Annahmen sind in Tabelle 5.4 zusammengefasst.

Tabelle 5.4: Angesetzte Werte zur Berechnung der Einbettungslänge  $L_e$

	Werte
Zugfestigkeit $f_{ct}$ [N/mm <sup>2</sup> ] UHPC	Min. 7,0 Max. 15,0
Stabdurchmesser $d_a$ [mm]	8,0
Aufteilung der Zugkräfte zwischen CFK-Stub und Stahlfasern	I) 25 % zu 75 % II) 75 % zu 25 %

Die Auswertung in Abbildung 5.20 verdeutlicht, dass die erforderliche Einbettungslänge  $L_e$  mit zunehmender einzuleitender Kraft steigt, gleichzeitig aber mit zunehmender max. mittlerer Verbundspannung sinkt. Bei geringen einzuleitenden Stabkräften sind daher prinzipiell kurze Einleitungslängen erforderlich. Dies tritt z. B. bei einer niedrigen Betonzugfestigkeit oder höherem Bewehrungsgrad zu und damit einem geringeren Anteil der von einem Bewehrungsstab einzuleitenden Zugkraft in den Beton. Mit steigender einzuleitender Stabzugkraft nimmt demzufolge auch die Einbettungslänge zu.

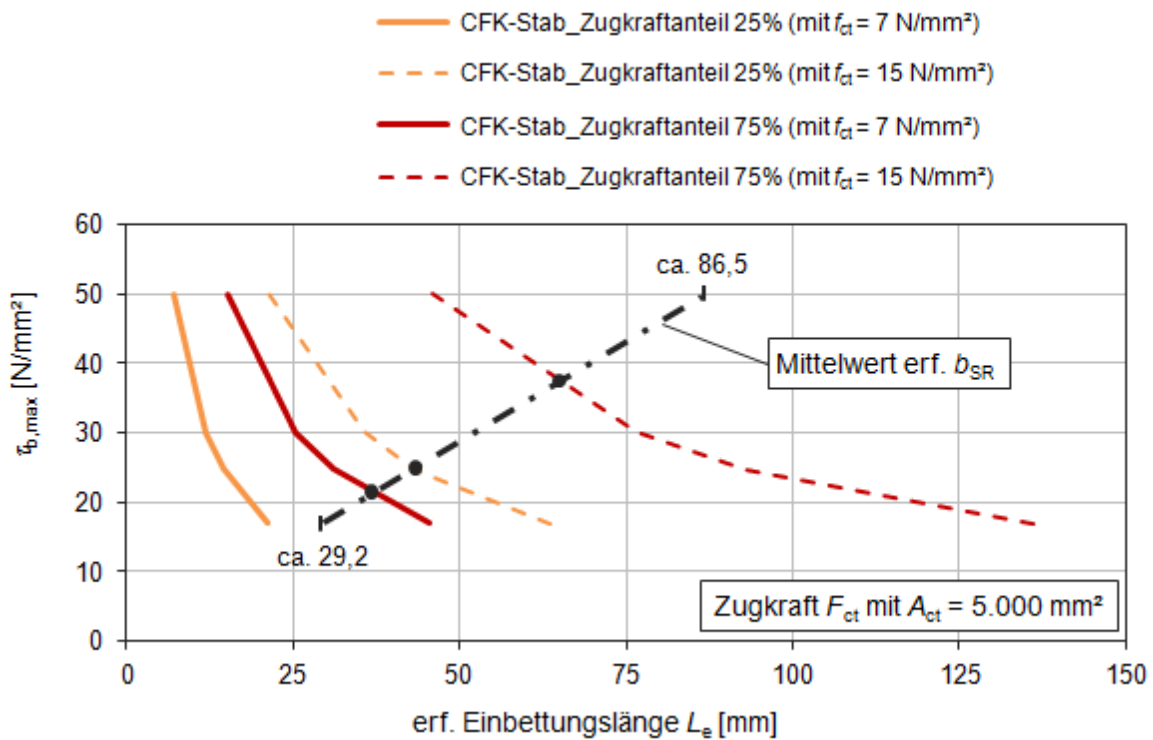


Abbildung 5.20: Erforderliche Einbettungslängen  $L_e$  für gerippte CFK-Stäbe abhängig von der aufzunehmenden Zugkraft  $F_{ct}$

Hohe max. mittlere Verbundspannungen wirken sich insgesamt positiv auf die Einbettungslängen aus und erfordern rechnerisch geringere Werte. Unter Berücksichtigung der in Kapitel 5.2.3 ermittelten Absolutwerte der erforderlichen Stabrippenbreiten  $b_{SR}$ , die rechnerisch für ein Versagen der Betonrippe mindestens benötigt werden, zeigen sich jedoch Einschränkungen. Unterschreitet die erforderliche Einbettungslänge die bei  $\tau_{b,max}$  rechnerisch benötigte Stabrippenbreite  $b_{SR}$ , stellt die Einbettungslänge  $L_e$  ein grundlegendes Anforderungskriterium für die Stabprofilierung dar. In diesem Fall ist sie maßgebend für die zulässige maximale Stabrippenbreite und somit für die geometrischen Verhältnisse des Stabprofils. Dies hat für weitergehende Untersuchungen auch Auswirkung auf Rissbildung und Rissabstände und mindert die Wirksamkeit der CFK-Bewehrung. Hier liegen Reserven, um die Effektivität der CFK-Bewehrung zu steigern.

## 5.4 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse

Aus den Versuchsergebnissen wurden für eine wirksame Verbundwirkung Stabrippengeometrieverhältnisse abgeleitet, die rechnerisch zu einem Versagen des umgebenden Betons führen. Über die theoretische Aufnahmekapazität des CFK-Stabes ergeben sich abhängig von den aufzunehmenden Verbundspannungen sehr große Stabrippenbreiten  $b_{SR}$  zwischen ca. 30 und 86,5 mm, die die vorhandene Verbundlänge im Probekörper überschreiten. Somit liegt rechnerisch neben einer materialbedingten Abhängigkeit auch eine probekörperbedingte Begrenzung der aufnehmbaren Verbundspannung vor. Da eine alleinige Optimierung des Rippen-

profils nicht ausreicht, wurden ergänzende Überlegungen zu Optimierungsmöglichkeiten mittels einer zusätzlichen straffen Umwicklung des Stabprofils mit Faserrovings vorgeschlagen, was ein lokales Aufreißen der Stabrippe an der belasteten Seite verhindern könnte. Der Effekt einer Quasi-Querpressung könnte hier für zusätzliche Stabilität und Erhöhung der Widerstandsfähigkeit der Stabrippen sorgen. Zur Reduktion von Spannungsspitzen am Übergang zwischen Stabrippe und Stabkern ist die Ausbildung einer Kehle oder eine abgeschrägte Rippenflanke zur Staboberfläche denkbar. Aufgrund der geringen Abmessungen von 0,1 bis 0,2 mm werden jedoch hohe Anforderungen an die Verarbeitung und den Herstellprozess gestellt.

Anhand eines Anwendungsbeispiels wird aufgezeigt, dass die Einbettungslängen  $L_e$ , die zur vollständigen Übertragung einer Zugkraft vom Bewehrungsstab in den Beton erforderlich sind, meist die erforderliche Stabrippenbreiten  $b_{SR}$  unterschreiten und daher in diesen Fällen ein maßgebendes Anforderungskriterium für das Stabprofil darstellen. Die Wirksamkeit eines CFK-Bewehrungsstabes wird dadurch herabgesetzt, da auf Grund der Profilvergaben größere Einbettungslängen erforderlich sind, als rechnerisch benötigt werden.

## 6 Zusammenfassung und Ausblick

### 6.1 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurde das Verbundverhalten von CFK-Bewehrungsstäben in Bauteilen aus UHPC untersucht, die in dieser Kombination bisher nur wenig Beachtung findet. Ein Großteil vorhandener Untersuchungen zum Verbundverhalten FVK-Bewehrungsstäbe beschränken sich vornehmlich auf normalfeste Betone.

