

Zum Verbund- und Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern aus Ultra-hochfestem Beton

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen
der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen
zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der Ingenieurwissenschaften
genehmigte Dissertation

vorgelegt von

Guido Bertram

Berichter: Universitätsprofessor Dr.-Ing. Josef Hegger
 Universitätsprofessor Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Tag der mündlichen Prüfung: 22.06.2012

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.

Herausgeber:

Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen
Universitätsprofessor Dr.-Ing. Josef Hegger

Anschrift:

Lehrstuhl und Institut für Massivbau
Mies-van-der-Rohe-Straße 1
52074 Aachen

Bertram, Guido:

Zum Verbund- und Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern aus Ultra-
hochfestem Beton

1. Auflage Aachen, Eigenverlag, Heft 36
(Schriftenreihe des IMB)

ISBN 3-939051-15-2

ISSN 0949-7331

© 2012 Lehrstuhl und Institut für Massivbau

Druck: Druck und Verlag Mainz, Aachen
Gedruckt auf chlorfrei gebleichtem Papier

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten
der Hochschulbibliothek online verfügbar.

Zusammenfassung

Im Rahmen des Schwerpunktprogramms SPP 1182 der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) wurden das Verbundverhalten von Spannlitzen in Ultrahochfestem Beton (UHPC) und die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern aus UHPC am Institut für Massivbau der RWTH Aachen untersucht, was den Schwerpunkten dieser Arbeit entspricht. Die experimentellen Untersuchungen umfassten 72 Pull-Out- und 14 Spannkrafteinleitungsversuche zum Verbundverhalten und in 60 Versuchen an profilierten Spannbetonträgern aus UHPC wurde das Querkrafttragverhalten untersucht. Sowohl zum Verbund- als auch zum Querkrafttragverhalten wurden nichtlineare Berechnungsmethoden angewendet, um Ingenieurmodelle herzuleiten.

Das Verbundverhalten von Litzen in UHPC wird mit einem Verbundmodell aus drei Traganteilen beschrieben: einem konstanten Grundwert sowie einem schlupf-abhängigen und einem spannungsabhängigen Anteil der Verbundfestigkeit. Um die Vorspannung rissefrei einzuleiten, ist wie bei normal- und hochfesten Betonen eine bezogene Mindestbetondeckung $c/d_p = 2,5$ erforderlich. Die experimentellen Übertragungslängen von 0,5“ Litzen betragen etwa 20 bis 22 cm. Bei mehreren Litzenlagen wie bei den Spannbetonträgern waren diese um etwa 20 % vergrößert. Das hergeleitete Verbundgesetz gibt die Versuchsergebnisse zutreffend wieder.

In den Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Trägern aus UHPC mit und ohne Stegöffnungen wurden in insgesamt 60 Querkraftversuchen vor allem die Traganteile der Stahlfasern, einer Zulagebewehrung sowie die Einflüsse aus Maßstabeffekten und Öffnungen im Steg untersucht. Die Tragfähigkeit der Träger mit Stahlfasern als Querkraftbewehrung war etwa doppelt bis dreifach so groß wie die Tragfähigkeit von Trägern ohne Querkraftbewehrung. Die Einflüsse aus der Lage und der Anzahl von Öffnungen im Steg wurde systematisch untersucht. Öffnungen mit einem Durchmesser von $0,5d$ reduzieren die Querkrafttragfähigkeit auf etwa 75 %. Durch den Einbau einzelner Betonstahlstäbe am Rand der Öffnungen konnte die Tragfähigkeit des Vollwandträgers wieder nahezu erreicht werden. Bei mehreren Öffnungen konnte eine gegenseitige Beeinflussung ausgeschlossen werden, wenn der lichte Abstand zwischen den Öffnungen mindestens $1,5d$ betrug. Maßstabeffekte waren in erster Linie bei der Fasertragwirkung zu beobachten. Während bei kleinen Trägerhöhen ein gutmütiges Nachrissverhalten und langsames Risswachstum auftrat, führte das plötzliche Risswachstum aufgrund des Maßstabeffektes bei Balken mit höheren Querschnitten zu einer deutlich geringeren Faserwirksamkeit. Die Querkrafttragfähigkeit wurde mit einem additiven Bemessungsansatz beschrieben, der aus den Fachwerktraganteilen der Stahlfasern und der Betonstahlbewehrung sowie einem Betontraganteil besteht. Nach Vergleichen mit den eigenen und Versuchen aus der Literatur lässt sich mit dem hergeleiteten Bemessungsansatz die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern aus UHPC zutreffend wiedergeben.

Abstract

Within the priority program SPP 1182 of the German Research Foundation (DFG), the bond behavior of strands in ultra-high performance concrete (UHPC) as well as the shear bearing behavior of pretensioned girders were investigated at the Institute of Structural Concrete at the RWTH Aachen University. This thesis deals with both of these topics. The experimental program includes 72 pull-out tests and 14 small scale beam tests to investigate the transfer length. Furthermore, 60 shear tests on pretensioned girders were carried out. Additionally, nonlinear methods were applied to derive calculation models for the bond as well as the shear behavior.

The bond behavior of strands in UHPC is described with a bond model consisting of three contributions: a constant base value, a slip depending and a stress depending part of the bond strength. Similar to normal and high strength concrete, a minimum specific concrete cover $c/d_p = 2.5$ is required to transfer the prestressing force without splitting cracks. Using 0.5'' strands the measured transfer lengths ranged approximately between 20 and 22 cm (7.9 and 8.7 in.). When several layers of strands were arranged in girders, the transfer lengths were increased by about 20 %. The test results can be determined by the derived bond model very adequately.

Altogether, 60 shear tests on pretensioned girders with and without openings in the web were carried out. The main aspects were the contributions of the steel fibers and the additional shear reinforcement to the shear capacity as well as the influences of the openings and size effects. The shear capacity of beams with steel fibers was approximately doubled or tripled compared to beams without fibers. The influence of the position and the number of openings was investigated systematically. Openings with a diameter $0.5d$ lead to a reduced shear capacity of about 75 %. Additional shear reinforcement beside the openings was adequate to nearly reach the shear capacity of beams without openings. The shear capacity of beams with several openings was similar to beams with single openings, when the distance between the openings was at least $1.5d$. Size effects were primarily observed affecting the fiber action. While the fibers were activated favorably by a slow crack growth in beams with a small height, the sudden crack growth in higher beams leads to significantly decreased fiber efficiency. The shear capacity was described with a model based on additive terms: a contribution of the strut-and-tie model consisting of a fiber as well as a rebar part and a concrete contribution. The results of the calculation model adequately coincide with the experimental data including the own tests and further tests from literature.

Vorwort

Die wissenschaftliche Arbeit war bereits in meiner mehr als fünfjährigen Zeit im Ingenieurbüro Hegger und Partner ein wesentlicher Schwerpunkt meiner Tätigkeit. Die Zusammenarbeit mit Rüdiger Beutel hat mich dabei wesentlich geprägt. Die Vorgehensweise bei wissenschaftlichen Aufgaben und die Begeisterung für die zum Teil akribische Detektivarbeit bei der Suche nach Ingenieurmodellen haben zahlreiche Diskussionen mit ihm gefüllt. Er war für mich richtungsweisend und eine Bereicherung im gemeinsamen Bürozimmer, sowohl fachlich als auch freundschaftlich. Daher gehört ihm mein aufrichtiger Dank.

Nach dem Wechsel zum Institut für Massivbau hat Herr Professor Hegger mir sofort die Betreuung eines Projektes zu Spannbetonträgern aus UHPC mit einer Laufzeit von sechs Jahren anvertraut, wodurch eine intensive Auseinandersetzung mit der Thematik erst möglich wurde. Nicht zuletzt für die Vorbereitung der Projektfinanzierung und den damit verbundenen schnellen Einstieg in das Forschungsthema, sondern auch für die Betreuung und Diskussion während der laufenden Projektphasen und der Promotion möchte ich Herrn Professor Hegger danken. Ich habe in ihm einen Doktorvater gefunden, der mir in vielen Dingen vertrauensvoll freie Hand ließ, was meinem persönlichen Wunsch nach Eigenverantwortlichkeit entsprach. Andererseits hat er als Diskussionspartner jede Unschlüssigkeit kritisch hinterfragt und hierdurch mein Bewusstsein für präzise Forschungsarbeit und wohlüberlegte Formulierungen weiterentwickelt.

Die Finanzierung der Forschungstätigkeiten und somit auch dieser Arbeit wurde im Rahmen des Schwerpunktprogramms SPP 1182 [SPP05] der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) ermöglicht. Für das Vertrauen und die Förderung des umfangreichen Untersuchungsprogramms möchte ich mich bedanken.

Die Kollegen am Institut waren nicht nur wichtige fachliche Diskussionspartner, sondern sorgten außerdem durch die vielen freundschaftlichen Bindungen für eine entspannte Arbeitsatmosphäre. Viele dieser Freundschaften haben die Dienstzeit auch in arbeitsreichen Nächten bereichert und bleiben hoffentlich noch lange erhalten. Hierzu zählen zudem auch die HiWis, die zum Gelingen der Arbeit einen großen Beitrag geleistet haben. Dank gilt auch den Mitarbeitern der Versuchshalle, die das umfangreiche experimentelle Untersuchungsprogramm praktisch umgesetzt haben.

Aachen, im August 2012

Guido Bertram

INHALTSVERZEICHNIS

1	Einleitung.....	1
1.1	Veranlassung	1
1.2	Zielsetzung	2
2	Stand der Kenntnisse.....	4
2.1	Allgemeines.....	4
2.2	Ultra-hochfester Beton	4
2.3	Tragende Bauteile aus Stahlfaserbeton	6
2.4	Verbundverhalten von Spannbewehrung	8
2.4.1	Allgemeines	8
2.4.2	Verbundverhalten von Litzen	9
2.4.3	Normative Regelungen	12
2.5	Querkraft	16
2.5.1	Allgemeines	16
2.5.2	Querkrafttragverhalten	16
2.5.3	Querkraftversuche an Spannbetonträgern aus UHPC	31
2.5.4	Querkraftmodelle für Stahl- und Spannbetonträger aus Normalbeton.....	36
2.5.5	Querkraftmodelle für Stahl- und Spannbetonträger aus Stahlfaserbeton.....	40
3	Experimentelle Untersuchungen	49
3.1	Allgemeines.....	49
3.2	Verwendete Werkstoffe.....	49
3.2.1	Ultra-hochfester Beton	49
3.2.2	Bewehrung.....	51
3.3	Pull-Out-Versuche.....	51
3.3.1	Allgemeines	51
3.3.2	Versuchskörper.....	51
3.3.3	Versuchsparameter	52
3.3.4	Versuchsaufbau und -durchführung	53
3.3.5	Messtechnik.....	54
3.3.6	Versuchsergebnisse	54
3.4	Spannkrafteinleitungsversuche.....	55
3.4.1	Allgemeines	55

3.4.2	Versuchsaufbau und –durchführung	56
3.4.3	Versuchsparameter	57
3.4.4	Versuchsergebnisse	58
3.5	Versuche an Spannbetonträgern	62
3.5.1	Allgemeines	62
3.5.2	Versuchsparameter, -aufbau und Herstellung der Träger	63
3.5.3	Spannkrafteinleitung bei den Trägern	70
3.5.4	Durchführung der Querkraftversuche	73
3.5.5	Ergebnisse und Diskussion der Querkraftversuche	73
4	Finite Elemente Untersuchungen.....	90
4.1	Allgemeines	90
4.2	Modellierung der Träger und der Materialien	90
4.2.1	Finite Elemente Modelle	90
4.2.2	Materialmodell der Litzen (Fachwerkstäbe)	91
4.2.3	Materialmodell des UHPC	92
4.3	Ergebnisse	94
4.3.1	Einfluss der Schubslankheit	94
4.3.2	Einfluss der Vorspannung	95
4.3.3	Einfluss von Einzelöffnungen	96
4.3.4	Einfluss von zwei Stegöffnungen	98
4.3.5	Einfluss von Betonstahlzulagen bei Trägern mit Öffnungen	100
4.3.6	Maßstabseinflüsse	102
4.4	Fazit und Bewertung der Simulationen	104
5	Faserorientierung	106
5.1	Allgemeines	106
5.2	Probenentnahme und Faserdetektion	107
5.3	Auswertung der Probengesamtheit	110
5.3.1	Einfluss der Schnittflächenausrichtung	110
5.3.2	Einfluss der Lage im Träger	114
5.3.3	Schlussfolgerungen	114
6	Ingenieurmodelle	115
6.1	Allgemeines	115
6.2	Festbetoneigenschaften des verwendeten UHPC	115
6.3	Zentrische Zugfestigkeit	118

6.4	Biegezugversuche nach Rilem [Rilem03b].....	119
6.5	Biegezugversuche nach DAfStb-Richtlinie [DAfStb10]	123
6.6	Residuale Zugfestigkeit nach AGFC [AGFC02]	126
6.7	Verbund.....	129
6.7.1	Allgemeines	129
6.7.2	Mindestbetondeckung.....	130
6.7.3	Analytischer Ansatz.....	130
6.7.4	Anwendung des Verbundmodells von Nitsch [Nit01]	131
6.7.5	Verbessertes Verbundmodell für Litzen in UHPC.....	133
6.7.6	Bemessungsvorschlag für die Übertragungslänge	138
6.8	Querkraft	139
6.8.1	Allgemeines	139
6.8.2	Berechnung der Erstrissbildung für Träger ohne Öffnungen.....	140
6.8.3	Vergleich der Querkrafttragfähigkeit mit vorhandenen Modellen.....	142
6.8.4	Eigener Bemessungsansatz.....	149
7	Zusammenfassung und Ausblick.....	167
8	Literaturverzeichnis	171

Anhang A: Pull-out-Versuche

Anhang B: Spannkrafteinleitungsversuche

Anhang C: Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

Anhang D: Faserorientierung

Anhang E: Biegezugversuche

Anhang F: Querkraftbemessung

1 Einleitung

1.1 Veranlassung

Ultra-hochfester Beton (UHPC: Ultra High Performance Concrete) ist hervorragend geeignet für Bauteile, die hohen Druckspannungen widerstehen müssen. Dies sind in erster Linie vorgespannte Bauteile, Stützen und aufgelöste Querschnitte. Der Baustoff UHPC ist allerdings noch sehr jung in Deutschland. Im Rahmen des Schwerpunktprogramms SPP 1182 [SPP05] der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) wurden seit 2005 eine Vielzahl von Projekten aus dem Bereich des Massivbaus und der Baustofftechnologie gefördert, um experimentelle und theoretische Grundlagen zu schaffen. Im Rahmen dieser Arbeit wurden das Verbundverhalten von Litzen in UHPC und die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern aus UHPC untersucht.

Spannstahl mit sofortigem Verbund überträgt an den Bauteilenden die Vorspannkraft auf den Beton. Durch eine hohe Verbundfestigkeit verkürzt sich die Übertragungslänge von Litzen. Gleichzeitig erhöhen sich allerdings auch die Beanspruchungen während der Spannkrafteinleitung, da mit zunehmender Verbundfestigkeit die Ringzugspannungen um die Litze ansteigen. Bei Überschreiten der Zugfestigkeit stellt sich eine Sprenggrissbildung ein und führt zu einem erheblichen Verlust an Verbundfestigkeit. Die Sprenggrissbildung kann durch eine ausreichende Betondeckung verhindert werden. Sowohl die Mindestwerte der Betondeckung als auch die Übertragungslängen und Verbundfestigkeiten werden in dieser Arbeit systematisch untersucht.

Die experimentellen Untersuchungen zum Verbundverhalten beinhalteten 72 Pull-out- und 14 Spannkrafteinleitungsversuche an kleinen Balken. Weiterhin wurden 60 Querkraftversuche an Spannbetonträgern aus UHPC durchgeführt. Während der Spannkrafteinleitung an den Trägern wurde ebenfalls das Verbundverhalten betrachtet. Hieran schließen sich theoretische Überlegungen an, die unter anderem die Herleitung einer von der Querdehnung und der Betondeckung abhängigen Spannungs-Schlupf-Beziehung des Verbundes beinhalten. Das Verbundmodell wird durch eine analytische Bestimmung des Endschlupfes und der Übertragungslängen der Litzen sowie Vergleich mit den experimentellen Ergebnissen verifiziert.

Neben der hohen Druckfestigkeit von über 150 N/mm^2 weist UHPC ein Biegezugtragverhalten mit ausgeprägtem Nachrissverhalten in Abhängigkeit der Stahlfasern auf. Die Stahlfasern bewirken eine rissüberbrückende Zugtragfähigkeit, sodass auch die Querkrafttragfähigkeit durch die Stahlfasertragwirkung erheblich gesteigert wird. Ein weiterer wesentlicher Querkrafttraganteil bei vorgespannten Trägern ist der Sprengwerkanteil, der einen direkten Lastabtrag durch einen Druckbogen zum Auflager hin darstellt. Dieser Druckbogen wird von der Größe der Vorspannung über der Auflagerlinie und der Verankerungsqualität der Bewehrung maßgeblich beeinflusst. Die bis zur Auflagerlinie eingeleitete Vorspannkraft steht mit dem Sprengwerk im Gleichgewicht, sodass ein direkter Zusammenhang zwischen Verbundverhalten und Querkrafttragfähigkeit besteht.

In den Stegen von Spannbetonträgern sind Öffnungen erforderlich, wenn die technische Gebäudeausrüstung in der Trägerebene geführt wird. Der Einfluss der Lage und der Anzahl dieser Öffnungen ist systematisch zu untersuchen. Von Spannbetonträgern aus normalfestem Beton ist bekannt, dass die Querkrafttragfähigkeit erheblich durch die Öffnungen herabgesetzt wird, jedoch kann die Tragfähigkeit des vergleichbaren Vollwandträgers in der Regel durch Zulagebewehrung wieder vollständig hergestellt werden. Zur Aufnahme der Zugspannungen an den Öffnungsrändern liefern die Stahlfasern ebenfalls einen Beitrag. Im Rahmen dieser Arbeit werden 60 Querkraftversuche an vorgespannten Trägern aus UHPC durchgeführt. Diese lassen sich in fünf Hauptgruppen gliedern:

- Träger ohne Öffnungen
- Träger mit Einzelöffnungen
- Träger mit Öffnungsgruppen
- Träger mit Öffnungsgruppen und Zulagebewehrung
- Maßstabeffekte

Bisher liegen keine systematischen Untersuchungen oder normative Regelungen zur Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern aus UHPC und zum Verbundverhalten von Litzen in UHPC vor.

1.2 Zielsetzung

Ziel dieser Arbeit ist die Erarbeitung einer experimentellen Datenbasis und hieraus aufbauend die Ableitung von Ingenieurmodellen für die Berechnung der Übertragungslängen und der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern aus UHPC mit und ohne Öffnungen.

Die Betondeckung von Litzen in Spannbetonträgern wird in der Regel durch die konstruktive Bewehrung bestimmt, sodass die nach DIN 1045-1 [DIN08a] geforderte Mindestbetondeckung zur Vermeidung von Sprengissen ohnehin nicht maßgebend wird. Bei Stahlfaserbetonen hingegen soll die Bügelbewehrung aus Betonstahl ganz oder teilweise durch Stahlfasern ersetzt werden. Durch eine hohe Betondruckfestigkeit kann weiterhin auch bei hohen Vorspannungen der Zuggurtquerschnitt reduziert werden, sodass sowohl die Mindestbetondeckung als auch die Mindestlitzenabstände zur Vermeidung von Sprengissen maßgebend werden. Da die Rissneigung zudem von der Verbund- und der Zugfestigkeit des Betons abhängt, sind die konstruktiven Regeln für Litzen in UHPC experimentell zu bestimmen. Treten dennoch Mikrosprengisse auf, geht die Umschnürung durch den Beton teilweise verloren und die Verbundfestigkeit sinkt. Stahlfasern wirken dem entgegen. Der Einfluss der Stahlfasern hinsichtlich der Mindestbetondeckung und der Verbundfestigkeit soll gezielt untersucht und in Bemessungsregeln eingearbeitet werden. Bei den bekannten Ansätzen zum Verbundverhalten von Litzen sind die Einflüsse von Stahlfasern und der Betondeckung bisher nicht enthalten, konstruktive Mindestabmessungen werden allerdings gefordert.

Die experimentellen Untersuchungen zum Verbundverhalten befinden sich in Kapitel 3, die Herleitung eines Ingenieurmodells in Kapitel 6.

Die Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern aus UHPC bilden den größeren Schwerpunkt dieser Arbeit. Die Verbunduntersuchungen liefern die Grundlagen für die Festlegung der Zuggurtabmessungen, da die Betondruckfestigkeit bei einer Umspannfestigkeit von etwa 100 N/mm^2 hierfür nicht mehr relevant ist. Ist weiterhin keine Querkraftbewehrung aus Betonstahl vorhanden, wird die Stegdicke nicht von der Betondeckung oder einer konstruktiven Mindestbreite bestimmt, sondern kann auf die Querkraftbeanspruchung und die Verarbeitbarkeit des UHPC abgestimmt werden. Auch der Druckgurt ist gegenüber normalfesten oder hochfesten Betonen deutlich reduzierbar, sodass insgesamt filigrane Querschnitte möglich sind. Aufgrund der kleinen Betonquerschnittsfläche entstehen deutlich höhere Betonlängsspannungen infolge Vorspannung, die das Querkrafttragverhalten beeinflussen. Der positive Einfluss der Vorspannung auf den Betontraganteil (Sprengwerk) ist von Betonen geringerer Druckfestigkeit bereits bekannt, allerdings wurden derart hohe Betonlängsspannungen wie sie bei UHPC möglich sind, bisher nicht untersucht. Um dem Baustoff UHPC gerecht zu werden, erhalten die hier untersuchten Träger eine möglichst hohe Vorspannung. Die weiteren Querkrafttraganteile wie Stahltraganteil bei Bewehrungszulagen und die Faserwirkung stellen Fachwerktraganteile dar. Während die diskreten Zugkräfte von Bewehrungsstäben leichter in ein Ingenieurmodell einzubinden sind, ist die Faserwirkung verschmiert und unterliegt vielen Randbedingungen. Insbesondere die Faserorientierung und das Nachrissverhalten sind hier zu nennen. Mit zunehmender Rissbreite werden die Fasern ausgezogen, sodass für Fasern und Bewehrung in der Regel das Superpositionsprinzip nicht gilt, wenn die Rissbreite für eine vollständige Aktivierung der Bewehrung zu klein oder für die Faserwirkung zu groß ist. Das Zusammenwirken unter Querkraftbeanspruchung ist daher zu untersuchen.

Die relevanten Bemessungsansätze für Querkraft werden hier diskutiert und – soweit möglich – auf UHPC übertragen bzw. modifiziert. Dabei sollen die Faserwirkung, die Vorspannung, die Schubschlankheit, Öffnungen und Zulagebewehrung berücksichtigt werden. Die umfangreichen experimentellen Untersuchungen sind in Kapitel 3 beschrieben, systematische Finite Elemente Berechnungen in Kapitel 4 und die Herleitung von Ingenieurmodellen wiederum in Kapitel 6.

2 Stand der Kenntnisse

2.1 Allgemeines

Ultra-Hochfester Beton ist ein junger Baustoff, der baustofftechnologisch und konstruktiv noch in weiten Bereichen untersucht werden muss. Die baustofftechnologischen Aspekte werden hier nicht vertieft, vielmehr werden weitestgehend vorhandene Rezepturen und Herstellmethoden verwendet [Bor01, Bor07], um Spannbetonträger mit Vorspannung in sofortigem Verbund herzustellen und zu untersuchen. Dieses Kapitel beinhaltet daher im Wesentlichen die für die Herstellung und Bemessung relevanten Aspekte wie das Materialverhalten unter konstruktiven Gesichtspunkten und die Praxiserfahrungen mit UHPC sowie die grundlegenden Kenntnisse zum Verbund- und Querkrafttragverhalten von normalfesten und hochfesten Betonen.

2.2 Ultra-hochfester Beton

Ultra-hochfester Beton erreicht durch eine gezielte Abstufung der Körnungen und Feinstoffe eine hohe Packungsdichte und dadurch Druckfestigkeiten von über 150 N/mm^2 . Durch eine Wärmebehandlung in der frühen Erhärtungsphase lassen sich die Druckfestigkeiten verdoppeln. Unter Laborbedingungen können sogar Betone bis über 800 N/mm^2 hergestellt werden [Ric95]. Die wesentlichen Kriterien für UHPC sind allerdings die hohe Packungsdichte und ein geringer Wasser/Zement-Wert ($w/z < 0,25$), der ein leistungsfähiges Fließmittel voraussetzt.

UHPC liegt außerhalb des Anwendungsbereichs von DIN 1045-1 [DIN08a] oder DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2) [Eur04] und dem zugehörigen Nationalen Anhang für Deutschland [NAD10] mit den Druckfestigkeitsklassen bis C 100/115. Die Anwendung von UHPC ist bislang in Deutschland nicht normativ geregelt und bedarf einer Zustimmung im Einzelfall. 2007 wurde in der Schriftenreihe des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton der Sachstandsbericht UHFB [DAfStb07] veröffentlicht, der den Stand des Wissens zu Ausgangsstoffen, Herstellung und Verarbeitung, wesentliche Stoffkenndaten sowie Bemessung und Konstruktion von UHPC beinhaltet. In Frankreich wurden 2002 gesammelte Erfahrungen aus international durchgeführten Bauprojekten mit UHPC in einer vorläufigen Richtlinie [AGFC02] zusammengefasst. In Japan wurde 2006 ebenfalls eine Richtlinie für UHPC [JSCE06] veröffentlicht. In den USA wurde 2006 ein Bericht des Department of Transportation der Federal Highway Administration zum Tragverhalten von vorgespannten I-Trägern aus UHPC erstellt [USDT06]. Der Bericht hat allerdings wie auch die Richtlinien keinen normativen Charakter sondern dokumentiert unter anderem Querkraftversuche an Spannbetonbindern aus UHPC für Brücken.

In Deutschland wurden bisher nur wenige Pilotanwendungen ausgeführt wie beispielsweise eine Fußgängerbrücke bei Niestetal (Kassel) in 2004 mit einer 10 cm dicken vorgespannten UHPC-Trogplatte mit 12 m Spannweite (Bild 2-1 a) [Schm06]. Die Platte wurde als Fertigteil mit 1,0 Vol-% Mikrostauffasern ohne Betonstahl hergestellt. Die mehrfeldrige Gärtnerplatzbrücke als Verbundfachwerk mit quer vorgespanntem UHPC-Deck wurde 2006 fertiggestellt (Bild 2-1 b). Spannbetonbinder aus UHPC wurden bisher

in Deutschland nicht ausgeführt, weder als Längsträger im Brückenbau noch als Dachbinder im Industriebau.



a) Fußgängerbrücke bei Niestetal



b) Gärtnerplatzbrücke bei Kassel

Bild 2-1 Pilotanwendungen mit UHPC in Deutschland [Schm06]



a) Sakata Mirai Brücke



b) vorgespannte Rippenplatte, Haneda



c) Wapello County Mars Hill Bridge



d) π -Platte, Jakway Park Bridge

Bild 2-2 internationale Pilotanwendungen mit UHPC

Die internationale Anwendung geht hier deutlich weiter, vorwiegend in Asien, Canada, den USA, Frankreich, Australien und Neuseeland [Muss11, Gray08, Reb08, Bier05]. Die Standsicherheit der Pilotprojekte wird aufgrund fehlender oder unzureichend abgesicherter Bemessungsansätze in der Regel durch Bauteilversuche nachgewiesen. Die wohl bekannteste Anwendung ist die Sakata Mirai Brücke in Japan bestehend aus längs

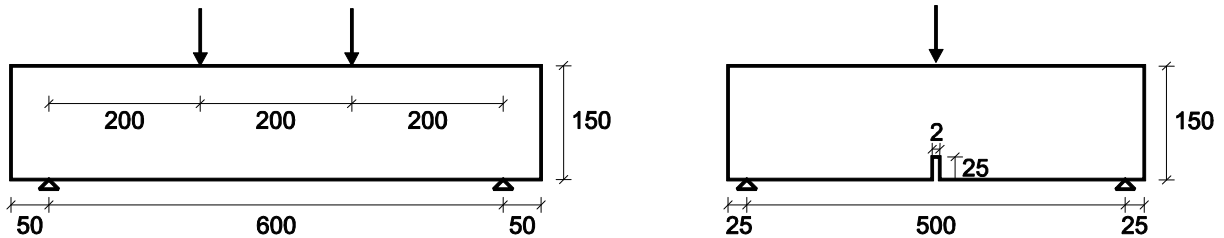
vorgespannten Hohlkasten-Segmenten mit Stegaussparungen (Bild 2-2 a) [Tan02]. Beim Ausbau des Haneda Airports in Tokyo wurde auf dem Haupttragwerk bestehend aus einem Stahlgitterrost auf Edelstahlstützen eine selbsttragende Deckschicht des Rollfeldes aus vorgespannten UHPC Rippenplatten aufgesetzt [Moc08]. Die 250 mm hohen Stege und die 75 mm dicke Platte (Bild 2-2 b) wurden mit Vorspannung mit sofortigem Verbund hergestellt und sind für Flugzeug-Radlasten ausgelegt. Bereits mehrere Brücken sind mit vorgespannten I-Trägern hergestellt wie die Mars Hill Bridge in Iowa/USA (Bild 2-2 c) [Gray08], deren Spannbetonträger ohne Bügelbewehrung ausgeführt sind, ebenso wie die 81 mm dicken Stege der 2,54 m breiten π -Platten der Jakway Park Bridge, errichtet in Iowa/USA 2009 (Bild 2-2 d) [Kei10].

Insbesondere der schnelle Baufortschritt mit den bis zu 50 % leichteren UHPC-Fertigteilen, die langfristigen Kosteneinsparungen des dauerhaften Werkstoffs und der gestalterische Zugewinn hinsichtlich Schlankheit und Formfreiheit treiben die Bauweise zunehmend voran. Zum Tragverhalten fehlen allerdings noch konstitutive Grundlagen für eine sichere und gleichzeitig wirtschaftliche Bemessung wie zum Beispiel zum Verbundverhalten von Litzen in UHPC. Zur Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Träger sind nur wenige Versuche vorhanden.

2.3 Tragende Bauteile aus Stahlfaserbeton

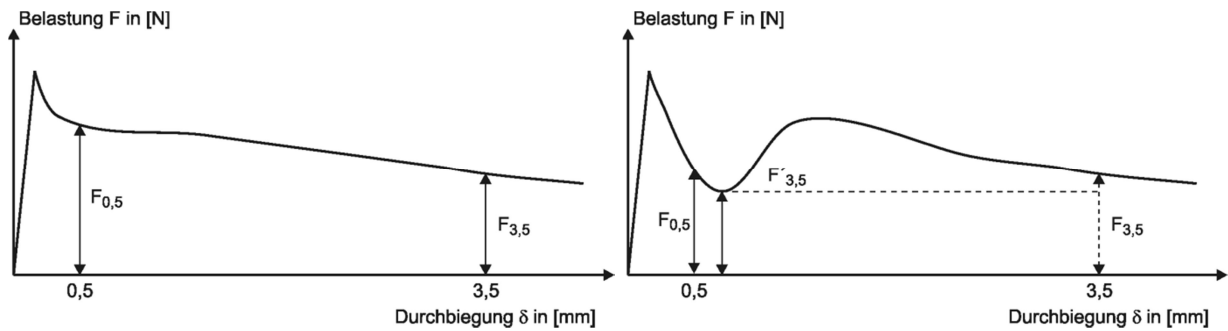
Stahlfaserbetone werden mittlerweile nicht mehr ausschließlich für Bauteile mit geringem Gefährdungspotential wie Bodenplatten, Kellerwände, Industriefußböden und Spritzbeton im Tunnelbau eingesetzt. Die Bauweise wurde unter anderem durch die Forschungsarbeit an der TU Braunschweig auch für Stahlbeton- und Spannbetonträger in Deutschland etabliert [u.a. DAfStb99, Ros03a, Fal05, Fal06, Gru06]. Eine Übersicht zum aktuellen Stand der Technik ist in [Fal11, Emp11, Teu11, Hol11] zusammengetragen und im Betonkalender 2011 Teil 2 zum Thema Faserbeton veröffentlicht. Für die Bemessung tragender Bauteile aus Stahlfaserbeton stehen in Deutschland das DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ [DBV01] und die DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [DAfStb10] zur Verfügung. Während [DBV01] bauaufsichtlich nicht eingeführt wurde, hat [DAfStb10] normativen Charakter und ergänzt die DIN 1045-1 [DIN08a]. Der Anwendungsbereich schließt Betone bis C50/60 ein, selbstverdichtende Betone (SVB) sind hingegen in [DAfStb10] nicht geregelt. Die Fasern müssen formschlüssige Verankerungen wie z.B. Endhaken oder Wellen aufweisen. Die Querkrafttragfähigkeit darf dann alleine durch die Stahlfasern aber auch in Kombination mit Betonstahlbewehrung sichergestellt werden. Die Faserwirkung im Schubriss stellt hierbei einen additiven Traganteil dar.

Wie bei der Zugtragfähigkeit von Betonstahlbewehrung $F_{sd} = A_s \cdot f_{yd}$ wird eine Widerstandsgröße des zugbeanspruchten stahlfaserbewehrten Betons für die Bemessung benötigt. Hierfür wird die Nachrisszugfestigkeit an Biegebalken bestimmt. Die Biegezugversuche und/oder deren Auswerteverfahren unterscheiden sich in den vorhandenen Richtlinien (Bilder 2-3 bis 2-6), u.a. nach [DAfStb10], [DBV01] und [Rilem03a, Rilem03b, Rilem03c].



a) 4-Punkt-Biegeversuch nach DAfStb und DBV b) 3-Punkt-Biegeversuch nach Rilem

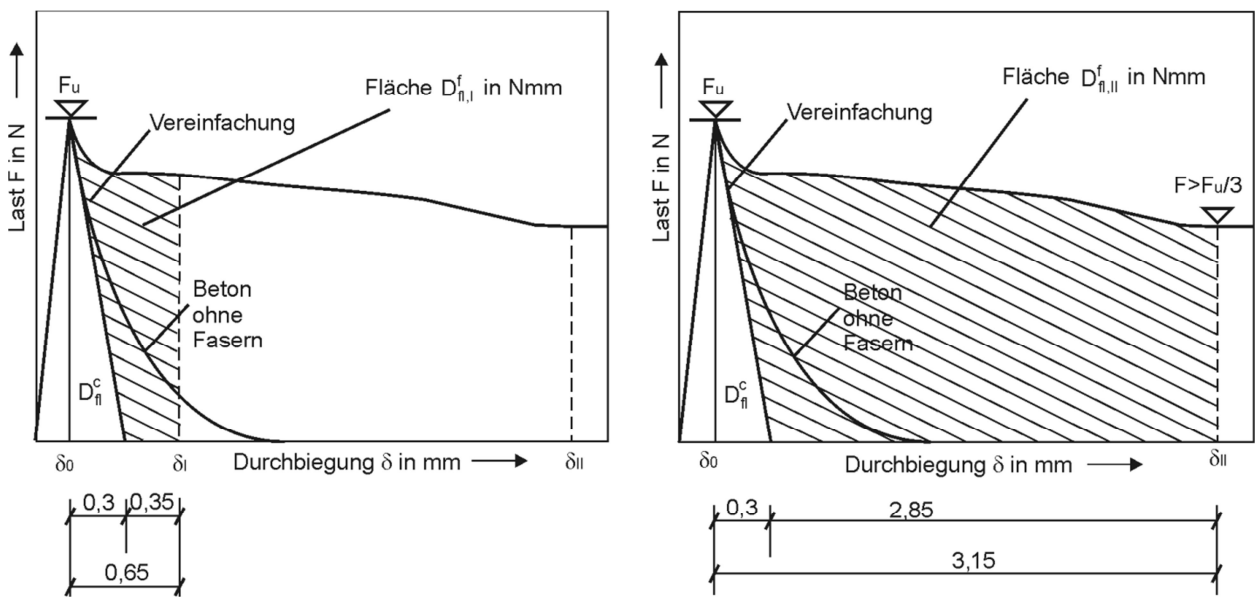
Bild 2-3 Versuchsaufbau der Biegezugversuche



a) für monotone Verläufe

b) für nichtmonotone Verläufe

Bild 2-4 Auswerteverfahren der Last-Durchbiegungs-Kurven nach [DAfStb10]



a) $f_{eq,1}$ für Nachweise im GZG

b) $f_{eq,2}$ für Nachweise im GZT

Bild 2-5 Auswerteverfahren der Last-Durchbiegungs-Kurven nach [DBV01]

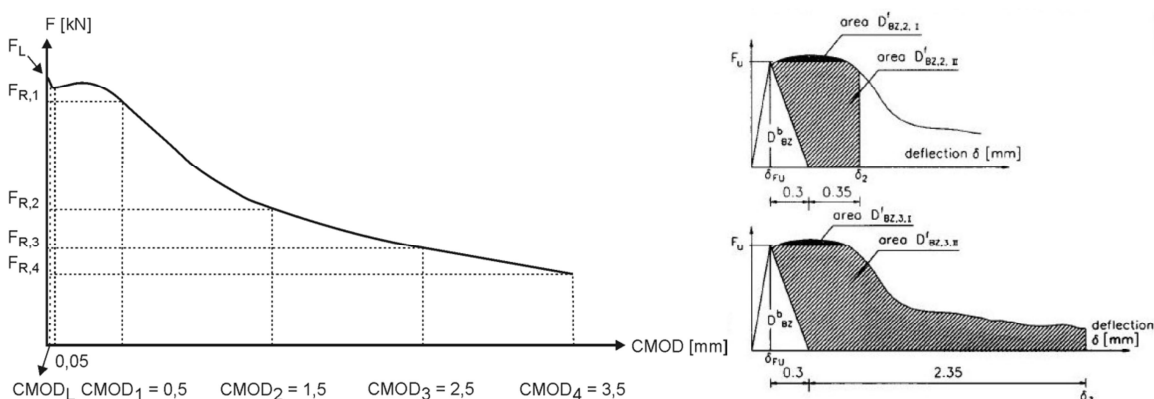


Bild 2-6 Auswerteverfahren nach [Rilem03b] und [Rilem03c]

Während bei den 4-Punkt-Biegeversuchen an ungekerbten Balken mit 600 mm Spannweite nach [DAfStb10] und [DBV01] die Mittendurchbiegung δ gemessen wird, ist die Rissöffnung CMOD (crack mouth opening displacement) am gekerbten Balken mit 500 mm Spannweite die zu bestimmende Größe nach [Rilem03b]. Alternativ kann die zugehörige Durchbiegung δ gemessen werden, da das Verhältnis zwischen Rissbreite und Durchbiegung bekannt ist. Bei allen drei Auswerteverfahren werden die Widerstandswerte für Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) bei kleinen und der Tragfähigkeit (GZT) bei großen Verformungen ermittelt (Bilder 2-4 bis 2-6). Während nach [DAfStb10] einzelne Punkte der Last-Verformungs-Kurven in die weitere Auswertung eingehen, werden nach [DBV01] die Flächen unter der Kurve als Maß für die Arbeit ermittelt. Nach [Rilem03b] werden Einzelwerte ausgewertet, nachdem ursprünglich das Arbeitsvermögen durch Flächenintegrale bestimmt wurde [Rilem03c]. Die Kräfte werden jeweils in Nachrissbiegezugspannungen und danach in zentrische Nachrisszugfestigkeiten umgerechnet. Die Festigkeitswerte sind allerdings keine „echten“ Materialkennwerte. Sie sind zudem verfahrensabhängig und daher nicht unmittelbar vergleichbar.