In Rahmen der experimentellen Untersuchungen in Kapitel 3 wurden Pull-out-Versuche von CFK-Stäben aus UHPC-Probekörpern durchgeführt. Als eine wirkungsvolle Stabprofilierung wurden maschinell eingebrachte Rippungen bestimmt, mit auf Grund der hohen mechanischen Eigenschaften von UHPC nur sehr kleinen Rippentiefen zwischen 0,1 und 0,2 mm. Als variable Parameter wurden die Stabrippenbreite  $b_{SR}$ , die Betonrippenbreite  $b_{BR}$  sowie die Rippentiefe  $t_R$  definiert. Anhand der Auswertungen gleicher Profile konnte gezeigt werden, dass Streuungen der Versuchskurven näherungsweise profil- und nicht zuverlässigkeitsbedingt ausfallen. Für eine erste Abschätzung der Ergebnisse war daher die Betrachtung von Einzelversuchen zulässig, um grundlegende Erkenntnisse zum Verbundverhalten mittels Grenz-betrachtung bewerten und diskutieren zu können. Aus den Versuchen wurden Verbundspannungs-Schlupf-Kurven ermittelt, die den für Betonstahl und anderen FVK-Bewehrungen bekannten Verläufen ähneln. Abhängig vom verwendeten Stabprofil zeigten sich jedoch z. T. sehr unterschiedliche Ergebnisse mit bisweilen großen Streuungen. Abhängig von den Rippenparametern ergaben sich max. mittlere Verbundspannungswerte zwischen ca. 16,9 und 24,7 N/mm<sup>2</sup> mit unterschiedlichen Schlupfausprägungen  $s_1$ . Bei allen Versuchen kam es jedoch zu einem Stabversagen mit Abscheren der Stabrippen. Die Auswertung ergab, dass sich das Verbundverhalten spätestens nach Erreichen der Höchstlast grundlegende ändert und das Tragverhalten in diesem Bereich im Wesentlichen auf einer äußeren Reibungskomponente zwischen Beton und Stab sowie einer inneren Reibungskomponente zwischen Stabrippe und Stabkern basiert. Es konnte aufgezeigt werden, dass sich die Ergebnisse anhand vorgegebener Parameter steuern lassen und für eine wirkungsvolle Profilierung kleine Betonrippen mit großen Verhältnissen zwischen Stabrippen- und Betonrippenbreite ( $b_{SR}:b_{BR}$ ) anzustreben ist. Eine nachträgliche Imprägnierung der CFK-Stäbe mit einer Harzschicht zeigte in den durchgeführten Versuchen nur geringfügige Verbesserungen, weshalb dieser Vorgang alleine zu keinen signifikanten Verbesserungen führt. Als zusätzlicher Schutz der Profilierung nach der Herstellung ist diese Maßnahme jedoch empfehlenswert.

Die analytischen Untersuchungen in Kapitel 4 haben gezeigt, dass die für FVK-Bewehrung in Normalbeton gültigen globalen Verbundgesetze sowohl im ansteigenden als auch im absteigenden Ast mit hinreichender Genauigkeit auf die Verbundspannungs-Schlupf-Verläufe von CFK-Bewehrung in UHPC übertragen werden können. Grundsätzlich ist die Anwendung des Formelwerkes möglich, es zeigt sich jedoch ein anderes Versagensverhalten mit abweichenden Versagensmechanismen. Im weiteren Verlauf der Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass bei der in den Versuchen verwendeten Verbundlänge von 30 mm die Annahme eines näherungsweise konstanten lokalen Verbundspannungsverlaufs entlang der Stabachse zutrifft. Der für FVK-Bewehrung in Normalbeton gültige Ansatz, dass eine globale, aus Versuchen gewonnene Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung mit ausreichender Genauigkeit einer lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung entspricht, ist auch auf CFK-Bewehrung in UHPC übertragbar. Hierzu wurden über die Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen

Verbundes mittels schrittweiser Integration die jeweiligen lokalen Verbundspannungsverläufe unter Ansatz globaler Verbundgesetze berechnet. Der Einfluss von Stabzusatzdehnungen, die sich abhängig vom Stab-E-Modul zwischen belastetem und lastfreiem Stabende einstellen, wurde dabei berücksichtigt und ergab nur geringfügige Abweichungen.

Im Rahmen numerischer Untersuchungen mit MASA wurde zunächst eine einfache Modellierung des Verbundverhaltens mittels einer Kontaktschicht durchgeführt, in der ein Verbundgesetz implementiert ist. Die Kurvenparameter wurden anhand der Ergebnisse aus den Kapiteln 3 und 4 kalibriert. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung der Rechenergebnisse mit den Versuchen und eine gute Abbildung der Verbundkräfte. Ebenso lässt sich der lokale Verbundspannungsverlauf entlang der Stabachse darstellen. Über die Betonkennwerte lassen sich Zug- und Druckspannung im Betonkörper abbilden, was zum Einen Rissbildung im Beton aufzeigt, zum Anderen prinzipiell eine Abschätzung zur Mindestdicke des Betonkörpers allein aus Verbundwirkung ermöglicht. Hier zeigen sich jedoch die Schwächen dieser Modellierung. Das implementierte Verbundgesetz basiert auf einem für Betonstahl gültigen Verbundverhalten, mit einem vorausgesetzten Betonversagen. Da sich dies bei CFK-Bewehrung zum jetzigen Zeitpunkt nicht einstellt, liefern die Berechnungen hier falsche Ergebnisse. Es kann also das prinzipielle Verbundverhalten abgebildet werden, nicht jedoch die Versagensmechanismen. In einem nächsten Schritt wurden Einzelrippen abgebildet, in die auch in Teilen die Kontaktschicht aus Variante 1 zum Einsatz kam. Mittels eines fiktiven Modells zur Identifizierung des Versagens der Stabrippe, konnte durch eine getrennte Betrachtung von Stabkern und Stabrippe ein Abscheren der Stabrippe simuliert werden. Es zeigte sich eine gute Abbildung der lokalen Versagenswirkung zwischen Stab und Beton. Mit der Modellierung eines vollständigen Stabprofils konnte jedoch keine verwertbaren Ergebnisse erzielt werden. Dies lässt sich mit den sehr unterschiedlichen Diskretisierungsgraden des Betons mit sehr kleinen Elementabmessungen im Bereich der Stabrippen und danebenliegenden großen Elementen erklären, mit denen eine realistische Abbildung des Betons nicht sichergestellt werden kann. Zudem stellt sich die Frage einer realistischen Modellierung von Faserbeton im Allgemeinen und Ultrahochfestem Beton im Speziellen, da die implementierten Betonmodelle für normalfeste Betone ausgelegt sind. Gerade hier bieten sich weitere Forschungsfelder an.

In Kapitel 5 wurden Untersuchungen zum lokalen und globalen Verbundverhalten von CFK-Stäben durchgeführt. Die Betrachtung des lokalen Verbundverhaltens hat gezeigt, dass sich für einen wirkungsvollen Verbund und zur zielsicheren Aufnahme der Verbundkräfte besondere Anforderungen an die Profilierung ergeben. Es wurde eine Methode vorgestellt, mit deren Hilfe aus den Versuchsergebnissen aus Kapitel 3 Verbundkräfte abgeleitet werden, die rechnerisch von den verwendeten CFK-Stäben aufgenommen werden können. Für einen CFK-Stab wird eine Stabrippenbreite  $b_{SR}$  von im Mittel mindestens dem ca. 16,7-fachen von Betonstahl zur Aufnahme vergleichbarer Kräfte benötigt. Auf Grund der sehr hohen Druckfestigkeiten des Betons nehmen die sich ergebenden Druckkräfte, die auf die Stabrippenflanken wirken, eine größere Rolle im Vergleich zu normalfesten Betonen ein. Die Untersuchungen ergaben, dass sich bereits ab einer max. mittleren Verbundspannung von ca. 16,9 N/mm<sup>2</sup> Abscherkräfte entlang der Stabrippen ausbilden, die selbst mit sehr kleinen Rippentiefen theoretisch Stabrippengesamtbreiten erfordern, die das Maß der Verbundlänge in den Versuchsprobekörpern überschreiten. Eine experimentelle Überprüfung mit den vorhandenen Probekörpern und für UHPC geforderten kurzen Verbundlängen ist somit nicht möglich und erfordert die Anwendung alternativer Verbundkörper. Die Vorteile von CFK zeigen sich

jedoch bei Betrachtung der Zugfestigkeit. Hier sind gegenüber Betonstahl theoretisch sehr hohe Verbundspannungen bei kleinen Durchmessern aufnehmbar, während bei Betonstahl bereits bei niedrigeren Verbundspannungen der Fließprozess einsetzt und größere Stabdurchmesser erfordert. Es wird eine Profilloptimierung vorgeschlagen, die bis zu einem bestimmten Grad ein lokales Aufreißen der Stabrippe an der belasteten Seite verhindert und für zusätzliche Stabilität und Erhöhung der Widerstandsfähigkeit der Stabrippen sorgen kann. Zusätzlich sind zur Reduktion von Spannungsspitzen am Übergang zwischen Stabrippe und Stabkern die Ausbildung einer Kehle oder abgeschrägte Rippenflanken zur Staboberfläche denkbar. Aufgrund der geringen Abmessungen von 0,1 bis 0,2 mm werden jedoch hohe Anforderungen an die Verarbeitung und den Herstellprozess gestellt. Insgesamt ist eine alleinige Optimierung des Rippenprofils jedoch nicht ausreichend, eine kombinierte Profil- und Materialoptimierung ist zwingend erforderlich. Hier eröffnen sich Felder für weitere Forschungsarbeiten.