Spannbetonbinder werden in Deutschland weiterhin durch Zulassungen des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) geregelt, da der Stand der Kenntnisse eine normative Regelung bisher nicht rechtfertigt und die Anwendung der DAfStb-Richtlinie auf Spannbetonbauteile daher ausgeschlossen wird [Teu11]. Die derzeit gültigen Zulassungen beinhalten Rechteck-, I- und T-Querschnitte mit Spannweiten bis über 30 m und bis etwa 2 m Trägerhöhe [Zul07a, Zul07b, Zul08a, Zul08b, Zul11]. Die Betonzusammensetzungen einschließlich der Fasern sind jeweils entsprechend den Zulassungsversuchen vorgeschrieben und beim DIBt hinterlegt.

Untersuchungen zum Verbundverhalten von Betonstahlbewehrung in Stahlfaserbeton haben gezeigt, dass die Verbundfestigkeit gegenüber faserunbewehrten Beton steigt und das Verbundversagen duktiler verläuft [Hol11]. Systematische Untersuchungen an Litzen in Stahlfaserbeton liegen allerdings nicht vor. Der Verbund wird ohne Ausnutzung der positiven Einflüsse der Stahlfasern wie bei Litzen in Normalbeton behandelt.

2.4 Verbundverhalten von Spannbewehrung

2.4.1 Allgemeines

Bei der Vorspannung mit sofortigem Verbund werden Spanndrähte oder -litzen vor dem Betonieren von festen Widerlagern aus mit Hilfe hydraulischer Pressen angespannt. Nach dem Erhärten des Betons wird die Spannkraft abgelassen und über Verbund auf den Betonquerschnitt übertragen.

Grundsätzlich ist zwischen dem Verbundverhalten von Litzen und gerippten Drähten zu unterscheiden. Bei gerippten Drähten ist aufgrund der Profilierung der Oberfläche im Unterschied zu Litzen ein hoher Scherverbund wirksam (Bild 2-7, links). Der Scherverbund trägt wesentlich zur Kraftübertragung bei und ist auf die mechanische Verzahnung der Stahlrippen mit dem Betonbett zurückzuführen. Bei einer Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton bilden sich Druckstreben aus, die sich gegen die

Rippen abstützen. Während der Scherverbund der gerippten Drähte von der Vorspannung nahezu unbeeinflusst ist, stellt sich bei Litzen ein ausgeprägter Hoyer-Effekt ein [Hoy39] (Bild 2-7, rechts). Im Rahmen dieser Arbeit wird ausschließlich das Verbundverhalten von vorgespannten Litzen mit sofortigem Verbund behandelt.

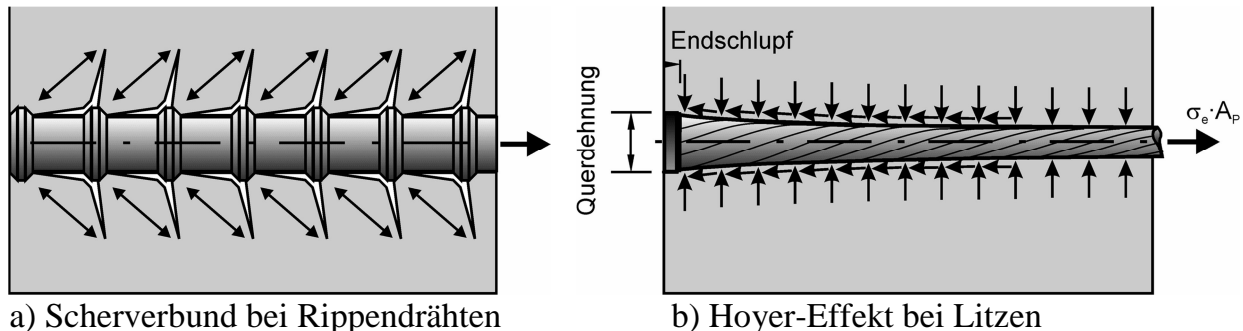


Bild 2-7 Prinzipdarstellung des Verbundverhaltens

Die Verbundkraftübertragung von Litzen erfolgt aufgrund der glatten Oberfläche zu einem großen Anteil durch Reibung, die infolge von Querpressungen zwischen Spannstahl und Beton vergrößert wird. Das Fröhschwinden des Betons aufgrund der Volumenreduktion der Zementmatrix während der Hydratation erzeugt bereits geringe Querpressungen. Ein deutlich größerer Anteil resultiert jedoch aus dem Hoyer-Effekt [Hoy39]. Entsprechend der Querdehnzahl verringert sich der Spannstahldurchmesser infolge der Längsdehnung beim Vorspannen. Bei der Spannkrafteinleitung verkürzt sich der Stahl wieder und dehnt sich in Querrichtung aus. Durch den umgebenden Beton wird die Querdehnung behindert und es entstehen Querpressungen in der Kontaktfläche. Diese erzeugen zusätzliche Reibungsanteile, die der Verschiebung des Spannstahls entgegenwirken.

2.4.2 Verbundverhalten von Litzen

2.4.2.1 Tragverhalten

Das Verbundverhalten von Litzen mit sofortigem Verbund wurde bereits grundlegend für normalfeste und hochfeste Betone untersucht [Bru01, Bül08, Heg07, Hoy39, Nit01, Sto69, Uij92]. Die Verbundmechanismen können danach durch drei Traganteile beschrieben werden (Bild 2-8):

- einen konstanten Grundtraganteil der Verbundfestigkeit,
- einen spannungsabhängigen Anteil (Hoyer-Effekt), d.h. Reibungsverbund infolge Litzenquerdehnung und
- einen schlupfabhängigen Reibungsanteil, der vor allem durch geringe Querschnittstoleranzen der Litze hervorgerufen wird („lack of fit“).

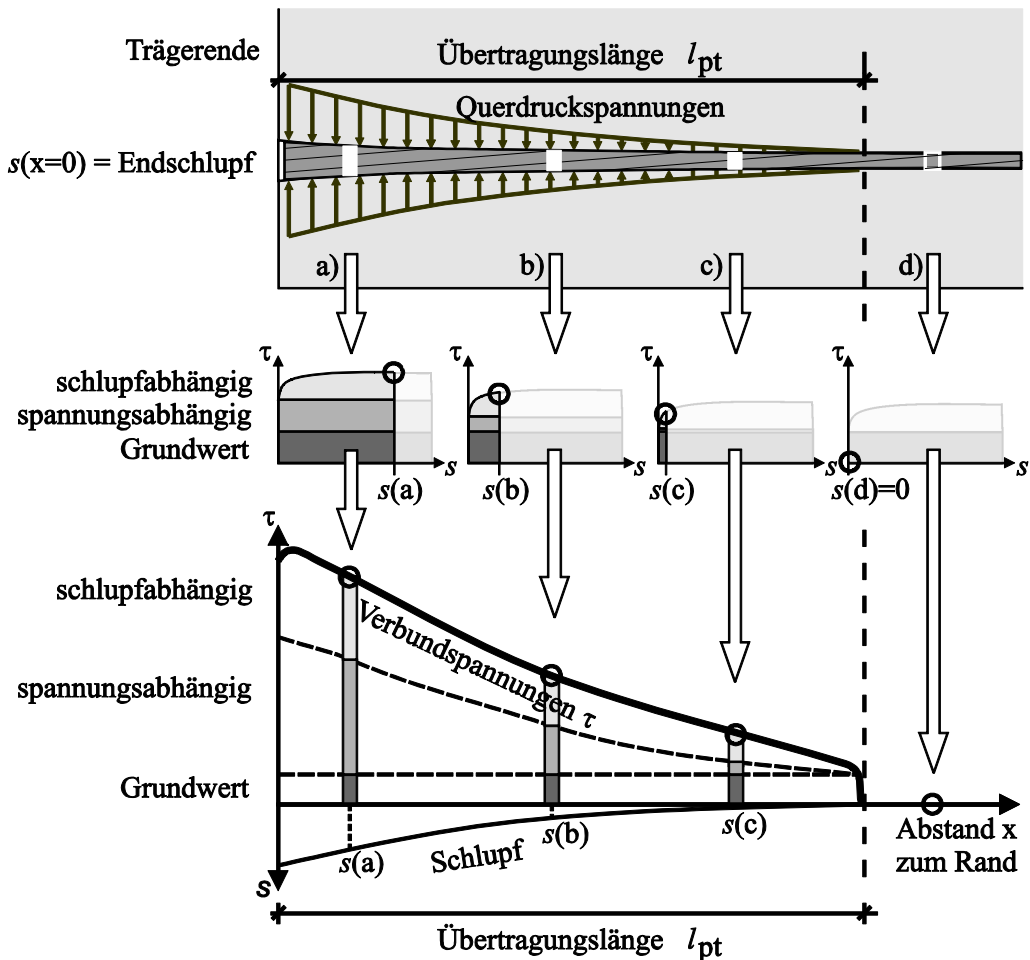


Bild 2-8 Verbundkraftübertragung von Litzen mit sofortigem Verbund

Die Verbundspannungen entlang der Übertragungslänge sind nicht konstant wie dies nach DIN 1045-1 [DIN08a] vereinfachend angenommen werden darf. Während des Umspannens (Ablassen der Vorspannung im Spannbett) muss die Litzenkraft auf den Beton übertragen werden. Entscheidenden Einfluss auf die Verbundfestigkeit besitzt die Querdehnung der Litze. Sowohl die Querdehnung als auch der Schlupf sind abhängig von der Entfernung zum Bauteilrand (Litzenende). In Bild 2-8 werden zur Erläuterung vier Punkte betrachtet:

- Randbereich: Die Spannungs- und Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton sowie der Schlupf s sind hier maximal. Als Folge der hohen Querpressungen und des großen Schlupfes erreicht die Verbundfestigkeit ihren Höchstwert.
- Mittelbereich: Ein Teil der Vorspannung ist schon vom Spannstahl auf den Beton übertragen worden. Entsprechend treten geringere Querpressungen und ein kleinerer Schlupf auf. Der spannungsabhängige und der schlupfabhängige Anteil der Verbundfestigkeit werden nur noch zum Teil aktiviert.
- Endbereich: Am Ende der Übertragungslänge wird nur noch sehr wenig Kraft übertragen. Die Querpressungen und somit der spannungsabhängige Anteil der Verbundfestigkeit sind minimal. Zudem ist nur noch ein kleiner schlupfabhängiger Teil der Verbundfestigkeit wirksam.

- (d) Bereich außerhalb der Übertragungslänge: In diesem Bereich liegt ein Gleichgewicht ohne weitere Kraftübertragung zwischen Spannstahl und Beton vor. Die Verbundfestigkeit des Spannstahls wird nicht aktiviert, da ohne eine äußere Belastung die hierzu erforderliche Relativverschiebung zwischen Spannstahl und Beton (Schlupf) nicht auftritt.

Experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten von Litzen erfolgen in der Regel in Pull-out- und Spannkrafteinleitungsversuchen. Während in Pull-out-Versuchen die lokale Verbundfestigkeit in Abhängigkeit der voreingestellten Litzenquerdehnung bestimmt wird, kann in Spannkrafteinleitungsversuchen der Litzenendschlupf und die Übertragungslänge gemessen werden. Eine detaillierte Beschreibung der Versuche erfolgt in Kapitel 3.3.4 und 3.4.2.

Nach der Übertragung der Vorspannung müssen sich die Kräfte über den Betonquerschnitt ausbreiten. Dabei entstehen im Beton weitere Beanspruchungen nach Bild 2-9 [DIN08a].

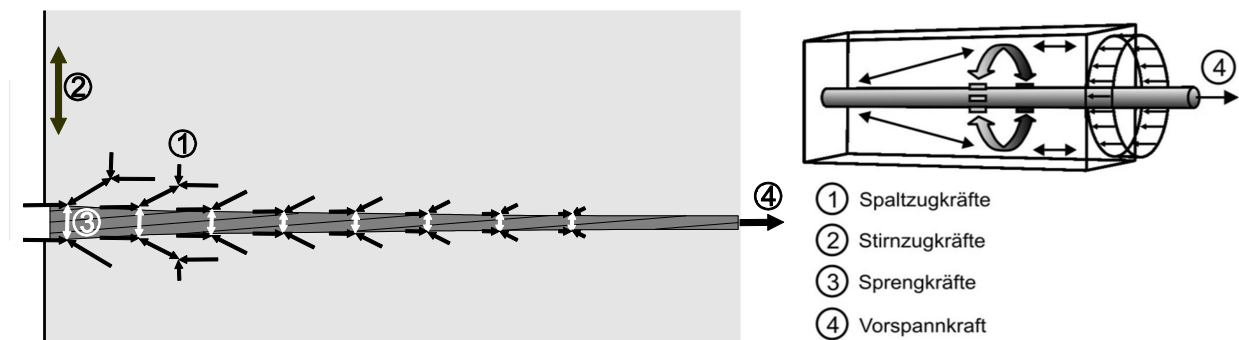


Bild 2-9 Kräfte im Spannkrafteinleitungsbereich von Litzen in Anlehnung an [Ruh77]

Ausgehend von der Spannbewehrung breiten sich Druckspannungen in den Beton aus. Aus der Umlenkung dieser Spannungen resultieren Spaltzugspannungen ①, deren Resultierende in einem gewissen Abstand vom Bauteilende liegt. Im Unterschied dazu wirken die Stirnzugkräfte ②, häufig auch als Randzugspannungen bezeichnet, unmittelbar am Ende des Bauteils. Ihre Größe hängt von der Ausmitte der angreifenden Vorspannkraft ab. Sie lassen sich anhand des Fachwerkmodells eines Balkens mit exzentrischer Normalkraft beschreiben. Bemessungsmodelle hierzu werden in [Kup94] gegeben. Sprengkräfte ③ infolge Hoyer-Effekt treten nur bei sofortigem Verbund auf. Dabei erzeugen Radialdruckspannungen senkrecht zur Spanngliedachse aus Gleichgewichtsgründen Ringzugspannungen im Beton, die sich mit den Spaltzugspannungen überlagern.

2.4.2.2 Verbundgesetz

In normativen Regelungen sind in der Regel vereinfacht konstante Verbundspannungen in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeitsklasse und des Betonalters gegeben, um die Übertragungs- oder Verankerungslänge zu berechnen. Um allerdings das Verbundverhalten von Litzen in sofortigem Verbund zu untersuchen und zu verstehen, sind Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen in Abhängigkeit der Litzenquerdehnung und des Schlupfes erforderlich. Hierbei ergeben sich über die Übertragungslänge veränderliche Verbundspannungen mit den größten Werten am Bauteilende (Bild 2-8).

2.4.3 Normative Regelungen

2.4.3.1 Allgemeines

Die Anzahl der erforderlichen Litzen ergibt sich in der Regel aus der Biegebemessung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und dem Nachweis der Dekompression, die hier nicht weiter betrachtet werden. Für den Übertragungsbereich der Vorspannung bzw. die Verankerung der Litzen am Bauteilende sind konstruktive Regeln zu beachten, damit eine rissefreie Übertragung der Vorspannung sichergestellt ist. Die Berechnung der Übertragungs- und Verankerungslängen ist erforderlich für den Nachweis der Zugkraftdeckung und der Betondruckspannungen nach dem Ablassen sowie für die Ermittlung der erforderlichen Spaltzugbewehrung.

2.4.3.2 Mindestbetondeckung

Wenn infolge der Zugspannungen aus Spannkrafteinleitung Längsrisse auftreten (Sprenggrissbildung), wird die Verbundfestigkeit der Spannbewehrung deutlich herabgesetzt [DAfStb03a]. Die Radialdruckspannungen aus der Querdehnung der Litze und deren günstige Wirkung auf den reibungsabhängigen Verbundanteil (Hoyer-Effekt) nehmen durch die geringere Umschnürungswirkung des gerissenen Betons erheblich ab, was zu einer unkontrollierten Verlängerung der Übertragungslänge führt. Dies vermindert die Zugkraftdeckung im Bauteil und kann somit ein frühzeitiges Verankerungsversagen zur Folge haben. Die Sprenggrissbildung lässt sich im Allgemeinen durch eine ausreichend große Betondeckung verhindern. Im Fall einer nicht ausreichenden Betondeckung ist auch bei der Anordnung von Bügel- oder Wendelbewehrung zur Beschränkung der Rissbildung von einer Vergrößerung der Übertragungslänge auszugehen. Zur Sicherstellung der Verbundverankerung sind daher Mindestmaße der Betondeckung für eine Spannkrafteinleitung ohne Sprenggrissbildung erforderlich. Dabei hängt die erforderliche Mindestbetondeckung vom lichten Abstand der Spannstäbe, vom Typ der Spannbewehrung (Litzen/gerippte Drähte) und vom Beton ab.

Mit zunehmender Verbundfestigkeit verkürzt sich die Übertragungslänge der Vorspannkraft und die Beanspruchungen gemäß Bild 2-9 treten verstärkt in einem kleineren Bereich auf. Gleichzeitig kann der Beton die erhöhten Beanspruchungen aufgrund der größeren Zugfestigkeit besser aufnehmen. Die Auswertung in [Heg10b] zeigt, dass die Sprenggrissneigung der untersuchten Betone mit zunehmender Betonfestigkeit zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung abnimmt. Trotz der wesentlich kürzeren Übertragungslängen und entsprechend konzentrierten Beanspruchungen sind offenbar bei hochfestem Beton nicht grundsätzlich größere Betondeckungen erforderlich als bei normalfestem Beton.

In [Nit01] wurden weiterhin Balkenversuche zur Spannkrafteinleitung mit 0,5“ Litzen ($d_p = 12,7 \text{ mm}$) durchgeführt. Die Versuchskörper wurden mit jeweils vier Litzen in einer Lage mit unterschiedlicher Betondeckung c und verschiedenen lichten Abständen s vorgespannt ($\sigma_{p0} = 1350 \text{ N/mm}^2$). Zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung lagen die Würfeldruckfestigkeiten der Balken aus drei verschiedenen Betonfestigkeitsklassen zwischen 35 – 75 N/mm^2 . Nach Eurocode 2 [Eur04] und dem Nationalen Anhang [NAD10] beträgt

die Mindestbetondeckung $c \geq 2,5 \cdot d_p$ und der Mindestabstand zwischen den Litzen $s \geq 2,0 \cdot d_p$ (\geq Größtkorndurchmesser) vertikal und $s \geq 2,0 \cdot d_p$ (\geq Größtkorndurchmesser + 5 mm, ≥ 20 mm) horizontal für Litzen und Drähte. Die Auswertung des Rissverhaltens der Versuche in [Nit01] ergab allerdings höhere Anforderungen, die auch in [DIN08a] übernommen wurden (Gleichungen 2.1 und 2.2).

$$\text{für } s \geq 2,5 \cdot d_p: c_{\min} = 2,5 \cdot d_p \text{ oder} \quad (2.1)$$

$$\text{für } s = 2,0 \cdot d_p: c_{\min} = 3,0 \cdot d_p \quad (2.2)$$

mit s : lichter Abstand der Litzen

c_{\min} : Mindestbetondeckung

d_p : Nenndurchmesser des Spannstahls

Sowohl die lichten Abstände als auch die Betondeckung sollten bei größeren Spannstahlgruppen erhöht werden. Beträgt die gewählte Spannbettvorspannung hingegen weniger als $\sigma_{p0} = 1350 \text{ N/mm}^2$, können kleinere Mindestabmessungen ausreichend sein, da der Hoyer-Effekt weniger ausgeprägt ist. Normative Regelungen für Litzen in Ultrahochfestem Beton bestehen derzeit noch nicht.

Nach [MC90] wird allgemein bei Spanngliedern im sofortigen Verbund die rissfreie Aufnahme der Sprengkräfte ausreichend sichergestellt, wenn entweder ausreichend Umschnürungsbewehrung oder eine Mindestbetondeckung nach Gleichungen (2.3) und (2.4) vorhanden ist.

$$\text{für } s \geq 3,0 \cdot d_p: c_{\min} > 3,0 \cdot d_p \quad (2.3)$$

$$\text{für } s < 3,0 \cdot d_p: c_{\min} > 4,0 \cdot d_p \quad (2.4)$$

2.4.3.3 Übertragungslänge

Die Übertragungslänge kann nach Eurocode 2 [Eur04], Kapitel 8.10.2.2 bestimmt werden. Die Verbundfestigkeit ist dabei in Abhängigkeit des Betonalters während des Umspannens als Funktion der Zugfestigkeit nach Gleichung (2.8) zu ermitteln. Die zeitliche Entwicklung nach Gleichung (2.6) ist sowohl im Eurocode 2 als auch im Model Code [MC90] zu finden. Hierbei bleibt allerdings unberücksichtigt, dass sich die Zugfestigkeit in den ersten Tagen schneller entwickelt als die Druckfestigkeit. Da bei der Ermittlung der Spaltzugbewehrung eine kleine Übertragungslänge und beim Nachweis der Zugkraftdeckung eine große Übertragungslänge ungünstig wirken, wird der Grundwert der Übertragungslänge l_{pt} nach Gleichung (2.9) bestimmt und die Bemessungswerte der Übertragungslänge ergeben sich dann als der 0,8-fache bzw. 1,2-fache Wert je nach Beanspruchung. Die Verbundspannungen werden hierbei vereinfacht konstant angenommen und die Spannstahlspannungen steigen im Übertragungsbereich linear an. Die Grundwerte der Übertragungslängen sind in Tabelle 2-1 in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklasse bzw. der Umspannfestigkeit $f_{cm}(t)$ exemplarisch für $\gamma_c = 1,35$, $\sigma_{pm0} = 1000 \text{ N/mm}^2$ und einen schnell erhärtenden Zement mit $s = 0,2$ beim Ablassen nach $t = 3$ Tagen ausgewertet. Hieraus resultiert $\beta_{cc}(t) = 0,66$ und entspricht etwa der Festigkeitsentwicklung nach einem Tag mit Wärmebehandlung wie sie in Fertigteilwerken für kurze Umspannzeiten angestrebt wird. Die Übertragungslängen l_{pt} sind dimensionslos als Vielfaches des Nenndurchmessers der Litze und als Absolutwert für 0,5“ Litzen angegeben.

$$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^\alpha \cdot f_{ctm} \quad (2.5)$$

mit $\alpha = 1,0$ für $t < 28$ Tage und $\alpha = 2/3$ für $t \geq 28$ Tage

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left\{s \left[1 - \frac{5,3}{t^{0,5}}\right]\right\} = \exp\left\{s \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\} \quad (2.6)$$

mit s : Koeffizient für die Zementart

$$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_c \quad (2.7)$$

mit $\alpha_{ct} = 0,85$

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t) \quad (2.8)$$

mit $\eta_{p1} = 2,7$ für profilierte Drähte

$\eta_{p1} = 2,85$ für profilierte Drähte mit $\emptyset \leq 8$ mm und Litzen

$\eta_1 = 1,0$ für gute Verbundbedingungen, sonst 0,7

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \emptyset \cdot \sigma_{pm0} / f_{bpt} \quad (2.9)$$

mit $\alpha_1 = 1,0$ für schrittweises Ablassen, sonst 1,25

$\alpha_2 = 0,19$ für Litzen mit 7 Drähten

σ_{pm0} : Spannstahlspannung unmittelbar nach dem Umspannen

\emptyset : Nenndurchmesser der Spannbewehrung

Tabelle 2-1 Übertragungslängen von Litzen nach 3 Tagen mit $s = 0,2$, $\gamma_c = 1,35$ und $\sigma_{pm0} = 1000$ N/mm² nach [Eur04] und [NAD10]

Betonfestigkeitsklasse	C20/25	C45/55	C70/85	C100/115
$f_{cm}(t)$ [N/mm ²]	18,5	35	51,5	71
f_{ctm} [N/mm ²]	2,21	3,80	4,61	5,23
$f_{ctm}(t)$ [N/mm ²]	1,46	2,51	3,04	3,45
$f_{ctd}(t)$ [N/mm ²]	0,64	1,11	1,34	1,52
f_{bpt} [N/mm ²]	1,83	3,15	3,82	4,34
l_{pt} bezogen auf d_p [cm/cm]	104	60	50	44
l_{pt} für 0,5“ Litzen [cm]	132	77	63	56
0,8 · l_{pt} für 0,5“ Litzen [cm]	106	62	51	45
1,2 · l_{pt} für 0,5“ Litzen [cm]	158	92	76	67

Nach DIN 1045-1 [DIN08a] ergeben sich nahezu identische Werte wie nach [Eur04] und [NAD10], da die Regelungen nach Eurocode 2 im Nationalen Anhang an die DIN 1045-1 angepasst wurden. Die Verbundspannungen profilierter Drähte dürfen nach DIN 1045-1 hingegen 30 % höher gegenüber Litzen angenommen werden, während der Eurocode geringfügig kleinere Verbundspannungen im Verhältnis 2,7/2,85 vorsieht. Dies wird allerdings nicht weiter betrachtet, da im Rahmen dieser Arbeit keine profilierten Drähte untersucht wurden.

Nach [MC90] wird die Übertragungslänge l_{bpt} nach Gleichung (2.10) bestimmt. In Gleichung (2.11) wird die Verbundfestigkeit aus der Zugfestigkeit zum Zeitpunkt des

Umspannens bestimmt. Der Grundwert der Verankerungslänge l_{bp} wird für runde Querschnitte nach Gleichung (2.13) und für 7-drähtige Litzen nach Gleichung (2.14) berechnet. Nach [MC90] ist eine Reduktion des Teilsicherheitsbeiwertes γ_c für Beton auch bei kontrollierter Herstellungsqualität nicht vorgesehen. Um trotz der unterschiedlichen Sicherheitsniveaus in [MC90] und [Eur04] die Bemessungswerte der Übertragungslängen tendenziell vergleichen zu können, sind die oberen und unteren Werte ebenfalls in den Tabellen 2-1 und 2-2 angegeben. Während sich die oberen Bemessungswerte lediglich um das Verhältnis der Teilsicherheitsbeiwerte 1,5/1,35 unterscheiden, sind die unteren Werte nach Model Code zusätzlich durch den Vorfaktor $\alpha_9 = 0,5$ geringfügig schärfer formuliert. Die Philosophien sind grundsätzlich ähnlich.

$$l_{bpt} = \alpha_8 \cdot \alpha_9 \cdot \alpha_{10} \cdot l_{bp} \cdot \sigma_{pi} / f_{pd} \quad (2.10)$$

mit $\alpha_8 = 1,0$ für schrittweises Ablassen, sonst 1,25

$\alpha_9 = 1,0$ für Nachweise der Biegung oder Querkraft

$\alpha_9 = 0,5$ für die Ermittlung der Querbewehrung im Verankerungsbereich

$\alpha_{10} = 0,5$ für Litzen und 1,0 für profilierte Drähte

σ_{pi} : Spannstahlspannung unmittelbar nach dem Umspannen

$f_{pd} = f_{pk} / 1,15$

$$f_{bpd} = \eta_{p1} \cdot \eta_{p2} \cdot f_{ctd} \quad (2.11)$$

mit $\eta_{p1} = 1,4$ für profilierte Drähte

$\eta_{p1} = 1,2$ für Litzen

$\eta_1 = 1,0$ für gute Verbundbedingungen, sonst 0,7

$$f_{ctd} = f_{ctk,min} / \gamma_c = 0,2 \cdot f_{ck}^{2/3} / 1,5 \quad (2.12)$$

$$l_{bp} = A_{sp} / (\emptyset \cdot \pi) \cdot f_{pd} / f_{bpd} = \emptyset / 4 \cdot f_{pd} / f_{bpd} \text{ (runde Querschnitte)} \quad (2.13)$$

$$l_{bp} = 7 \cdot \emptyset / 36 \cdot f_{pd} / f_{bpd} \text{ (7-drähtige Litzen)} \quad (2.14)$$

mit A_{sp} : Querschnittsfläche der Spannbewehrung

Tabelle 2-2 Übertragungslängen von Litzen nach 3 Tagen mit $s = 0,2$, $\gamma_c = 1,5$ und $\sigma_{pm0} = 1000 \text{ N/mm}^2$ nach [MC90]

Betonfestigkeitsklasse	C20/25	C45/55	C70/85	C100/115
$f_{cm}(t)$ [N/mm ²]	18,5	35	51,5	71
f_{ctd} [N/mm ²]	0,93	1,43	1,84	2,29
f_{bpd} [N/mm ²]	1,12	1,71	2,21	2,75
l_{bp} [cm/cm]	173	113	88	66
l_{bp} für 0,5“ Litzen [cm]	220	144	112	90
l_{bpt} mit $\alpha_9 = 0,5$ für 0,5“ Litzen [cm]	110	72	56	45
l_{bpt} mit $\alpha_9 = 1,0$ für 0,5“ Litzen [cm]	220	144	112	90

2.5 Querkraft

2.5.1 Allgemeines

Während die Querkraftbeanspruchung von Balken aus elastischen Baustoffen zu Dehnungen und Spannungen nach der Kontinuumsmechanik führen und somit eindeutig definiert sind (Bild 2-10), wurde das Querkrafttragverhalten von gerissenen Stahl- und Spannbetonbauteilen vielfach diskutiert. Hierbei ist grundsätzlich in querkraftunbewehrte und -bewehrte Bauteile zu unterscheiden. Bei einer Querkraftbewehrung aus Betonstahl sind sowohl die Größe der Stahlkräfte als auch ihre Richtung bekannt. Bei Stahlfasern hingegen wird die Wirksamkeit im Riss durch mehrere Faktoren wie der Faserorientierung, der Faserschlankheit, der Verteilung sowie der Material- und Verbundfestigkeiten beeinflusst, die zu einem unterschiedlichen Nachrissverhalten des Stahlfaserbetons führen [Ros03a]. Zudem ist wie in Kapitel 2.3 beschrieben die experimentelle Ermittlung des Nachrissverhaltens und die Übertragung auf das Bauteilverhalten wesentlich komplexer als bei Bewehrung aus Betonstahl.

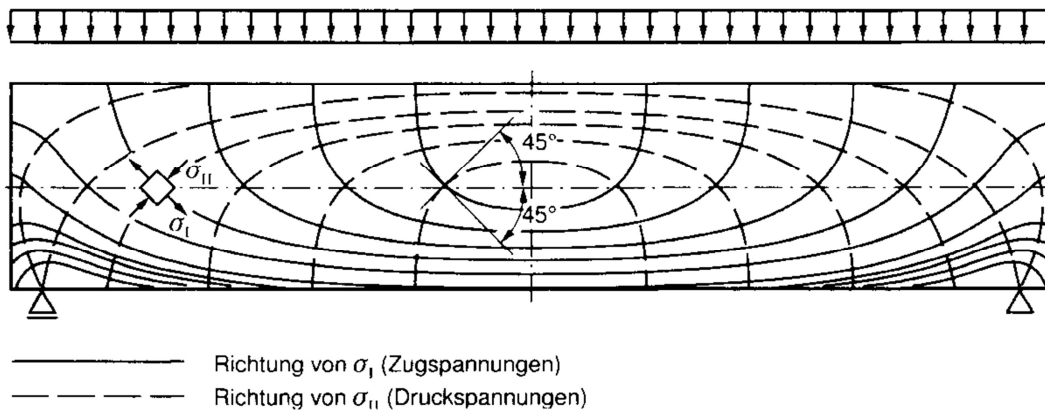


Bild 2-10 Spannungstrajektorien eines elastischen Einfeldträgers infolge Streckenlast

2.5.2 Querkrafttragverhalten

2.5.2.1 Stahl- und Spannbetonbalken ohne Querkraftbewehrung

Bei Balken ohne Querkraftbewehrung können zwei Versagensarten der Querkraft gemäß Bild 2-11 auftreten, die allerdings beide als Überschreitung der Betontragfähigkeit einzustufen sind:

- Biegeschubversagen** tritt bei schubslanken Rechteckbalken oder Querschnitten mit schwach profilierter Zugzone auf. Hierbei entstehen die Schubrisse aus Biegerissen. Nach der Schubrissebildung ist nur geringe Laststeigerung möglich und mit zunehmendem Rissfortschritt kommt es zum Einschnüren der Druckzone. Eine Dübelrissbildung kann zudem sekundäres Verbundversagen zur Folge haben. Charakteristisch ist ein Abdrehen des Schubrisses mit anschließendem instabilem Risswachstum.
- Schubzugversagen** tritt hingegen bei profilierten Trägern auf. Aufgrund der geringeren Stegbreite und der folglich höheren Beanspruchung können dort Schubrisse vor einer Biegerissbildung entstehen, insbesondere bei vorgespannten Trägern, deren Biegezugzone überdrückt bleibt.

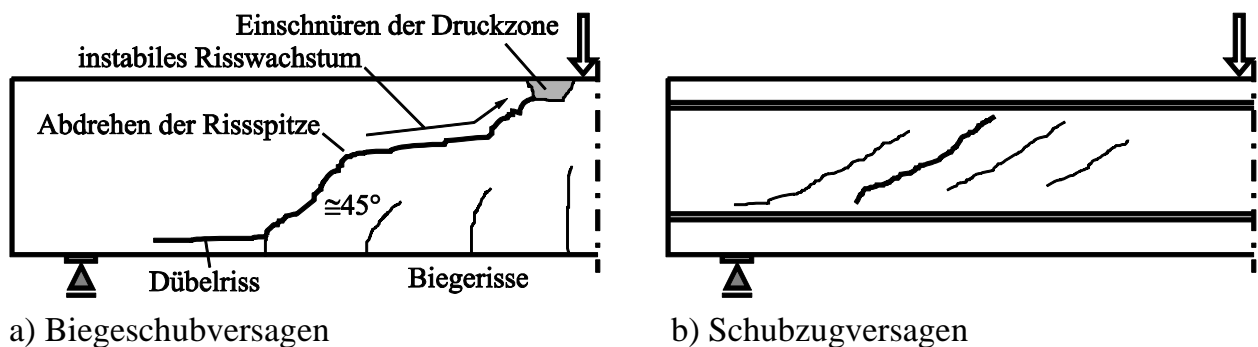


Bild 2-11 Querkraftversagensarten bei Balken ohne Querkraftbewehrung

Das Biegeschubversagen wurde von Rimmel in ähnlicher Form auch bei hochfestem Beton beobachtet [DafStb94].

2.5.2.2 Stahl- und Spannbetonbalken mit Querkraftbewehrung aus Betonstahl

Nach der Schubrissbildung muss die frei werdende Kraft für eine stabile Laststeigerung durch Bewehrung aufgenommen werden (Bild 2-12). Während Biegeschubversagen bei ausreichender Querkraftbewehrung nicht mehr auftreten kann, kommt es beim Schubzugbruch zum Versagen der Querkraftbewehrung. Wird der Querkraftbewehrungsgrad weiter gesteigert, stellt sich ein Druckstrebenversagen ein, was auch als Maximaltragfähigkeit bezeichnet wird.

- c) **Schubzugversagen** mit Querkraftbewehrung: Die Querkraftbewehrung kreuzt die Schubrisse und die Kräfte lagern aus dem Beton in die Bewehrung um. Diese begrenzt die Rissbreite und sorgt für ein verteiltes Rissbild. Erst nach dem Fließen der Querkraftbewehrung nimmt die Rissbreite zu und es kommt zum Reißen der Bewehrung oder sekundärem Einschnüren der Druckzone.
- d) **Druckstrebenversagen** tritt hauptsächlich bei profilierten Querschnitten mit dünnen Stegen und einem hohen Querkraftbewehrungsgrad oder geringer Betondruckfestigkeit auf. Hierbei versagt der Beton zwischen den Schubrissen infolge lokaler Überschreitung der Druckspannungen.

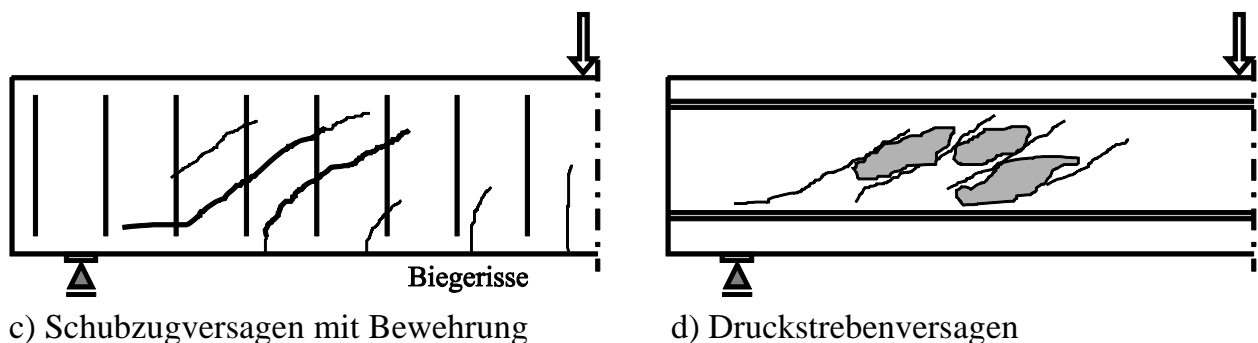


Bild 2-12 Querkraftversagensarten bei Balken mit Querkraftbewehrung

2.5.2.3 Stahl- und Spannbetonbalken mit Stahlfaserbewehrung

Das Tragverhalten von nicht vorgespannten Trägern aus Stahlfaserbeton mit und ohne Querkraftbewehrung wurde unter anderem von Rosenbusch [Ros03a] untersucht, das von vorgespannten Trägern von Grunert [Gru06]. Rosenbusch hat 22 Querkraftversuche an

Stahlbetonträgern mit Rechteckquerschnitt durchgeführt. Die Rissbildung von Trägern ohne Querkraftbewehrung aus Betonstahl war grundsätzlich ähnlich, allerdings war das Risswachstum mit Fasern deutlich langsamer und die Rissverteilung war verbessert. Das Tragverhalten entsprach mehr dem von bügelbewehrten Stahlbetonträgern, da nach der Schubrissbildung deutliche Lasteigerungen mit einem duktileren Versagensverhalten möglich waren. Die Fasergehalte wurden zwischen 0 und 70 kg/m³, die Querkraftbewehrungsgrade zwischen 0 und 0,56 % variiert. Bei 20, 40 und 60 kg/m³ Fasern wurden Bekaert Dramix RC-65/60-BN ($l_f = 60$ mm, $d_f = 0,9$ mm, gerade mit Endhaken) und lediglich bei zwei Balken mit 70 kg/m³ wurden gewellte Stratec FFW 50/1 ($l_f = 50$ mm, $d_f = 1$ mm) verwendet. Die Betondruckfestigkeiten lagen zwischen 50 und 65 N/mm². Die experimentellen Querkrafttragfähigkeiten sind in Bild 2-13 in Abhängigkeit der residualen Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{R,4}$ für die verschiedenen Bewehrungsgrade dargestellt. Die Nachrissbiegezugfestigkeiten $f_{R,4}$ wurden dabei an 3-Punkt-Biegeversuchen nach Rilem [Rilem03a] (Kap. 2.3) bestimmt. Die Nachrisszugfestigkeit stieg grundsätzlich mit zunehmender Fasermenge an, lediglich die gewellten Fasern ergaben hier kleinere Werte. Dennoch stieg die Querkrafttragfähigkeit auch bei diesen beiden Versuchen weiter an. Eine Faserzugabe von 40 kg/m³ ergab eine äquivalente residuale Nachrissbiegezugfestigkeit von $f_{R,4} = 3,0$ N/mm² und führte zur gleichen Querkrafttragfähigkeit wie ein Versuch ohne Stahlfasern mit einem Querkraftbewehrungsgrad von $\rho_w = 0,07$ ($b_w = 20$ cm, Ø4/18). Zusammenfassend stellte Rosenbusch hierzu fest, dass Stahlfasern grundsätzlich eine Bügelbewehrung ersetzen können.

Außerdem ist den Versuchsergebnissen zu entnehmen, dass mit zunehmendem Querkraftbewehrungsgrad und steigenden Traglasten der Trend der Fasertraganteile ähnlich war, wie am parallelen Verlauf der Kurven zu erkennen ist. Auch eine Variation des Längsbewehrungsgrades hat dies nicht beeinflusst, sodass eine getrennte Formulierung der Traganteile möglich sein sollte.

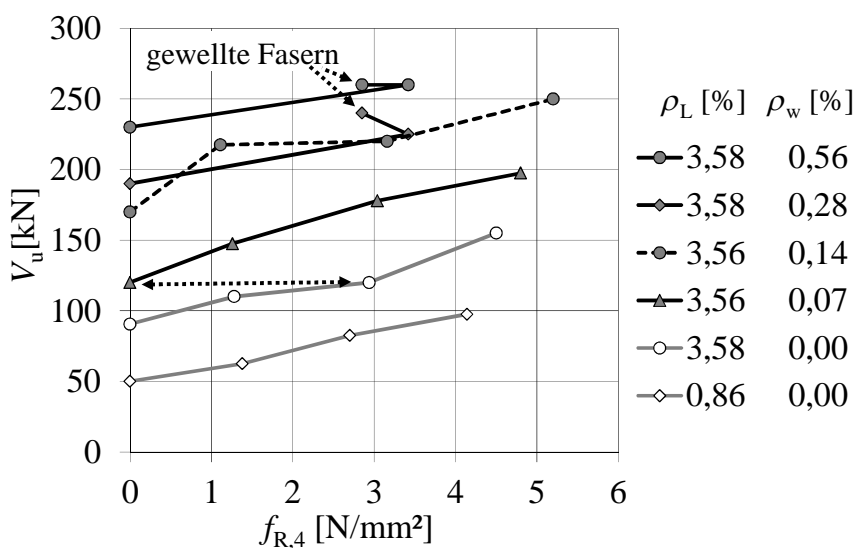


Bild 2-13 Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Bewehrungsgrade und der residualen Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{R,4}$ nach [Ros03a]

Ausgehend von einem Risswinkel von 45° bei Balken ohne Querkraftbewehrung verliefen die Risse bei Balken mit Querkraftbewehrung unter einem Winkel zwischen 30° und 35° (Bild 2-14), lediglich Versuche ohne Bügel und mit geringer Faserwirkung wiesen größere Risswinkel auf.

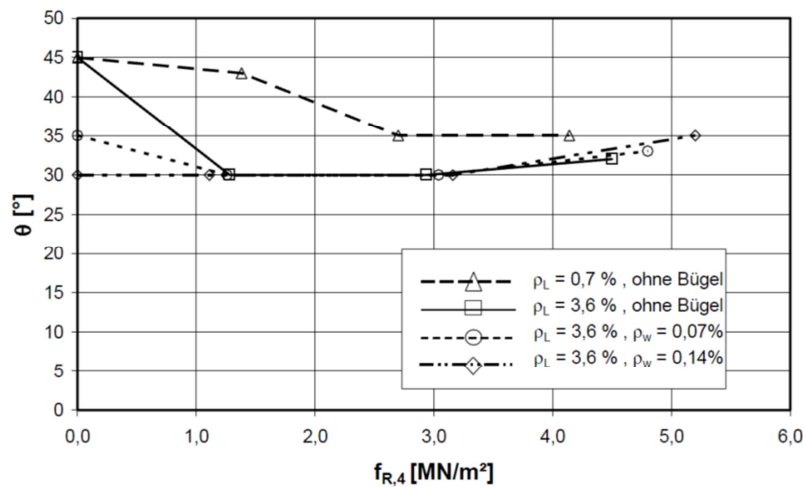
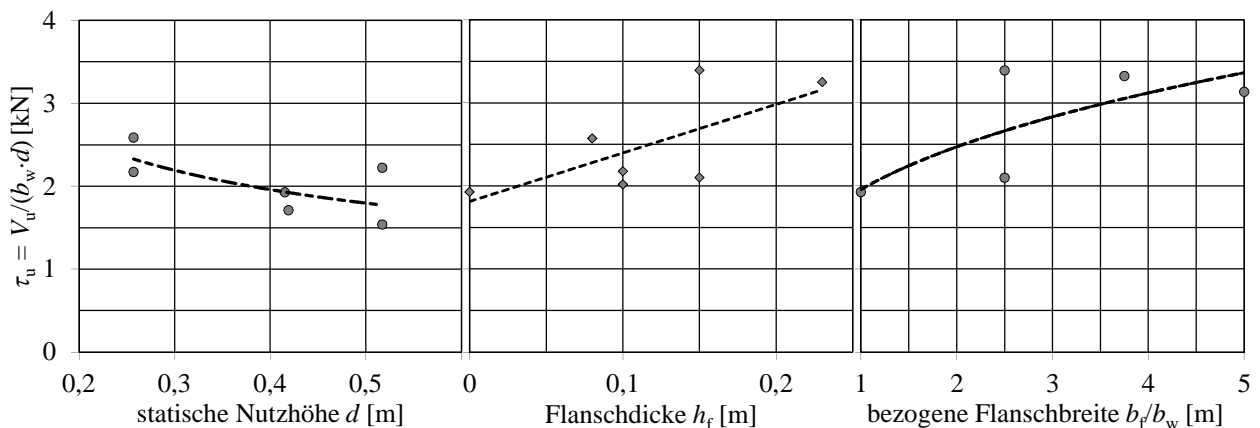


Bild 2-14 Gemessene Risswinkel in Abhängigkeit der Bewehrungsgrade und der residualen Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{R,4}$ nach [Ros03a]

Rosenbusch sieht einen wesentlichen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit in der Beschränkung der Dübelrissbildung durch die Stahlfasern, da hierdurch eine stärkere Umlagerung aus der Druckzone auf die Verdübelung stattfinden könne.

In [Ros03b] sind weitere Querkraftversuche an rechteckigen und profilierten Stahlbetonbalken aus Stahlfaserbeton mit Variation des Fasergehaltes (Dramix RC-65/60-BN), der Schubschlankheit, des Längsbewehrungsgrades und der Bauteilhöhe beschrieben. Die Versuche zeigen einen deutlichen Maßstabseffekt (Bild 2-15 a).



a) Einfluss der Nutzhöhe b) Einfluss der Flanschdicke c) Einfluss der Flanscbreite

Bild 2-15 Vergleich der normierten Schubspannungen $\tau_u = V_u / (b_w \cdot d)$ der Versuche aus [Ros03a] in Abhängigkeit geometrischer Parameter

Im untersuchten Bereich zwischen $d = 26$ cm und 52 cm bzw. $h = 30$ cm und 60 cm sinkt die normierte Schubspannung τ_u um etwa 25% . Allerdings sind bei dieser Versuchsserie auch deutliche Streuungen vorhanden, wie bei den jeweils zwei Versuchen mit gleichen Parametern und $d = 0,52$ m zu erkennen ist (Bild 2-15 a). Die Tragfähigkeit in

Abhängigkeit der Höhe des Druckgurtes h_f zeigte sich hier ein klarerer Trend als in Abhängigkeit von der bezogenen Breite b_f/b_w (Bild 2-15 b und c). Ein eindeutiger Trend ist aufgrund der Versuchsstreuung bei der bezogenen Breite nicht vorhanden, allerdings liegt das Tragniveau der T-Profile etwa 50 % höher als das des Rechteckquerschnitts ($b_f/b_w = 1,0$).

Die Vergleichbarkeit von Querkraftversuchen an Balken aus Stahlfaserbeton ist nur bedingt möglich, da neben dem Fasergehalt zudem der Fasertyp, die -schlankheit und die Verbundeigenschaften variieren. Bei der Bestimmung der Nachrisszugfestigkeiten an Biegebalken nach Kapitel 2.3 wird der Fasertyp nicht unterschieden. In [DAfStb10] wird allerdings eine formschlüssige Verankerung gefordert. In [Yak11] wurde eine Datenbank ausgewertet und ein Fasergeometriebeiwert abgeleitet, um das unterschiedliche Verankerungs- und Ausziehverhalten zu erfassen. Da im Rahmen dieser Arbeit lediglich gerade Fasern verwendet werden und zudem keine ausreichende Datenbasis zur Beurteilung anderer Fasertypen in UHPC vorliegt, wird dieser Ansatz nicht weiter verfolgt. Andere Einflüsse auf die Querkrafttragfähigkeit wie z.B. die Schubschlankheit werden in diesem Kapitel nur für Versuche mit gleichen Fasern gegenübergestellt.

Grunert hat Biege-, Querkraft- und Torsionsversuche an Spannbetonträgern aus Stahlfaserbeton mit und ohne Öffnungen durchgeführt [Gru06]. Die Querschnittsform und -abmessungen (Rechteck-, Trapez-, T- und Doppel-T-Querschnitt, Höhe und Breite), die Vorspannung, die Biege- und Schubschlankheit, der Längsbewehrungsgrad sowie die Aussparungsgröße und -lage wurden variiert. Zudem wurden Schwelllast- und Brandbeanspruchungen untersucht. Die Litzenabstände und die Betondeckung wurden größer als $c/d_p = 2,5$ gewählt, um eine rissefreie Spannkrafteinleitung sicherzustellen. Die Übertragungslängen wurden nicht gemessen. Hier werden die Versuchsparameter und wesentliche Ergebnisse der Querkraftversuche zusammengefasst (Tabelle 2-3).

Tabelle 2-3 Versuchsparameter und wesentliche Ergebnisse der Querkraftversuche von Grunert [Gru06]

	f_{ck}	Faser	$f_{cflm,L1}^f$	$f_{cflm,L2}^f$	h	d	b_w	b_f	$\sigma_{cp,0}$	a/d	V_{exp}
Test	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[m]	[m]	[m]	[m]	[N/mm ²]	[-]	[kN]
G03	74,8	A	3,67	2,72	0,40	0,28	0,20		5,35	2,86	164
G04	83,5	-	-	-	0,40	0,28	0,20		5,35	2,86	157
G07 ^a	91,0	B	5,00	6,20	1,20	1,08	0,12	0,50	7,44	5,56	401
G08 ^a	91,0	C	3,70	2,50	1,20	1,08	0,12	0,50	7,44	5,56	369
G10	89,8	A	3,63	3,53	1,20	1,12	0,12	0,50	4,27	2,68	588
G11 ^b	88,8	A	4,16	2,74	1,20	1,12	0,12	0,50	4,27	2,68	425
G12 ^c	73,0	A	4,51	3,40	1,20	1,12	0,12	0,50	4,27	2,68	572
G13 ^b	89,4	A	4,63	3,72	1,20	1,08	0,19	0,50	3,82	2,78	489
G14 ^c	92,8	A	4,16	3,32	1,20	1,08	0,19	0,50	3,82	2,78	551

A: 40 kg/m³ Baumbach $l_f/d_f = 50/1,05 = 47,6$ mit Endhaken

B: 40 kg/m³ Bekaert $l_f/d_f = 60/0,75 = 80$ mit Endhaken

C: 20 kg/m³ Bekaert $l_f/d_f = 50/1,05 = 47,6$ mit Endhaken

+ 20 kg/m³ $l_f/d_f = 55/0,75 = 73,3$ gewellt

a: 3 Öffnungen $\varnothing = 0,20$ m im horizontalen lichten Abstand 0,30 m

b: eine Öffnung $\varnothing = 0,45$ m im Abstand $1,0d$ vom Auflager

c: eine Öffnung $\varnothing = 0,45$ m im Abstand $0,7d$ von der Lasteinleitung

Grunert stellte fest, dass Spannbetonbalken mit Rechteckquerschnitt mit 40 kg/m^3 Stahlfasern weder eine Steigerung der Tragfähigkeit noch eine Verbesserung der Duktilität aufweisen im Vergleich zu Spannbetonbalken ohne Fasern (G03 und G04). Im Vergleich zu den nicht vorgespannten Balken mit Rechteckquerschnitt aus [Ros03a] entwickelten sich die Schubrisse nicht langsam aus Biegerissen sondern plötzlich und verliefen aufgrund der Vorspannung geradlinig entsprechend der Hauptdruckspannungen. Die im Riss freiwerdende Energie konnte nicht durch die im Vergleich zur Betonzugfestigkeit geringere Nachrisszugfestigkeit aufgenommen werden und Umlagerungen in die eingeschnürte Druckzone waren ebenfalls nicht möglich. Zudem war die Zugkraftdeckung am Auflager nicht mehr gegeben, nachdem der Schubriss den Verankerungsbereich der Litzen kreuzte. Die geplante Variation der Schubschlankheit und der Bauteilhöhe führte jeweils zum Biegeversagen (G05 und G06, in Tab. 2-3 nicht aufgeführt), sodass die Einflüsse der Schubschlankheit und des Maßstabeffekts auf Grundlage dieser Versuche nicht beurteilt werden konnten.

Bei den profilierten Spannbetonträgern war nach der Schubrissbildung eine deutliche Laststeigerung möglich. Die Schubrisse schnürten weder die Druckzone ein, noch führten sie zum Verankerungsversagen der Litzen. Bei Trägern mit Öffnungen setzte die Schubrissbildung früher ein und das Versagen war duktiler. Eine Abminderung der Querkrafttragfähigkeit wurde festgestellt, wenn sich die Öffnungen im Bereich des Druckbogens zwischen Last und Auflager befanden. Grunert legt konstruktiv Zonen für die Anordnung von Öffnungen fest und begrenzte u.a. den Durchmesser, die Anzahl und den Mindestabstand. Parameterstudien führte Grunert im Wesentlichen mit nichtlinearen Finite Elemente Simulationen an profilierten Querschnitten durch. Bei allen Simulationen betragen die Betondruckfestigkeit $f_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$, der zweite Verformungswert $f_{cf,L2}^f = 2,8 \text{ N/mm}^2$ und die Vorspannung lag vorwiegend im Bereich $\sigma_{cp} = 6,0$ bis $8,5 \text{ N/mm}^2$. Detaillierte Angaben zur Vorspannung fehlen, daher wird für die Bestimmung von σ_{cp} davon ausgegangen, dass die zulässige Vorspannung im Bauteil ($0,75 \cdot 1770 \text{ N/mm}^2$) wie bei den Versuchen mit 14 % Spannkraftverlusten auf die FE-Modelle aufgebracht wurden. Da der Einfluss der Schubschlankheit experimentell nicht überprüft wurde, werden die Simulationsergebnisse [Tabellenwerte der Anlage zu Gru06] in den Bildern 2-16 und 2-17 ausgewertet. Hiernach besteht eine Abhängigkeit der Simulationsergebnisse von der Schubschlankheit bis $a/d > 5$. Der Einfluss der Flanschdicke, die etwa im Verhältnis zur statischen Nutzhöhe vergrößert wurde, wurde nicht weiter untersucht.

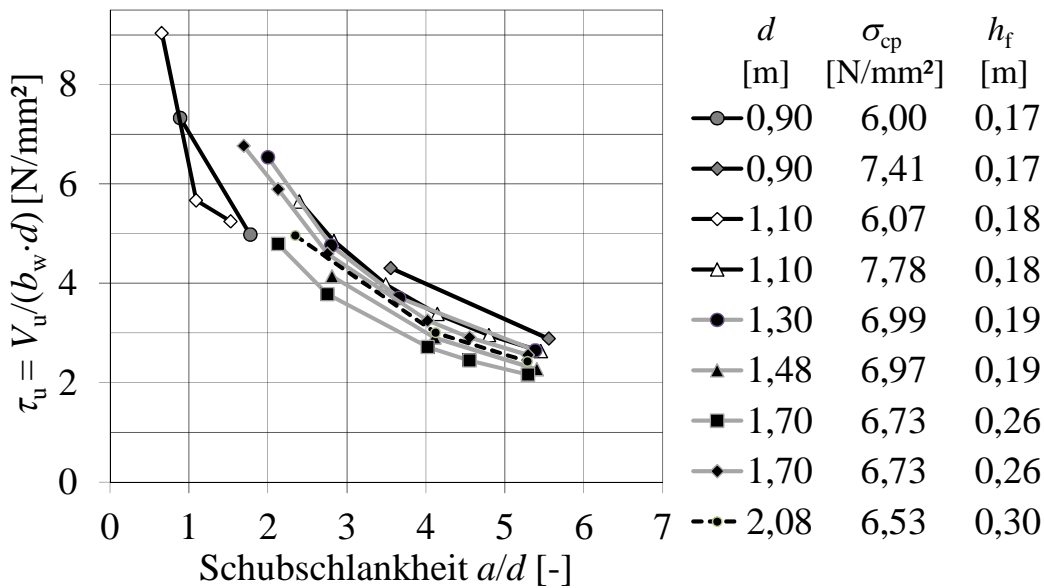


Bild 2-16 Auswertung der normierten Schubspannung $\tau_u = V_u / (b_w \cdot d)$ für Doppel-T-Querschnitte nach der Traglasttabelle aus [Gru06] in Abhängigkeit der Schubschlankheit

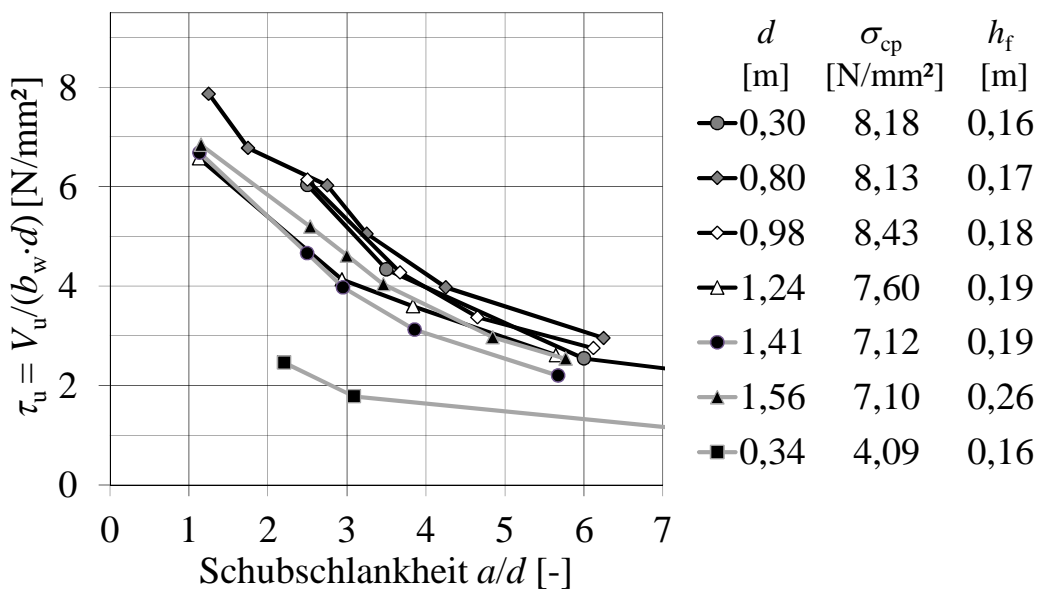


Bild 2-17 Auswertung der normierten Schubspannung $\tau_u = V_u / (b_w \cdot d)$ für T-Querschnitte nach der Traglasttabelle aus [Gru06] in Abhängigkeit der Schubschlankheit

Die Bauteilhöhe wurde zwischen 40 cm und 220 cm variiert, allerdings besteht keine durchgehende Simulationsreihe mit konstanter Schubschlankheit. Um den rechnerischen Einfluss der Bauteilhöhe dennoch abzuschätzen, werden die Schubschlankheiten in kleinen Intervallen gruppiert und durch potenzielle Regressionen angenähert (Bild 2-18). Durch die Vergrößerung der Nutzhöhe von 1,0 m auf 2,0 m sinkt die Schubspannung um etwa 20-25 %. Für kleinere Bauteilhöhen liegen nicht genügend Simulationsergebnisse vor, um den Einfluss zu bewerten.

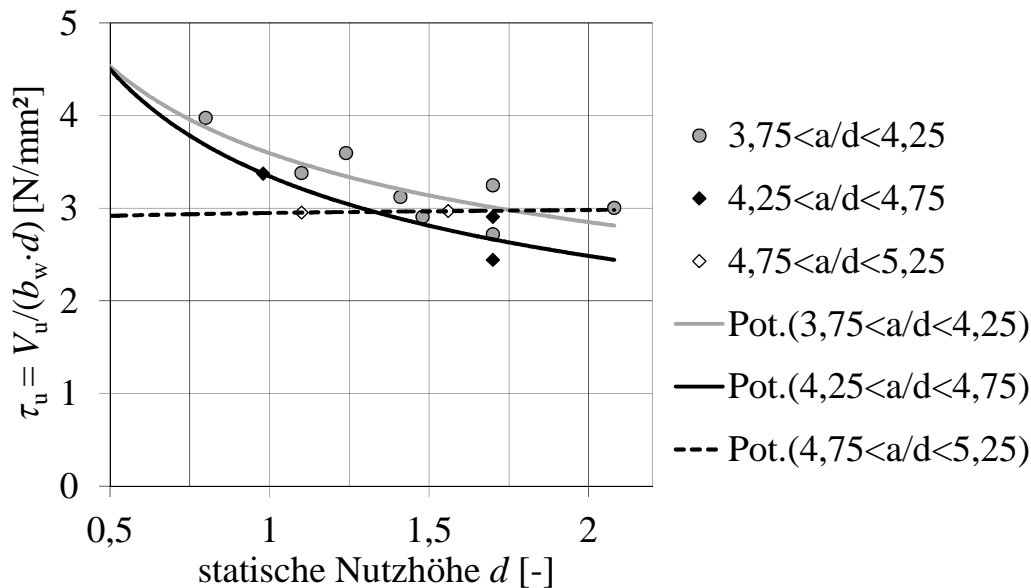


Bild 2-18 Auswertung der normierten Schubspannung $\tau_u = V_u / (b_w \cdot d)$ nach der Traglasttabelle aus [Gru06] in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe

2.5.2.4 Träger mit Öffnungen

Einen Überblick zum Stand der Kenntnisse hinsichtlich kleiner und großer Öffnungen wird in [Gru06] gegeben. Die wesentlichen Aspekte zu großen Öffnungen werden hier zusammengefasst. Der Stand der Kenntnisse zu kleinen Öffnungen wird detailliert beschrieben.

Öffnungen können je nach Lage und Größe den Kraftfluss im Bauteil mehr oder weniger stark beeinflussen [Eli93]. Querschnittsänderungen führen zu Diskontinuitäten und Störungen im Kraftverlauf. Sie rufen daher Spannungsspitzen hervor, die zu Rissen zum Beispiel in der Nähe der Öffnung führen können. Die verringerte Steifigkeit führt zu größeren Verformungen und Umlagerungen der inneren Spannungen. Die Öffnungen lassen sich nach ihrer Größe, ihrer Form, ihrer Lage und ihrer Beanspruchung klassifizieren [Eli93]. Während bei kleinen Öffnungen das Verhalten des Massivträgers erhalten bleibt, verändert sich das Tragverhalten von Trägern mit großen Öffnungen wesentlich stärker. Die Grenze zwischen kleinen und großen Stegöffnungen ist nicht genau definierbar. Mansur [Man99a, Man99b, Man01] unterscheidet daher, dass ein Träger mit kleinen Stegöffnungen wie ein massiver Träger versagt, wobei der Versagensriss durch die Öffnung verläuft, während bei Trägern mit großen Stegöffnungen ein rahmenartiges Versagen auftritt, bei dem zwei unabhängige Risse ausgehend von der Öffnung entstehen (Bild 2-19).

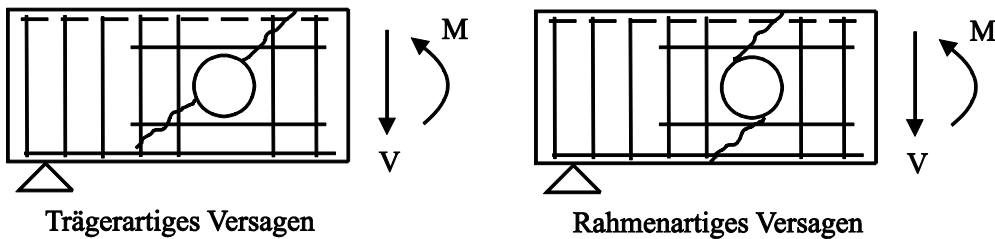
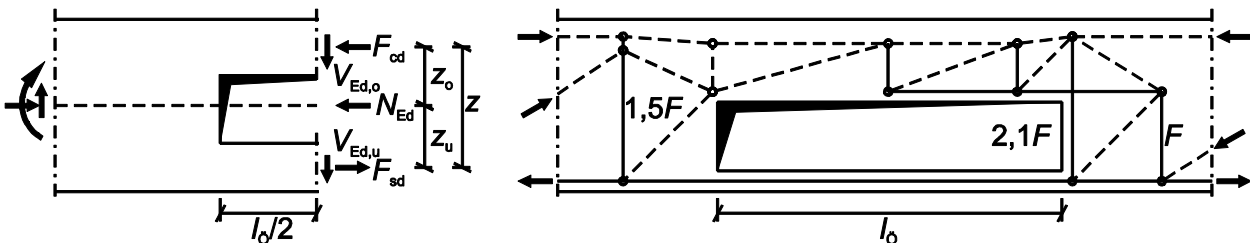


Bild 2-19 Versagensarten nach Mansur [Man99a, Man99b, Man01]

Kleine Stegöffnungen können konstruktiv berücksichtigt werden, indem die Bewehrung, die im Bereich der Öffnung erforderlich ist, neben den Öffnungen angeordnet wird. Allerdings ist der Kräfteverlauf in den Druckstreben zu beachten [Hot96, Rck05]. Bei großen Öffnungen muss dagegen eine Bemessung der Gurte mit den anteiligen Schnittgrößen durchgeführt werden (Bild 2-20). Außerdem ist vor und hinter der Öffnung eine engere Bügelbewehrung für das Hochhängen der Querkraftanteile und zur Aufnahme von Querkraftanteilen anzuordnen [Leo77, Eli93, Schl89, Hot96, Ehm02, Nef05, SchH06]. Große Öffnungen werden hier nicht weiter verfolgt, da bei den eigenen Untersuchungen nur kleine Öffnungen betrachtet wurden.



a) Teilschnittgrößen nach [Leo77] b) Stabwerkmodell nach [Schl89]

Bild 2-20 Bemessungsmodelle für Träger mit großen Öffnungen

Der Kraftfluss wird durch kreisrunde Stegöffnungen geringer beeinträchtigt als durch rechteckige Stegaussparungen, da die Kerbspannungen an der Öffnung geringer sind und sich dadurch die Gefahr der Rissbildung verringert [Hot96].

Des Weiteren muss zwischen Einzelöffnungen und Öffnungsgruppen unterschieden werden. Wenn mehrere Aussparungen nebeneinander angeordnet werden, ist der Abstand untereinander entscheidend. Ist der Abstand groß genug, bildet sich ein Fachwerk mit Druck- und Zugstreben aus (Modelle 1) bis 3) in Bild 2-21). Hier entspricht das Tragverhalten grundsätzlich dem eines Trägers ohne Öffnungen. Die Lage der Öffnungen bestimmt hierbei die möglichen Fachwerke. Ist der Abstand hingegen klein, stellt sich die rahmenartige Tragwirkung eines Vierendeelträgers ein (Modell 4). Werden die Pfosten wie im Modell 5 gelenkig an die Gurte angeschlossen, können sie nur Normalkräfte übertragen. Die Tragfähigkeit nähert sich dann der von zwei Einzelbalken an.

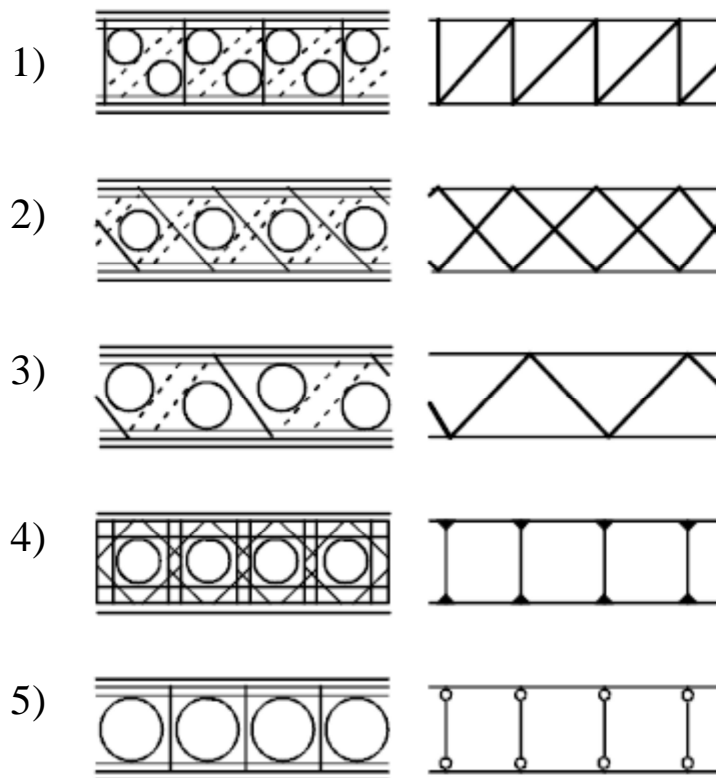


Bild 2-21 Stabwerkmodelle für Aussparungsgruppen aus [Hau94]

Somes und Corley haben Querkraftversuche an querkraftunbewehrten Plattenbalken aus Leichtbeton mit runden Öffnungen im negativen Momentenbereich durchgeführt [Som74] (Bild 2-22). Neben dem Einfluss des Abstandes x von Einzelöffnungen und dem Öffnungsdurchmesser wurden Querkraftbewehrungszulagen bei Einzelöffnungen und Öffnungsgruppen untersucht. Die wesentlichen Versuchsparameter und Ergebnisse sind in den Tabellen 2-4 und 2-5 sowie Bild 2-23 dargestellt. Die Querkrafttragfähigkeiten wurden wie in [Som74] dimensionslos ausgewertet, bezogen auf den Schubquerschnitt und die gemessene Spaltzugfestigkeit.

Bei einer Schubschlankheit von $a/d = 4,8$ und einem Öffnungsdurchmesser $\varnothing = 2/3d$ betrug die Tragfähigkeit etwa 50 % des Vollwandträgers, wenn die Öffnung im lichten Abstand $a_1 = 1,5d$ vom Auflager entfernt angeordnet war (Bild 2-23 a). Bei kleineren Abständen erhöht sich die Tragfähigkeit bis letztlich kein Einfluss der Öffnung bestand, wenn sie direkt am Auflageranschnitt angrenzte. Der Öffnungsdurchmesser wurde bei einem konstanten Abstand $x = 81$ cm variiert ($a_1 = 1,5$ bis $1,6d$) (Bild 2-23 b). Während kleine Öffnungen mit $\varnothing = d/3$ die Tragfähigkeit um nur etwa 10 % verminderten, betrug die Tragfähigkeit bei $\varnothing = 2/3d$ nur etwa 50 % des Trägers ohne Öffnungen.

Durch eine Bügelbewehrung neben den Öffnungen wurde die Tragfähigkeit des Vollwandträgers unabhängig von der Öffnungsposition wieder erreicht (Tabelle 2-5, Referenzwert V26: 0,30), zum Teil sogar deutlich überschritten, auch bei sehr kleinen lichten Öffnungsabständen $a_2 = d/3$ und $d/6$. Die Grundtragfähigkeit von V26 ohne Querkraftbewehrung war allerdings niedrig. Bei Stahlfaserbeton ist damit zu rechnen, dass mehr Stabzulagen erforderlich sind, um gleichzeitig den reduzierten Querschnitt und den Verlust an Fasertragwirkung zu kompensieren.