Im zweiten Abschnitt wurde die Wirksamkeit der CFK-Stabbewehrung hinsichtlich des globalen Verbundverhaltens untersucht. Für die weiteren Betrachtungen und zur Bewertung der Wirksamkeit wurden die Rippengeometrieverhältnisse aus dem ersten Abschnitt zu Grunde gelegt und in Absolutwerte umgerechnet. Es ergaben sich abhängig von den max. mittleren Verbundspannungswerten rechnerisch, im Vergleich zu Betonstahl, sehr große erforderliche Stabrippenbreiten  $b_{SR}$  von im Mittel ca. 29,2 mm bis ca. 86,5 mm. Anhand eines möglichen Anwendungsbeispiels wurden die rechnerisch erforderlichen Einbettungslänge bestimmt, die zur vollständigen und sicheren Krafteinleitung der Zugkräfte vom CFK-Stab in den Beton erforderlich sind. Abhängig von der Größe der Zugkräfte liegen die Werte jedoch meist unterhalb der Absolutwerte der erforderlichen Stabrippenbreiten  $b_{SR}$ , die rechnerisch für ein Versagen der Betonrippe und zur Rissbildung mindestens benötigt werden. Dies trifft auch bei hohen max. mittleren Verbundspannungswerten zu. Somit stellt in diesen Fällen die Einbettungslänge  $L_e$  ein Kriterium für die Anforderung an die Stabprofilierung dar und ist maßgebend für die geometrischen Verhältnisse des Stabprofils.

## 6.2 Ausblick

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass weiterer Forschungsbedarf sowohl auf Stab- als auch Materialebene besteht. Es sind weitere Überlegungen und Versuche zur Stabprofilierung erforderlich, um die Profilgeometrieverhältnisse weiter zu optimieren. Für eine breite Abdeckung sind weitergehende Untersuchungen mit weiteren UHPC-Mischungen und CFK-Bewehrungsstäbe alternativer Hersteller denkbar. Bei experimentellen Untersuchungen sind auf Grund der in UHPC geforderten kurzen Verbundlängen weitere Untersuchungen mit geeigneten Versuchsaufbauten nötig. Hierzu sind ggf. alternative Versuchskörper zu entwickeln.

Ein großes Problem stellt nach wie vor die Abhängigkeit vom verwendeten Material dar. Je nach Hersteller liegen unterschiedliche Qualitäten und Festigkeiten vor. Zum Teil bewegen sich die Unterschiede auch innerhalb einer Charge. Das Aufnahmevermögen der Stäbe ist hauptsächlich vom Harzmaterial und dem daraus resultierenden inneren Verbund abhängig. Hier liegen Forschungspotentiale im Bereich der Werkstoffoptimierung beispielsweise in Qualität und Verarbeitung besserer Harze und Verbindungen oder kombinierte Werkstoffe, mit

denen ein vorzeitiges Abscheren der Stabrippen verhindert werden kann. Auch wenn Metallische Verbünde (MMC = Metall Matrix Composite) oder keramische Materialien (z. B. CMC = Ceramic Matrix Composite) aus Kostengründen noch nicht wirtschaftlich sind, so bieten diese Materialien doch aufgrund ihrer Eigenschaften ebenfalls sehr interessante Kombinationsmöglichkeiten [42].

Für weitergehende FE-Untersuchungen sind geeignete Betonmodelle für eine realistische Abbildung von faserbewehrtem UHPC erforderlich. Zur Abbildung des Verbundverhaltens und Profilloptimierungen sind weitergehende Untersuchungen der Betonmodellierungen mit den sehr unterschiedlichen Diskretisierungsgraden und sehr kleinen Elementen im Bereich der Stabrippen denkbar.

Für eine sinnvolle Einsatzmöglichkeit bieten sich z. B. dünne Flächentragwerke an. Hier ist der Einfluss der Betondeckung mit möglichen minimalen Bauteildicken zu untersuchen und geeignete Versuchsanordnungen zu entwickeln. Weiterhin ist aus wirtschaftlichen Gründen eine Verwendung von CFK-Stäben als Spannglieder vorteilhaft. So sind mit CFK vorgespannte UHPC-Strukturen denkbar, mit denen leichtere und mit weniger Instandhaltungsaufwand verbundene Strukturen erstellt werden können [8]. Die bisherigen Untersuchungen können daher um den Aspekt der Vorspannung mit CFK-Bewehrung ergänzt und erweitert werden.

## Literaturverzeichnis

- [1] H. Schürmann, *Konstruieren mit Faser-Kunststoff-Verbunden*. Berlin; Heidelberg; New York, NY: Springer, 2007.
- [2] E. Fehling und T. Leutbecher, „UHPC – Eine Herausforderung“, in *Massivbau in ganzer Breite. Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Konrad Zilch*, Berlin: Springer, 2005.
- [3] K. Holschemacher und F. Dehn, „Ultrahochfester Beton (UHFB) – Stand der Technik und Entwicklungsmöglichkeiten“, in *Ultrahochfester Beton. Innovationen im Bauwesen. Beiträge aus Praxis und Wissenschaft. Holschemacher, K.; Dehn, F. (Hrsg.)*, Berlin: Bauwerk Verlag GmbH, 2003, S. 1–12.
- [4] E. Fehling, M. Schmidt, J. Walraven, T. Leutbecher, und S. Fröhlich, „Ultrahochfester Beton UHPC“, in *Beton-Kalender 2013: Lebensdauer und Instandsetzung - Brandschutz*, K. Bergmeister, F. Fingerloos, und J.-D. Wörner, Hrsg. Berlin: Ernst & Sohn, 2013, S. 117–239.
- [5] A. P. Schmidt, „Faserverbundwerkstoffe im Automobilbau: methodischer Ansatz zur Analyse von Schäden“, Dissertation, Universität Stuttgart, 2012.
- [6] H. Basche, N. Freitag, K. Jauck, und B. Novák, „Carbon Fibre as an Alternative Reinforcing Element“, in *LACER - Leipzig Annual Civil Engineering Report, No. 4 (1999)*, Universität Leipzig, Leipzig, 1999, S. 33–37.
- [7] C. E. Bakis, L. C. Bank, V. L. Brown, E. Cosenza, J. F. Davalos, J. J. Lesko, A. Machida, S. H. Rizkalla, und T. C. Triantafillou, „Fiber-Reinforced Polymer Composites for Construction-State-of-the-Art Review“, *JOURNAL OF COMPOSITES FOR CONSTRUCTION*, Bd. 6, S. 73–87, 2002.
- [8] K. Bergmeister, *Kohlenstofffasern im konstruktiven Ingenieurbau*. Berlin: Ernst & Sohn, 2003.
- [9] G. König, N. V. Tue, und M. Zink, *Hochleistungsbeton: Bemessung, Herstellung und Anwendung*. Berlin: Ernst & Sohn, 2001.
- [10] DAfStb Heft 561, *Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton*. Berlin [u.a.]: DAfStb (Hrsg.) Beuth Verlag, 2008.
- [11] F. Dehn, „Herstellung, Verarbeitung und Qualitätssicherung von UHPC“, in *Ultrahochfester Beton: Planung und Bau der ersten Brücke mit UHPC in Europa. Schmidt, M.; Fehling, E. (Hrsg.)*, Kassel: Kassel Univ. Press, 2003.
- [12] E. Fehling, M. Schmidt, T. Teichmann, K. Bunje, R. Bornemann, und B. Middendorf, *Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung ultrahochfester Betone (UHPC) - Forschungsbericht DFG FE 497/1-1. Schmidt, M.; Fehling, E. (Hrsg.)*. Kassel: Kassel Univ. Press, 2005.
- [13] G. König, H. Schneider, F. Dehn, D. Schmidt, und J.-P. Wagner, „Verbundkonstruktionen mit ultrahochfestem Beton für den Brücken- und Hochbau“, *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 98, Nr. 4, S. 240–246, 2003.
- [14] H. D. Basche, J. Kliver, und H. Schneider, „Das Querdehnungsverhalten hochfester und ultrahochfester Betone“, *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 98, Nr. 9, S. 539–544, 2003.
- [15] J. C. Walraven, „Ultra high performance concrete: from fundamentals to praxis“, in *HB Fischer (Ed.), Ibausil; 16. internationale Baustofftagung, Vol. 2*, Weimar, 2006, S. 1457–1467.



- [16] J. C. Walraven und P. Schumacher, „Anwendungen für Ultra-Hochleistungsbetone“, *Tiefbau*, Bd. 49, Nr. 4, S. 230–234, 2005.
- [17] J. C. Walraven, „Designing with ultra high strength concrete: basics, potential and perspectives“, in *Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, Kassel, 2004, Bd. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 3, S. 853–864.
- [18] E. S. Lappa, C. van der Veen, und J. C. Walraven, „Modelling the bending behaviour of high performance fibre reinforced concrete“, in *HB Fischer (Ed.), Ibaasil; 16. internationale Baustofftagung, Vol. 1*, Weimar, 2006, S. 69–76.
- [19] SPP1182, „DFG Schwerpunktprogramm SPP1182 ‚Nachhaltiges Bauen mit ultrahochfestem Beton‘. Leicht Bauen mit Beton. <http://spp1542.tudresden.de/>.
- [20] K.-H. Reineck, S. Greiner, und A. Lichtenfels, „Wasserspeicher aus UHFB - Bemessung“, in *Ultrahochfester Beton. Innovationen im Bauwesen - Beiträge aus Praxis und Wissenschaft. (Hrsg.: König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F.)*, Berlin: Bauwerk Verlag, 2003, S. 257–268.
- [21] M. Kobler, „Ein Implantat zur Einleitung konzentrierter Lasten in Bauteile aus ultrahochfestem Beton“, Dissertation, Universität Stuttgart, 2013.
- [22] W. Sobek, J. Mittelstädt, und M. Kobler, „Fügung schlanker Bauteile“, *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 106, Nr. 11, S. 779–784, 2011.
- [23] DIN EN 206-1, „DIN EN 206-1: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Ausgabe Januar 2001“. 2001.
- [24] Deutsches Institut für Normung / Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, *DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton: Ergänzung und Änderung zu DIN 1045, Teile 1 bis 3 und DIN EN 206-1*, Aug. März 2010. Berlin: Beuth, 2010.
- [25] T. Leutbecher, „Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem ultrahochfesten Beton (UHPC)“, Dissertation, Universität Kassel, 2007.
- [26] B. Frettlöhr, „Bemessung von Bauteilen aus ultrahochfestem Faserfeinkornbeton (UHFFB)“, Dissertation, Universität Stuttgart, 2011.
- [27] S. Greiner, „Tragverhalten von dünnen Bauteilen aus ultrahochfestem Faserfeinkornbeton“, *Beton- und Stahlbetonbau.*, Bd. 102, Nr. 3, S. 154, 2007.
- [28] J. Jungwirth, „Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton“, Dissertation, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2006.
- [29] G. Heinzle, B. Freytag, und J. Linder, „Rissbildung von biegebeanspruchten Bauteilen aus Ultrahochfestem Faserbeton“, *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 104, Nr. 9, S. 570–580, 2009.
- [30] K.-H. Reineck und S. Greiner, „Dichte Heißwasser-Wärmespeicher aus ultrahochfestem Faserfeinkornbeton. Forschungsbericht zum BMBF-Vorhaben 0329606 V. Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren, Universität Stuttgart“. 2004.
- [31] R. Winterberg, „Untersuchungen zum Reißverhalten von Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton.“, Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 1998.
- [32] D. Weiße, „Verbundverhalten der Bewehrung in UHFB“, in *Ultrahochfester Beton. Innovationen im Bauwesen. Beiträge aus Praxis und Wissenschaft. König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F. (Hrsg.)*, Berlin: Bauwerk Verlag GmbH, 2003, S. 199–214.

- [33] W. Kurz, „Ein mechanisches Modell zur Beschreibung des Verbundes zwischen Stahl und Beton“, Dissertation, Technische Universität Darmstadt, 1997.
- [34] DIN 1045-1, „DIN 1045-1:2008: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Ausgabe August 2008“. 2008.
- [35] L. P. Hansen, „Building System with Joints of High-Strength Reinforced Concrete“, in *Proceedings of the 2nd International Conference on Structural and Construction Engineering: System-based Vision for Strategic and Creative Design*, Rom, 2003, Bd. 2, S. 1097–1102.
- [36] F. Sayed Ahmad, G. Foret, und R. Le Roy, „Bond between carbon fibre-reinforced polymer (CFRP) bars and ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC): Experimental study“, *Construction and Building Materials Construction and Building Materials*, Bd. 25, Nr. 2, S. 479–485, 2011.
- [37] M. Cheyrezy, N. Roux, M. Behloul, A. Ressicaud, und A. Demonté, „Bond strength of reactive powder concrete“, in *Proceedings of the 13th FIP Congress. FIP Challenges for Concrete in the Next Millenium, Volume 1, Amsterdam, 23- 29 May 1998*, Amsterdam, 1998, S. 65–68.
- [38] G. Orange, P. Acker, und C. Vernet, „A New Generation of UHP Concrete: Ductal®. Damage Resistance and Micromechanical Analysis. In: 3rd International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC 3)“, 3rd International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC 3), Mainz, 1999, S. 101–111.
- [39] M. Behloul, „Les micro-bétons renforcés de fibres. De l'éprouvette aux structures. XIVèmes Journées de l'AUGC, Clermont-Ferrand. Prix Jeunes Chercheurs «René Houpert»“. 1996.
- [40] T. Pfyl, „Tragverhalten von Stahlfaserbeton“, Dissertation, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2003.
- [41] RILEM, „Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials: RC 6, Bond Test for Reinforcement Steel, 2. Pull-Out Test“, *International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures*, 1970.
- [42] E. Roos und K. Maile, *Werkstoffkunde für Ingenieure Grundlagen, Anwendung, Prüfung*, 3. Auflage. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag, 2008.
- [43] R. Füllsack-Köditz, „Verbundverhalten von GFK-Bewehrungsstäben und Rissentwicklung in GFK-stabbewehrten Betonbauteilen“, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2004.
- [44] J. Niewels, „Zum Tragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung“, Dissertation, RWTH Aachen, 2008.
- [45] G. W. Ehrenstein, *Faserverbund-Kunststoffe: Werkstoffe - Verarbeitung - Eigenschaften*, 2. Auflage. München: Carl Hanser Verlag, 2006.
- [46] Bayer TechCenter, „www.plastics.bayer.com“. 2008.
- [47] K.-U. Schober, *Untersuchungen zum Tragverhalten hybrider Verbundkonstruktionen aus Polymerbeton, faserverstärkten Kunststoffen und Holz*. Weimar: Verlag der Bauhaus-Universität, 2008.
- [48] Model Code 2010, *Model code 2010: final draft: Volume 1*, Bd. 65. Lausanne]: FIB, 2012.
- [49] M. Milwich, *Composite Materials - Composite Technology - Handbuch*. Waldenbuch: R&G Faserverbundwerkstoffe GmbH, 2009.