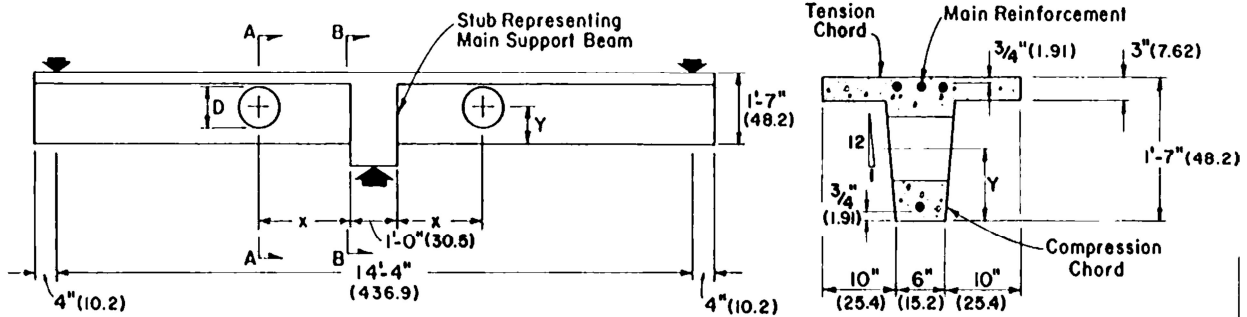


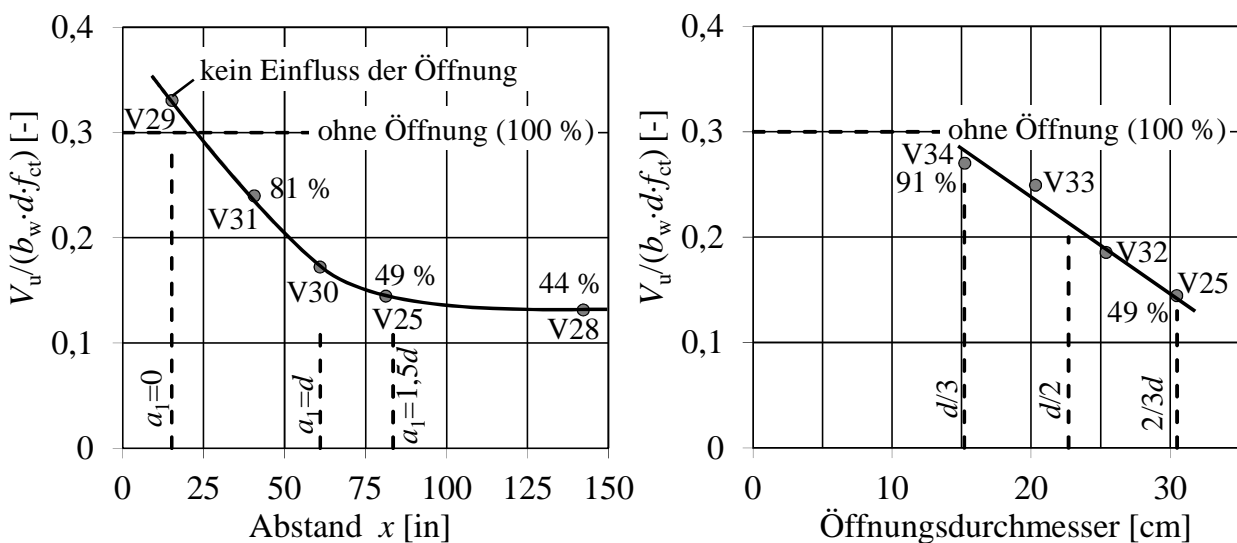
Bild 2-22 Versuchsaufbau und Abmessungen bei Einzelöffnungen und beim Referenzversuch ohne Öffnungen aus [Som74]

Tabelle 2-4 Versuchparameter und wesentliche Ergebnisse der Querkraftversuche mit Einzelöffnungen und des Referenzversuchs von Somes und Corley [Som74]

Test	f_c [N/mm ²]	f_{ct} [N/mm ²]	\emptyset [cm]	x [cm]	Y [cm]	d [cm]	a_1/d [-]	V_u [kN]	$V_u/(d \cdot b_w \cdot f_{ct})$ [-]
V26	27,0	2,59	-	-	-	45,4	-	49,7/56,8 *	0,30
V12	28,8	2,55	20,3	81,3	20,3		1,57	48,2/51,4 *	0,28
V25	26,9	2,61	30,5	81,3	25,4		1,45	25,5/26,7 *	0,14
V28	25,3	2,81	30,5	142			2,80	25,5	0,13
V29	24,9	2,46	30,5	15,2			0	56,3	0,33
V30	24,8	2,44	30,5	61,0			1,0	29,0	0,17
V31	23,9	2,42	30,4	40,6			0,56	40,1	0,24
V32	23,4	2,35	25,4	81,3			1,5	29,7/30,2 *	0,19
V33	23,2	2,41	20,3	81,3			1,57	41,5	0,25
V34	26,8	2,45	15,2	81,3			1,62	45,9	0,27

a_1 : lichter Abstand zwischen Öffnung und Auflageranschnitt ($a_1 = x - \emptyset/2$)

*: Angabe von 2 Maximallasten in [Som74] und Mittelung (first test + retest)



a) Variation des Abstandes x bei $\emptyset = 2/3d$

b) Variation des Öffnungsdurchmessers

Bild 2-23 Einfluss von Öffnungen auf die Querkrafttragfähigkeit aus [Som74]

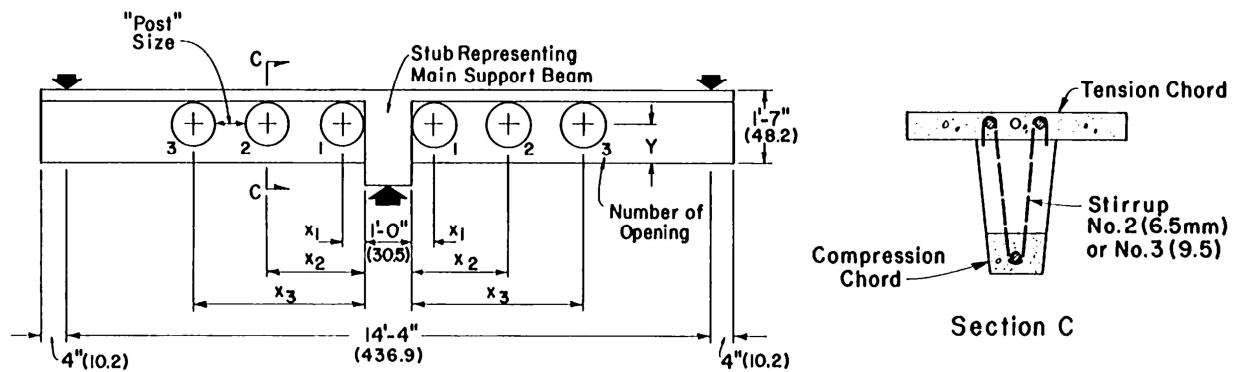


Bild 2-24 Versuchsaufbau und Abmessungen bei Öffnungsgruppen mit Zulagen aus [Som74]

Tabelle 2-5 Versuchsparameter und wesentliche Ergebnisse der Querkraftversuche mit Öffnungen und Zulagebewehrung von Somes und Corley [Som74]

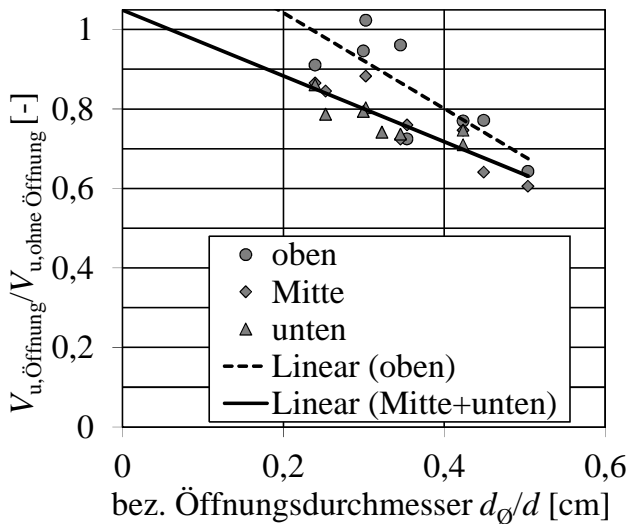
Test	f_c [N/mm ²]	f_{ct} [N/mm ²]	\emptyset [cm]	Anz. [St.]	a_1/d [-]	a_2/d [cm]	d [cm]	Y [-]	$\emptyset_{Bü}$ [mm]	V_u [kN]	$V_u/(d \cdot b_w \cdot f_{ct})$ [-]
V35	25,2	2,56	30,5	1	1,45	-	45,4	25,4	6,5	60,1	0,34
V38	25,7	2,45		1	0	-			6,5	54,2	0,32
V39	22,2	2,21		1	2,8	-			6,5	50,3	0,33
V42	22,4	2,45		3	0	2/3			6,5	48,7	0,29
V48	27,0	2,39		3	0	1/3			9,5	65,9	0,40
V51	25,3	2,35		3	0	1/6			9,5	57,0	0,35

a_1 : lichter Abstand zwischen Öffnung und Anschnitt Mittelaufleger ($a_1 = x - \emptyset/2$)

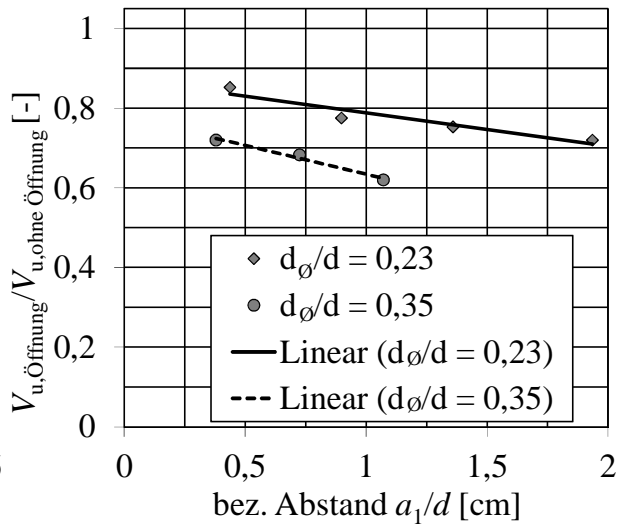
a_2 : lichter Abstand zwischen den Öffnungen ($a_2 = x_2 - x_1 - \emptyset = x_3 - x_2 - \emptyset$)

Wagner untersuchte in 86 Querkraftversuchen u.a. den Einfluss von Öffnungsabständen und des Querkraftbewehrungsgrades bei Stahlbetonträgern mit Öffnungsgruppen [Wag86]. Versuche ohne Öffnungen und ohne Querkraftbewehrung wurden allerdings nicht durchgeführt. Die Versuchsergebnisse wurden mit Versuchen an Balken ohne Öffnungen und mit Querkraftbewehrung verglichen, sodass die Untersuchung nicht auf Balken ohne Querkraftbewehrung übertragbar ist. Auf weitere Angaben zu [Wag86] wird daher verzichtet.

In [Schn06a, Schn06b] wurde die Abminderung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken im Bereich von Leitungsführungen an Deckenstreifen ohne Querkraftbewehrung experimentell untersucht. Bei Einzelöffnungen wurde eine Abminderung der Tragfähigkeit auf etwa 65 % festgestellt, wenn der bezogene Öffnungsdurchmesser $d_\emptyset/d = 0,5$ betrug und die Öffnungen mittig oder im unteren Bereich angeordnet waren (Bild 2-25 a). Bei abnehmendem bezogenem Durchmesser steigt die Querkrafttragfähigkeit wieder an und bei oben liegenden Öffnungen war der Einfluss insbesondere bei kleinen Durchmessern weniger ausgeprägt. Der Einfluss des lichten Abstandes a_1 zwischen Öffnung und Auflagerlinie wurde für zwei bezogene Öffnungsdurchmesser untersucht (Bild 2-25 b). Bei einem Abstand von $a_1 = 1,07$ und $d_\emptyset/d = 0,35$ betrug die Resttragfähigkeit 62 %. Bei kleinen Abständen a_1 bestand ein geringerer Einfluss und bei kleineren Öffnungen war der Einfluss mit einer Traglastminderung auf etwa 70 bis 85 % weniger ausgeprägt.

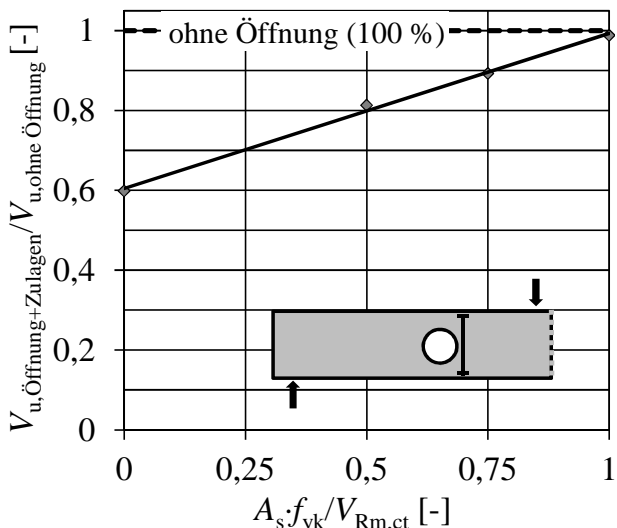


a) Einfluss des Öffnungsdurchmessers

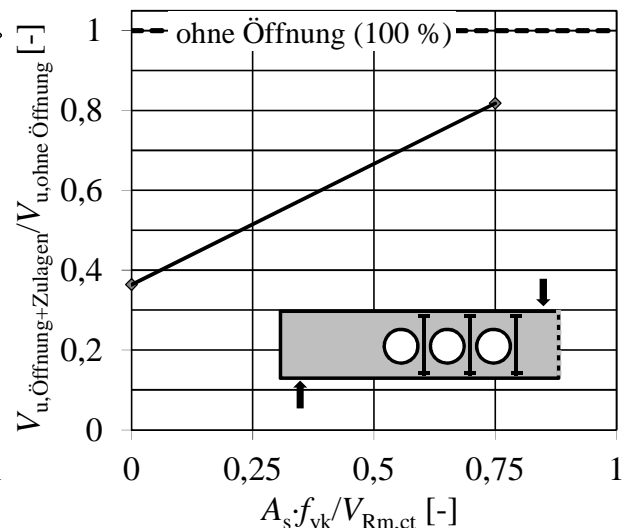


b) Einfluss des Abstandes zum Auflager

Bild 2-25 Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit Öffnungen bezogen auf Plattenstreifen ohne Öffnungen abhängig vom bezogenen Öffnungsdurchmesser und von der Höhenlage der Öffnung sowie vom lichten Abstand a_1 zwischen Öffnung und Auflagerlinie [Schn06b]



a) Einzelöffnungen



b) Öffnungsgruppen mit $a_2 = 0,25d$

Bild 2-26 Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit Öffnungen $d_ø = 0,5d$ und Zulagebewehrung bezogen auf Plattenstreifen ohne Öffnungen und ohne Zulagebewehrung [Alb11]

In [Alb11] wurden aufbauend auf den Versuchen aus [Schn06b] u.a. weitere Versuche mit runden Öffnungen und Bewehrungszulagen neben den Öffnungen durchgeführt. Der Öffnungsdurchmesser betrug $d_ø = 0,5d$ und der lichte Abstand zwischen den Öffnungen $a_2 = 0,25d$ bei Versuchen mit Öffnungsgruppen. Bei Einzelöffnungen wurde die Tragfähigkeit ohne Öffnung wieder hergestellt, wenn vor der Öffnung eine Bewehrungsreihe aus Doppelkopfkankern mit $A_s = V_{Rm,ct}/f_{yk}$ angeordnet war (Bild 2-26 a). Ohne Zulagen wurden bei einer Öffnung nur 60% der Referenztragfähigkeit ohne Öffnung erreicht und weitere Versuche mit $A_s \cdot f_{yk} / V_{Rm,ct} = 0,5$ und $0,75$ zeigen einen linearen Zusammenhang im untersuchten Bereich. Bei den Versuchen mit Öffnungsgruppen betrug die Resttrag-

fähigkeit ohne Zulagen 36 % und konnte bei $A_s \cdot f_{yk} / V_{Rm,ct} = 0,75$ auf 82 % ertüchtigt werden.

Bei den FE-Simulationen von Grunert [Gru06] wurden u.a. der Öffnungsdurchmesser und die -lage variiert. In Bild 2-27 sind exemplarisch die Berechnungsergebnisse für einen 1,0 m hohen I-Querschnitt dargestellt. In der Skizze sind die Öffnungspositionen bei einer Schubslankheit von $a/d = 1,78$ exemplarisch dargestellt. Die Öffnung nahe am Auflager ($l_d = 1,3$ m) beeinflusst die Querkrafttragfähigkeit nur unwesentlich (5 % Verlust, quadratisches Symbol im Diagramm). Der Öffnungsdurchmesser hat hier keinen nennenswerten Einfluss, da der Druckbogen unterhalb der Öffnungen bei einer konstanten Restquerschnittshöhe von 30 cm ins Auflager verläuft. Die zweite Öffnung befindet sich nahe an der Lasteinleitung und mit zunehmender Schubslankheit bzw. Abstand zum Auflager sinkt der Einfluss ($a/d = 0,89$: 20 % Verlust im Vergleich zum Träger ohne Öffnung, $a/d = 1,78$: 17 %, $a/d = 5,56$: 8 %).

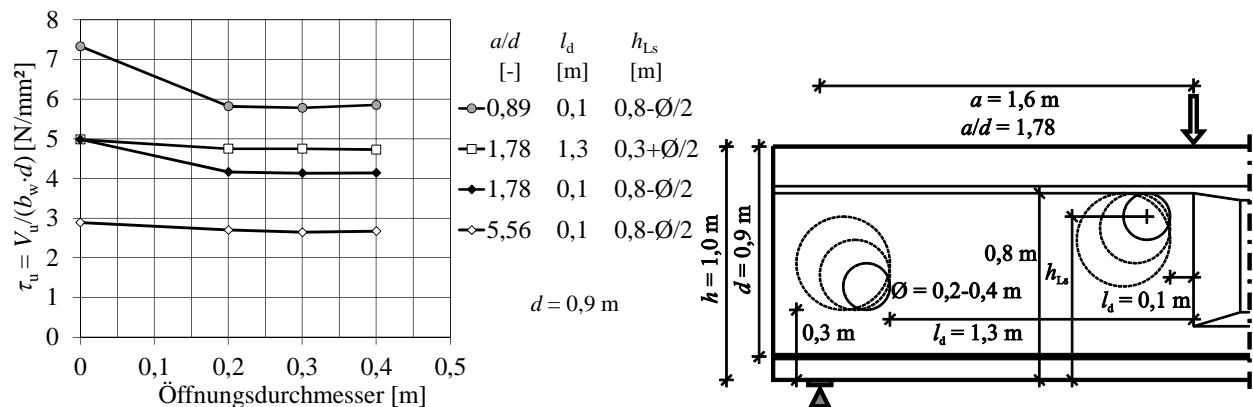


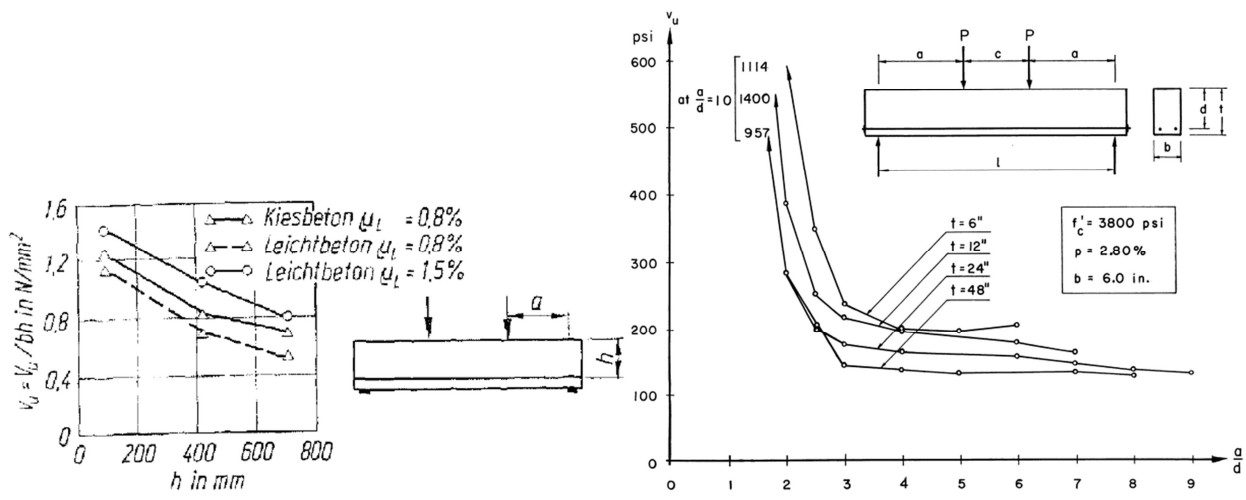
Bild 2-27 Einfluss von kleinen Öffnungen auf die Querkrafttragfähigkeit exemplarisch für $d = 0,9$ m bei unterschiedlichen Schubslankheiten a/d (Skizze: $a/d = 1,78$ mit zwei möglichen Öffnungspositionen und $Ø = 0,2$ bis $0,4$ m) ausgewertet aus den tabellarischen Daten in [Gru06]

Weitere systematische Untersuchungen zu kleinen Öffnungen wurden von Mansur aufbauend auf den Versuchen von Somes und Corley durchgeführt [Man99a, Man99b, Man01]. Da die Versuche an Plattenbalken mit kontinuierlicher Querkraftbewehrung aus Betonstahl durchgeführt wurden, werden sie hier nicht weiter betrachtet.

2.5.2.5 Maßstabeffekte

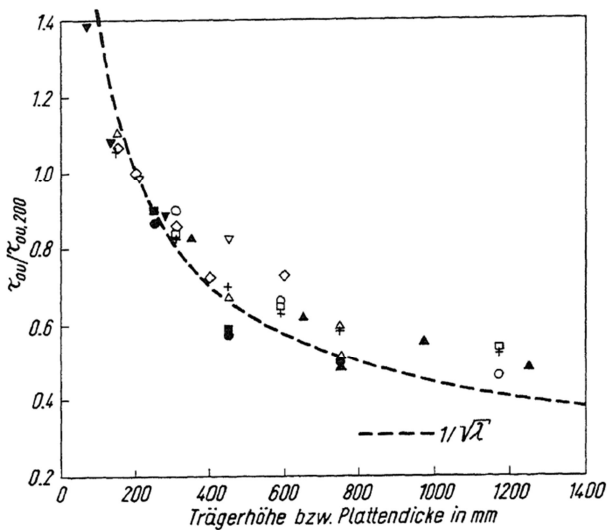
Der Maßstabeffekt der Querkrafttragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken bezeichnet den unterproportionalen Anstieg der Querkrafttragfähigkeit mit zunehmender Bauteilhöhe. Unter den Forschern besteht Einigkeit, dass erhebliche Maßstabeffekte auftreten, allerdings werden die Ursachen wie z.B. Rissreibung teilweise kontrovers diskutiert [Kan67, Bah68, Rdt81, Wal90, Rck90, Zin99, Ožb95, Baž98]. Im üblichen Stahlbetonbau wird der Maßstabeffekt insbesondere bei der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung berücksichtigt. Zudem ist auch bei kleinen Querkraftbewehrungsgraden ein ausgeprägter Einfluss vorhanden [Col99]. Die Mindestbewehrung soll zwar die von der Bauteilhöhe abhängige frei werdende Energie der Schubrissbildung aufnehmen und ein robustes Bauteilverhalten sicherstellen,

allerdings wird sie nach [DIN08a, Eur04] vereinfacht unabhängig von der Bauteilhöhe bestimmt. Die wesentlichen Einflussparameter auf eine sinkende bezogene Querkrafttragfähigkeit bei zunehmender Bauteilhöhe werden u.a. in flacher werdenden Dehnungsgradienten, der zunehmenden Bedeutung von lokalen Festigkeitsunterschieden und dem steigenden Verhältniswert „Bauteilhöhe/ Längsbewehrungsdurchmesser“ sowie dem abnehmenden Einfluss von Restzugspannungen an der Risspitze und der Rissreibung vermutet. Die Compression Field Theory [Mit74, Vec86, Vec88, Vec93, Col93, Col99, Ben05, Ben06] geht neben dem Einfluss des Dehnungsgradienten von einem Einfluss der Rissabstände aus, die wiederum vom Bewehrungsgrad und von der -verteilung abhängig sind. Eine fein verteilte Längsbewehrung im Steg wirkt sich hiernach günstig aus.

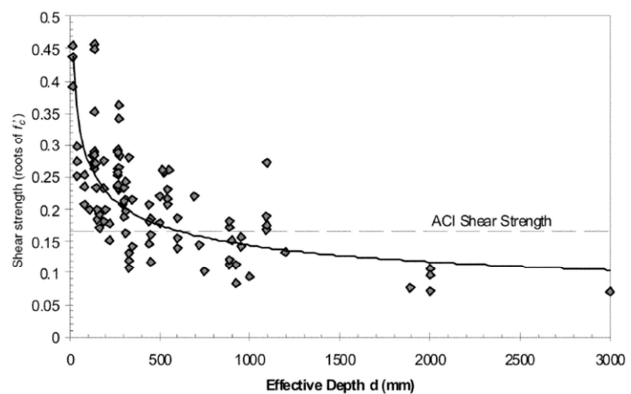


a) Versuche von Walraven [Wal90]

b) Versuche von Kani [Kan67]



c) Auswertung von Reinhardt [Rdt81]



d) Auswertung von Bentz [Ben05] ($a/d \geq 2.5$)

Bild 2-28 Einfluss der Bauteilhöhe auf die Querkrafttragfähigkeit

Querkraftversuche von Walraven an Trägern aus Leichtbeton und Normalbeton mit unterschiedlicher Bauteilhöhe haben vergleichbare Maßstabeffekte gezeigt [Wal90] (Bild 2-28 a). Die Zuschlagkörner des Leichtbetons waren gerissen, sodass der Rissreibung hier keine wesentliche Bedeutung zukam. Versuche an gedrunenen und schubslanken Trägern wiesen gleiche Maßstabeffekte auf. Dies zeigten auch die

Versuche von Kani [Kan67], dessen Ergebnisse in Bild 2-28 b) in Abhängigkeit der Schubslankheit für Trägerhöhen zwischen 15 und 122 cm (6“ und 48“) dargestellt sind. Bei den tendenziell gleichen Abhängigkeiten zur Schubslankheit liegen die bezogenen Querkrafttragfähigkeiten für $h = 122$ cm bei etwa 60 % im Vergleich zu $h = 25$ cm. Reinhardt wertet u.a. die Versuche aus [Kan67, Bah68, Wal90] aus und stellt die bezogenen Querkrafttragfähigkeiten ins Verhältnis zu Versuchen mit 20 cm Höhe (Bild 2-28 c). Die Auswertung in [Ben05] zeigt, dass der Maßstabseffekt oberhalb von etwa 1,0 m Bauteilhöhe deutlich weniger ausgeprägt ist als bei kleinen Bauteilhöhen (Bild 2-28 d).

Bei Bauteilen aus Stahlfaserbeton können neben dem aus dem Stahlbetonbau bekannten Einfluss der Bauteilhöhe weitere Maßstabseffekte infolge der über die Bauteilhöhe und Bauteildicke ungleich verteilten Stahlfasern auftreten. In [Spa08] wird der Maßstabseffekt bei Biegezugversuchen mit Bauteilhöhen zwischen 25 und 75 mm aus UHPC untersucht. Eine eindeutige Abhängigkeit ließ sich allerdings aufgrund der Versuchsstreuungen nicht ableiten. In [Erd02] wird ein kombinierter Maßstabsfaktor für normalfesten Stahlfaserbeton abhängig von der Faserverteilung über die Bauteilhöhe und der unterschiedlichen Rissöffnung abgeleitet. Die Faserausrichtung ist an Schaloberflächen nahezu zweidimensional und geht mit zunehmendem Abstand zu den Schalflächen in eine dreidimensionale Verteilung über. Je länger die Fasern sind, umso ausgeprägter ist dieses Verhalten. Der hieraus resultierende Maßstabseffekt des Querschnitts wird in [Jun06] anhand zentrischer Zugversuche bestimmt. Jedoch wurden bisher weder die Variation der Stegdicke noch der Bauteilhöhe bei vorgespannten Bindern aus UHPC systematisch untersucht.

2.5.3 Querkraftversuche an Spannbetonträgern aus UHPC

An der Universität New South Wales in Sydney wurden von Voo und Foster in zwei Versuchsreihen 15 Querkraftversuche an vorgespannten UHPC Trägern ohne Bügelbewehrung durchgeführt [Voo03a, Voo03b, Voo06, Voo08, Voo10]. Die wesentlichen Untersuchungsparameter der ersten Versuchsreihe waren der Fasergehalt und -typ sowie die Vorspannung (Bild 2-29, Tabelle 2-6). Die Schubslankheit war konstant $a/d = 200/60 = 3,3$ und die Querschnittsfläche der Träger mit sechs 0,6“ Litzen im Obergurt und zwölf im Untergurt betrug 944 cm^2 . Die Menge der Spannbewehrung blieb ebenfalls konstant, lediglich die Spannbettvorspannung je Litze wurde variiert.

Die in Tabelle 2-6 angegebenen Vorspannkraftverhältnisse beziehen sich auf den Zeitpunkt nach dem Umspannen. Danach betrugen die Verluste bis zu den Querkraftversuchen etwa 10 %. Die Vorspannung wurde relativ gering gewählt und nutzte die Druckfestigkeit des UHPC bei weitem nicht aus. Die Spannstahlspannung unmittelbar nach dem Umspannen betrug beispielsweise bei Träger SB2 nur etwa 535 N/mm^2 und die Betondruckspannung in der unteren Randfaser etwa 27 N/mm^2 . Der Obergurt scheint ebenfalls überdimensioniert, da dieser etwa die doppelte Kraft der Biegezugkraft der Spannbewehrung aufnehmen kann. Andererseits wurde eine bezogene Betondeckung von $c/d_p = 1,5$ und ein lichter Litzenabstand von $s/d_p = 1,6$ für den Untergurt gewählt, sodass bei einer höheren Spannstahlspannung eine erhebliche Sprengrissegefahr vorhanden gewesen wäre.

Die Spannkrafteinleitung ist in [Voo03a] allerdings nicht dokumentiert. Bei den Trägern Bei SB3 bis SB7 wurden die Längsspannungen halbiert. Auf den Einfluss der Vorspannung bei einer hohen Ausnutzung der Werkstoffe lassen die Versuche daher nur eingeschränkt Rückschlüsse zu. Um das Tragverhalten bei einer werkstoffgerechten Dimensionierung weiter zu untersuchen, sollten die Querschnittsabmessungen daher reduziert und die Spannungen erhöht werden.

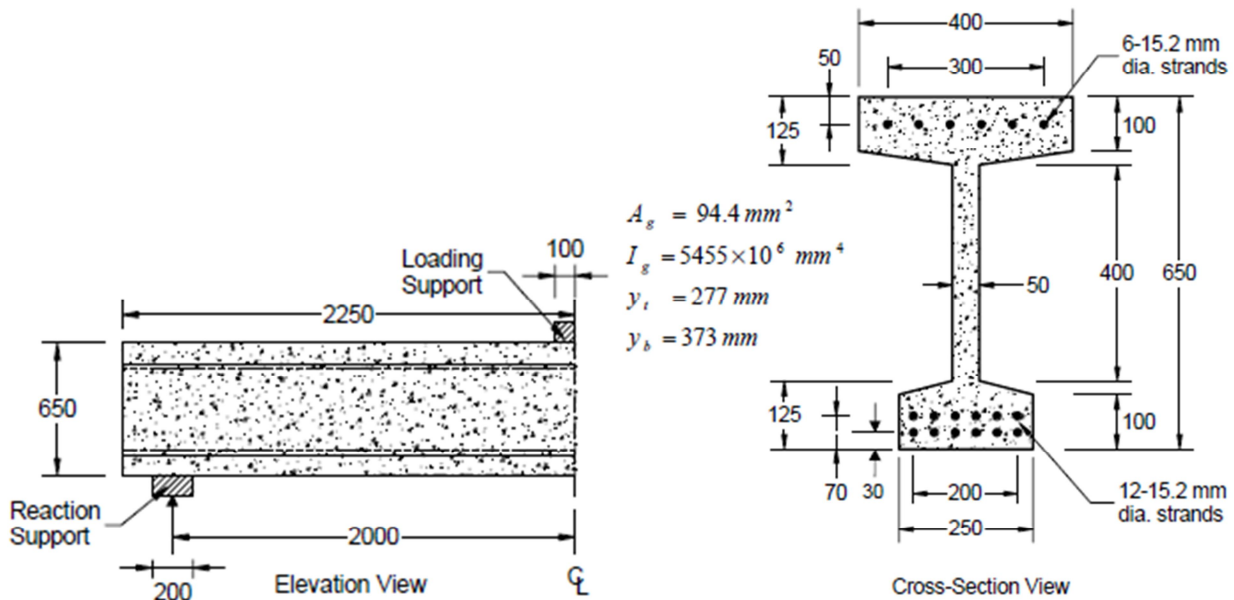


Bild 2-29 Versuchsaufbau und Querschnitt der Versuchsträger SB1 bis SB7 [Voo06]

Tabelle 2-6 Versuchsparameter und Ergebnisse der Querkraftversuche SB1 bis SB7

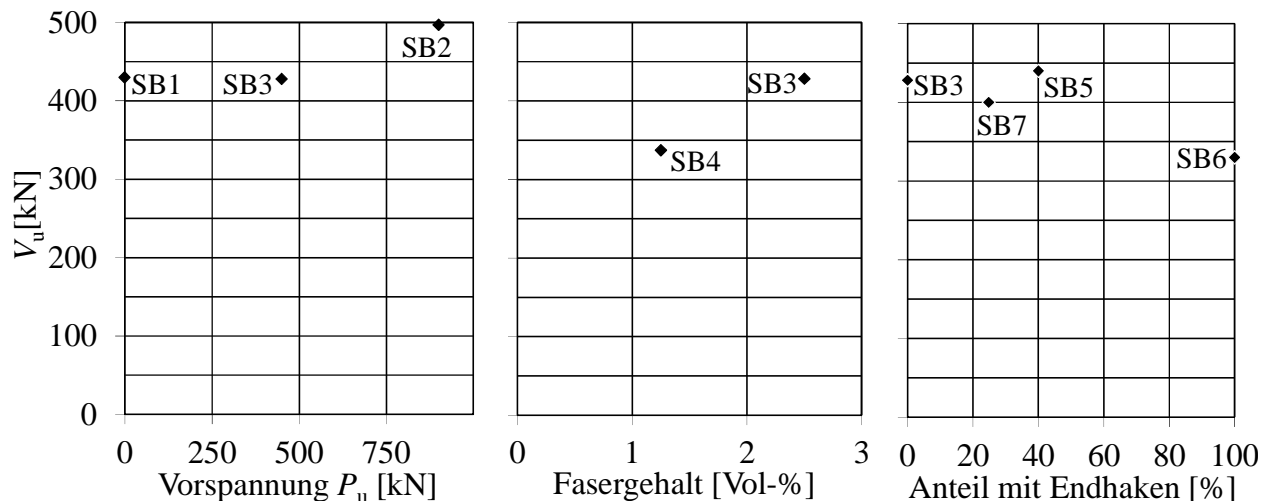
	Fasern	l_f	P_{oben}	P_{unten}	f_{cm}	f_{cu}	f_{cf}	V_{Riss}	V_u
Versuch	[Vol-%]	[mm]	[kN]	[kN]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[kN]	[kN]
SB1	Typ 1: 2,5	13	0	0	161	176	29,8	150	430
SB2	Typ 1: 2,5	13	450	900	160	178	26,4	200	497
SB3	Typ 1: 2,5	13	225	450	149	166	23,2	150	428
SB4	Typ 1: 1,25	13	225	450	164	180	14,8	150	337
SB5	Typ 1: 1,5 Typ 2: 1,0	13 30	225	450	171	187	26,3	200	440
SB6	Typ 2: 2,5	30	225	450	157	168	25,2	125	330
SB7	Typ 1: 1,88 Typ 2: 0,62	13 30	225	450	169	185	23,8	175	400

Typ 1: gerade, $\varnothing = 0,2$ mm; Typ 2: Endhaken, $\varnothing = 0,5$ mm

Zwei Fasertypen wurden untersucht: Der Typ 1 waren $l_f = 13$ mm lange gerade Mikrostauffasern mit einem Durchmesser von 0,2 mm und einer Zugfestigkeit von 1800 N/mm². Die Fasern des Typs 2 besaßen hingegen Endhaken bei einer Länge $l_f = 30$ mm, einem Durchmesser von 0,5 mm und einer Zugfestigkeit von 1000 N/mm². Der Fasergehalt wurde zwischen 1,25 und 2,5 Vol-% variiert. Ein Einfluss der Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit war vorhanden, allerdings wenig ausgeprägt (Bild 2-30 a). Der Einfluss des Fasergehaltes der Mikrofasern hingegen war deutlich (Bild 2-30 b) und die Steigerung des Anteils an längeren Fasern mit Endhaken bei

gleichem Gesamtfasergehalt von 2,5 Vol-% führte zu einem abfallenden Trend der Tragfähigkeit (Bild 2-30 c). Voo und Foster vermuteten die Ursache hierfür in der höheren freiwerdenden Energie beim Faserversagen mit Haken.

Die Biegezugfestigkeit f_{cf} wurde jeweils in Vierpunktbiegeversuchen mit 400 mm Spannweite an 100 mm x 100 mm Querschnitten mit einer 25 mm Kerbe, die Betondruckfestigkeit f_{cm} an 200 mm/100 mm Zylindern und f_{cu} an 70 mm Würfeln bestimmt, sodass eine direkte Vergleichbarkeit zu den eigenen Ergebnissen der Festbetonprüfungen nicht unmittelbar möglich ist. Nahezu unabhängig vom Fasergehalt wurden an den Zylindern sehr hohe Spaltzugfestigkeiten von etwa 20 N/mm² ermittelt [Voo03a].



a) Einfluss der Vorspannung b) Einfluss des Fasergehalts c) Einfluss der Endhaken

Bild 2-30 Auswertung von Einflussgrößen der Versuche SB1 bis SB7 aus [Voo03b]

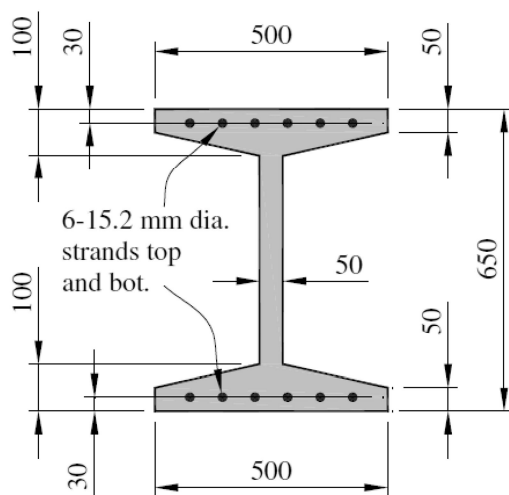
Die Untersuchungsparameter der zweiten Versuchsreihe waren der Fasergehalt und die Faserlänge von Mikrostahtfasern sowie die Schubschlankheit (Tabelle 2-7). Hier wurde der Querschnitt zentrisch mit sechs 0,6“ Litzen oben und unten vorgespannt (Bild 2-31). Jede Litze besaß eine Spannbettvorspannung von 200 kN und die Spannkraftverluste bis zum Versuchstag betrugen 20 %. Die Stahlspannung betrug demnach etwa 1140 N/mm², allerdings war die gleichmäßige Betondruckspannung $\sigma_{cp} = 19$ N/mm² infolge Vorspannung für UHPC weiterhin gering, da die Flansche sehr breit und der lichte Litzenabstand $s/d_p = 3,6$ mit nur einer Litzenlage gewählt wurden. Die bezogene Betondeckung hingegen betrug trotz hoher Spannstahtspannung nur $c/d_p = 1,5$. Die statische Nutzhöhe war einheitlich $d = 62$ cm und die Schubschlankheit wurde durch Variation des Lastabstandes $108,5 \text{ cm} \leq a \leq 279 \text{ cm}$ ($1,8 \leq a/d \leq 4,5$) eingestellt. Die Fasern waren gerade, ohne Endhaken, besaßen einen Durchmesser von 0,2 mm und eine Zugfestigkeit von 2300 N/mm².

Tabelle 2-7 Versuchsparameter und Ergebnisse der Querkraftversuche X-B1 bis X-B8

	Fasern	l_f	a	a/d	f_{cm}	f_{ct}	V_{Riss}	V_u
Versuch	[Vol-%]	[mm]	[cm]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kN]
X-B1	Typ 1: 1,0	15	200	3,2	125	13,0	225	330
X-B2	Typ 1: 1,0	15	200	3,2	126	15,6	225	355
X-B3	Typ 1: 1,0	15	200	3,2	135	13,6	248	360
X-B4	Typ 1: 1,0	15	155	2,5	122	13,6	266	456
X-B5	Typ 3: 1,0	25	217	3,5	140	19,7	250	423
X-B6	Typ 3: 1,0	25	279	4,5	140	19,7	213	391
X-B7	Typ 2: 1,5	20	155	2,5	122	13,6	300	522
X-B8	Typ 1: 1,0	15	108,5	1,8	122	13,6	350	582

Typ 1, Typ 2, Typ 3: gerade, $\varnothing = 0,2$ mm

Während bei den weniger vorgespannten Trägern SB1-SB7 die ersten Schubrissse bei etwa einem Drittel der Bruchlast auftraten, sind sie bei den höher vorgespannten Trägern der zweiten Serie bei etwa 60 bis 70 % entstanden. Ein Pull-out der geraden Fasern und teilweise ein Bruch der längeren Fasern mit Endhaken der Versuche SB1-SB7 in jeweils einem dominanten Schubriss führte zum Querkraftversagen.