- [50] ACI 440.1R-06, „ACI 440.1R-06: Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars“. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2006.
- [51] DIN 488-2, „DIN 488-2: Betonstahl – Betonstabstahl“. 2009.
- [52] B. Gaubinger, „Entwicklung einer Vergussverankerung für vorgespannte CFK-Zugglieder“, Dissertation, Technische Universität Wien, 2003.
- [53] J. Horvatits, B. Gaubinger, T. Cserno, J. Kollegger, und M. Dorn, „Entwicklung einer Vergussverankerung für Zugglieder aus Faserverbundwerkstoff“, *Bauingenieur*, Bd. 79, Nr. 3, S. 101–110, 2004.
- [54] L. J. Malvar, J. V. Cox, und K. B. Cochran, „Bond between Carbon Fiber Reinforced Polymer Bars and Concrete. I: Experimental Study“, *Journal of Composites for Construction*, Bd. 7, S. 154–163, 2003.
- [55] R. Okelo und R. L. Yuan, „Bond Strength of Fiber Reinforced Polymer Rebars in Normal Strength Concrete“, *J. Compos. Constr. Journal of Composites for Construction*, Bd. 9, Nr. 3, S. 203–213, 2005.
- [56] M. A. Aiello, M. Leone, und M. Pecce, „Bond Performances of FRP Rebars-Reinforced Concrete“, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Bd. 19, Nr. 3, S. 205–213, 2007.
- [57] G. Rehm und L. Franke, *Kunstharzgebundene Glasfaserstäbe als Bewehrung im Betonbau*. Berlin: Vertrieb Durch Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1979.
- [58] L. J. Malvar, „Bond Stress-Slip Characteristics of FRP Rebars. In: Naval Facilities Engineering Service Center; Port Hueneme; CA 93043-4328; Technical Report TR-2013-SHR“, Canada, 1994.
- [59] L. J. Malvar, „Tensile and Bond Properties of GFRP Reinforcing Bars“, *ACI MATERIALS JOURNAL*, Bd. 92, Nr. 3, S. 276–285, 1995.
- [60] A. Nanni, M. M. Al-Zaharani, S. U. Al-Dulaijan, C. E. Bakis, und T. E. Boothby, „Bond of FRP reinforcement to concrete - Experimental results“, *Proceedings of the Second International RILEM Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures; Ghent; Belgium*, S. 135–145., 1995.
- [61] V. A. Rossetti, D. Galeota, und M. M. Giammatteo, „Local bond stress-slip relationships of glass fibre reinforced plastic bars embedded in concrete“, *Materials and Structures*, Bd. 28, Nr. 6, S. 340–344, 1995.
- [62] B. Benmokrane und R. Masmoudi, „FRP C-bar as reinforcing rod for concrete structures“, in *Proceedings of the 2nd international conference on advanced composites materials in bridges and structures, ACMBS-II*, Montreal, 1996.
- [63] B. Benmokrane, B. Tighiouart, und O. Chaallal, „Bond Strength and Load Distribution of Composite GFRP Reinforcing Bars in Concrete“, *ACI MATERIALS JOURNAL*, Bd. 93, Nr. 3, S. 246–253, 1996.
- [64] E. Cosenza, G. Manfredi, und R. Realfonzo, „Behavior and Modeling of Bond of FRP Rebars to Concrete“, *Journal of Composites for Construction*, Bd. 1, Nr. 2, S. 40–51, 1997.
- [65] M. Karlsson, *Bond between C-BAR FRP Reinforcement and Concrete*. 1997.
- [66] L. C. Bank, M. Puterman, und A. Katz, „The Effect of Material Degradation on Bond Properties of Fiber Reinforced Plastic Reinforcing Bars in Concrete“, *ACI MATERIALS JOURNAL*, Bd. 95, Nr. 3, S. 232–243, 1998.

- [67] Z. Achillides, „Bond behaviour of FRP bars in concrete“, Dissertation, University of Sheffield, Centre of Civil and Structural Engineering, Department of Civil and Structural Engineering, 1998.
- [68] Z. Achillides und K. Pilakoutas, „Bond Behavior of Fiber Reinforced Polymer Bars under Direct Pullout Conditions“, *Journal of Composites for Construction*, Bd. 8, Nr. 2, S. 173–181, 2004.
- [69] M. Pecce, G. Manfredi, R. Realfonzo, und E. Cosenza, „Experimental and Analytical Evaluation of Bond Properties of GFRP Bars“, *J. Mater. Civ. Eng. Journal of Materials in Civil Engineering*, Bd. 13, Nr. 4, S. 282–290, 2001.
- [70] L. De Lorenzis und A. Nanni, „Bond between Near-Surface Mounted Fiber-Reinforced Polymer Rods and Concrete in Structural Strengthening“, *ACI STRUCTURAL JOURNAL*, Bd. 99, S. 123–132, 2002.
- [71] F. AL-mahmoud, A. Castel, R. Francois, und C. Tourneur, „Effect of surface pre-conditioning on bond of carbon fibre reinforced polymer rods to concrete“, *Cement and Concrete Composites*, Bd. 29, Nr. 9, S. 677–689, 2007.
- [72] M. Baena, L. Torres, A. Turon, und C. Barris, „Experimental study of bond behaviour between concrete and FRP bars using a pull-out test“, *Composites Part B: Engineering*, Bd. 40, Nr. 8, S. 784–797, 2009.
- [73] O. Chaallal und B. Benmokrane, „Pullout and bond of glass-fibre rods embedded in concrete and cement grout“, *Materials and Structures*, Bd. 26, Nr. 3, S. 167–175, 1993.
- [74] M. M. Al-Zahrani, S. U. Al-Dulaijan, A. Nanni, C. E. Bakis, und T. E. Boothby, „Evaluation of bond using FRP rods with axisymmetric deformations“, *Construction and Building Materials*, Bd. 13, Nr. 6, S. 299–309, 1999.
- [75] Q. Hao, Y. Wang, Z. Zhang, und J. Ou, „Bond strength improvement of GFRP rebars with different rib geometries“, *Journal of Zhejiang University SCIENCE A*, Bd. 8, Nr. 9, S. 1356–1365, 2007.
- [76] J.-P. Won, C.-G. Park, H.-H. Kim, S.-W. Lee, und C.-I. Jang, „Effect of fibers on the bonds between FRP reinforcing bars and high-strength concrete“, *Composites Part B: Engineering Composites Part B: Engineering*, Bd. 39, Nr. 5, S. 747–755, 2008.
- [77] M. Kurth, J. Hegger, und R. Füllsack-Köditz, „Pull-out tests on GFRP reinforcing bars“, in *John W. Cairns, Giovanni Metelli, Giovanni A. Plizzari (Hg.): Bond in Concrete 2012: Bond, Anchorage, Detailing, Fourth International Symposium, Brescia, Italy, 17.-20.06.2012*, Brescia, Italy, 2012, Bd. Volume 2, S. 801–807.
- [78] J. F. Davalos, Y. Chen, und I. Ray, „Effect of FRP bar degradation on interface bond with high strength concrete“, *Cement and Concrete Composites*, Bd. 30, Nr. 8, S. 722–730, Sep. 2008.
- [79] M. Henke und O. Fischer, „Leicht Bauen mit Beton - Räumliche filigrane Stabtragwerke aus ultrahochfestem Beton und CFK-Bewehrung“, *Bauingenieur*, Bd. 88, S. 453–462, 2013.
- [80] A. Stark und J. Hegger, „Verbundverhalten von CFK-Spannbewehrungen in UHPFRC“, *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 108, Nr. 10, S. 701–710, 2013.
- [81] M. Krüger, „Vorgespannter textilbewehrter Beton“, Dissertation, Universität Stuttgart, 2004.
- [82] S. Lettow, „Ein Verbundelement für nichtlineare Finite-Elemente-Analyse Anwendung auf Übergreifungsstöße“, Dissertation, Universität Stuttgart, 2006.

- [83] G. Rehm, *Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton*. Berlin: Vertrieb durch Verlag von W. Ernst, 1961.
- [84] F. Leonhardt und E. Mönning, *Vorlesungen über Massivbau. Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*, 3. Auflage. Bd. 1. Berlin Heidelberg: Springer-Verlag, 1984.
- [85] R. Eligehausen, P. P. Popov, und V. V. Bertero, *Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations: Experimental Results and Analytical Model*. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, California: NTIS, 1983.
- [86] N. V. Tue, *Zur Spannungsumlagerung im Spannbeton bei der Rissbildung unter statischer und wiederholter Belastung*. Berlin: DAfStb (Hrsg.) Beuth Verlag, 1993.
- [87] K. Zilch und G. Zehetmaier, *Bemessung im konstruktiven Betonbau: Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*, 2. Auflage. Berlin - Heidelberg - New York: Springer-Verlag, 2010.
- [88] R. Tepfers, „A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars“, Dissertation, Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Göteborg, 1973.
- [89] U. Mayer, „Zum Einfluß der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen“, Dissertation, Universität Stuttgart, 2001.
- [90] Y. Goto, „Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars“, *American Concrete Institute (ACI) Journal*, Bd. 68, Nr. 4, S. 244–251, 1971.
- [91] R. Eligehausen, *Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden*. Berlin; München [u.a.] : Ernst, 1979.
- [92] H. Martin, *Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung*. Berlin; Berlin; München; Düsseldorf: Dt. Ausschuss f. Stahlbeton; W. Ernst [in Komm.], 1973.
- [93] M. Schenkel, „Zum Verbundverhalten von Bewehrung bei kleiner Betondeckung“, Dissertation, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1998.
- [94] F. Wille, „Charakteristik und Modellbildung des Verbundtragverhaltens von einlagigen Rundlitzenseilen in Beton“, Dissertation, Brandenburgische Technische Universität Cottbus, 2004.
- [95] E. Cosenza, G. Manfredi, und R. Realfonzo, „Analytical Modelling of Bond between FRP Reinforcing Bars and Concrete“, in *Proceedings of the 2nd International Rilem Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-2)*, Ghent, Belgien, 1995, S. 164–171.
- [96] F. Focacci, A. Nanni, und C. E. Bakis, „Local Bond-Slip Relationship for FRP Reinforcement in Concrete“, *JOURNAL OF COMPOSITES FOR CONSTRUCTION*, Bd. 4, S. 24–32, 2000.
- [97] Model Code 1990, *Comité Euro-International du Béton: CEB-FIP Model Code 1990: MC90: final draft: Volume 1*. Lausanne: FIB, 1991.
- [98] G. König und N. V. Tue, *Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton: sowie Kommentare, Hintergrundinformationen und Anwendungsbeispiele zu den Regelungen nach DIN 1045, EC2 und Model Code 90*. Berlin: Beuth, 1996.

- [99] E. Cosenza, G. Manfredi, und R. Realfonzo, „Bond characteristics and anchorage length of FRP rebars“, in *Proceedings of the 2nd International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures (ACMBS)*, M. EI-Badry, ed., Montreal, 1996.
- [100] R. Tepfers, B. Rosinski, und G. Hedlund, *Pull out and tensile reinforcement splice tests with GFRP bars*. Göteborg: Chalmers Tekniska Högskola, 1997.
- [101] R. Tepfers, E. Cosenza, M. Edoardo, J. Janis, und et al., „Bond of non-metallic reinforcement. In: Task Group Bond Models fib (CEB-FIP): Bond of reinforcement in concrete (Bulletin 10)“, Stuttgart: Sprint-Druck, 2000.
- [102] M. Esfandeh, A. M. Rezaoust, M. B. Alavi, und A. R. Sabet, „Bond performance of FRP rebars with various surface deformations in reinforced concrete“, *PC Polymer Composites*, Bd. 30, Nr. 5, S. 576–582, 2009.
- [103] H. Martin und P. Noakowski, *Verbundverhalten von Betonstählen - Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen*. Berlin: Ernst, 1981.
- [104] MPA Stuttgart, „Prüfbericht Nr. 12-90179376000/P1/Hß vom 31.03.2009, Prüfung der Druckfestigkeit von Betonzyindern aus UHPC mit Stahlfasern“. Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart (Otto-Graf-Institut), 2009.
- [105] G. Grass und H. Zehentner, „Entwicklung und Herstellung von Fertigteilen aus ultrahochfestem Beton (UHPC) für punktgestützte Flachdecken“, *Zement + Beton*, Nr. 1, S. 2–7, 2007.
- [106] Soficar, „Prüfprotokoll (Proces Verbal de Controle) Nr. X0471103, CFK-Stäbe d=8mm“. Soficar (seit 2012: Toray Carbon Fibers Europe), Abidos, Frankreich, 2009.
- [107] MPA NRW, „Prüfzeugnis Nr. 220006549-09-04 vom 18.05.2009, EuroGrout Varix, Erstprüfung nach der DafStb-Richtlinie Herstellung und Verwendung von zementgebundenem Vergussbeton und Vergussmörtel, Ausgabe Juni 2006“. Materialprüfungsamt Nordrhein-Westfalen, Dortmund, 2009.
- [108] A. F. Wilson, G. Tsiatas, D. G. Taggart, R. F. Doleski, D. J. Kim, K. Horii, H. Yoshida, M. Yokoo, und K. Yagi, „Investigation of Interfacial Bond Strength in CFRP Rod Reinforced Concrete. Third International Conference on Composites in Infrastructure, San Francisco, CA, June 2002“. 2002.
- [109] C. F. Gauß, *Abhandlungen zur Methode der kleinsten Quadrate*. Berlin: P. Stankiewicz Buchdruckerei, 1887.
- [110] P. Noakowski, *Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur*. Berlin: Ernst, 1978.
- [111] H. Schober, „Ein Modell zur Berechnung des Verbundes und der Risse im Stahl- und Spannbeton“, Dissertation, Universität Stuttgart, 1984.
- [112] M. Faoro, „Zum Tragverhalten kunstharzgebundener Glasfaserstäbe im Bereich von Endverankerungen und Rissen in Beton“, Dissertation, Universität Stuttgart, 1988.
- [113] J. Ožbolt, U. Mayer, H. Vocke, und R. Eligehausen, „Verschmierte Reißmethode - Theorie und Anwendung“, *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 94, Nr. 10, S. 403–412, 1999.
- [114] J. Ožbolt, Y. Li, und I. Kožar, „Microplane model for concrete with relaxed kinematic constraint“, *International Journal of Solids and Structures*, Bd. 38, Nr. 16, S. 2683–2711, 2001.

- [115] J. Ožbolt, U. Mayer, H. Vocke, und R. Eligehausen, „Das FE-Programm MASA in Theorie und Anwendung. Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen.“, in *Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. H.-W. Reinhardt*, IWB, Universität Stuttgart, 1999, S. 272–293.
- [116] S. Fichtner, „Untersuchungen zum Tragverhalten von Gruppenbefestigungen unter Berücksichtigung der Ankerplattendicke und einer Mörtelschicht“, Dissertation, Universität Stuttgart, 2011.
- [117] A. Hillerborg, M. Modéer, und P.-E. Petersson, „Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements“, *Cement and Concrete Research*, Bd. 6, Nr. 6, S. 773–781, 1976.
- [118] C. Fischer, „Auswirkungen der Bewehrungskorrosion auf den Verbund zwischen Stahl und Beton“, Dissertation, Universität Stuttgart, 2012.
- [119] J. Ožbolt, „Nonlocal fracture analysis - stress relaxation method. Bericht, Institut für Werkstoffe, Universität Stuttgart“. 1999.
- [120] J. Ožbolt, „MASA - MACROscopic Space Analysis. Bericht, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart“. 1998.
- [121] DIN EN 1992-1-1, „DIN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010“. 2011.
- [122] J. Ožbolt, „MASA 3 (Manual). Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart“. 2004.
- [123] DIN EN 1993-1-1, „DIN 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten –Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Ausgabe Dezember 2010“. 2010.
- [124] F. Leonhardt, *Vorlesungen über Massivbau. Vierter Teil: Nachweis der Gebrauchsfähigkeit*, Bd. 4. Berlin Heidelberg: Springer-Verlag, 1976.
- [125] B. Novák, „Zwangentwicklung und Rissbreitenbeschränkung von vorgespannten Betonbauteilen unter kombinierter Temperaturbeanspruchung“, Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1995.
- [126] M. Krips, „Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton“, Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1984.
- [127] F. Leonhardt und E. Mönning, *Vorlesungen über Massivbau. Dritter Teil: Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau*, 3. Auflage., Bd. 3. Berlin Heidelberg: Springer-Verlag, 1977.
- [128] J. Jungwirth und A. Muttoni, „Versuche zum Tragverhalten von ultra hochfestem Beton“. IS-BETON, Bericht 00.02.R8 (Lausanne), 2005.
- [129] H.-W. Reinhardt, „Beton“, in *Beton-Kalender 2005, Teil 2: Fertigteile, Tunnelbauwerke* (Hrsg.: Bergmeister, K. und Wörner, J.-D.), Berlin: Ernst & Sohn, 2005, S. 1–141.
- [130] R. Shionaga, „Structural behavior of high performance fiber reinforced concrete in tension and bending“, in *Proceedings of the 6th Int. Ph. D. Symposium in Civil Engineering*, Zurich, Switzerland, 2006, S. 142–143.