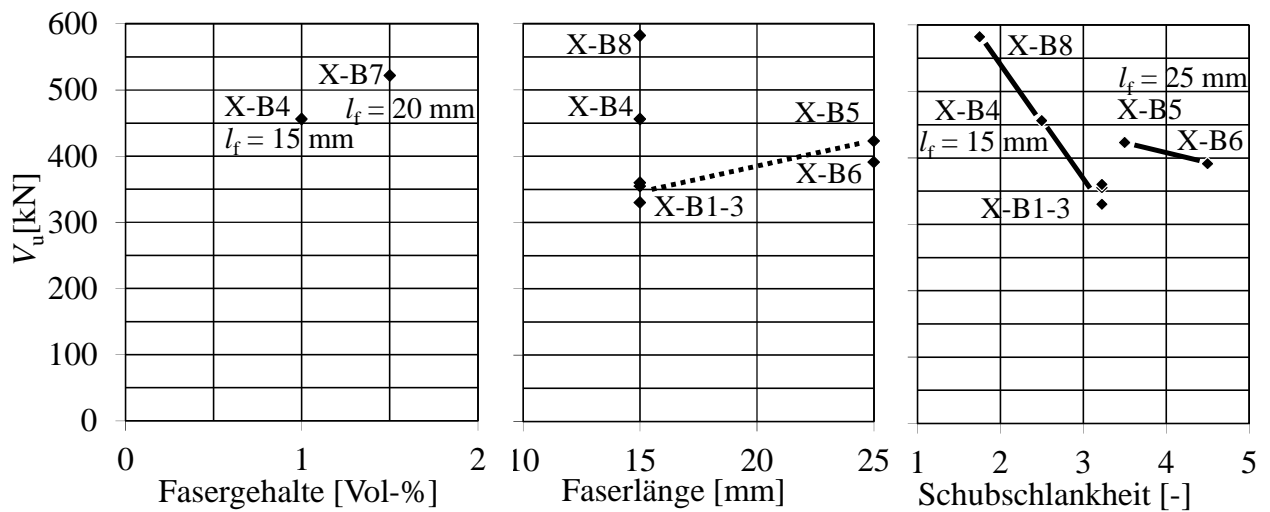


$$A_c = 887,5 \text{ cm}^2; P_{oben} = P_{unten} = 960 \text{ kN}$$

Bild 2-31 Querschnitt der Versuchsträger X-B1 bis X-B8 [Voo10]

Der Fasergehalt wurde lediglich bei den Versuchen X-B4 und X-B7 in Kombination mit der Faserlänge l_f bei ansonsten gleichen Parametern variiert. Eine Erhöhung des Fasergehaltes um 50 % oder die 5 mm längeren Fasern steigerten die Querkrafttragfähigkeit um $522/456 - 1 = 14,5$ % (Bild 2-32 a). Die Faserlänge wurde zudem bei gleichbleibendem Fasergehalt variiert, allerdings bei gleichzeitiger Variation der Schubschlankheit. Versuch X-B5 hatte trotz geringfügig größerer Schubschlankheit eine höhere Tragfähigkeit als die Versuche X-B1 bis X-B3, sodass hier ein positiver Einfluss der Faserlänge zu erkennen ist (gestrichelte Linie in Bild 2-32 b). X-B4, X-B6 und X-B8 sind hier aufgrund der variierten Schubschlankheit nicht vergleichbar. Werden die Ergebnisse in Abhängigkeit der Schubschlankheit dargestellt (Bild 2-32 c), können hingegen nur gleiche Faserlängen verglichen werden (durchgezogene Linien). Für die 15 mm langen Fasern ergibt sich eine deutliche Tendenz zwischen $a/d = 1,75$ und $3,2$ sowie eine

weniger ausgeprägt bei den 25 mm langen Fasern bei $a/d = 3,5$ und $4,5$. Hier ist ebenfalls zu erkennen, dass die Trendkurve zur Schubschlankheit der längeren Fasern vermutlich über der der kurzen Fasern verläuft. Ein direkter Vergleich ist allerdings nicht möglich.



a) Einfluss des Fasergehaltes b) Einfluss der Faserlänge c) Einfluss von a/d

Bild 2-32 Auswertung von Einflussgrößen der Versuche X-B1 bis X-B8 aus [Voo10]

In [Cha11] stellt Chanbin vier Querkraftversuche an profilierten Trägern mit und ohne Vorspannung sowie variiertes Schubschlankheit vor (Bild 2-33, Tabelle 2-8). Die zentrische Zugfestigkeit f_{ct} wurde an gekerbten Knochenproben bestimmt [Sok11] und liegt mit $13,1 \text{ N/mm}^2$ sehr hoch. Die Betondruckspannungen nach dem Umspannen der Spannbetonträger betragen etwa 16 bis 18 N/mm^2 in der unteren Randfaser, was zu einer Traglaststeigerung von 18 bzw. 36 % gegenüber Versuchen ohne Vorspannung führte (Bild 2-34). Ein ausgeprägter Einfluss der Schubschlankheit wurde hier im untersuchten Bereich zwischen $a/d = 2,5$ und $3,4$ festgestellt.

Drei der vier Querkraftversuche zeigten ein ausgeprägtes Nachbruchverhalten, bei dem der abfallende Ast bis etwa 50 % der Bruchlast reicht. Chanbin schließt daher auf ein gutmütiges Verhalten. Eine weitergehende Auswertung wurde in [Cha11] nicht vorgenommen.

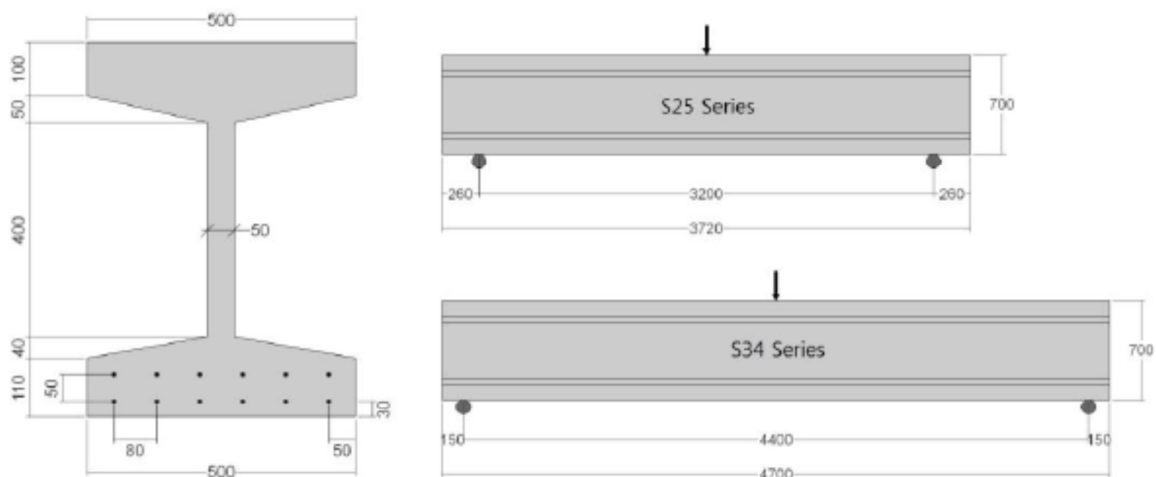


Bild 2-33 Querschnitt und Versuchsaufbau [Cha11]

Tabelle 2-8 Versuchparameter und Ergebnisse der Querkraftversuche aus [Cha11]

	Fasern*	P_t	a	a/d	f_{cm}	f_{ct}	V_{Riss}	V_u
Versuch	[Vol-%]	[kN]	[cm]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kN]
S25-F20-P0	2,0	0	160	2,48	186,5	13,1	300	527
S25-F20-PS	2,0	943	160	2,48			410	717
S34-F20-P0	2,0	0	220	3,41			245	404
S34-F20-PS	2,0	1060	220	3,41			400	477

* Mikrostaalfasern mit $l_f/d_f = 13/0,2$ und $f_y^f = 2500$ N/mm²

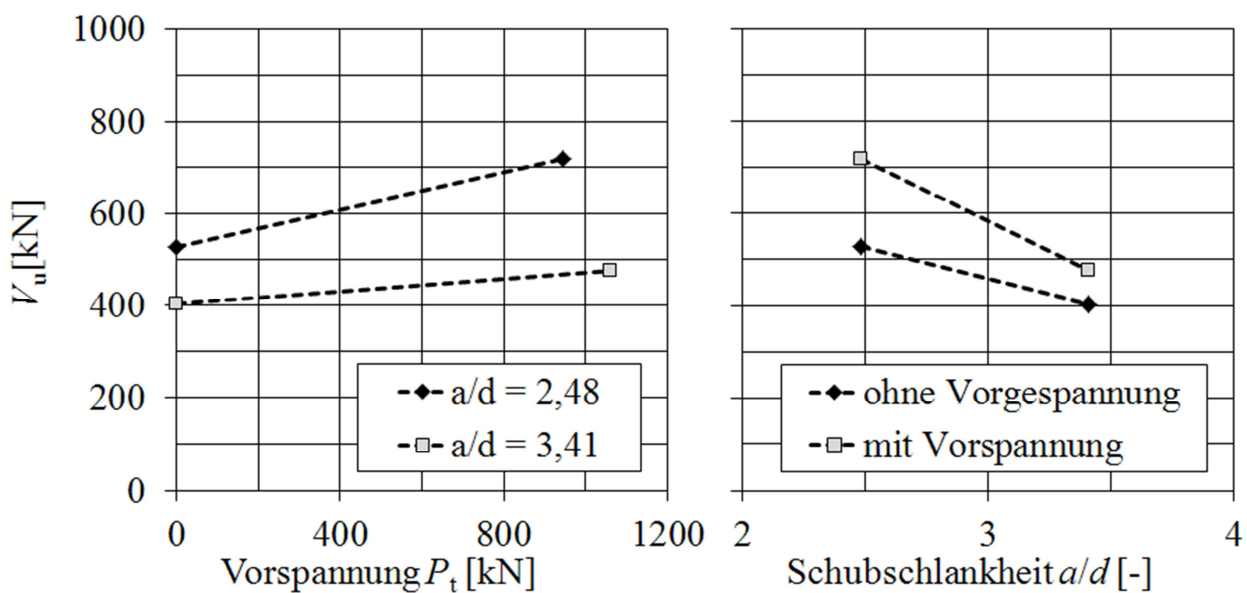


Bild 2-34 Auswertung der Versuche aus [Cha11]

2.5.4 Querkraftmodelle für Stahl- und Spannbetonträger aus Normalbeton

2.5.4.1 Modell von Görtz [Gör04]

Görtz beschreibt das Schubrissverhalten und dessen Auswirkungen auf die Querkrafttragfähigkeit mit mechanischen Überlegungen. Er entwickelte aufbauend auf dem Modell von Zink [Zin99] einen halbempirischen Querkraftbemessungsansatz für Stahl- und Spannbetonträger u.a. in Abhängigkeit der Betonfestigkeit einschließlich hochfesten Betons. Görtz weist neben dem Fachwerktraganteil der ungerissenen Druckzone einen wesentlichen Traganteil der Querkrafttragfähigkeit zu. Deshalb erweitert er den Ansatz von Zink für schubbewehrte Rechteckträger auf profilierte Träger und berücksichtigt zusätzlich das Verhältnis zwischen Druckgurt- und Stegbreite.

Der additive Bemessungsansatz nach Gleichung (2.15) beinhaltet einen Betontraganteil V_c und eine Fachwerktraganteil V_f . Im Gegensatz zum Ansatz nach DIN 1045-1 [DIN08a] verläuft der Übergang zwischen Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung kontinuierlich, da dem Betontraganteil mit Querkraftbewehrung die gleichen Mechanismen zu Grunde liegen wie ohne.

$$V = V_f + V_c \quad (2.15)$$

Die Bewehrungsmenge a_{sw} geht in Gleichung (2.16) zwar linear ein, jedoch nimmt gleichzeitig der Risswinkel β_r in Gleichung (2.17) in Abhängigkeit des mechanischen Querkraftbewehrungsgrades $\omega_{w,ct}$ zu. Dadurch steigt der Fachwerkanteil unterproportional mit zunehmendem Querkraftbewehrungsgrad an. Zudem wird der Risswinkel entsprechend den Versuchsbeobachtungen auf $\beta_r = 25^\circ$ bzw. $\cot\beta_r = 2,15$ und der Fachwerktraganteil auf die Druckstrebentragfähigkeit begrenzt.

$$V_f = \min \begin{cases} a_{sw} \cdot f_y \cdot z \cdot \cot\beta_r \\ \alpha_c \cdot f_{ctm} \cdot b_w \cdot z / (\cot\beta_r + \tan\beta_r) \end{cases} \quad (2.16)$$

$$\cot\beta_r = 1 + 0,15/\omega_{w,ct} - 0,18 \cdot \sigma_x / f_{ctm} \leq 2,15 \quad (2.17)$$

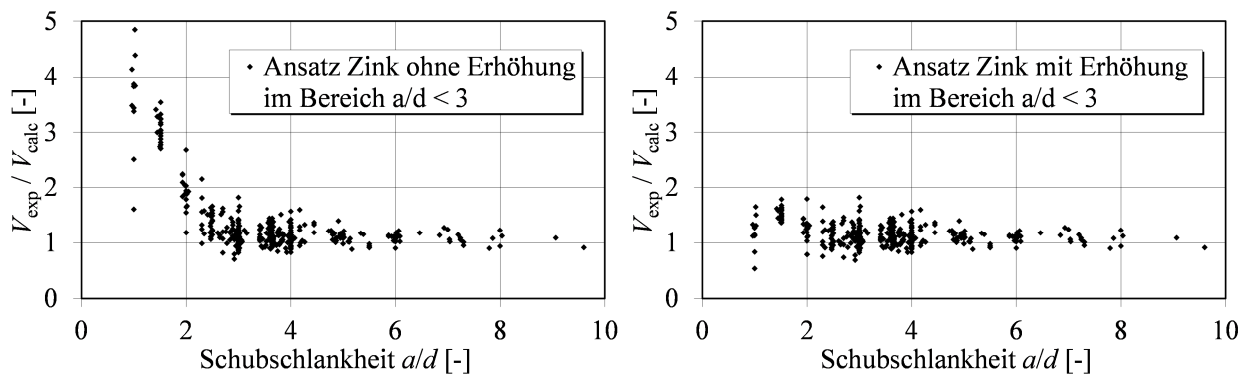
$\leq a/d$ bei Einzellastbeanspruchung

$$\omega_{w,ct} = \rho_w \cdot f_y / f_{ctm} \quad (2.18)$$

Infolge des Risswachstums entlang der Unterseite des Untergurtes wird $\cot\beta_r$ bei profilierten Trägern mit Hilfe der Obergurtbreite b_{OG} nach Gleichung (2.19) vergrößert, allerdings ist die Druckstrebentragfähigkeit mit dem gleichen Risswinkel nachzuweisen.

$$\cot\beta_r' = \cot\beta_r + 0,5 \cdot (b_{OG} - b_w) / z \quad (2.19)$$

Der Betontraganteil wird signifikant von der Schubschlankheit und der Vorspannung beeinflusst. Görtz wertet hierzu eine Querkraftdatenbank mit insgesamt 970 Versuchen aus. Der Einfluss der Schubschlankheit ist bei Stahlbetonbalken etwa oberhalb von $a/d = 3$ nicht mehr nennenswert (Bild 2-35 a).



a) ohne Erhöhung im Bereich $a/d < 3$ b) mit Erhöhung im Bereich $a/d < 3$

Bild 2-35 Auswertung von Stahlbetonbauteilen aus [Gör04] in Abhängigkeit der Schubschlankheit nach dem Ansatz von Zink

Görtz stellt fest, dass die Berücksichtigung der Vorspannung durch eine mittlere Betonlängsspannung σ_{cp} wie nach DIN 1045-1 [DIN08a] die Tragfähigkeit von Spannbetonträgern nicht zufriedenstellend erfasst (Bild 2-36 a), insbesondere bei profilierten Querschnitten. Die additive Berücksichtigung der Sprengwerktragwirkung nach Gleichung (2.20) im Ansatz von Zink hingegen ist deutlich zutreffender (Bild 2-36 b). Hierbei geht allerdings nur der bis zur Auflagerlinie eingeleitete Anteil der Vorspannung $P_{Auflager}$ ein (Bild 2-37 a).

$$V_{c,p} = P_{\text{Auflager}} \cdot \frac{z_p}{a} \quad (2.20)$$

$$\text{mit } z_p = d_p - x/2 \quad (2.21)$$

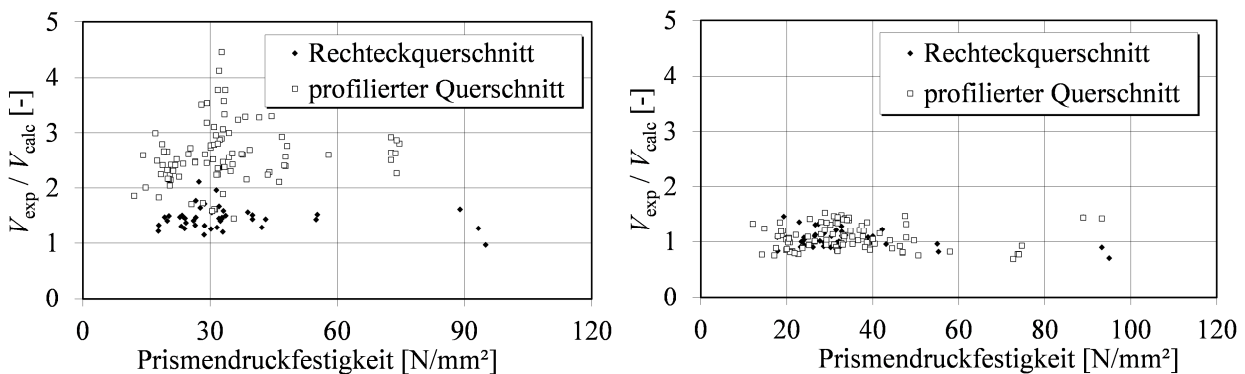
Unter Berücksichtigung einer effektiven Breite des Schubquerschnitts nach Gleichung (2.24) (Bild 2-37 b) wird zudem ein von der Vorspannung unabhängiger Betontraganteil nach Gleichung (2.22) ermittelt. Da sich die Schubrisse bei profilierten Querschnitten in der Regel über die gesamte Steghöhe entwickeln, ist die bezogene Druckzonenhöhe k_x auf die Obergurthöhe begrenzt. Für kleinere Schubschlankheiten als $a/d = 3$ erfolgt eine lineare Erhöhung des Betontraganteils nach Gleichung (2.22) mit dem Faktor β nach Gleichung (2.25) und eine weitere exponentielle Erhöhung mit $(4 \cdot d/a)^{1/4}$ wie in [Zin99], was den Einfluss der Schubschlankheit nahezu trendfrei erfasst (Bild 2-36 b).

$$V_{c,s} = \beta \cdot \frac{2}{3} \cdot k_x \cdot f_{ctm} \cdot (4 \cdot d/a)^{1/4} \cdot (5 \cdot l_{ch}/d)^{1/4} \cdot b_{s,eff} \cdot d \quad (2.22)$$

$$\text{mit } k_x = \frac{2}{1 + \sqrt{1 + 2/(\rho_1 \cdot E_s/E_c)}} < h_{OG}/d \quad (2.23)$$

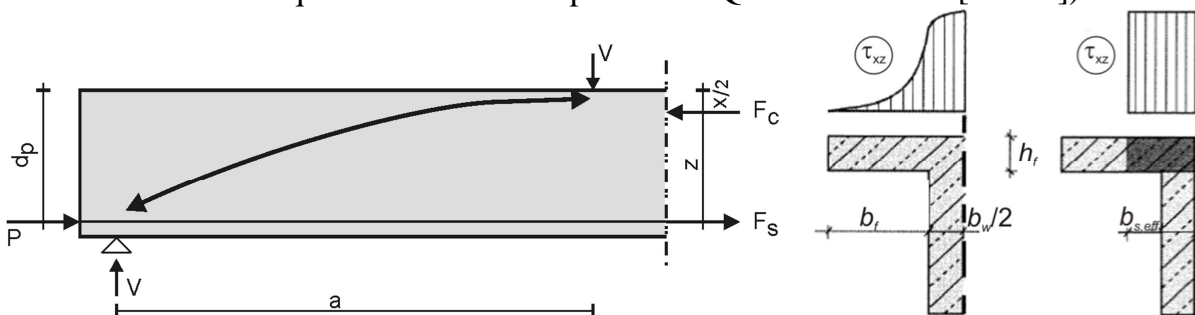
$$b_{s,eff} = b_w + 0,3 \cdot \sum_i h_{f,i} \quad (2.24)$$

$$\beta = \frac{3}{a/d} \geq 1,0 \quad (2.25)$$



a) nach DIN 1045-1 mit Längsspannung σ_{cp} b) nach Zink mit Sprengwerktraganteil

Bild 2-36 Auswertung von Querkraftversuchen an Spannbetonträgern ohne Querkraftbewehrung in Abhängigkeit der Prismendruckfestigkeit (46 Rechteckquerschnitte und 93 profilierte Querschnitte aus [Gör04])



a) Sprengwerkwirkung infolge Vorspannung

b) effektive Schubbreite $b_{s,eff}$

Bild 2-37 Modellüberlegungen für profilierte Träger

In Gleichung (2.26) werden die Traganteile aufaddiert und der Einfluss der Rissbildung auf die Betontraganteile mit zunehmendem mechanischem Bügelbewehrungsgrad wird durch die Beiwerte κ_s und κ_p beschrieben. Hierdurch wird der abnehmende Traganteil der Druckzone bei zunehmender Beanspruchung berücksichtigt.

$$V = V_f + V_c = V_f + \kappa_s \cdot V_{c,s} + \kappa_p \cdot V_{c,p} \quad (2.26)$$

$$\text{mit} \quad \kappa_s = 1 - \omega_{w,ct} / 3 \quad \geq 0 \quad (2.27)$$

$$\kappa_p = 1 - \omega_{w,ct} \quad \geq 0 \quad (2.28)$$

2.5.4.2 Hauptspannungskriterium

Bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung ist das Querkraftversagen, insbesondere beim Schubzugversagen, ein sprödes Betonversagen ähnlich dem Versagen eines Zugversuches. Deshalb wurde in der DIN 4227 [DIN53] als Nachweis für die „Schubsicherung“ das Hauptzugspannungskriterium eingeführt [Heg09]. Unter der Annahme, dass bis zum Versagen ein linear elastisches Verhalten vorliegt, wird der Balken bei der Anwendung des Kriteriums als homogener Querschnitt betrachtet und die inneren Spannungen des Betons werden über linearelastische Materialgesetze bestimmt. Demnach tritt der Versagensriss auf, wenn die Hauptzugspannung σ_1 nach Gleichung (2.29) die Betonzugfestigkeit überschreitet.

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{xx} + \sigma_{zz}) + \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 + 4 \cdot \sigma_{xz}^2} \quad (2.29)$$

Auf Grundlage von Gleichung (2.29) wird in Eurocode 2 [Eur04] und DIN 1045-1 [DIN08a] für Bereiche ohne Biegerissbildung die Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (2.30) durch die Zugfestigkeit des Betons begrenzt. Dabei ist I_y das Flächenträgheitsmoment und S_y das Flächenmoment 1. Grades (statisches Moment der Restfläche) oberhalb der Schwereachse. Der Beiwert α_1 nach Gleichung (2.31) berücksichtigt den Nachweisschnitt in Trägerlängsrichtung. Innerhalb der Übertragungslänge wird der Anstieg der Vorspannung linear angenommen. Hierbei ist l_{pt2} der obere Grenzwert der Übertragungslänge des Spanngliedes gemäß Gleichung (2.32) und l_x der Abstand des betrachteten Querschnitts vom Beginn der Übertragungslänge, in der Regel das Balkenende. Die Ermittlung des Grundwerts der Übertragungslänge l_{pt} wurde in Kapitel 2.4.3.3 beschrieben.

$$V_{Rd,c,HZ} = \frac{I_y \cdot b_w}{S_y} \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \cdot \sigma_{cd} \cdot f_{ctd}} \quad (2.30)$$

$$\alpha_1 = l_x / l_{pt2} \leq 1,0 \quad \text{für Spannglieder im sofortigen Verbund} \quad (2.31)$$

$$= 1,0 \quad \text{für andere Arten der Vorspannung}$$

$$l_{pt2} = 1,2 \cdot l_{pt} \quad (2.32)$$

Wie in Bild 2-38 dargestellt, kann die maximale Hauptspannung bei Querschnitten mit unterschiedlicher Breite über die Höhe auch außerhalb des Schwerpunkts auftreten. In

diesem Fall muss der Minimalwert der Querkrafttragfähigkeit an verschiedenen Punkten des Querschnitts ermittelt werden.

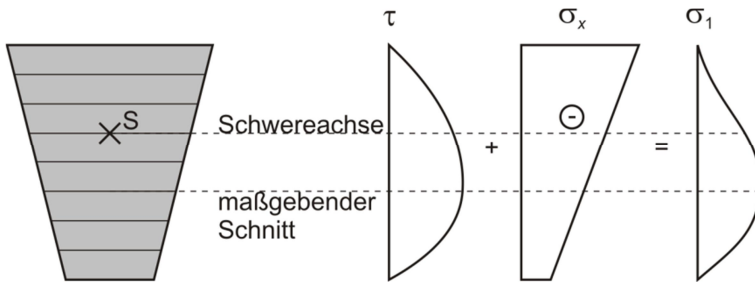


Bild 2-38 Hauptzugspannungen bei veränderlicher Querschnittsbreite

Der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach EC2 oder DIN 1045-1 setzt den 5%-Fraktilwert der Zugfestigkeit $f_{ctk;0,05}$ an. Gegebenenfalls ist statisch keine weitere Querkraftbewehrung erforderlich. Unter Verwendung des Mittelwertes kann hierbei allerdings auch die Erstrissbildung berechnet werden, die bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung zum Versagen führt.

2.5.5 Querkraftmodelle für Stahl- und Spannbetonträger aus Stahlfaserbeton

2.5.5.1 Allgemeines

Die hier beschriebenen Bemessungsansätze zur Bestimmung des Fasertraganteils von Stahlfaserbeton bauen alle auf der Fachwerkanalogie auf. Die von den Stahlfasern im Riss übertragenen Zugkräfte werden als verschmierte Nachrisszugfestigkeit angesetzt. Vereinfachend wird davon ausgegangen, dass die Nachrisszugfestigkeit senkrecht zur horizontalen Bauteilachse wirkt (Bild 2-39). Mit Hilfe des Druckstrebenwinkels θ , der dem Risswinkel gleichgesetzt wird, und der Risshöhe z wird der Fasertraganteil eines Zugpfostens mit der projizierten Länge $\cot\theta \cdot z$ bestimmt. Unterschiede in den Ansätzen sind bei der Risshöhe zu finden, die zum Teil als Bauteilhöhe h oder als innerer Hebelarm z angenommen wird.

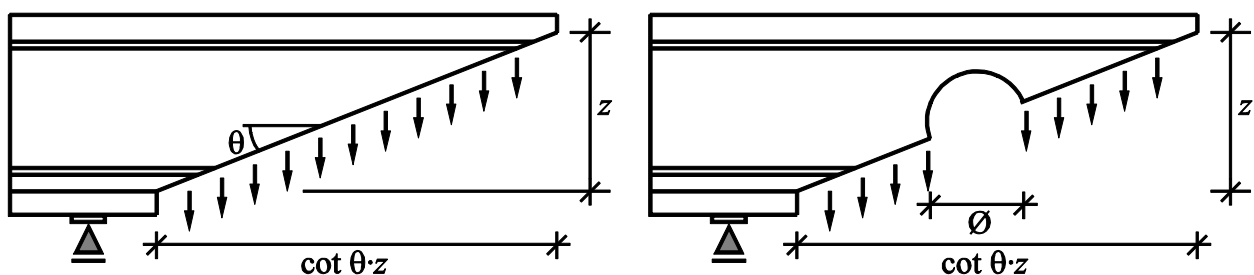


Bild 2-39 Fachwerkmodell zur Bestimmung des Fasertraganteils der Querkrafttragfähigkeit mit und ohne Stegöffnungen

In [Schn06a, Schn06b] wurde aufbauend auf den Versuchsergebnissen aus [Leo77, Eli93, Schl89] an Balken ohne Schubbewehrung mit kleinen Öffnungen vorgeschlagen, die Querkrafttragfähigkeit anteilig um die Schwächung des Vollquerschnittes zu vermindern. Grunert nimmt den gleichen Vorschlag auf [Gru06]. Bei der Bemessung wird hierzu die statische Nutzhöhe um den Durchmesser der Öffnung verringert. Eine Reduktion der Querkrafttragfähigkeit im Bereich der Stegöffnungen von vorgespannten Deckensystemen ohne Schubbewehrung wird in [Heg99a] und [Heg03] in Abhängigkeit der

Bauteilhöhe h und dem Durchmesser der Öffnung vorgeschlagen. Außerdem wird ein Mindestauflagerabstand von $2 \cdot h$ und ein Abstand untereinander von h empfohlen.

Neben den hier vorgestellten Bemessungsansätzen für die Querkrafttragfähigkeit von Stahlfaserbeton werden weitere Bemessungsansätze [Cas97, Küt99, Bar02] hier nicht erläutert. Sie verfolgen allerdings ähnliche Grundgedanken wie die hier gezeigten Modelle.

2.5.5.2 Modell der französischen Richtlinie AFGC [AGFC02]

In Frankreich liegt bereits seit 2002 eine Richtlinie zur Bemessung von UHPC vor, die von der Arbeitsgruppe „Bétons fibrés à ultra-hautes performances“ (BFUP) erarbeitet wurde. Die AFGC ist eine Ergänzung zu den französischen Bemessungsnormen [BPEL93, BAEL91]. Danach darf die Querkraftbewehrung von Balken als Bügelbewehrung oder Stahlfaserbewehrung ausgeführt werden. Die Querkrafttragfähigkeit V_u setzt sich hier nach Gleichung (2.33) aus einem Betontraganteil V_{Rb} , einem Traganteil der Bewehrung V_a und einem Fasertraganteil V_f zusammen. V_{Rb} und V_a entsprechen dabei der normativen Bemessung.

$$V_u = V_{Rb} + V_a + V_f \quad (2.33)$$

$$V_{Rb} = \frac{1}{\gamma_E} \cdot \frac{0,21}{\gamma_b} \cdot k \cdot \sqrt{f_{cj}} \cdot b_0 \cdot d \text{ für Stahlbeton} \quad (2.34)$$

mit $\gamma_E \cdot \gamma_b = 1,5$: Teilsicherheitsbeiwerte

$$k = 1 + \frac{3 \cdot \sigma_{cm}}{f_{tj}} \text{ für Biegung mit Drucknormalkraft} \quad (2.35)$$

f_{cj} : charakteristische Betondruckfestigkeit

b_0 : Stegbreite

γ_E, γ_b : Teilsicherheitsbeiwerte

σ_{cm} : mittlere Betondruckspannung aus äußerer Normalkraft

f_{tj} : Matrixzugfestigkeit aus Biegezugversuchen nach Annex 2 AGFC

$$V_{Rb} = \frac{1}{\gamma_E} \cdot \frac{0,24}{\gamma_b} \cdot \sqrt{f_{cj}} \cdot b_0 \cdot z \text{ für Spannbeton} \quad (2.36)$$

$$V_a = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_t f_e}{s_t \gamma_b} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (2.37)$$

A_t : Bügelquerschnittsfläche

s_t : Bügelabstände in Balkenlängsrichtung

f_e : Streckgrenze des Stahls

α : Winkel zwischen Bügel und Balkenachse

In Gleichung (2.38) für den Fasertraganteil wird die residuale Biegezugfestigkeit σ_p mit der auf 90 % reduzierten Projektionsfläche S multipliziert.

$$V_f = \frac{S \cdot \sigma_p}{\gamma_{bf} \cdot \tan \beta_u} \quad (2.38)$$

mit γ_{bf} : Sicherheitsbeiwert Faserwirkung; $\gamma_{bf} = 1,3$
 β_u : Druckstrebenwinkel
 $S = 0,9 \cdot d \cdot b_0$ für Rechteckquerschnitte (2.39)

Für Öffnungen ist kein Bemessungsansatz enthalten.

2.5.5.3 Modell nach Rilem TC 162-TDF [Rilem03b]

Die Querkrafttragfähigkeit setzt sich nach Gleichung (2.40) aus drei additiven Traganteilen zusammen, einem Betontraganteil V_{cd} , in dem die Vorspannung berücksichtigt wird, einem Fasertraganteil V_{fd} und einem Traganteil der Bügelbewehrung V_{wd} . Der Betontraganteil wird wie in Eurocode 2 [Eur04] nach Gleichung (2.41) berechnet. Auf die Ermittlung des Druckstrebenwinkels wurde hier verzichtet, sodass der Bügeltraganteil nach Gleichung (2.42) und der Fasertraganteil nach Gleichung (2.43) unter Annahme eines 45°-Fachwerks bestimmt werden. Die Bemessungsschubspannung τ_{fd} nach Gleichung (2.45) entspricht einer Erhöhung der Betonschubfestigkeit um den Fasertraganteil. Sie wird aus den 3-Punkt-Biege-Versuchen nach Kapitel 2.3 abgeleitet. Für Versuchsnachrechnungen wurde die mittlere Schubspannung nach Gleichung (2.46) eingesetzt, die sich um den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_f = 1,5$ vom charakteristischen Wert unterscheidet.

$$V_{Rd,3} = V_{cd} + V_{fd} + V_{wd} \quad (2.40)$$

$$V_{cd} = [0,12 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (2.41)$$

mit κ : Maßstabfaktor nach Eurocode 2
 ρ_1 : Längsbewehrungsgrad $\rho_1 = A_s / (b_w \cdot d) \leq 2 \%$
 σ_{cp} : Längsdruckspannung $\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$ [N/mm²]

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot (1 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (2.42)$$

mit α : Neigung der Querkraftbewehrung

$$V_{fd} = 0,7 \cdot \kappa_f \cdot \kappa \cdot \tau_{fd} \cdot b_w \cdot d \quad (2.43)$$

$$\kappa_f = 1 + n \cdot \left(\frac{h_f}{b_w} \right) \cdot \left(\frac{h_f}{d} \right) \leq 1,5 \quad (2.44)$$

$$n = \frac{b_f - b_w}{h_f} \leq 3 \text{ und } n \leq \frac{3 \cdot b_w}{h_f}$$

$$\tau_{fd} = d / a \cdot 0,5 \cdot f_{Rk,4} = 0,12 \cdot f_{Rk,4} \text{ mit } a/d = 4 \text{ [Ros03a]} \quad (2.45)$$

$$\tau_{fm} = d / a \cdot 0,5 \cdot f_{Rm,4} \quad (2.46)$$

mit κ_f : Geometriebeiwert für profilierte Druckgurte
 τ_{fd} : Bemessungswert der Erhöhung der Schubspannungen infolge Fasern
 h_f : Höhe des Druckgurtes
 b_f : Breite des Druckgurtes
 $f_{Rk,4}$: residuale Zugfestigkeit aus Biegezugversuchen nach Kap. 2.3

τ_{fm} : Mittelwert der Erhöhung der Schubspannung infolge Fasern [Ros03a]

2.5.5.4 DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [DAfStb10]

Der Querkraftwiderstand eines faserbewehrten Bauteils ohne Querkraftbewehrung setzt sich nach Gleichung (2.47) aus einem Betontraganteil und einem Fasertraganteil zusammen. Der Betontraganteil $V_{\text{Rd,ct}}$ wird wie in DIN 1045-1 [DIN08a] ermittelt, der Fasertraganteil $V_{\text{Rd,cf}}$ nach Gleichung (2.48) in Abhängigkeit des Bemessungswertes der Nachrisszugfestigkeit R_{d}^{f} , die aus den Vier-Punkt-Biegeversuchen nach Kapitel 2.3 abgeleitet wird.

$$V_{\text{Rd,ct}}^{\text{f}} = V_{\text{Rd,ct}} + V_{\text{Rd,cf}} \quad (2.47)$$

$$V_{\text{Rd,cf}} = R_{\text{d}}^{\text{f}} \cdot b_{\text{w}} \cdot h \quad (2.48)$$

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit von faser- und bügelbewehrten Bauteilen $V_{\text{Rd,sy}}^{\text{f}}$ nach Gleichung (2.49) setzt sich aus zwei Traganteilen zusammen. Der Traganteil der Bügel wird wiederum nach DIN 1045-1 ermittelt und der Fasertraganteil nach Gleichung (2.48). Die Druckstrebentragfähigkeit $V_{\text{Rd,max}}$ nach DIN 1045-1 ändert sich durch die Zugabe von Stahlfasern nicht.

$$V_{\text{Rd,sy}}^{\text{f}} = V_{\text{Rd,sy}} + V_{\text{Rd,cf}} \leq V_{\text{Rd,max}} \quad (2.49)$$

Ist rechnerisch keine Querkraftbewehrung erforderlich, darf die Mindestquerkraftbewehrung aus Betonstahl bei balkenartigen Bauteilen ($b \leq 5h$) durch Anrechnung der Faserwirkung nach (2.50) reduziert werden. Ist die Faserwirkung ausreichend, darf die Bügelbewehrung vollständig entfallen, da die Mindestquerkraftbewehrung durch die Stahlfasern abgedeckt wird.

$$\rho = (0,16 \cdot f_{\text{ctm}} - f_{\text{ctR,u}}^{\text{f}}) / f_{\text{yk}} \quad (2.50)$$

Da in [DAfStb10] keine vorgespannten Bauteile behandelt werden, ist der Einfluss der Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit in den Bemessungsgleichungen nicht berücksichtigt.

2.5.5.5 Modell von Rosenbusch [Ros03a]

Das Querkraftmodell von Rosenbusch für Stahlbetonträger aus Stahlfaserbeton besitzt additive Anteile bestehend aus einem Betontraganteil V_{c} und einem Fachwerktraganteil V_{θ} nach Gleichung (2.51). Der Fachwerktraganteil setzt sich wiederum additiv aus Anteilen der Bügelbewehrung und der Stahlfasern zusammen (Gl. 2.52). Durch eine Umrechnung der Faserwirkung unter Berücksichtigung von Orientierungsbeiwerten in einen äquivalenten Bügelbewehrungsgrad nach Gleichung (2.53) lassen sich die Bewehrungsgrade addieren. Rosenbusch weist auf eine erhebliche Abhängigkeit der Tragfähigkeit von der Faserorientierung hin, insbesondere bei der Umrechnung der Ergebnisse der Biegezugversuche in bauteilbezogene Größen. Zudem besteht ein Einfluss der Bauteilhöhe [Ros04]. Systematische Untersuchungen zur Faserorientierung und -verteilung an den Trägern wurden im Rahmen seiner Arbeit allerdings nicht durchgeführt. Der konstante Faktor κ_{t} wurde daher vereinfacht nach [DAfStb10] zu 0,37

angenommen, der Faserorientierungsbeiwert parallel zur Betonierichtung näherungsweise zu 0,4 gestützt auf Versuchsauswertungen.