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1:	Übersichtsgrafik zur Problemstellung .....	20
Abbildung 2.1:	Abbildung sehr feiner Strukturen in UHPC (eigene Versuche).....	23
Abbildung 2.2:	Spektrum der Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit vom Wasser- Zement-Wert nach [9].....	23
Abbildung 2.3:	Typische Spannungs-Dehnungs-Linien bei Druckbeanspruchung normal-, hoch-, und ultrahochfester Betone [25] .....	25
Abbildung 2.4:	Schematische Darstellung (a) Spannungs-Dehnungs-Diagramm im Druckbereich für ultrahochfesten Beton, (b) Spannungs- Rissöffnungs-Diagramm bei axialem Zug [10] .....	25
Abbildung 2.5:	Beispiel für eine $\tau$ - $s$ -Beziehung am lastfreien Ende nach [30] .....	28
Abbildung 2.6:	REM-Aufnahme der gebräuchlichsten Verstärkungsfasern [1].....	30
Abbildung 2.7:	Querschnitt CFK-Stab [45].....	32
Abbildung 2.8:	REM-Aufnahme der Bruchfläche von glasfaserverstärktem Polyamid: (a) niedrige Bruchenergie bei schlechter Faser/Matrix- Haftung, (b) hohe Bruchenergie bei guter Faser/Matrix-Haftung [42] .....	32
Abbildung 2.9:	schematische Darstellung des Pultrusionsverfahrens [46] .....	33
Abbildung 2.10:	Abhängigkeit der elastischen Werkstoffeigenschaften von Faserwinkel und Fasernordnung [42] .....	34
Abbildung 2.11:	Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien verschiedener FVK und Betonstahl in axialer Zugrichtung nach [44], [48] .....	35
Abbildung 2.12:	Variationen von in Beton eingebetteten textilen Rovings [81].....	37
Abbildung 2.13:	Schlechte Verbundeigenschaften eines nicht imprägnierten Rovings eingebettet in Beton [81] .....	38
Abbildung 2.14:	Schematische Darstellung der Verbundkräfte [88].....	39
Abbildung 2.15:	Verbundkraftübertragung bei profilierten Betonstählen mit schematischer Darstellung der Rissbildung [90].....	40
Abbildung 2.16:	Erläuterung des Scherverbundes an einem (a) idealisierten Stab mit kreisförmigen Rippen und (b) möglicher Bruchflächen der Betonkonsolen zwischen den Rippen [84] .....	41
Abbildung 2.17:	Idealisierung profilierter Bewehrungsstäbe [93] .....	42
Abbildung 2.18:	Definition der bezogenen Rippenfläche $f_R$ nach [87] .....	42
Abbildung 2.19:	Definition (a) Concrete-Lugs Ratio ( $CLR$ ) [71], (b) $a_s$ nach [72] .....	43
Abbildung 2.20:	Zusammenhang zwischen den Verbundanteilen und dem Stabschlupf nach [43].....	44
Abbildung 2.21:	BEP-Modell nach Eligehausen, Popov und Bertero.....	47



Abbildung 2.22:	Lokales Verbundspannungs-Schlupf-Modell für FVK-Stäbe nach [48] .....	47
Abbildung 2.23:	Versagen einer Stabumwicklung [102].....	50
Abbildung 2.24:	Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm für glatte CFK-Stäbe in UHPC [36].....	52
Abbildung 2.25:	Auswertung nach Tabelle 2.7: (a) glatte Stäbe, (b) besandete Stäbe, (c) umwickelte Stäbe, (d) gerippte Stäbe .....	53
Abbildung 2.26:	Auswertung der max. mittleren Verbundspannungen für FVK-Bewehrung abhängig von der Betonfestigkeit nach Tabelle 2.7 .....	56
Abbildung 2.27:	Normalspannungsverteilung über den FVK-Stabquerschnitt bei axialer Zugbeanspruchung nach [67] .....	57
Abbildung 2.28:	Einfluss der Verbundlänge auf die Verteilung der örtlichen Verbundspannungen nach [84] .....	58
Abbildung 3.1:	Versagen von Stabprofilen mittels Umwicklung.....	60
Abbildung 3.2:	gerippte Stäbe aus Vorversuchen.....	60
Abbildung 3.3:	Durchzwängung durch den Bewehrungskanal bei Rippentiefe ca. 1 mm .....	61
Abbildung 3.4:	Schematische Darstellung und Bezeichnung der Stabprofilierung .....	63
Abbildung 3.5:	Pull-out-Probekörper (a) schematisch, (b) nach Herstellung .....	65
Abbildung 3.6:	(a) Keilwirkung durch unzerstörten Stabbereich [68], (b) Stabrippen außerhalb des Prüfkörpers wurden entfernt.....	66
Abbildung 3.7:	Versuchsaufbau der Pull-out-Versuche.....	67
Abbildung 3.8:	schematische Darstellung des berechneten und vereinfachten Verlaufs der Verbundspannungen [94] .....	68
Abbildung 3.9:	Vergleich der Ergebnisse glatter Stäbe aus (a) hochfestem Vergussmörtel, (b) UHPC.....	69
Abbildung 3.10:	Übersicht Versuchskurven profilierte Stäbe aus UHPC .....	70
Abbildung 3.11:	Versuchskurven mit einem Schlupf (a) $s_1 \leq 0,2$ mm, (b) $s_1 > 0,2$ mm .....	71
Abbildung 3.12:	gespaltene Probekörper nach Versuch mit (a) unversehrttem Beton und Abriebspuren, (b) abgescherten Stabprofilen .....	72
Abbildung 3.13:	(a) Profil4oH und (b) Profil6oH nach Versuch.....	72
Abbildung 3.14:	Versuchskurven der Profile ohne nachträgliche Harzimprägnierung .....	73
Abbildung 3.15:	Versuchskurven der Profile mit nachträglicher Harzimprägnierung .....	73
Abbildung 3.16:	Vergleich Auswirkung Harzimprägnierung (a) Profil14 und (b) Profil15 .....	74
Abbildung 3.17:	Vergleich Ergebnisse spiral- und parallelförmiger Rippung .....	75
Abbildung 3.18:	Vergleich Auswirkung Variation der Rippenparameter .....	76

Abbildung 3.19:	Vergleich Auswirkung Variation der Rippentiefe $t_R$ .....	76
Abbildung 3.20:	Auswertung nach (a) $f_R$ , (b) $CLR$ .....	77
Abbildung 3.21:	Auswertung nach $a_s$ .....	78
Abbildung 4.1:	Approximation ausgewählter Verbundgesetze an Versuchskurven (exemplarisch) .....	81
Abbildung 4.2:	Exemplarischer Vergleich der Verbundgesetze BEP und mBPE mit experimentellen Verbundspannungs-Schlupf-Kurven im ansteigenden Ast .....	81
Abbildung 4.3:	(a) Vergleich der Bandbreite des mBEP-Modells im ansteigenden Ast aus eigenen Versuchen und [44], (b) Vergleich der Parameter des mBEP-Modells aus eigenen Versuchen und Literaturwerten .....	82
Abbildung 4.4:	Differentielles Element des Zugstabes [94].....	83
Abbildung 4.5:	Rechenannahme für die Näherungslösung durch schrittweise Integration [112] .....	85
Abbildung 4.6:	Vorgehensweise bei der schrittweisen Integration [44] .....	86
Abbildung 4.7:	Exemplarischer Vergleich der lokalen und globalen Verbundgesetze mit den im Versuch ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen im ansteigenden Ast.....	86
Abbildung 4.8:	schematische Darstellung (abhängig vom E-Modul der CFK-Stäbe): (a) der lokalen Verbundspannungsverteilung, (b) des lokalen Schlupfverlaufs.....	87
Abbildung 4.9:	Schematische Darstellung des „Microplane“-Modelles: (a) Kontaktflächen (Mikroebenen) zwischen der Gesteinskörnung, (b) Dehnungskomponenten einer Mikroebene [113] .....	90
Abbildung 4.10:	(a) Modellierter Bereich des Versuchskörpers, (b) detailliertes FE-Modell eines Probekörpers .....	92
Abbildung 4.11:	(a) Detailliertes FE-Modell mit Kontaktschicht (b) Aufbau der Kontaktschicht .....	93
Abbildung 4.12:	Prinzip der Kontaktfläche [116] .....	93
Abbildung 4.13:	In die BAR-Elemente implementiertes Verbundgesetz .....	94
Abbildung 4.14:	FE-Ergebnisse mit modellierter Kontaktschicht (exemplarisch).....	96
Abbildung 4.15:	Lokaler Verbundspannungsverlauf entlang des Stabes: (a) aus den BAR-Elementen, (b) in Abhängigkeit der Lastschritte, (c) Verlauf der Druckspannung im Probekörper infolge Verbundwirkung im Bereich des Stabes .....	97
Abbildung 4.16:	Ableitung von Mindestdicken der Probekörper zur Aufnahme der Verbundkräfte aus FE-Berechnung.....	98
Abbildung 4.17:	(a) Detailliertes FE-Modell der Einzelrippe, (b) Detailausschnitt.....	99