Die Berechnung des mit dem Risswinkel gleichgesetzten Druckstrebenwinkels erfolgt nach der empirischen Gleichung (2.54) in Abhängigkeit der Einwirkung. Durch eine iterative Bemessung ergibt sich ebenfalls eine Abhängigkeit zur residualen Zugfestigkeit $f_{R,4}$. Da für die Gültigkeit dieser Formulierung eine Mindestfachwerkwirkung erforderlich ist (vgl. Bild 2-14 in Kapitel 2.5.2.3), muss sichergestellt sein, dass sich die Stahlfaserzugabe durch ausreichende Nachrisszugfestigkeit signifikant auf das Tragverhalten auswirkt oder zusätzliche Bügelbewehrung vorhanden ist.

$$V_R = V_\theta + V_c \quad (2.51)$$

$$V_\theta = V_{w\theta} + V_{f,\theta} = (\rho_w + \rho_{w,\ddot{a}q}) \cdot b_w \cdot f_{yw} \cdot z \cdot \cot\theta \quad (2.52)$$

mit $z = 0,9d$

$$\rho_{w,\ddot{a}q} = \kappa_t \cdot \eta_\alpha \cdot \eta_h \cdot f_{R,4} / f_{yw} \quad (2.53)$$

mit $\kappa_t = 0,37$

$$\eta_\alpha = (1 - \eta_{0II}) / 90 \cdot \alpha + \eta_{0II} : \text{Faserorientierungsbeiwert in Rissebene}$$

$$\eta_{0II} = 0,4 : \text{Faserorientierungsbeiwert parallel zur Betonierichtung}$$

$$\alpha : \text{Risswinkel (mit } \theta \text{ gleichzusetzen)}$$

$$\eta_h = 0,63 \cdot (1 + e^{-h/300}) : \text{Faserorientierungsbeiwert der Bauteilhöhe}$$

$$\theta = 4,6 \cdot ((V_E - V_c) / (b_w \cdot d) - 1,8)^2 + 30 \quad (2.54)$$

$$V_E : \text{einwirkende Querkraft}$$

Der Betontraganteil nach Gleichung (2.55) wird von Zink [Zin99] übernommen, wobei die bezogene Druckzonenhöhe k_x und die Bruchenergie G_f vereinfacht ermittelt werden.

$$V_c = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot k_x \cdot d \cdot f_{ct} \cdot \left(\frac{20 \cdot l_{ch}}{a} \right)^{1/4} \quad (2.55)$$

mit $k_x = x/d$

$$l_{ch} = E_c \cdot G_f / f_{ctm}^2 : \text{charakteristische Länge nach Hillerborg [Hil83]}$$

$$G_f = f_{ctm} [\text{N/mm}^2] \cdot 0,05 \text{ mm} \cdot 1/2$$

Alternativ kann V_c nach Eurocode 2 [Eur04] bestimmt werden. Vorgespannte Bauteile und Öffnungen werden in diesem Ansatz nicht berücksichtigt.

2.5.5.6 Modell von Grunert [Gru06]

Die Querkraftbemessung (Schubzugversagen) entspricht weitestgehend dem Ansatz nach [DAfStb05] mit einem Betontraganteil nach DIN 1045-1 (Gl. 2.57) und einem additiven Fasertraganteil (Gl. 2.56). Die Schubslankheit wird nach Zink [Zin99] berücksichtigt (Gl. 2.59). Aufgrund der eingeschränkten Öffnungspositionen außerhalb des Druckbogens bleibt der Betontraganteil erhalten und der Fasertraganteil wird abgemindert (Gl. 2.60). Der Einfluss des Druckgurtes eines profilierten Querschnitts wird nach Grunert bei

seiner Datenbankauswertung besser durch den Ansatz von Mallée [DAfStb81] erfasst als nach Görtz [Gör04]. Während bei Görtz die Obergurthöhe die führende Einflussgröße darstellt, verwendet Mallée die Breite. Grunert verzichtet allerdings auf den Ansatz des Profilierungsfaktors κ_f in Gleichung (2.60), da die Druckgurtform lediglich den Betontraganteil beeinflusst, jedoch nicht den Fasertraganteil. Für Schubschlankheiten $a/d \leq 1,3$ mit sprödem Schubzugversagen schlägt Grunert einen Sicherheitsbeiwert $\gamma_M = 2,3$ vor und $\gamma_M = 1,8$ für $a/d \geq 2,9$ mit einem linearen Verlauf für $1,3 < a/d < 2,9$.

$$V_{\text{Rd,ct,mod}}^f = V_{\text{Rd,ct,mod}} + V_{\text{Rd,cf,mod}} \quad (2.56)$$

mit $V_{\text{Rd,ct,mod}}$: Betontraganteil

$V_{\text{Rd,cf,mod}}$: Fasertraganteil

$$V_{\text{Rd,ct,mod}} = \left[0,10 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{\text{ck}})^{1/3} - 0,12 \sigma_{\text{cd}} \right] \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{1}{\gamma_M} \cdot \kappa_f \cdot \beta_{\text{mod}} \quad (2.57)$$

mit γ_M : Teilsicherheitsbeiwert

κ_f : Profilierungsfaktor

β_{mod} : Beiwert zur Berücksichtigung der Schubschlankheit

$$\kappa_f = 0,7 + 0,15 \cdot \left(\frac{b_{\text{OG}}}{b_w} \right) \geq 1,0 \quad (2.58)$$

mit b_{OG} : Breite des Obergurtes

b_w : Stegbreite

$$\beta_{\text{mod}} = \left(\frac{4d}{a} \right)^{0,25} \quad (2.59)$$

$$V_{\text{Rd,cf,mod}} = 0,63 \cdot \kappa \cdot \tau_{\text{fd}} \cdot b_w \cdot (h - \emptyset) \cdot \frac{1}{\gamma_M} \quad (2.60)$$

mit κ : Maßstabsfaktor nach [DAfStb05] bzw. [DIN08a]

τ_{fd} wird nach [DAfStb05] aus der Nachrisszugfestigkeit berechnet

h : Bauteilhöhe

\emptyset : Öffnungsdurchmesser

2.5.5.7 Modell von Voo und Foster [Voo08]

In [Voo08] wird ein Ansatz zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von rechteckigen und profilierten Stahl- und Spannbetonträgern ohne Querkraftbewehrung aufbauend auf der Arbeit von Zhang [Zha94] beschrieben. Entsprechend der Plastizitätstheorie werden Druckstrebentragfähigkeit und Schubzugtragfähigkeit gleichgesetzt, um den Druckstrebenwinkel und die Tragfähigkeit iterativ zu bestimmen. Nach Bild 2-40 stellt sich das Querkraftversagen entlang eines geneigten Risses in Richtung der Lasteinleitungsstelle ein. Dabei beschreibt x die Projektionslänge des idealisierten Versagensrisses, die maximal bis zum Schubabstand a anwachsen kann.

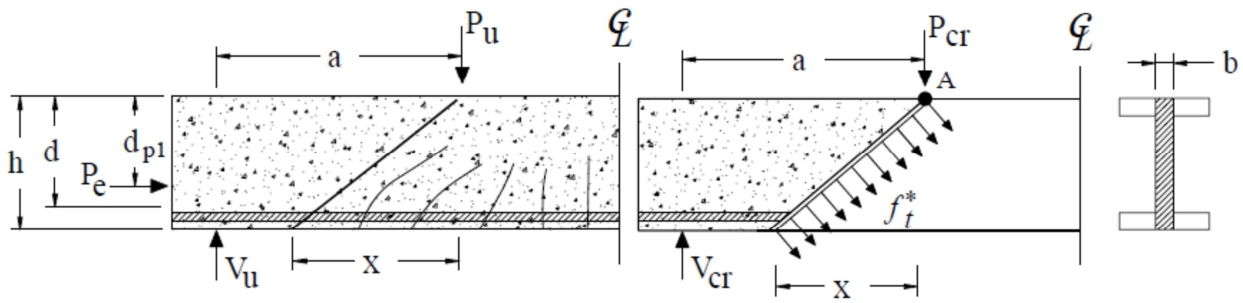


Bild 2-40 Versagensmechanismus eines profilierten Trägers [Voo08]

Zhang berechnet die Druckstreben­tragfähigkeit V_u für Balken nach Gleichung (2.61), wobei x/h dem verwendeten $\cot\theta$ entspricht. Die diagonale Risslast V_{cr} nach Gleichung (2.62) beschreibt die Schubzugtragfähigkeit des Balkens unter Annahme eines über die gesamte Bauteilhöhe verlaufenden Schubrisses mit einer konstanten Zugfestigkeit f_t^* des Faserverbundwerkstoffs. Diese Zugfestigkeit wird durch einen analytischen Ansatz zur Beschreibung der Spannungs-Rissbreiten-Beziehung bestimmt (Variable Engagement Model VEM [Voo03a, Voo04]). Der Einfluss der Vorspannung wird für jede Spann­gliedlage im Verhältnis d_{pi}/a aufsummiert. Ein Spann­glied im Obergurt trägt hiernach wenig zur Querkrafttragfähigkeit bei, da sich ein sehr flacher Winkel bzw. kleines Verhältnis d_{pi}/a ergibt, was somit als Wichtung für die Sprengwerk­wirkung jeder Spann­bewehrungslage genutzt wird. Durch große Schubabstände a verringert sich der Einfluss ebenfalls.

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot f_c^* \cdot b \cdot h \cdot \left(\sqrt{1 + \left(\frac{x}{h}\right)^2} - \frac{x}{h} \right) \quad (2.61)$$

mit $f_c^* = v_c \cdot f_{cm}$

f_c^* : effektive Betondruckfestigkeit

$v_c = 0,8$: Abminderungsfaktor für Druckbeanspruchungen

$$V_{cr} = \frac{1}{2} \cdot f_t^* \cdot b \cdot \frac{h^2 + x^2}{a} + \frac{\sum P_{e,i} \cdot d_{pi}}{a} \quad (2.62)$$

mit $f_t^* = v_t \cdot f_{tf}$: effektive Betonzugfestigkeit

$v_t = 0,8$: Effektivitätsfaktor

f_{tf} : maximale Betonzugfestigkeit nach VEM

Durch Gleichsetzen der Druckstreben- und Schubzugtragfähigkeit in Gleichung (2.63) wird die Länge x bzw. indirekt auch der Druckstrebenwinkel bestimmt. Die Querkrafttragfähigkeit resultiert dann durch Einsetzen von x in Gleichung (2.61) oder (2.62).

$$f_c^* \cdot \left(\sqrt{1 + \left(\frac{x}{h}\right)^2} - \frac{x}{h} \right) = f_t^* \cdot \frac{h^2 + x^2}{a \cdot h} + \frac{2 \cdot \sum P_{e,i} \cdot d_{pi}}{a \cdot b \cdot h} \quad \text{für } 0 \leq x \leq a \quad (2.63)$$

Die Zugfestigkeit des gerissenen Faserbetons wird hierbei als Faserverbundspannung nach Gleichung (2.64) definiert.

$$f_{tf} = K_{f,max} \cdot \alpha_f \cdot \rho_f \cdot \tau_b \quad (2.64)$$

mit $K_f = \frac{1}{\pi} \cdot \cot\left(\frac{w}{\alpha_1 \cdot l_f}\right) \cdot \left(1 - \frac{2w}{l_f}\right)^2$: Fasereffizienzbeiwert

$\alpha_f = l_f / d_f$: Faserschlankheit

w : Rissbreite

ρ_f : volumetrischer Fasergehalt

τ_b : Verbundfestigkeit der Fasern im Beton

$\alpha_1 = 1/(3,5 \cdot \alpha_f)$: Verankerungsbeiwert für gerade Fasern und Fasern mit Endhaken

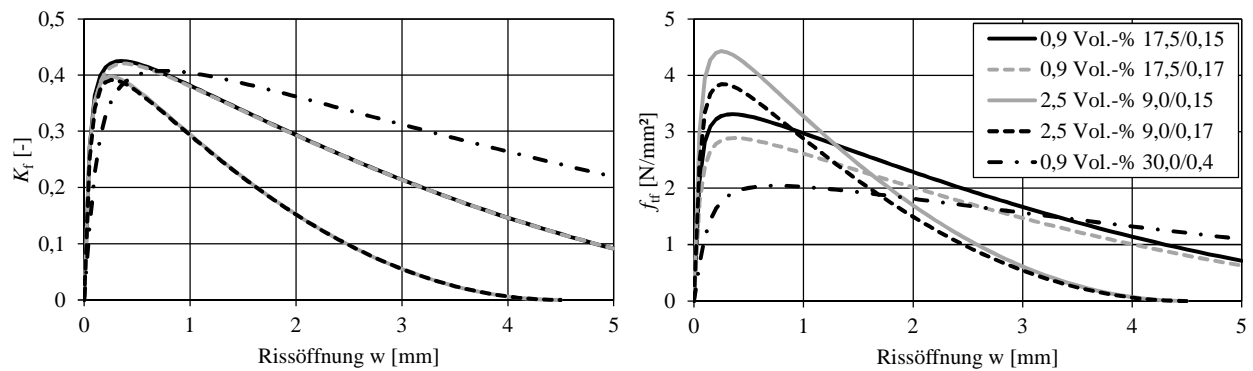
Bei der Bestimmung von f_{tf} und des Fasereffizienzbeiwerts $K_{f,max}$ wird vorausgesetzt, dass die kritische Länge l_{crit} nach Gleichung (2.65) nicht überschritten wird und vollständiges Faser-Pull-out ohne Faserreißen auftritt. Eine systematische Untersuchung zur Verankerung verschiedener Fasertypen ist in [Voo03a] dokumentiert. Der Verankerungsbeiwert α_1 wurde für Fasern mit Endhaken und gerade Fasern identisch festgelegt, allerdings werden die Verbundfestigkeiten τ_b nach Gleichung (2.66) für Haken höher angenommen [Voo08].

$$l_f < l_{crit} = \frac{d_f}{2} \cdot \frac{\sigma_{fu}}{\tau_b} \quad (2.65)$$

$$\tau_b < 1,0 \cdot \sqrt{f_{cm}} \text{ für Endhaken; } \tau_b < 0,6 \cdot \sqrt{f_{cm}} \text{ für gerade Fasern} \quad (2.66)$$

l_{crit} : kritische Länge = Übergang zwischen Faser-Pull-out und Faserreißen

Endhaken werden im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter betrachtet. Die Auswertung des Faserorientierungsbeiwertes K_f für die bei den eigenen Versuchen verwendeten geraden Mikrostaalfasern mit einer Faserlänge $l_f = 9,0$ bzw. $17,5$ mm und einem Durchmessers $d_f \approx 0,15$ bis $0,17$ mm (Toleranzspanne) zeigt keinen nennenswerten Einfluss des Durchmessers, allerdings werden mit der größeren Faserlänge etwa 6 % höhere Maximalwerte $K_{f,max}$ ermittelt (Bild 2-41 a).



a) Fasereffizienzbeiwert K_f

b) Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung

Bild 2-41 Fasereffizienzbeiwert und abgeleitete Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung für Fasern mit $l_f / d_f = 9/0,15$ und $17,5/0,15$ sowie $30/0,4$ nach dem Variable Engagement Model [Voo08] mit $f_{cm} = 153$ N/mm² (Legende identisch)

Wird in Gleichung (2.64) anstelle des Maximalwertes $K_{f,max}$ die stetige Funktion von K_f abhängig von der Rissbreite w eingesetzt, resultiert die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung nach Bild 2-41 b). Hier werden die Maximalwerte $f_{tf} = 3,8$ bzw. $4,4$ N/mm² zwar vom größeren Fasergehalt $\rho_f = 2,5$ Vol-% erreicht, allerdings sind die längeren Fasern mit $\rho_f = 0,9$ Vol-% effizienter und erreichen 75 % der Maximalwerte des 2,8-fach höheren Fasergehaltes. Um die Faserwirkung bei größeren Rissbreiten zu erhalten, sind längere Fasern erforderlich, allerdings muss dann der Durchmesser vergrößert werden, damit die kritische Faserlänge nicht überschritten wird. Die hier gewählten Fasern 30/0,4 verlieren dann rechnerisch nach dem VEM an Nachrisszugfestigkeit bei kleinen Rissbreiten, da die Verbundkraft der Fasern mit zunehmendem Faserdurchmesser d_f abnimmt. Die flachere Nachrisskurve beschreibt hingegen das sukzessive Ausziehen der längeren Fasern, die bis zu einer Rissöffnung $w = l_f/2$ wirksam sind. Um dieses gutmütige Faserverhalten nutzen zu können, ist eine kontrollierte Rissbreitenzunahme erforderlich, da die Zugfestigkeit von UHPC deutlich höher ist als 4 N/mm² und daher ein ausgeprägtes Softening für alle hier gewählten Faserzugaben zu erwarten ist. In die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit gehen nach [Voo08] allerdings nur die Maximalwerte ein (Gl. 2.64). Die eigenen Querkraftversuche an Spannbetonsträgern aus UHPC (Kapitel 2.5.3) und weitere aus [Heg04b, Heg08, Ber08] rechnet Voo in [Voo10] mit dem eigenen Bemessungsansatz nach und kommt zu einer guten Übereinstimmung (Bild 2-42).

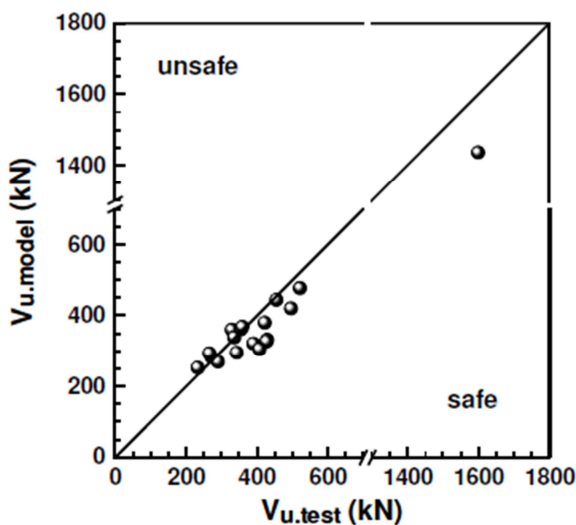


Bild 2-42 Versuchsnachrechnung von Voo und Vergleich mit den experimentellen Bruchlasten aus [Voo10]

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Allgemeines

Die experimentellen Untersuchungen beinhalten 72 Pull-out- und 14 Spannkrafteinleitungsversuche an kleinen Balken mit zwei oder vier Litzen zur Bestimmung der Verbundfestigkeiten und Mindestabmessungen. Die hierbei gewonnenen Erkenntnisse gingen in die Dimensionierung von 31 Spannbetonträgern ein. Die Ergebnisse der Kleinversuche wurden während der Spannkrafteinleitung an den Spannbetonträgern überprüft. Schließlich wurden 60 Querkraftversuche an den Spannbetonträgern durchgeführt.

3.2 Verwendete Werkstoffe

3.2.1 Ultra-hochfester Beton

3.2.1.1 Allgemeines

Bei der Dimensionierung von Fertigteilen sind neben dem Endzustand im Bauwerk weitere Montage- und Fertigungszustände maßgebend. Insbesondere bei vorgespannten Bauteilen sind die frühen Betoneigenschaften relevant. Unter anderem hängen die Verbundspannungen von Litzen vom Betonalter ab. Die Verbundbeanspruchungen treten bereits sehr früh während dem Umspannen auf. In Fertigteilwerken werden vorwiegend kurze Umspannzeiten von etwa einem Tag angestrebt. Um dennoch eine ausreichende Umspannfestigkeit des Betons zu erreichen, wird eine Wärmebehandlung durchgeführt. Dadurch kann nach einem Tag etwa die Betondruckfestigkeit wie nach drei Tagen ohne Wärmebehandlung erreicht werden. Die eigenen Versuchskörper wurden ohne Wärmebehandlung hergestellt. Daher erfolgten die Versuche zum Verbundverhalten vorwiegend nach drei Tagen wie auch das Umspannen bei den Spannbetonträgern. Die Festbetoneigenschaften wurden jeweils während der Spannkrafteinleitung, während der Querkraftversuche und in Einzelfällen zu weiteren Zeitpunkten bestimmt.

Aufgrund der umfangreichen Daten zu den Festbetoneigenschaften werden in diesem Kapitel Regressionsanalysen durchgeführt. Dabei sollen der E-Modul, die Biegezugfestigkeit und die Nachrisszugfestigkeit als Funktion der Würfeldruckfestigkeit angegeben werden. Diese Korrelation ist allerdings nur bei gleichem Beton mit gleicher Faserzugabe gültig. Für die Herleitung der Regressionsfunktionen werden alle Ergebnisse der durchgeführten Baustoffprüfungen als Mittelwert aus jeweils drei Proben herangezogen.

3.2.1.2 Rezeptur

Die Rezeptur wurde zentral im Schwerpunktprogramm entwickelt und in weiteren Projekten des Schwerpunktprogramms verwendet [SPP05]. Alle Versuchskörper wurden nach dieser in Tabelle 3-1 angegebenen Rezeptur hergestellt. Lediglich die Faserlänge und der Fasergehalt wurden variiert. Ausgehend von 2,5 Vol-% wurde im Sinne der Nachhaltigkeit eine Reduktion des Fasergehaltes angestrebt. Die verwendeten Mikrostahtfasern sind gerade, ohne Endhaken und aus hochfestem Stahl hergestellt ($f_y^f > 2200 \text{ N/mm}^2$). Der Durchmesser beträgt 0,15 mm (Toleranz bis 0,17 mm) und die

Faserlänge 9 mm (2,5 Vol-%) bzw. 17,5 mm (0,9 Vol-%). Zusätzlich wurden in M1a 30 mm lange und 0,4 mm dicke Stahlfasern mit einer Zugfestigkeit $f_y^f > 1400 \text{ N/mm}^2$ eingesetzt. Aufgrund der gewählten Faserschlankheit und der daraus resultierenden kurzen Verankerungslängen kommt es nach der Rissbildung im Beton zu einem Faserauszug und nicht zu einem Faserreißen. Dies führt zu einem deutlich duktileren Verhalten. Bei 2,5 Vol-% wurde die Faserlänge von 17,5 auf 9 mm verkürzt, um das angestrebte Ausbreitmaß von etwa 70 cm und damit die Einbaubarkeit sicherzustellen. Der Wasser/Bindemittelwert beträgt unter Anrechnung des Fließmittels mit einem Vorfaktor 0,8: $w/b = (0,8 \cdot 32 + 160)/(660 + 180) = 0,22$ bzw. 0,19 ohne Anrechnung des Fließmittels.

Tabelle 3-1 Betonrezeptur mit unterschiedlichen Fasergehalten und -längen

UHPC Fasergehalt [Vol-%]	M0 2,5	M1 0,9	M1a 0,9	M7 1,04	MR 0
Material [kg/m ³]					
Zement CEM I	650	660	660	660	666
Silikastaub	177	180	180	180	181
Quarzmehl	456	463	463	463	467
Sand 0,125-0,5 mm	354	360	360	359	363
Basalt 2-8	598	606	606	606	612
Stahlfasern 9,0/0,15	194	-	-	-	-
Stahlfasern 17,5/0,15	-	70	-	-	-
Stahlfasern 30,0/0,4	-	-	70	-	-
Stahlfasern 13,0/0,16	-	-	-	39	-
Stahlfasern 6,0/0,15	-	-	-	42	-
Wasser	158	161	161	160	162
Fließmittel	31	32	32	32	32

3.2.1.3 Frischbetoneigenschaften

Obwohl der verwendete UHPC eine hohe Fließfähigkeit besitzt, kann er nicht als selbstverdichtender Beton eingestuft werden. Er besitzt ein Setzfließmaß von etwa $SF = 680$ bis 720 mm nach [DIN10] unter Verwendung des Setztrichters nach DIN EN 12350-2 [DIN09]. Weitere Prüfungen wie die Ermittlung des Setzfließmaßes mit Blockierung oder L-Box Test wurden nicht durchgeführt. Bei der Referenzmischung MR ohne Stahlfasern stieg das Setzfließmaß bei gleicher Dosierung des Fließmittels auf bis zu 800 mm an. Bei Träger T2 wurden dabei Sedimentationen des Zuschlages und ein höherer Feinkorngehalt im oberen Bereich des Querschnitts festgestellt. Bei Mischungen ohne Zugabe von Stahlfasern ist daher eine geringere Dosierung des Fließmittels zu empfehlen.

Der Beton wurde in der Regel ohne Verwendung von Rüttlern eingebaut, lediglich bei einem Träger mit 70 cm Bauteilhöhe und 4 cm Stegdicke wurden testweise während der Betonage des Untergurts Schalungsrüttler eingesetzt. Ansonsten wurde der Frischbeton lediglich durch leichtes Stochern insbesondere im Untergurt der Träger in Bewegung gehalten, um Lufteinschlüsse auszuschließen.

3.2.1.4 Festbetoneigenschaften

Die Betondruckfestigkeit $f_{c,cube100}$ wurde an 100 mm Würfeln, der E -Modul an Zylindern 150 mm/ 300 mm und die Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ an 40 mm x 40 mm x 160 mm Biegezugprismen bestimmt. Um die Ergebnisse der Biegezugprismen gegenüber anderen Prüfkörperformaten einstuft zu können, wurden zusätzlich zu einigen Herstellchargen Biegezugversuche nach [DAfStb10] und [Rilem03a] durchgeführt. Die Ergebnisse der begleitenden Materialprüfungen werden in den Kapiteln 3.3.3, 3.4.4, 3.5.3 und 3.5.5 den Versuchen zugeordnet und zudem in Kapitel 6.2 weiter ausgewertet.

3.2.2 Bewehrung

Die verwendeten Spannstahllitzen besitzen nach DIN 1045-1 [DIN08a] eine Zugfestigkeit $f_{p0,1k} = 1500 \text{ N/mm}^2$ und einen E -Modul $E_p = 200.000 \text{ N/mm}^2$. Die durch eigene Materialprüfung ermittelten Materialkennwerte der verwendeten Litzen und der Betonstahlbewehrung sind in Tabelle 3-2 zusammengestellt.

Tabelle 3-2 Materialkennwerte der Bewehrung

Betonstahl					
\emptyset	A	$R_{p0,2}$	R_m	E -Modul	
[mm]	[%]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
6	17,7	626	685	203500	
8	12,8	521	612	197700	
10	20,4	543	627	200200	
Spannstahllitzen					
d_p		$R_{p0,1}$	$R_{p0,2}$	R_m	E -Modul
[inch]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
0,5"	12,7	1725	1767	1935	201600
0,6"	15,24	1666	1706	1801	193500

3.3 Pull-out-Versuche

3.3.1 Allgemeines

Um den Verlauf der Verbundspannungen zu bestimmen, werden mit Pull-out-Versuchen die lokalen Verbundfestigkeiten bei bestimmten Querdehnungen der Litze ermittelt. Dadurch erhält man einzelne Punkte entlang der Verbundspannungskurve aus Bild 2-8.

3.3.2 Versuchskörper

Die Abmessungen der Versuchskörper wurden in Anlehnung an [Rilem83] gewählt (Bild 3-1). Hierbei wurde die Verbundlänge l_v der Litzen durch ein Hüllrohr eingestellt. Nach [Rilem83] soll die Verbundlänge dem fünffachen Durchmesser des Bewehrungsstabes entsprechen. Aufgrund der hohen zu erwartenden Verbundfestigkeiten der Litzen in UHPC wurde die Verbundlänge allerdings verkürzt, da sonst zu große Unterschiede der Stahlspannung innerhalb der Verbundlänge auftreten, welche die Ergebnisse beeinflussen. Die Kantenlänge des Prüfkörpers beträgt 150 mm, sodass sich bei mittiger Anordnung der Litze je nach Litzendurchmesser eine bezogene Betondeckung $c = 4,4 \cdot d_p$

bis $5,4 \cdot d_p$ ergibt (c = Betondeckung, d_p = Litzendurchmesser). Um den Einfluss der Betondeckung auf das Verbundverhalten zu untersuchen, wurden die Abmessungen der Versuchskörper jeweils an der Betonierunterseite und einer weiteren Seite schrittweise bis auf $1,5 \cdot d_p$ verkleinert.

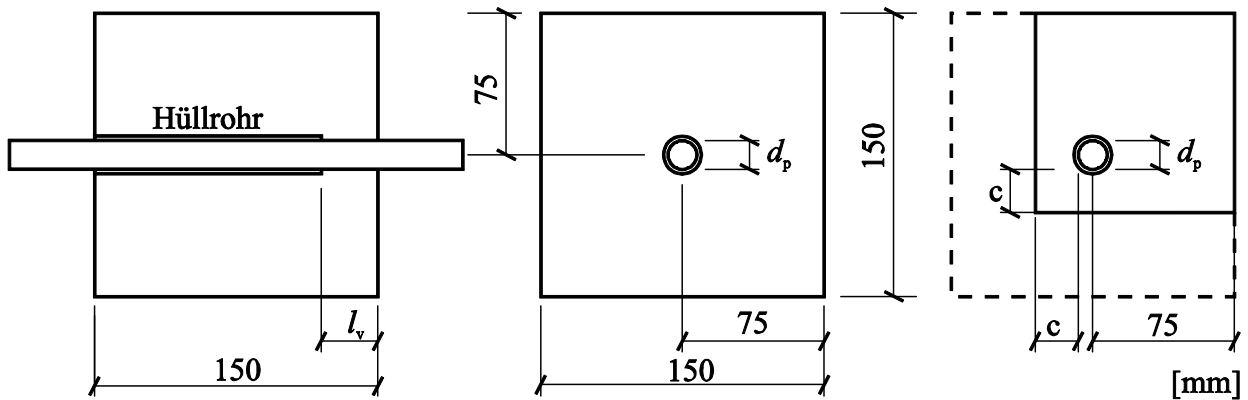


Bild 3-1 Versuchskörper der Pull-out-Versuche

3.3.3 Versuchparameter

In Tabelle 3-3 sind die Versuchparameter der Pull-out-Versuche zusammengestellt. Zu jedem Untersuchungsparameter wurden drei Versuche durchgeführt. Dabei wurden jeweils drei verschiedene Querdehnungszustände der Litze untersucht (0 %, 50 %, 100 %). Dadurch ergeben sich insgesamt $8 \times 3 \times 3 = 72$ Versuche (8 Variationen, 3 Querdehnungen, 3 Versuche je Serie).

Tabelle 3-3 Versuchparameter der Pull-out Tests (72 Versuche)

Test Serie *	UHPC	Beton-	Verbund-	Beton-	Litzen		Anzahl	$f_{c,cube100}$	$f_{ct,fl}$
		deckung	länge		alter	0,5''			
		c/d_p [-]	[cm]	[d]			[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
PO1-PO3	M1	4,4	3,0	3		x	3 x 3	116	25,3
PO4-PO6	M0	4,4	3,0	3		x	3 x 3	118	22,6
PO7-PO9	M7	4,4	3,0	3		x	3 x 3	111	15,6
PO10-PO12	M1	1,5-2,5	3,0	3		x	3 x 3	113	21,0
PO13-PO15	M1	1,5-2,5	5,0	3		x	3 x 3	112	25,6
PO16-PO18	M1	5,4	2,5	3	x		3 x 3	107	16,9
PO19-PO21	M1	4,4	3,0	14		x	3 x 3	154	26,6
PO22-PO24	MR	4,4	3,0	4		x	3 x 3	105	10,6

* 3 Versuche je Serie

Bei einer mittigen Anordnung einer 0,5'' Litze wurden vier Fasergehalte getestet, 0,9 Vol-% (PO1-PO3), 2,5 Vol-% (PO4-PO6), der Fasercocktail M7 mit 1,04 Vol-% (PO7-PO9) und Referenzversuche ohne Fasern (PO22-PO24). In den Serien PO10 bis PO15 wurden die Betondeckung und die Verbundlänge variiert und in PO16 bis PO18 wurde der Einfluss des Litzendurchmessers untersucht. Das Betonalter von drei Tagen ergab eine Betondruckfestigkeit zwischen 100 und 120 N/mm². Da sich die Druckfestigkeit der Referenzmischung MR etwas langsamer entwickelte, wurden diese Versuche nach vier Tagen durchgeführt. Die Serie PO19 bis PO21 wurden nach 14 Tagen

Erhärtungsdauer getestet, um den Einfluss der Betondruckfestigkeit bzw. -zugfestigkeit auf die Verbundfestigkeit zu untersuchen.

3.3.4 Versuchsaufbau und -durchführung

In Bild 3-2 ist schematisch dargestellt, wie die Querdehnung eingestellt und die Versuche durchgeführt wurden. Drei Litzen wurden gleichzeitig in einem geschlossenen, steifen Prüfrahmen auf die nach DIN 1045-1 [DIN08a] zulässige Spannbettvorspannung von $\sigma_{p0} = 0,85 \cdot 1500 = 1350 \text{ N/mm}^2$ vorgespannt (Bild 3-2 Phase I). Die Litzen waren am passiven und aktiven Querjoch des Prüfrahmens mit Keilklemmen verankert und die Verbundlänge l_v wurde in der Schalung durch Justieren des Hüllrohres eingestellt. Danach wurden die Pull-out Körper um die vorgespannten Litzen betoniert (Phase II). Nach der nach Tabelle 3-3 angestrebten Erhärtungsdauer wurden die ersten drei Pull-out-Versuche ohne Änderung der Vorspannung an der ersten Litze in Phase IV durchgeführt (0 %). Dann folgten nach einer Reduktion der Vorspannung der Litzen auf 50 % die Pull-out-Versuche an der zweiten Litze ($\Delta\sigma_p = 600 \text{ N/mm}^2$, Phase III und IV). Nach nahezu vollständigem Ablassen der Vorspannung, die zur größtmöglichen Litzenquerdehnung führt, wurden die letzten drei Pull-out-Körper bis zum Verbundversagen belastet (100 %, $\Delta\sigma_p = 1200 \text{ N/mm}^2$, Phase III und IV). Beim Ablassen in der letzten Stufe ist darauf zu achten, dass eine Restvorspannung in Höhe der halben Verbundkraft erhalten bleibt. Dadurch wird auf Maximallastniveau während des Pull-out-Versuchs sichergestellt, dass die Litzenquerdehnung in der Mitte der untersuchten Verbundlänge während des Versuchs annähernd konstant bleibt. Durch die drei Stufen der Spannungsänderung (0 %, 50 %, 100 %) kann der querdehnungsabhängige Anteil der Verbundfestigkeit bestimmt werden. Der Zustand 100 % entspricht den Verbundverhältnissen nahezu am Balkenende, 50 % etwa denen in der Mitte und 0 % am Ende der Übertragungslänge wie in Kapitel 2.4.2 beschrieben.

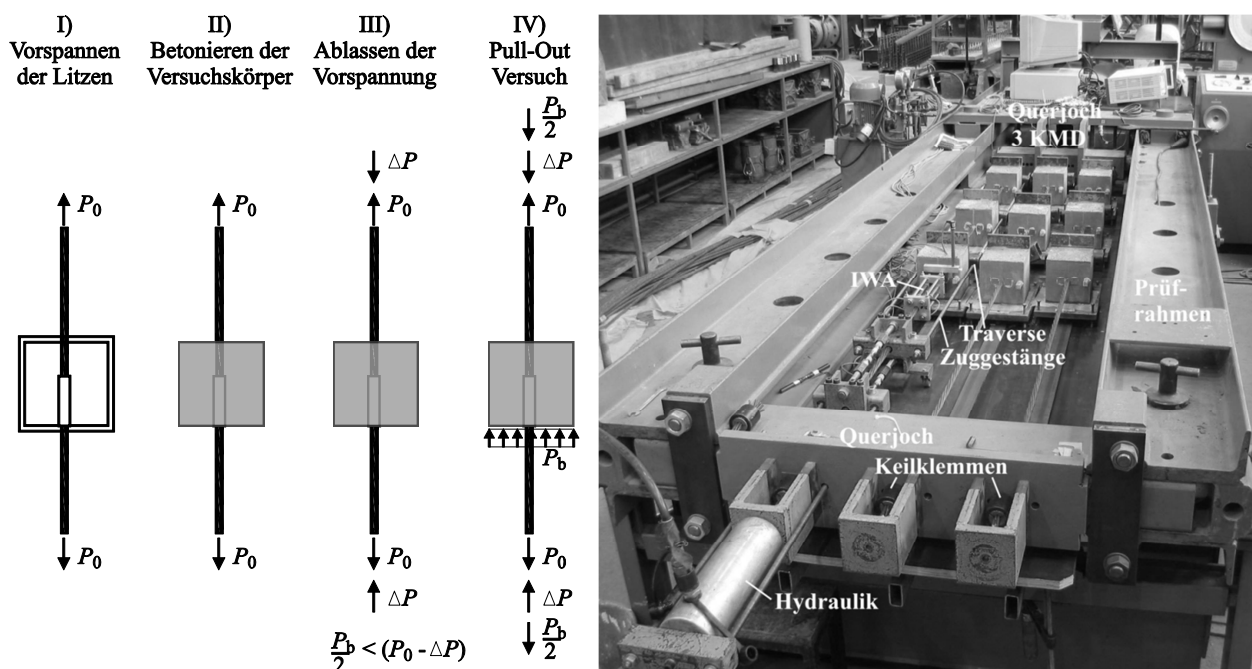


Bild 3-2 Herstellung und Versuchsablauf der Pull-out-Versuche

Die Verbundbeanspruchung P_b wurde mit einer Zugeinrichtung, die mit einer kleinen Traverse hinter dem Pull-out Körper befestigt war, mit einer konstanten Geschwindigkeit $v = 80 \text{ N/s}$ aufgebracht.

3.3.5 Messtechnik

Während dem Vorspannen und dem Ablassen der Vorspannung wurde die Vorspannkraft P_0 bzw. $P_0 - \Delta P$ anhand von drei Hohlkraftmessdosen (KMD) jeweils zwischen Keilklemme und Querjoch gemessen. Im Pull-out-Versuch wurden neben den Vorspannkraften zudem die Verbundkraft P_b und der Litzenendschlupf erfasst. Hierzu wurde an der Prüfkörperseite, an der die Litze im Verbund lag, zwei gegenüberliegende induktive Wegaufnehmer (IWA) an der Litze befestigt und gegen die Betonoberfläche gemessen.

3.3.6 Versuchsergebnisse

Die im Versuch aufgebrachte Verbundkraft P_b wird nach Gleichung (3.1) durch die im Verbund liegende Nennmantelfläche der Litze dividiert und ergibt die Verbundspannung τ_b . Hierfür wurde wie in [DIN08a] der Nenndurchmesser der Litzen verwendet (0,5“ Litzen: $d_p = 12,7 \text{ mm}$; 0,6“: $d_p = 15,24 \text{ mm}$). Bei der Auswertung der Pull-out-Versuche werden jeweils die Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme dargestellt.

$$\tau_b = \frac{P_b}{l_v \cdot \pi \cdot d_p} \quad (3.1)$$

Die Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme der Pull-out-Versuche mit zentrischer Anordnung der Litze und unterschiedlichen Fasergehalten sind in Bild 3-3 dargestellt. Bei allen verwendeten Fasergehalten betrug die Betondruckfestigkeit am Versuchstag nach drei Tagen Erhärtung etwa 100 bis 120 N/mm^2 (Tabelle 3-3) und die Verbundfestigkeit bei voller Querdehnung (100 %) unabhängig vom Fasergehalt ca. 30 N/mm^2 , bei halb abgelassener Vorspannung (50%) ca. 20 N/mm^2 und ohne Spannungsänderung 12 bis 14 N/mm^2 . Dies entspricht etwa einer Verdreifachung der Verbundfestigkeiten von normalfestem Beton. Der Fasergehalt besitzt innerhalb des untersuchten Bereiches keinen signifikanten Einfluss auf die Verbundfestigkeiten.

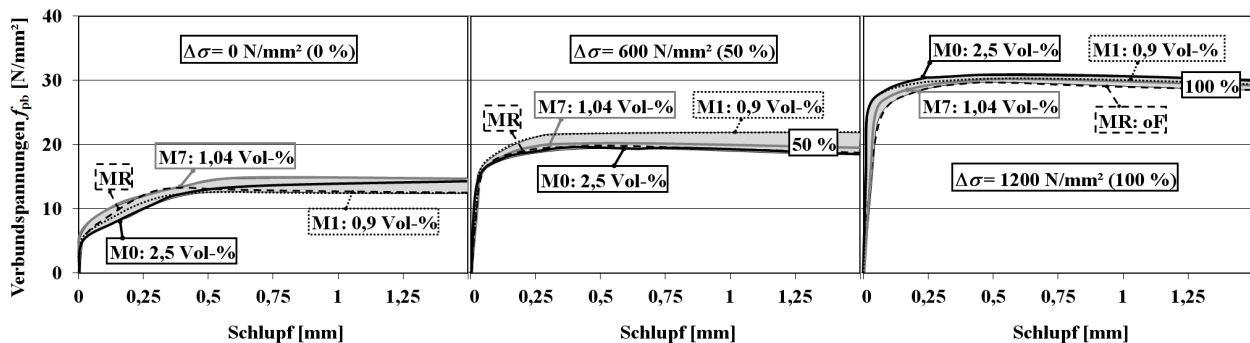


Bild 3-3 Einfluss des Fasergehaltes und der Vorspannung [$\Delta\sigma_p=0$ (0%), $\Delta\sigma_p=600 \text{ MPa}$ (50%), $\Delta\sigma_p=1200 \text{ MPa}$ (100%)] auf das Spannungs-Schlupf-Verhalten der Versuchsserien PO1 bis PO9, PO22-PO24

Die Variation der Betondeckung hatte keinen Einfluss auf die Verbundspannungen, solange die Vorspannung nicht abgelassen wurde (Bild 3-4). Nach dem Ablassen von

50 % der Vorspannung waren die Verbundspannungen der Pull-out-Körper mit geringen Betondeckungen bereits um 10 bis 15 % reduziert gegenüber den Ergebnissen mit einer bezogenen Betondeckung $c/d_p = 4,4$. Wurden $\Delta\sigma_p = 1200 \text{ N/mm}^2$ der Vorspannung abgelassen (100 %), entstanden sichtbare Sprengrisse bei bezogenen Betondeckungen $c/d_p \leq 2,5$. Der Verlust an Verbundfestigkeit betrug abhängig von der Betondeckung 10 bis 30 %. Ein vollständiges Spalten der Prüfkörper ist allerdings aufgrund der Stahlfasern nicht aufgetreten. Die an der Oberfläche sichtbare Rissbreite betrug wenige hundertstel Millimeter und beschränkte sich jeweils auf den Bereich, in dem die Litzen im Verbund lagen. Der Querdruck blieb daher auch nach der Sprengrissbildung noch teilweise erhalten.

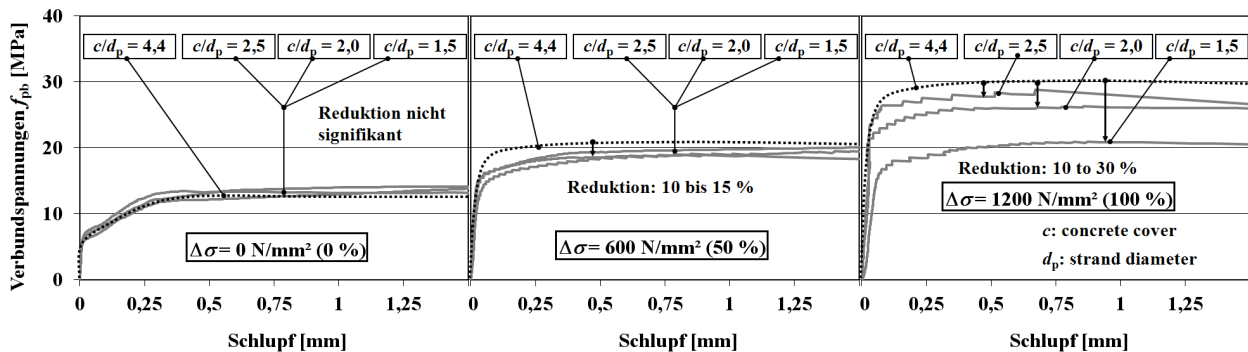


Bild 3-4 Einfluss der Betondeckung und der Vorspannung [$\Delta\sigma_p=0$ (0%), $\Delta\sigma_p=600$ MPa (50%), $\Delta\sigma_p=1200$ MPa (100%)] auf das Spannungs-Schlupf-Verhalten der Versuchsserien PO10 bis PO12

Die Litzendurchmesser 0,5'' und 0,6'' verhielten sich vergleichbar und wiesen die gleichen Verbundspannungen auf. Die Versuche mit einem höheren Betonalter von 14 Tagen ergaben geringfügig höhere Verbundfestigkeiten. Wie bei Normalbetonen scheint sich die Verbundfestigkeit innerhalb der ersten Stunden bis Tage schneller zu entwickeln als die Betondruckfestigkeit [Bru01, Rsy02, Bül08, Heg07, Hoy39, Nit01, Sto69, Uij92], danach langsamer. Zwischen 3 und 14 Tagen betrug der Zuwachs an Verbundfestigkeit lediglich etwa 10 %. Die Druckfestigkeit hingegen stieg im gleichen Zeitraum um über 30 % an. Neben der unterschiedlichen zeitlichen Entwicklung bestand wie bei Normalbetonen erwartungsgemäß kein linearer Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Verbundfestigkeit. Zur Beschreibung der Verbundfestigkeit ist die Zugfestigkeit die geeignetere Größe, was bei der Herleitung eines Verbundgesetzes in Kapitel 6.6 detaillierter betrachtet wird. Eine vollständige Ergebnisdarstellung der Pull-out-Versuche befindet sich im Anhang A.

3.4 Spannkrafteinleitungsversuche

3.4.1 Allgemeines

Die Übertragungslänge von Litzen wird wie in Kapitel 2.4.3.3 beschrieben ohne rechnerische Berücksichtigung der Betondeckung ermittelt. Stattdessen werden konstruktive Mindestbetondeckungen gefordert, um die rechnerischen Ansätze sicherzustellen. Bei den in Kapitel 3.5 beschriebenen Spannbetonträgern aus UHPC

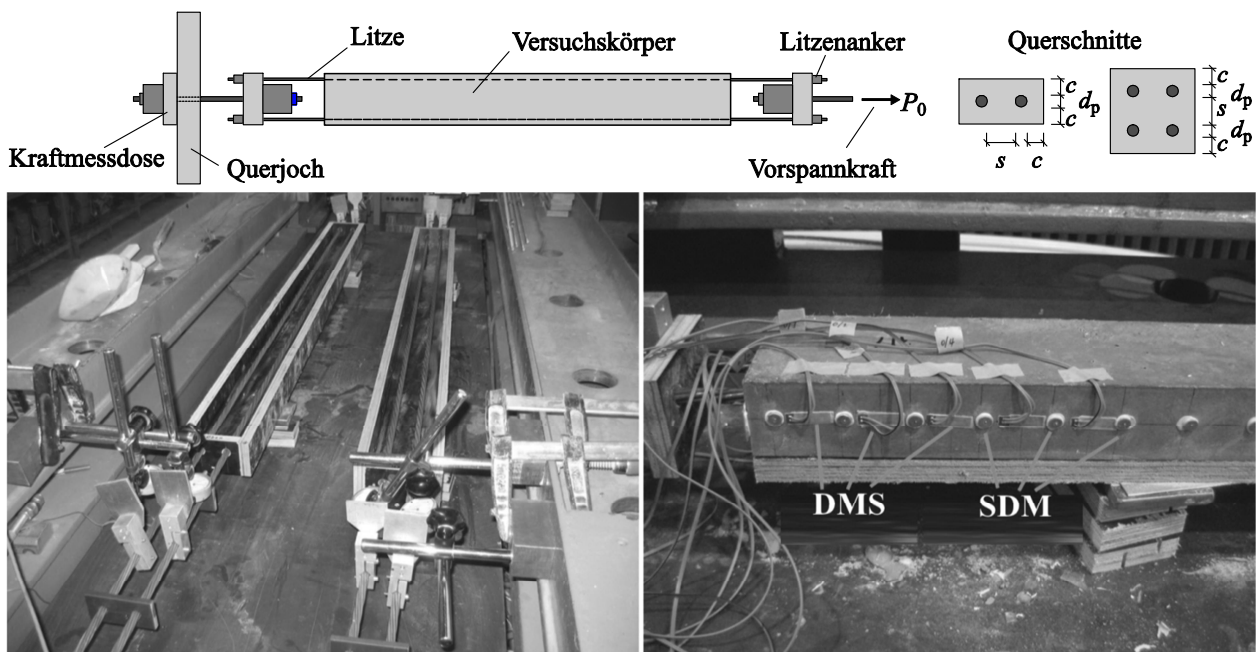
sollten allerdings der Trägerquerschnitt und die Betondeckung möglichst optimiert und ohne Bügelbewehrung ausgeführt werden.

Die experimentelle Bestimmung der Übertragungslänge und der Mindestabmessungen wurde anhand von Spannkrafteinleitungsversuchen mit unterschiedlichen Betondeckungen und Litzenabständen vorgenommen. Bei Spannkrafteinleitungsversuchen wird die Vorspannung der Litzen zentrisch in kleine Balken mit unterschiedlichen Querschnittsabmessungen eingeleitet. Dabei werden der Litzenendschlupf und die Dehnungsänderung des Betons gemessen. Eine Bestimmung der lokalen Verbundfestigkeiten ist bei diesem Versuch nicht möglich. Spannkrafteinleitungsversuche haben im Wesentlichen zwei Untersuchungsschwerpunkte:

- a) Die Betondeckung und die Litzenabstände werden variiert, um die konstruktiven Mindestmaße zu ermitteln, die für eine rissfreie Spannkrafteinleitung erforderlich sind.
- b) Durch das Einleiten der Vorspannung verkürzt sich das Bauteil und aus den gemessenen Dehnungsänderungen des Betons entlang des Versuchskörpers kann auf den Verlauf der eingeleiteten Vorspannung geschlossen sowie die Übertragungslängen bestimmt werden.

3.4.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Die Litzen wurden analog zu den Pull-out-Versuchen in einem geschlossenen steifen Prüfrahmen mit der nach DIN 1045-1 [DIN08a] zulässigen Spannbettvorspannung $\sigma_{p0} = 1350 \text{ N/mm}^2$ vorgespannt (Bild 3-5 a). Die Vorspannkraft P_0 wurde durch eine Hohlkraftmessdose am Querjoch kontrolliert und eingestellt. Die Litzen und die Schalung wurden danach passgenau anhand von Lehren ausgerichtet und die Versuchskörper wurden anschließend um die vorgespannten Litzen betoniert.



a) Schalung und vorgespannte Litzen

b) DMS und SDM am Balkenende

Bild 3-5 Versuchsaufbau und Messtechnik zur Bestimmung der Übertragungslänge und der Mindestabmessungen

Die Vorspannkraft wurde jeweils nach drei Tagen in Schritten zu je 20 % langsam abgelassen. Dabei wurden nach jeder Laststufe die Betondehnungen durch Setz-Dehnungs-Messungen (SDM, Bild 3-5 b) entlang der Balkenlängsachse ermittelt. Aufgrund der zu erwartenden kurzen Übertragungslängen der Litzen in UHPC dienten Dehnungsmessstreifen (DMS) in Einzelfällen zur Kontrolle der SDM, da die Messbasen der SDM 100 mm und die der DMS 20 mm betragen. Der Endschlupf der Litzen wurde kontinuierlich mit induktiven Wegaufnehmern (IWA) gemessen. Während der Versuchsdurchführung wurden die Spannbettspannung, der Litzenendschlupf jeder Litze an beiden Enden und die Betondehnungen mit den DMS elektronisch aufgezeichnet.

3.4.3 Versuchsparameter

In Tabelle 3-4 sind die Versuchsparameter zusammengestellt. Für die Bestimmung der Mindestbetondeckung c wurden Versuchskörper mit zwei Litzen verwendet und für die Mindestabstände s zwischen den Litzen Versuchskörper mit zwei oder vier Litzen.

Tabelle 3-4 Versuchsparameter der Spannkrafteinleitungsversuche

Test	UHPC	Bügel	b	h	Anzahl 0,5'' Litzen		c/d_p	Abstand s/d_p [-]	
					2	4		hor.	vert.
SE1	M1		101,6	50,8	x		1,5	3,0	
SE2	M1		114,3	63,5	x		2,0	3,0	
SE3	M1		120,7	120,7		x	2,5	2,5	2,5
SE4	M1		127,0	127,0		x	2,5	3,0	3,0
SE5	M1		127,0	76,2	x		2,5	3,0	
SE6	M1	Ø6/10	127,0	76,2	x		2,5	3,0	
SE7	M1		108,0	108,0		x	2,0	2,5	2,5
SE8	M1		108,0	101,6		x	2,0	2,5	2,0
SE9	M1		120,7	120,7		x	2,0	3,5	3,5
SE10	M1		114,3	114,3		x	2,0	3,0	3,0
SE11	M1		225,0	150,0	x		5,4	4,9	
SE12	M1		158,8	101,6	x		3,5	3,5	
SE13	M0		114,3	63,5	x		2,0	3,0	
SE14	M0		127,0	76,2	x		2,5	3,0	

Bei den Versuchen SE1 bis SE10 wurde auf eine Variation des Fasergehaltes verzichtet, da die Pull-out-Versuche keinen Einfluss des Fasergehaltes auf die Verbundfestigkeit ergaben. Bei den später durchgeführten Trägerversuchen (Kapitel 3.5) wurden an beiden Trägerenden die Litzen im Untergurt zusätzlich durch zwei Bügel Ø6 gegen Verankerungsversagen gesichert. Der Einfluss von zusätzlichen Bügeln im Übertragungsbereich wurde daher durch direkten Vergleich der Versuche SE5 und SE6 untersucht. Um zusätzlich den Einfluss einer großen Betondeckung auf die Übertragungslänge zu quantifizieren, wurden analog zu den Pull-out-Versuchen Spannkrafteinleitungsversuche mit einer bezogenen Betondeckung $c/d_p = 3,5$ und $5,4$ durchgeführt (SE11, SE12).

Die Trägerversuche (Kapitel 3.5) mit unterschiedlichen Fasergehalten ließen erkennen, dass eine durch die Stahlfasern verzögerte Mikrorissbildung bei kleinen Betondeckungen günstig auf die Verankerung wirkt. Daher wurden weitere Spannkrafteinleitungsversuche mit einem Fasergehalt von 2,5 Vol-% ergänzt (SE13, SE14).

3.4.4 Versuchsergebnisse

Die in die Bauteile eingeleitete Vorspannkraft P_{m0} ist abhängig von der Betondeckung und den Litzenabständen, da sich aufgrund der variierten Betonquerschnittsfläche unterschiedliche Betondruckspannungen bzw. Betondehnungen und damit unterschiedliche elastische Verluste während des Umspannens ergeben. In den Bildern 3-6 und 3-7 wird daher die eingeleitete Vorspannung in [%] angegeben und 100 % bedeutet vollständiges Ablassen der Spannbettvorspannung.

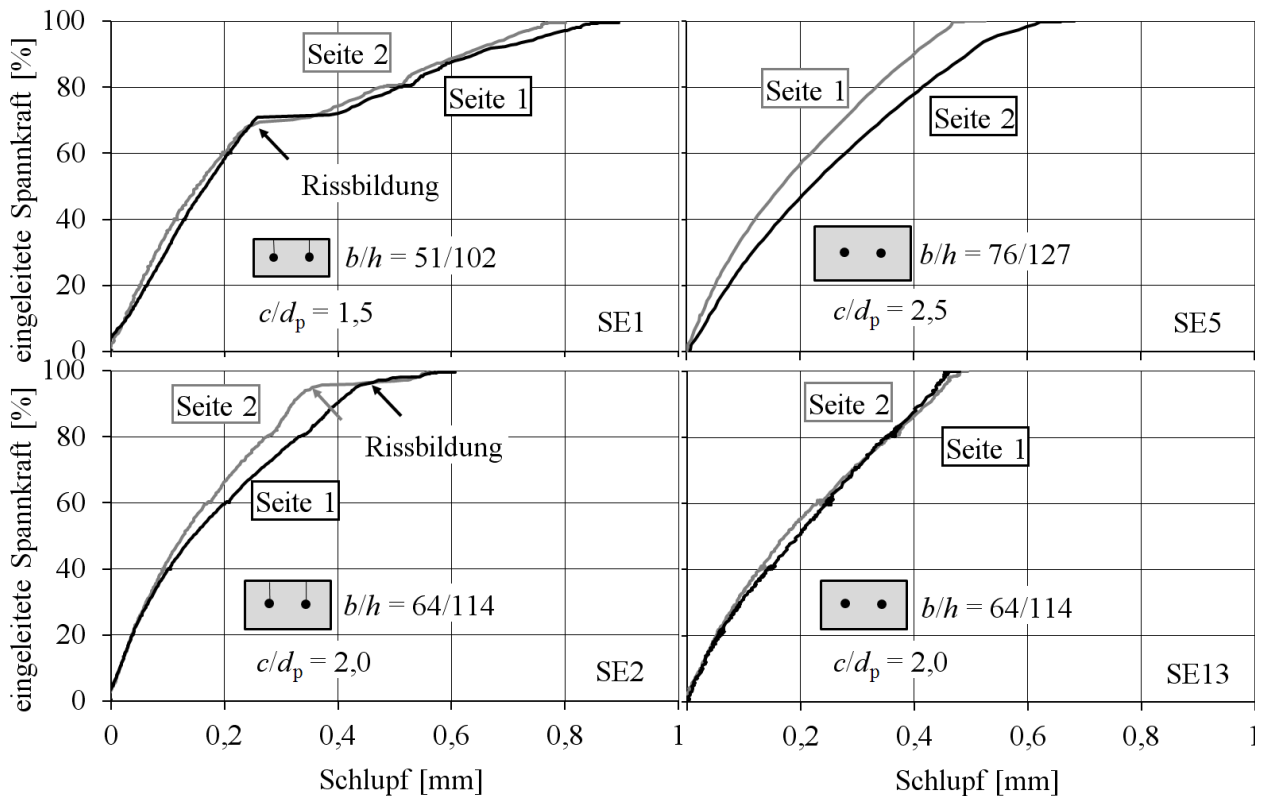
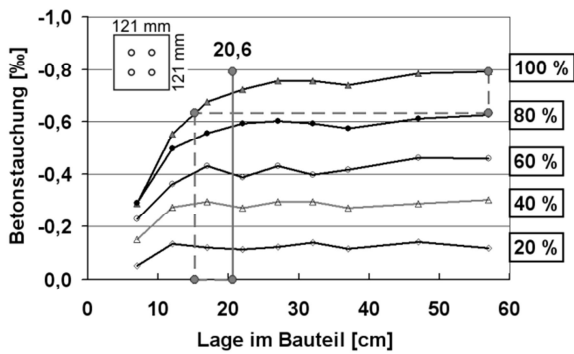


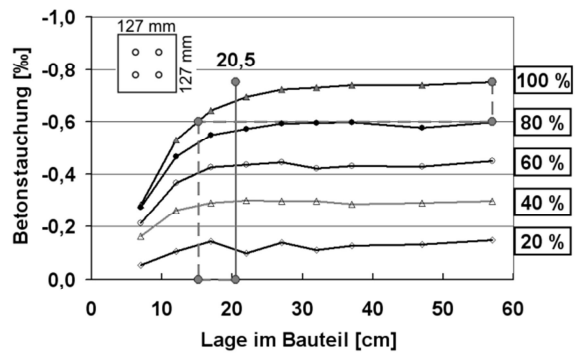
Bild 3-6 Endschlupf der Litzen, SE1 und SE2 mit Rissen, SE5 und SE13 ohne sichtbare Risse

Sprengrisse infolge Spannkrafteinleitung können sich im Bauteilinneren entwickeln und sind an der Oberfläche kaum oder gar nicht erkennbar, insbesondere wenn die Rissbreite aufgrund von Stahlfasern nur wenige hundertstel Millimeter beträgt. Dennoch wird eine Rissbildung durch einen plötzlichen Schlupfanstieg angezeigt, der durch die Wegaufnahme am Balkenende erfasst wird. In Bild 3-6 ist die abgelassene Vorspannung über den Litzenendschlupf exemplarisch für den Versuch SE1 mit einer bezogenen Betondeckung von $c/d_p = 1,5$ für beide Balkenenden (Seite 1 und 2) aufgetragen. Die Rissbildung auf beiden Seiten und die damit verbundene Schlupfzunahme bei 70 % eingeleiteter Vorspannkraft sind deutlich zu erkennen. Der Versuchskörper SE2 hatte eine

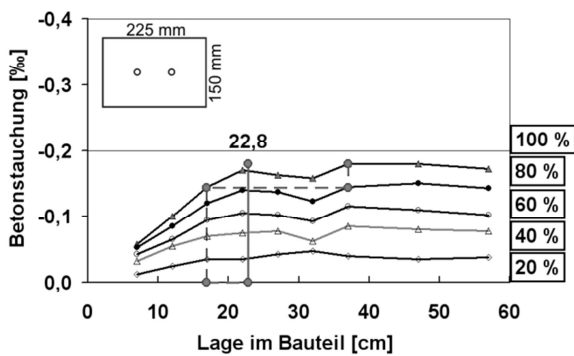
bezogene Betondeckung von $c/d_p = 2,0$. Hier bildeten sich Sprengrisse bei etwa 95 % der vollen Vorspannkraft. Erst mit einer bezogenen Betondeckung von $c/d_p = 2,5$ konnte die Vorspannkraft ohne erkennbare Rissbildung vollständig eingeleitet werden, wie die Schlupfmessung bei Versuch SE5 in Bild 3-6 zeigt. Der Endschlupf betrug bei diesem Versuch zwischen 0,48 und 0,63 mm. Zudem zeigte Versuch SE13 mit 2,5 Vol-% Fasergehalt und $c/d_p = 2,0$ ebenfalls keinen erhöhten Endschlupf oder Sprung im Verlauf. Der Litenendschlupf ist vergleichbar mit den Ergebnissen des Versuches SE5 mit 0,9 Vol-% Fasern und $c/d_p = 2,5$.



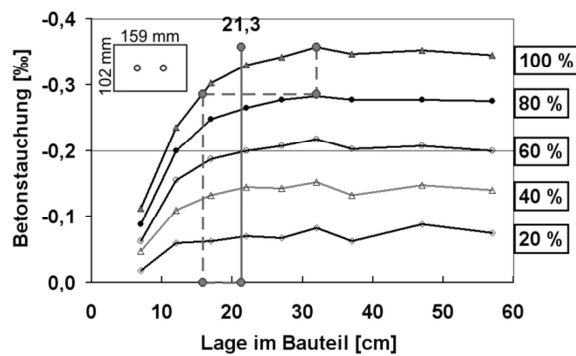
a) SE 3 (0,9 Vol-%, $c/d_p = 2,5$)



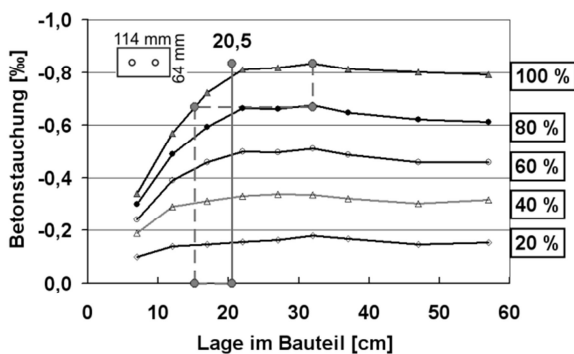
b) SE 4 (0,9 Vol-%, $c/d_p = 2,5$)



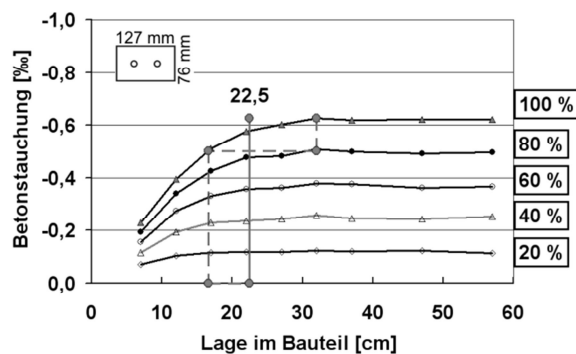
c) SE 11 (0,9 Vol-%, $c/d_p = 5,4$)



d) SE 12 (0,9 Vol-%, $c/d_p = 3,5$)



e) SE 13 (2,5 Vol-%, $c/d_p = 2,0$)



f) SE 14 (2,5 Vol-%, $c/d_p = 2,5$)

Bild 3-7 Bestimmung der Übertragungslänge nach [DIBt80] an den Beispielen SE3, SE4 und SE11 bis SE 14

In Bild 3-7 sind die Verläufe der gemessenen Betondehnungen über die Bauteillänge und das Auswerteverfahren für sechs Versuche exemplarisch dargestellt. Durch die Einleitung der Vorspannung wird der Balken in Längsrichtung gestaucht. Am Balkenende ist die Betondehnung und -spannung gleich null. Wird die Spannbettvor-

spannung um 20 % (40 %...80%) vermindert, bleibt die Betondehnung am Balkenende bei null und steigt danach entsprechend dem Verlauf der Verbundspannungen an. Wird die Spannbettvorspannung vollständig abgelassen, betragen am Balkenende sowohl die Beton- als auch die Stahlspannung null. Mit zunehmendem Abstand zum Bauteilende steigen die Betondehnungen an und erreichen einen nahezu konstanten Wert, wenn die Vorspannung vollständig übertragen ist. Die Ableitung der Übertragungslängen aus den Betondehnungen wird nach dem in Deutschland angewendeten Verfahren nach [DIBt80] vorgenommen.

Die maximalen Dehnungen betragen je nach Querschnittsabmessungen zwischen -0,2 und -0,8 ‰. Zur Bestimmung der Übertragungslänge wird nach [DIBt80] die Länge bis zum Erreichen von 80 % der maximalen Stauchung abgelesen und mit 1,35 multipliziert (z.B. SE4: $0,8 \cdot 0,75 \text{ ‰} = 0,60 \text{ ‰}$; $l_{80\%} = 15,2 \text{ cm}$; $1,35 \cdot 15,2 \text{ cm} = 20,5 \text{ cm}$). Eine Übersicht aller ausgewerteten Übertragungslängen befindet sich in Tabelle 3-5. Bei Versuchen mit Längsrissbildung ist dieses Verfahren nach [DIBt80] nicht anwendbar. Eine vollständige Darstellung der Dehnungsverläufe und der Schlupfmessungen befindet sich im Anhang B. Hier wurden zusätzlich auch die gerissenen Versuchskörper ausgewertet, da die Stahlfasern ein unkontrolliertes Risswachstum der Sprengrisse verhindern.

Bei den Versuchen SE11 und SE12 (Bilder 3-7 c und d) sind wegen des größeren Betonquerschnittes die Betonstauchungen deutlich kleiner als bei den Versuchen SE13 und SE14 (Bilder 3-7 e und f). Beim Vergleich der Ergebnisse in Bild 3-7 sind zwei Effekte zu beachten. Zum einen wird die zu übertragende Vorspannkraft mit zunehmender Betonstauchung kleiner, da die Verluste infolge der elastischen Dehnung beim Umspannen und des Kriechens ansteigen. Beispielsweise ist die Querschnittsfläche des Versuchskörpers S12 (Bild 3-7 d) deutlich kleiner als bei S11 (Bild 3-7 c). Dadurch treten höhere Betondruckspannungen und in diesem Beispiel etwa 0,2 ‰ größere Betondehnungen auf, die zu entsprechenden Dehnungsänderungen der Litze und einer geringeren zu übertragenden Vorspannung führen. Der Unterschied der Litzenspannung beträgt nach dem Umspannen etwa $E_s \cdot 0,2 \text{ ‰} = 40 \text{ N/mm}^2$. Die geringere Vorspannung erfordert wiederum eine kürzere Übertragungslänge. Da die Betondehnungen an der Bauteiloberfläche gemessen werden, wird zum anderen mit zunehmender Betondeckung der Einfluss aus dem „Nicht-Ebenbleiben“ des Querschnitts und der Lastausbreitung über den Querschnitt größer, was keinen uneingeschränkten Vergleich der Dehnungsverläufe bei unterschiedlichen Betondeckungen zulässt [Bru01].

Stellt man allerdings Versuchskörper mit vergleichbaren Litzенabständen und Betonstauchungen gegenüber (SE14 mit 2,5 Vol-% in Bild 3-7 f, SE3 und SE4 mit 0,9 Vol-% in den Bildern 3-7 a und b sowie die Werte in Tabelle 3-5), so wird deutlich, dass sowohl der Litzenschlupf als auch die Übertragungslänge ähnliche Werte aufweisen. Eine signifikante Verkürzung der Übertragungslänge durch Erhöhung des Fasergehaltes von 0,9 auf 2,5 Vol-% war somit nicht zu beobachten (SE3(0,9 Vol-%): 20,6 cm und 21,0 cm; SE14(2,5 Vol-%): 22,5 cm, 20,5 cm). Die Versuchsergebnisse von SE3, SE4 und SE14 lassen keine Rissbildung vermuten, sodass die Fasern nicht entscheidend aktiviert wurden. Dennoch verhindern die Fasern wirksam eine sichtbare Sprengrissbildung (Makrorisse), wie Versuch SE13 verdeutlicht (Bild 3-6, Bild 3-7 e). Bei einer

bezogenen Betondeckung von $c/d_p = 2,0$ und einem Fasergehalt von 2,5 Vol-% wurden ähnliche Versuchsergebnisse erzielt wie bei $c/d_p = 2,5$ (SE14). Im vergleichbaren Versuch SE2 ($c/d_p = 2,0$) mit einem Fasergehalt von 0,9 Vol-% wurde hingegen ein maximaler Litzenschlupf von 0,67 mm gemessen und die Übertragungslänge war aufgrund der Sprengrisse nicht bestimmbar. Risse zwischen den Litzen sind grundsätzlich möglich, wurden jedoch in keinem Versuch beobachtet.

Tabelle 3-5 Ergebnisse der Spannkrafteinleitungsversuche

Test	gerissen		$f_{c,cube100}$ N/mm ²	$f_{ct,fl}$ N/mm ²	Endschlupf [mm] min – max	Übertragungslänge [cm]	
	li	re				links	rechts
SE1	x	x	106	19,3	0,70 – 0,89	*	*
SE2	x	x	106	19,3	0,53 – 0,67	*	*
SE3	-	-	99	21,3	0,39 – 0,56	20,6	21,0
SE4	-	-	99	21,3	0,42 – 0,56	20,5	20,6
SE5 [#]	-	-	115	23,6	0,48 – 0,63	19,3**	19,5**
SE6 [#]	x	-	115	23,6	0,63 – 0,71	*	23,9**
SE7	x	o	100	20,9	0,54 – 0,87	*	*
SE8	x	x	100	20,9	0,59 – 0,75	*	*
SE9	-	x	108	20,5	0,44 – 0,63	20,4	*
SE10	x	x	108	20,5	0,44 – 0,88	*	*
SE11	-	-	106	23,7	0,44 – 0,60	22,8	24,3
SE12	-	-	110	20,6	0,43 – 0,53	21,3	21,9
SE13	-	-	112	26,3	0,46 – 0,48	20,5	18,3
SE14	-	-	107	23,4	0,44 – 0,56	22,5	20,5

* Spannkrafteinleitungsbereich gerissen / Übertragungslänge nicht zu ermitteln

** Betondehnung mit DMS gemessen (keine SDM Messung)

o Riss visuell nicht erkennbar, Betondehnungen zeigen den Riss allerdings an

Versuchsdurchführung nach 5 Tagen, sonst alle nach 3 Tagen

In Bild 3-8 ist der maximale Litzenschlupf in Abhängigkeit der auf den Litzendurchmesser bezogenen Betondeckung c/d_p aller durchgeführten Spannkrafteinleitungsversuche aufgetragen. Der Einfluss der Betondeckung und des Fasergehaltes wird hier deutlich. Bei einem Fasergehalt von 0,9 Vol-% war eine rissefreie Spannkrafteinleitung nur möglich, wenn die bezogene Betondeckung mindestens $c/d_p = 2,5$ betrug. Bei ungerissenen Spannkrafteinleitungsbereichen stellte sich ein maximaler Schlupf von 0,5 bis 0,6 mm ein. Infolge Rissbildung vergrößerte sich der Schlupf auf bis zu 0,9 mm, wie die Versuche mit 0,9 Vol-% und einer bezogenen Betondeckung $c/d_p \leq 2,5$ belegen. Versuch SE14 mit 2,5 Vol-% ergab bei der gleichen Betondeckung $c/d_p = 2,5$ wie SE3 und SE4 vergleichbare Schlupfwerte von 0,44 bis 0,56 mm. Versuch SE13 mit 2,5 Vol-% und einer Betondeckung von $c/d_p = 2,0$ wies Schlupfwerte von 0,46 bis 0,48 mm und Übertragungslängen von 18,3 und 20,5 cm auf. In Versuch SE2 mit 0,9 Vol-% war die Auswertung der Übertragungslänge aufgrund der Sprengrissbildung nicht möglich. Ein positiver Einfluss der Umschnürungsbewehrung aus Betonstahl in Versuch S6 wurde

nicht festgestellt. Möglicherweise wirkte die Bewehrung sogar störend und führte zu einer Rissbildung bzw. einer vergrößerten Übertragungslänge.

In Bild 3-8 sind die Schlupfwerte in Abhängigkeit der bezogenen Betondeckung ausgewertet. Die Ergebnisse zeigen eindeutig, dass ein Litzenendschlupf bis 0,6 mm ein Indikator für eine rissefreie Spannkrafteinleitung ist und dass hierfür bei einem Fasergehalt von 0,9 Vol-% eine bezogene Mindestbetondeckung von $2,5d_p$ erforderlich ist. Durch eine erhöhte Faserwirkung kann die Mindestbetondeckung auf $2,0d_p$ vermindert werden, allerdings liegen hierzu nur zwei Versuchsergebnisse mit 2,5 Vol-% an einem Balken vor (SE13).

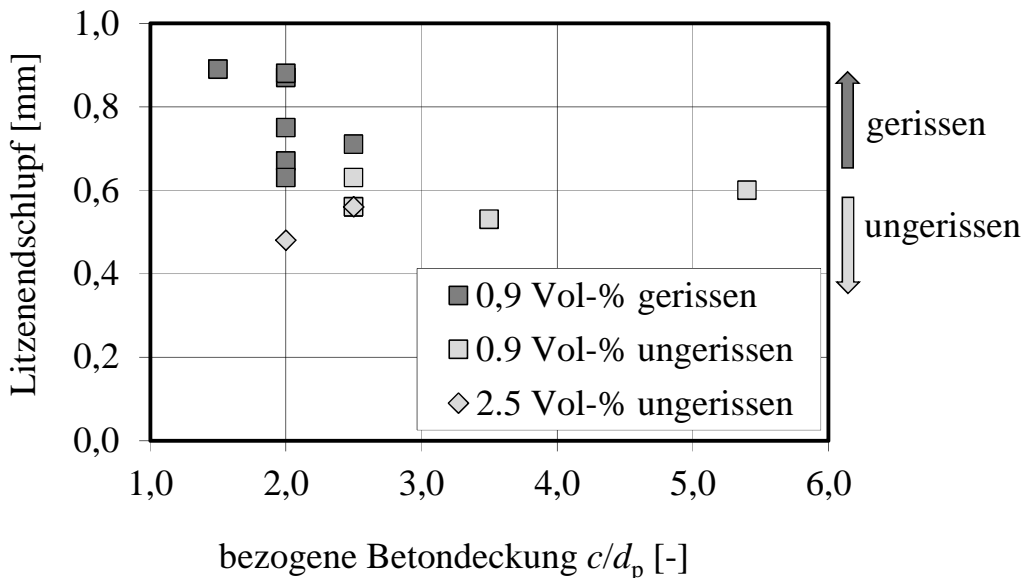


Bild 3-8 Einfluss der Betondeckung auf den Litzenendschlupf und die Rissbildung

3.5 Versuche an Spannbetonträgern

3.5.1 Allgemeines

An den Spannbetonträgern wurden das Verbund- und das Querkrafttragverhalten untersucht. Die Vordimensionierung hinsichtlich der Biege- und Querkrafttragfähigkeit erfolgte auf Grundlage von Vorversuchen [Heg06a] und numerischen Simulationen, die in Kapitel 4 beschrieben sind. Die Spannbewehrung und die Stegdicke wurden so gewählt, dass ein Querkraftversagen in Form eines Schubzugbruches auftritt. Die bezogene Betondeckung der Litzen für eine rissefreie Spannkrafteinleitung wurde bei den Trägern entsprechend den vorangegangenen Verbunduntersuchungen zu $c/d_p = 2,5$ gewählt. Zusätzlich wurden an jedem Trägerende zwei Bügel $\text{Ø}6$ vorgesehen, um ein Verankerungsversagen ausgelöst durch auflagernahe Schubrisse zu vermeiden. Um die Betondruckspannung höher als bei den Kleinversuchen ($0,3 \cdot f_{ck}$) auszunutzen, wurde der lichte Abstand s zwischen den Litzen zu $s/d_p = 2,5$ festgelegt. Bei diesen Abständen wurde in Versuch SE3 weder eine Rissbildung in der Betondeckung noch zwischen den Litzen festgestellt (Kapitel 3.4.4).

Detaillierte Ergebnisse zu den Spannkrafteinleitungs- und Querkraftversuchen befinden sich im Anhang C.