Abbildung 4.18:	$\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehung [122] für ein fiktives Modell zur Identifizierung des Versagens (a) des Stabkerns, (b) der Stabrippe .....	100
Abbildung 4.19:	FE-Ergebnisse zum Ansatz des Versagens der Einzelrippe über Materialgesetze nach Abbildung 4.18 (exemplarisch): (a) Spannungen an der Stabrippenflanke, (b) zugehörige Kraft auf die Stabrippenflanke innerhalb einer vorgegebenen Bandbreite, (c) zugehörige Zugkraft im Stabkern.....	101
Abbildung 4.20:	Darstellung der lokalen Spannungen beim Stabauszug auf die (a) Stabrippe, (b) Betonrippe .....	102
Abbildung 4.21:	(a) Stabprofil mit Einzelrippen, (b) Ausschnitt mit sehr hohem Detaillierungsgrad .....	103
Abbildung 5.1:	(a) Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm mit den verschiedenen Verbundphasen, (b) Haftverbund, (c) Scherverbund, (d) Reibverbund, (e) Versagen durch Längsrisssbildung, nach [28] .....	106
Abbildung 5.2:	Räumlicher Spannungszustand mit lokaler Kraftübertragung vom Beton auf die Stabrippen [87].....	107
Abbildung 5.3:	(a) wirksame Abscherfläche einer Stabrippe, (b) geometrische Zusammenhänge in Abhängigkeit der Rippenhöhe $t_R$ .....	107
Abbildung 5.4:	Zusammenhang zwischen Stabkernfläche $A_{s,innen}$ , Rippenaufstandsfläche $F_R$ und Rippentiefe $t_R$ für verschiedene Stabdurchmesser.....	108
Abbildung 5.5:	Veranschaulichung der Abhängigkeit der wirksamen Abscherfläche einer Stabrippe von der Rippentiefe am Beispiel eines Stabes mit $d_a = 8$ mm .....	109
Abbildung 5.6:	Schematische Darstellung der Vorgehensweise zur Bestimmung der Versagenspunkte für die aufnehmbaren Kräfte der CFK-Stabrippen.....	110
Abbildung 5.7:	Aufnahmekapazität der Stabrippen der verwendeten CFK-Stäbe in Abhängigkeit (a) der gesamten Stabrippenbreite $b_{SR}$ , (b) je mm-Stabrippenbreite $b_{SR}$ .....	111
Abbildung 5.8:	Verhältnis der rechnerisch erforderlichen Gesamtstabrippenbreite $b_{SR}$ zur Verbundlänge $l_b = 30$ mm im Probekörper (CFK, Betonstahl) mit $t_R = \max. 0,2$ mm abhängig von $\tau_{b,max}$ .....	115
Abbildung 5.9:	Zusammenhang zwischen max. aufnehmbarer mittlerer Verbundspannung $\tau_{b,max}$ und Einfluss der Zugfestigkeit von Betonstahl und CFK in UHPC (Verbundlänge $l_b = 30$ mm, Stabdurchmesser 8 mm) .....	116
Abbildung 5.10:	(a) Trajektorienverläufe bei kleinem Rippenabstand [84], (b) schematisches Kräftemodell, das zum Aufreißen der Stabrippe führt.....	117
Abbildung 5.11:	Vorschlag für Optimierung des Stabprofils mit (a) Ausbildung einer Kehle, (b) abgeschrägter Rippenflanke .....	118

Abbildung 5.12:	Last-Verformungskurve eines zentrisch mit FVK bewehrten Zugstabes nach [44].....	120
Abbildung 5.13:	Übersicht der Dehnungsverläufe bei (a) Einzelrissbildung, (b) abgeschlossener Rissbildung nach [98] .....	121
Abbildung 5.14:	Übersicht der Dehnungsverläufe bei Einzelrissbildung nach [25] .....	121
Abbildung 5.15:	Dehnungsverläufe bei abgeschlossener Rissbildung für den Grenzfall $s_{r,max} = 2 \cdot l_{es}$ [25] .....	123
Abbildung 5.16:	(a) Last-Verformungsverhalten von Stahlfaserbeton bei zentrischem Zug nach [24], (b) Schematische Darstellung des Zugtragverhaltens von UHPC [128].....	125
Abbildung 5.17:	Schematische Darstellung der aufzunehmenden Kräfte von CFK-Stabbewehrung und Stahlfasern im Nachrissbereich .....	126
Abbildung 5.18:	Charakteristischer $\sigma_{ct} - \varepsilon_{ct}$ -Verlauf für zentrische Zugversuche [26].....	127
Abbildung 5.19:	Gleichgewicht der inneren und äußeren Kräfte am Riss bei zentrischem Zug [4].....	128
Abbildung 5.20:	Erforderliche Einbettungslängen $L_e$ für gerippte CFK-Stäbe abhängig von der aufzunehmenden Zugkraft $F_{ct}$ .....	130

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1:	Auswahl Faserverstärkter Kunststoffe und zugehörige Faserart .....	31
Tabelle 2.2:	Eigenschaften von Faserverbundkunststoffen im Vergleich mit Beton- und Spannstahl [8], [43], [44], [48]–[51].....	35
Tabelle 2.3:	Vor- und Nachteile von CFK [8], [44], [44] .....	36
Tabelle 2.4:	Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten von FVK-Bewehrung [43], [44], [56], [58], [60] .....	44
Tabelle 2.5:	Bearbeitungsmöglichkeiten der Staboberflächen von FVK-Stäben [43], [44] .....	48
Tabelle 2.6:	Auswahl an Oberflächenausbildungen von FVK-Stäben .....	49
Tabelle 2.7:	In der Auswertung berücksichtigte FVK-Stäbe .....	54
Tabelle 2.7:	In der Auswertung berücksichtigte FVK-Stäbe (Fortsetzung).....	55
Tabelle 3.1:	Zusammensetzung und Eigenschaften des verwendeten UHPC .....	62
Tabelle 3.2:	Verwendete CFK-Stäbe der Firma Sika.....	63
Tabelle 3.3:	Versuchsmatrix der CFK-Profile.....	64
Tabelle 4.1:	Übersicht der prozentualen Abweichung $\Delta$ der lokalen Verbundspannungen und Schlupfverläufe in Abhängigkeit der Min./Max.-Werte des E-Moduls der CFK-Stäbe .....	88
Tabelle 4.2:	ausgewählte Verbundwerte für Variante 1 .....	94
Tabelle 4.3:	verwendete Materialkennwerte bei der FE-Berechnung.....	95
Tabelle 4.4:	Materialwerte der verwendeten Betone für FE-Ergebnisse .....	95
Tabelle 5.1:	Rechenwerte der CFK-Stäbe aus den Versuchen.....	112
Tabelle 5.2:	Vergleich der Abschergrenzspannung der Stabrippen eines 8 mm-Stabes (CFK/B500B) .....	113
Tabelle 5.3:	Zielgrößen der mittleren Verbundspannungen zur Herleitung einer erforderlichen Stabrippenbreite .....	114
Tabelle 5.4:	Angesetzte Werte zur Berechnung der Einbettungslänge $L_e$ .....	129