3.5.2 Versuchsparemeter, -aufbau und Herstellung der Träger

Die Betondeckung und der Litzenabstand wurden an den Trägern nicht variiert, da hier immer die Mindestwerte für eine rissfreie Spannkrafteinleitung nach Kapitel 3.4.4 gewählt wurden. Das Ablassen der Vorspannung erfolgte ebenfalls immer nach drei Tagen bei einer Festigkeit von etwa 100 N/mm^2 , um einen Einfluss infolge unterschiedlichen Verankerungsverhaltens im späteren Querkraftversuch auszuschließen. Die Untersuchungsparameter zur Spannkrafteinleitung beschränken sich bei den Trägern daher auf den Fasergehalt. Anders als bei den Spannkrafteinleitungsversuchen aus Kapitel 3.4.4 variieren allerdings die Anzahl und die Lage der Litzen entsprechend dem Trägerquerschnitt.

Die Querkraftversuche lassen sich entsprechend der Versuchsparemeter in fünf Hauptgruppen einteilen:

- Träger ohne Öffnungen,
- Träger mit Einzelöffnungen,
- Träger mit mehreren Öffnungen,
- und Träger mit Öffnungen und zusätzlicher Querkraftbewehrung sowie
- Maßstabeffekte.

Ausgenommen der Träger mit einer Höhe $h = 100 \text{ cm}$ wurden an jedem Träger zwei Querkraftversuche durchgeführt (Bilder 3-9 bis 3-11). Der erste Versuch ist jeweils mit „a“ und der zweite mit „b“ indiziert. Nach dem Versuch an der ersten Seite wurden die Träger für den zweiten Teilversuch im Versuchsstand gedreht, sodass insgesamt 60 Querkraftversuche durchgeführt wurden. Der Auflagerüberstand wurde auf 150 mm festgelegt, lediglich bei Versuch T5b wurde er auf 300 mm vergrößert. Die durchgeführten Versuche sind in den Tabellen 3-6 und 3-7 zusammengestellt. Insgesamt wurden 31 Träger hergestellt.

Der Trägerquerschnitt war bei den Trägern T1 bis T23 40 cm hoch, bei T24 bis T29 70 cm sowie bei T30 und T31 100 cm (Bild 3-12). Der innere Hebelarm von $31,7 \text{ cm}$ wurde bei den höheren Trägern etwa verdoppelt bzw. verdreifacht ($d = 31,7, 61,7 \text{ cm}$ bzw. $91,7 \text{ cm}$). Um den Bewehrungsgrad und die Betonspannungen infolge Vorspannung nahezu konstant zu halten, wurde die Litzenanzahl bei gleicher Spannbettvordehnung entsprechend auch verdoppelt bzw. verdreifacht. Hinsichtlich des Verhältnisses zwischen der Stegbreite und der Spannbewehrung wurde analog verfahren. Die Untergurtabmessungen ergaben sich jeweils aus den Mindestabständen der Litzen und die Obergurtabmessungen wurden entsprechend der vorhandenen Biegezugkraft angepasst, sodass die Betonlängsspannungen infolge Vorspannung nach der Spannkrafteinleitung bei allen Trägern etwa 42 N/mm^2 betragen. Die geringfügige Vorspannung der beiden Litzen im Obergurt wurde analog gewählt. Durch die Litzen im Obergurt wurde die Dekompression am oberen Querschnittsrand verhindert und die Betonlängsspannungen betragen dort nach dem Ablassen jeweils etwa null. Die zweite Trägerseite der Träger T30 und T31 ($h = 100 \text{ cm}$) sowie der Mittelbereich bei $h = 70 \text{ cm}$ wurde mit Querkraftzulagen bewehrt, um unplanmäßiges Versagen auszuschließen.

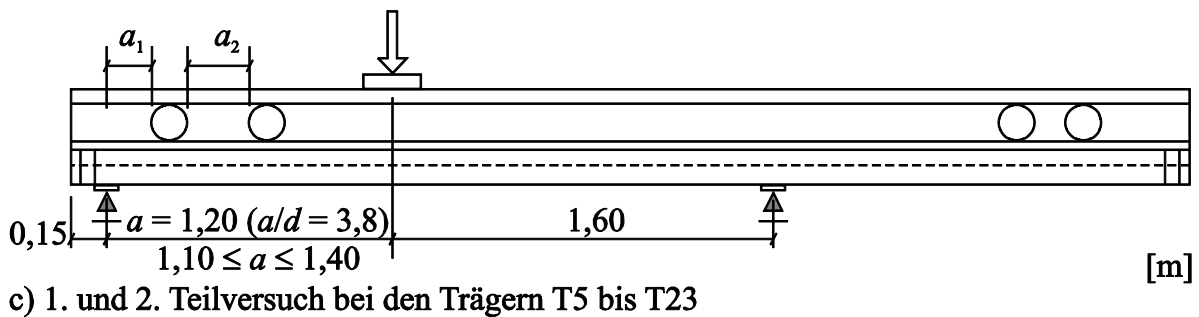
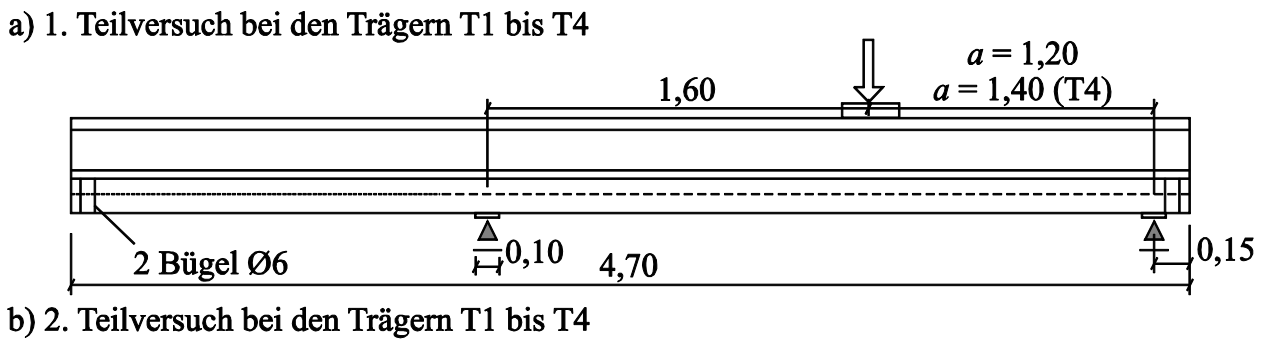
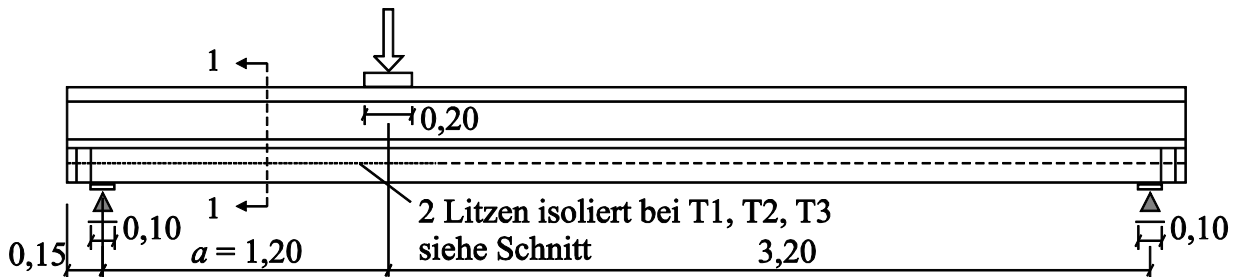


Bild 3-9 Schematische Ansicht des Versuchsaufbaus von T1 bis T23 ($h = 40 \text{ cm}$)

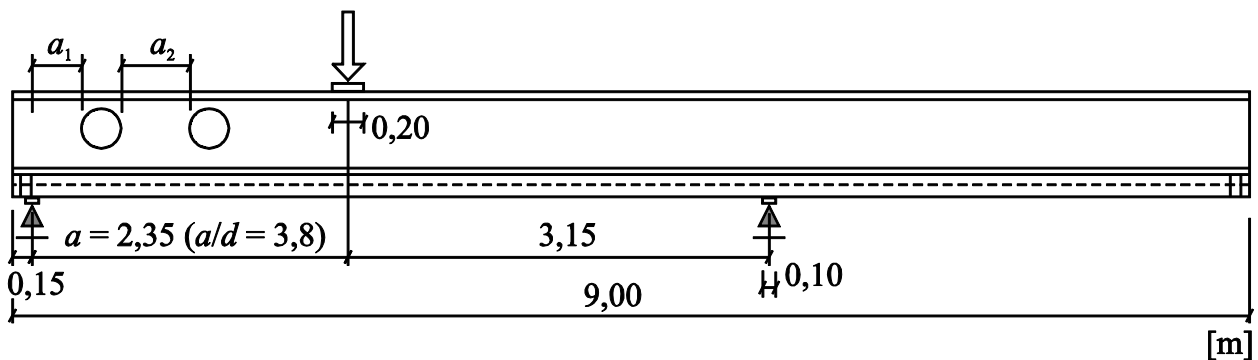


Bild 3-10 Schematische Ansicht des Versuchsaufbaus von T24 bis T29 ($h = 70 \text{ cm}$)

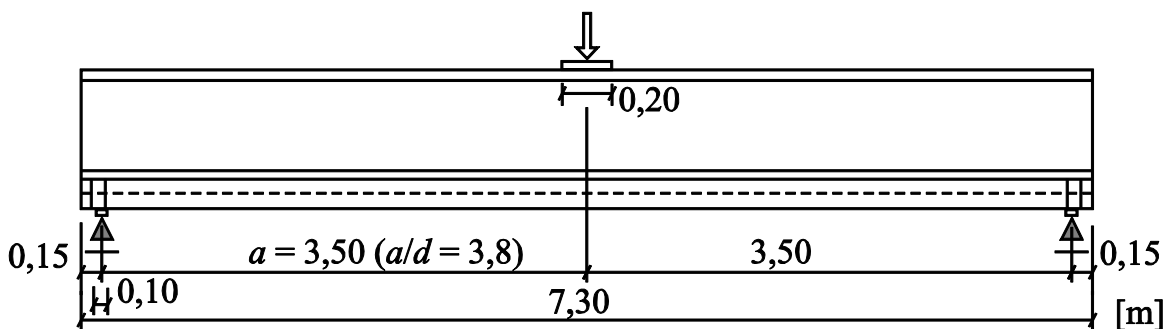


Bild 3-11 Schematischer Ansicht des Versuchsaufbaus von T30 und T31 ($h = 100 \text{ cm}$)

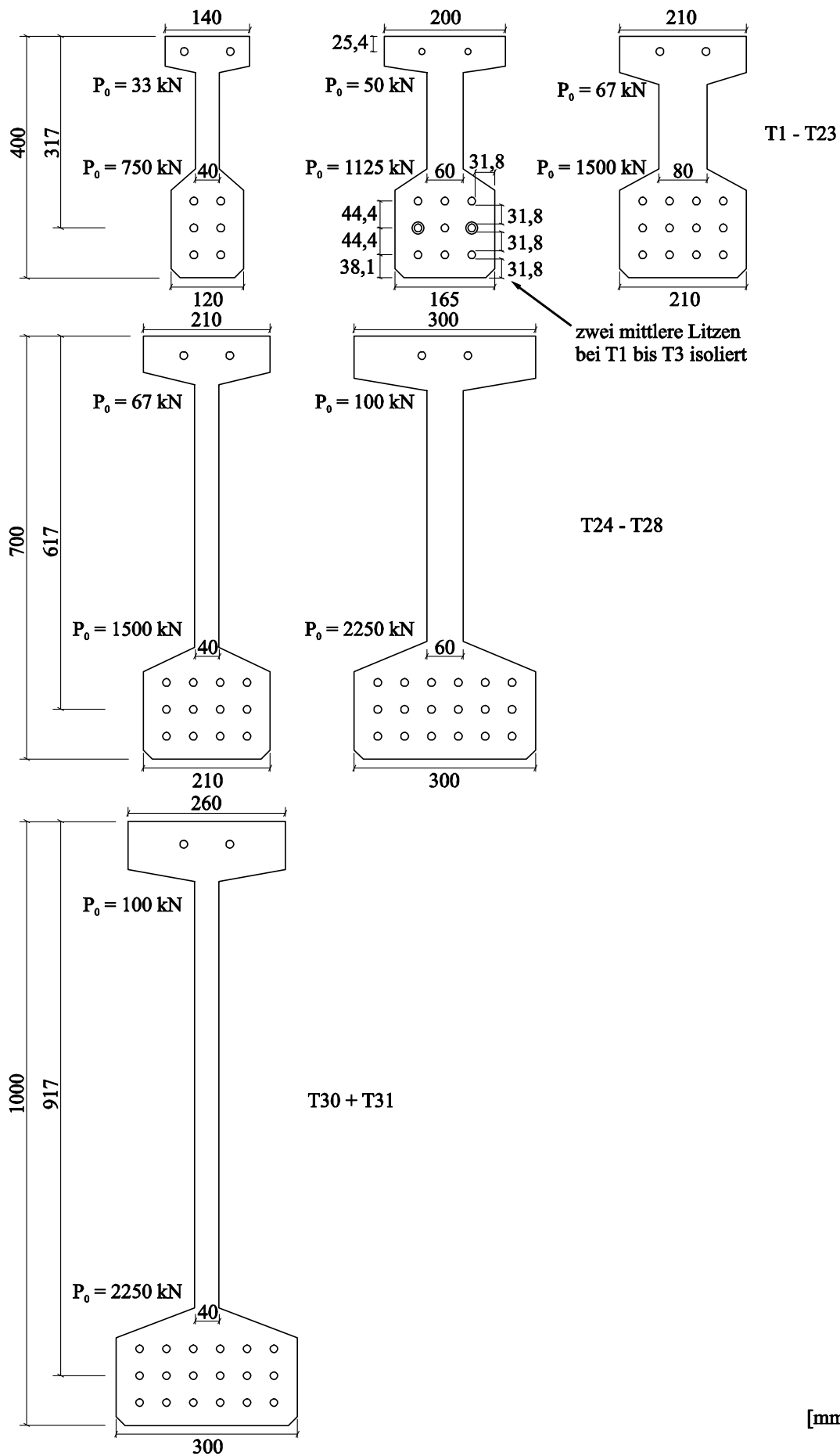


Bild 3-12 Querschnitte der Träger und Spannbettvorspannungen

Tabelle 3-6 Versuchsparameter der Querkraftversuche ($h = 40 \text{ cm}$, $b_w = 6 \text{ cm}$)

Versuch	UHPC	a [m]	a/d	0,5'' Litzen		Ø [mm]				Öffnungen Anzahl/ a_1/a_2				
						DKA	Bügel	Ring	Haken					
T1a	M1	1,20	3,8	7	Ohne Öffnungen	-				- / - / -				
T1b	M1	1,20	3,8	9										
T2a	MR	1,20	3,8	7										
T2b	MR	1,20	3,8	9										
T3a	M0	1,20	3,8	7										
T3b	M0	1,20	3,8	9										
T4a	M1	1,20	3,8	9										
T4b	M1	1,40	4,4	9										
T5a	M1	1,20	3,8	9										
T5b	M1	1,20	3,8	9										
T18a	M1	1,30	4,1	9										
T19b	M1	1,10	3,5	9										
T21b	M1	1,20	3,8	9	6									
T6a	M1	1,20	3,8	9	Einzelöffnungen	-				1 / 0,5d / -				
T6b	M1	1,20	3,8	9						1 / 1,0d / -				
T7a	M1	1,20	3,8	9						1 / 1,5d / -				
T7b	M1	1,20	3,8	9						1 / 2,0d / -				
T9a	MR	1,20	3,8	9						1 / 0,5d / -				
T9b	MR	1,20	3,8	9						1 / 1,5d / -				
T10a	M1*	1,20	3,8	9						1 / 0,5d / -				
T10b	M1*	1,20	3,8	9						1 / 1,5d / -				
T12a	M0	1,20	3,8	9						1 / 1,0d / -				
T8a	M1	1,20	3,8	9						Öffnungsgruppen				
T8b	M1	1,20	3,8	9	2 / 1,0d / 1,0d									
T11a	M1	1,20	3,8	9	2 / 1,0d / 1,5d									
T11b	M1	1,20	3,8	9	2 / 0,5d / 2,0d									
T12b	M0	1,20	3,8	9	2 / 1,0d / 1,0d									
T13a	M1	1,20	3,8	9	4 / 0,5d / 0,5d**									
T13b	M1	1,20	3,8	9	2 / 1,0d / 1,0d**									
T14a	M1	1,20	3,8	9	Öffnungsgruppen mit Zulagebewehrung									
T14b	M1	1,20	3,8	9						6				2 / 1,0d / 1,0d
T15a	M1	1,20	3,8	9						6				2 / 1,0d / 1,5d
T15b	M1	1,20	3,8	9						8				2 / 1,0d / 1,5d
T16a	M1	1,20	3,8	9							6			2 / 1,0d / 1,0d
T16b	M1	1,20	3,8	9							8			2 / 1,0d / 1,0d
T17a	M1	1,20	3,8	9								6		2 / 1,0d / 1,0d
T17b	M1	1,20	3,8	9								8		2 / 1,0d / 1,0d
T18b	M1	1,40	4,4	9						8				2 / 1,0d / 1,0d
T19a	M1	1,20	3,8	9						10				2 / 1,0d / 1,0d
T20a	M1	1,20	3,8	9									6	2 / 1,0d / 1,0d
T20b	M1	1,20	3,8	9									8	2 / 1,0d / 1,0d
T21a	M1	1,40	4,4	9	6				2 / 1,0d / 1,0d					

* Fasergehalt auf 1.5 Vol-% erhöht

** Durchmesser der Öffnungen reduziert auf $d/3 = 10 \text{ cm}$ ($d/2 = 15 \text{ cm}$ in allen anderen Versuchen)

Die Schubslankheit bei allen Versuchen zu Maßstabeffekten in Tabelle 3-7 betrug $a/d = 3,8$. Da die Fasertragwirkung mit 0,9 Vol-% bei den ersten Versuchen mit einer größeren Bauteilhöhe $h = 70$ cm (T24, T25) deutlich an Einfluss verloren hat, wurden bei T26 der höhere Fasergehalt, bei T27 und T28 Bewehrungszulagen sowie bei T29 größere Stahlfasern getestet. Die größeren Stahlfasern Krampe Harex 30/0,4 waren gegenüber den 17,5 mm Fasern etwa doppelt so lang, um der Verdopplung des inneren Hebelarms bei $h = 70$ cm zu entsprechen. Hiermit sollte der größeren Schubrissbreite bei größeren Bauteilhöhen Rechnung getragen werden. Der Durchmesser $d_f = 0,4$ mm wurde so gewählt, dass die kritische Faserlänge größer als 30 mm ist und Faserreißen weiterhin ausgeschlossen werden konnte. Bei den 100 cm hohen Trägern wurden die Fasern nicht weiter vergrößert, da die Einbaubarkeit des Frischbetons bei 40 mm Stegdicke beeinträchtigt sein könnte.

Tabelle 3-7 Versuchsparemeter der Querkraftversuche zu Maßstabeffekten

Versuch	UHPC	a [m]	h [cm]	b_w [cm]	0,5'' Litzen	\varnothing/s [mm]	Öffnungen Anzahl/ a_1/a_2	
						DKA		
T22b	M1	1,20	40	4	6	-	Ohne Öffnungen - / - / -	
T23b	M1	1,20	40	8	12	-		
T24b	M1	2,35	70	4	12	-		
T25b	M1	2,35	70	6	18	-		
T26b	M0	2,35	70	6	18	-		
T27b	M1	2,35	70	6	18	8/30		
T28b	M1	2,35	70	6	18	8/45		
T29b	M1a	2,35	70	6	18	-		
T30	M1	3,50	100	4	18	-		
T31	M1a	3,50	100	4	18	-		
T22a	M1	1,20	40	4	6	-	Einzelöffnungen	1 / 1,0d / -
T23a	M1	1,20	40	8	12	-		1 / 1,0d / -
T24a	M1	2,35	70	4	12	-		1 / 0,5d / -
T25a	M1	2,35	70	6	18	-		1 / 1,0d / -
T26a	M0	2,35	70	6	18	-		1 / 1,0d / -
T27a	M1	2,35	70	6	18	8/30		1 / 1,0d / -
T29a	M1a	2,35	70	6	18	-		1 / 1,0d / -
T28a	M1	2,35	70	6	18	8/30		2 Öffn. 2 / 1,0d / 1,0d

In den Trägerversuchen ohne Öffnungen mit 40 cm Querschnittshöhe (T1 bis T5, T18a, T19b) wurde der Fasergehalt, die Vorspannung (7 und 9 Litzen) und die Schubslankheit ($3,5 \leq a/d \leq 4,4$) variiert. Bei den Trägern mit Öffnungen ohne Zulagebewehrung (T6 bis T13) wurde die Anzahl der Öffnungen, der lichte Abstand a_1 zwischen erster Öffnung und Auflager sowie der lichte Abstand zwischen den Öffnungen a_2 variiert. Sowohl der Abstand a_1 als auch a_2 wurden zwischen $0,5d$ (150 mm für $h = 40$ cm und 300 mm für $h = 70$ cm) und $2,0d$ (600 mm bzw. 1200 mm) variiert. Der Durchmesser der Stegöffnungen betrug $0,5d$ ausgenommen bei Träger T13, bei dem die Öffnungsdurchmesser auf $0,33d$ (100 mm) reduziert wurden. Die Öffnungen wurden ausschließlich durch Aussparungen in der Schalung hergestellt, nicht durch nachträgliche Kernbohrungen. In

die Träger T14 bis T21 mit zwei Öffnungen je Trägerende wurden seitlich der Öffnungen jeweils 2 Stabzulagen unterschiedlicher Form eingebaut: Stäbe mit Ankerplatten vergleichbar mit Doppelkopfkankern (DKA), geschlossene Bügel, ringförmige Zulagen und geneigte Stäbe mit Haken. Detaillierte Angaben zur Anordnung der Zulagebewehrung befinden sich in Anlage C.

Bei den Versuchen zu den Maßstabseffekten nach Tabelle 3-7 wurde die Stegbreite zwischen 4 cm und 8 cm variiert. Die Querschnittshöhe wurde auf 70 cm bzw. 100 cm vergrößert und die Versuche T2b, T3b, T4a und T5a aus Tabelle 3-6 dienen hierzu als Referenz mit $h = 40$ cm und $b_w = 6$ cm. Zudem wurden mit Bezug auf die umfangreichen Versuche an 40 cm hohen Trägern einzelne Versuche mit Öffnungen und/oder Bewehrungszulagen auch bei 70 cm Trägerhöhe durchgeführt.

Die Herstellung der Träger erfolgte im Spannbett. Die 0,5'' Litzen wurden wie bei den Pull-out- und den Spannkrafteinleitungsversuchen mit der nach DIN 1045-1 [DIN08a] maximal zulässigen Spannbettvorspannung $0,9 \cdot f_{p0,1k} = 1350$ N/mm² vorgespannt. Die Spannstahldehnung betrug demnach $\varepsilon_{p0} = 6,75$ ‰ und die Vorspannkraft einer Litze 125 kN. In den Trägern T1 bis T3 mit unterschiedlichem Vorspanngrad wurden neun Litzen eingebaut und zwei mittlere Litzen wurden auf einer Trägerseite mit einem Kunststoffrohr isoliert, sodass dort sieben Litzen ihre Vorspannung auf den Beton übertragen haben (Bilder 3-9 a und 3-12). Die statische Nutzhöhe d war in beiden Fällen gleich, da der Schwerpunkt der Spannbewehrung konstant blieb. Die Anzahl Litzen aller Träger ist in den Tabellen 3-6 und 3-7 sowie in Bild 3-12 angegeben.

Beim ersten Träger (T1) wurde der Beton über eine Rutsche eingebaut, da so eine bessere Entlüftung erreicht werden sollte. Dies erwies sich als nicht zielführend, da die deutlich längere Einbauzeit die Fließfähigkeit und die Einbauqualität herabsetzten. Die weiteren Träger wurden daher unmittelbar von der Schalungsoberkante mit einem Kübel betoniert. Mit einem Setzfließmaß von etwa 68 bis 72 cm ist der frische UHPC zwar fließfähig, verhält sich allerdings thixotrop. Um die Fließfähigkeit zu erhalten, muss der Frischbeton in Bewegung gehalten werden. Rüttler wurden bei 40 cm hohen Trägern nicht verwendet, das Fließen wurde lediglich durch leichtes Stochern sichergestellt. Bei einem 70 cm hohen Träger wurden testweise beim Füllen des Untergurtes Schalungsrüttler für etwa 2 Minuten eingeschaltet. Dadurch sollten Lufteinschlüsse im Untergurt mit der dichten Spannbewehrung und der seitlichen Deckschalung vermieden werden. Der Steg und der Obergurt wurden danach lagenweise ohne Einsatz der Schalungsrüttler gefüllt. Der Beton wurde mit einem Zwangsmischer mit einem maximalen Mischvolumen von etwa 350 Litern hergestellt, sodass bei den 70 cm und 100 cm hohen Trägern jeweils 2 bis 4 Mischungen erforderlich waren. Die Mischdauer betrug jeweils 30 Minuten, die Kranzeit zwischen Mischer und Schalung weitere 10 Minuten. Da unmittelbar nach dem Einbau von UHPC eine sogenannte Elefantenhaut an der Betonoberseite entsteht, wurde diese vor dem Einbau der Folgemischung jeweils durch leichtes Stochern entfernt. Das Ausschalen erfolge am Folgetag und die Betonoberfläche wurde mit einem Nachbehandlungsfilm bestrichen.

Während des schrittweisen Ablassens der Vorspannung nach drei Tagen wurden die Betondehnungen entlang der Trägerlängsachse bei jedem Ablassschritt und danach weiter

bis zur Durchführung der Querkraftversuche gemessen (Bild 3-13). Wie bei den Kleinversuchen zur Spannkrafteinleitung wurden im Untergurt zwei Messreihen mit 10 cm Messbasis überlagert, sodass die SDM-Punkte dort im Abstand von 5 cm angeordnet waren. Der Litzenschlupf wurde je Trägerseite mit maximal neun induktiven Wegaufnehmern (IWA) gemessen, auch bei Trägern mit mehr Litzen. Die elektronischen Messungen wurden während des Ablassens und der Querkraftversuche kontinuierlich aufgezeichnet.

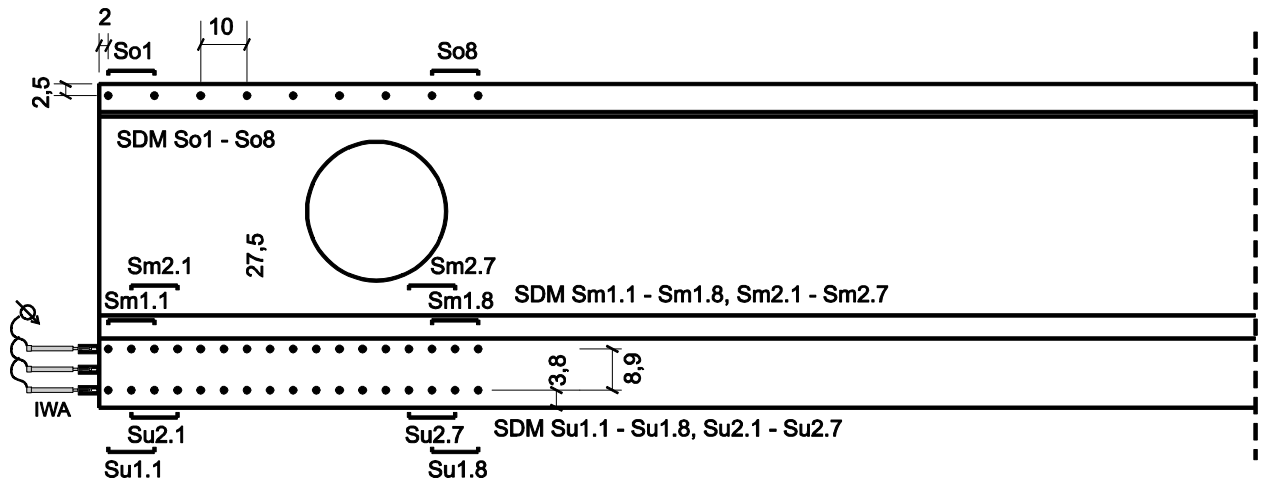


Bild 3-13 Messtechnik während der Spannkrafteinleitung exemplarisch für $h = 70$ cm

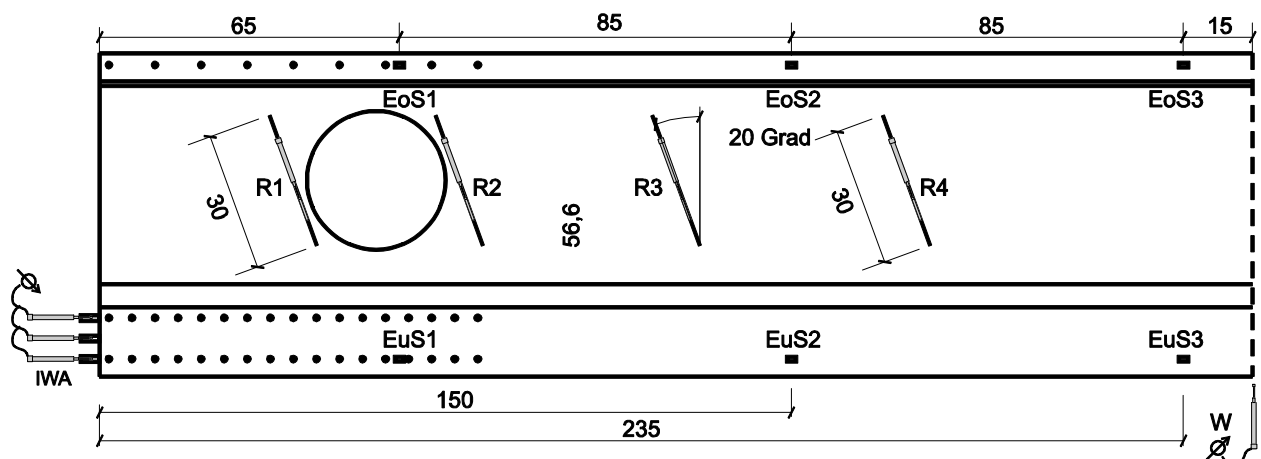


Bild 3-14 Messtechnik während der Querkraftversuche exemplarisch für $h = 70$ cm

Während der Querkraftversuche wurde die Durchbiegung am Lasteinleitungspunkt an der Trägerunterseite mit einem Wegaufnehmer gemessen (Messstelle W in Bild 3-14). Zudem wurden Wegaufnehmer zur Messung des Litzenschlupfes (Verankerungsveragen) und der Rissbreiten im Steg (R1-R4) angebracht. Die Messungen am Steg und deren Bezeichnungen variierten in Abhängigkeit der Trägerhöhen und Öffnungspositionen. Eine vollständige Übersicht zu jedem Versuch befindet sich im Anhang C. Dehnungsmessstreifen (DMS, Messstellen EoS und EuS in Bild 3-14) an Ober- und Untergurt erfassten die Längsdehnung, um zusätzlich das Biegetragverhalten zu dokumentieren und um weitere Kalibriergrößen für die Finite Elemente Berechnungen zu erhalten. Während der Laststeigerung wurden die Risse kontinuierlich dokumentiert. Auf der Rückseite wurden zudem Aramismessungen durchgeführt, um die Mikrorissbildung und das Risswachstum zu untersuchen.

3.5.3 Spannkrafteinleitung bei den Trägern

Die Spannbetonträger wurden je nach Querschnitt mit sechs bis achtzehn 0,5'' Litzen im Untergurt mit 125 kN/Litze ($93 \text{ mm}^2 \cdot 1350 \text{ N/mm}^2$) vorgespannt (Bild 3-12, Tabellen 3-6 und 3-7) und bei einer Würfeldruckfestigkeit von etwa 100 N/mm^2 abgelassen (Tabelle 3-8). Neben den Übertragungslängen wurden die elastischen und zeitabhängigen Spannkraftverluste bestimmt (Bilder 3-15 bis 3-17). Grundsätzlich waren die Betondehnungen aller Querschnitte entsprechend der Vorplanung ähnlich. Aus den abgeleiteten Spannkraftverlusten lässt sich die Vorspannung im Träger abhängig vom Zeitpunkt bestimmen. Nach dem Ablassen betrug die Betondehnung etwa 0,9 bis 1,0 ‰ und erhöhte sich bis zur Durchführung der Querkraftversuche nach vier Wochen auf etwa 1,5 bis 1,6 ‰. Daraus resultierten elastische und zeitabhängige Verluste gegenüber der Spannbettvorspannung von etwa $1 - (6.75 - 1.4)/6.75 = 21 \%$ bis $1 - (6.75 - 1.6)/6.75 = 24 \%$.

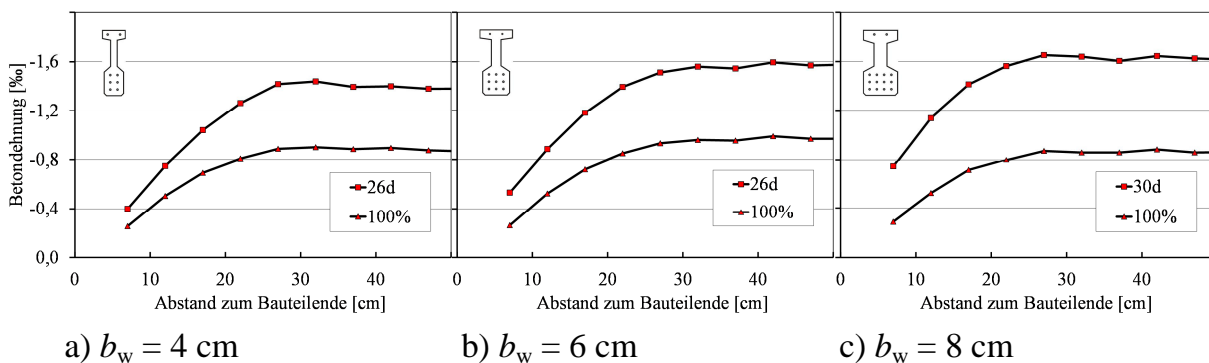


Bild 3-15 Betondehnung nach der Spannkrafteinleitung und vor dem Querkraftversuch bei $h = 40 \text{ cm}$

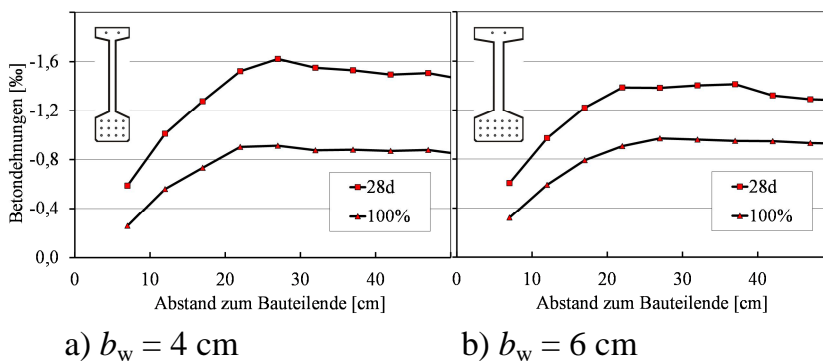


Bild 3-16 Betondehnung nach der Spannkrafteinleitung und vor dem Querkraftversuch bei $h = 70 \text{ cm}$

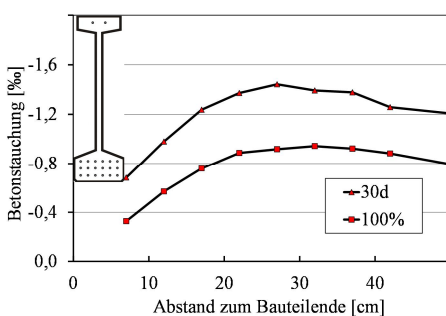


Bild 3-17 Betondehnung nach der Spannkrafteinleitung und vor dem Querkraftversuch bei $h = 100 \text{ cm}$ und $b_w = 4 \text{ cm}$

Tabelle 3-8 Auswertung der Spannkrafteinleitung bei den Trägern

Test	UHPC	Anzahl 0,5'' Litzen		gerissen		$f_{c,cube100}$ N/mm ²	$f_{ct,fl}$ N/mm ²	Endschlupf [mm] min – max – Mittelwert						Übertragungs- länge [cm]	
		li	re	li	re			links			rechts			links	rechts
T1	M1	7	9	-	x	89	-	0,49	0,78	0,66	0,40	0,93	0,62	30,2	*
T2	MR	7	9	-	x	87	8,9	0,58	0,73	0,64	0,47	0,92	0,70	25,3	*
T3	M0	7	9	-	-	103	22,1	0,47	0,74	0,55	0,41	0,65	0,53	24,8	21,4
T4	M1	9	9	-	-	100	16,5	0,36	0,56	0,49	0,40	0,94	0,60	22,2	26,0
T5	M1	9	9	-	-	103	14,6	0,58	0,81	0,67	0,49	0,82	0,64	27,5	27,8
T6	M1	9	9	-	-	89	18,8	0,58	0,83	0,72	0,53	0,93	0,75	27,5	29,4
T7	M1	9	9	-	-	113	16,9	0,49	0,75	0,59	0,51	0,83	0,63	27,1	26,0
T8	M1	9	9	-	-	111	-	0,50	0,75	0,64	0,51	0,83	0,66	25,8	29,8
T9	MR	9	9	-	-	109	8,3	0,42	0,76	0,56	0,48	0,82	0,62	20,6	23,4
T10	M1**	9	9	-	-	121	31,5	0,52	0,87	0,67	0,50	0,89	0,68	29,0	26,6
T11	M1	9	9	-	-	111	22,0	0,49	0,78	0,61	0,50	0,85	0,64	24,6	23,6
T12	M0	9	9	-	-	124	24,6	0,40	0,63	0,53	0,47	0,67	0,54	22,8	23,1
T13	M1	9	9	-	-	104	20,1	0,49	0,78	0,59	0,45	0,76	0,59	29,2	24,7
T14	M1	9	9	-	-	113	15,1	0,48	0,92	0,66	0,48	0,83	0,63	27,3	25,7
T15	M1	9	9	-	-	114	16,7	0,56	0,83	0,62	0,48	0,72	0,63	26,3	25,0
T16	M1	9	9	-	-	122	28,0	0,47	0,71	0,60	0,41	0,82	0,61	24,5	23,2
T17	M1	9	9	-	-	103	18,6	0,50	0,80	0,60	0,46	0,69	0,61	25,4	25,7
T18	M1	9	9	-	-	116	27,9	0,51	0,79	0,64	0,43	0,67	0,56	23,7	25,4
T19	M1	9	9	-	-	106	20,5	0,59	0,93	0,69	0,46	0,81	0,61	26,0	27,9
T20	M1	9	9	-	-	100	18,2	0,46	0,84	0,61	0,44	0,79	0,61	25,2	25,8
T21	M1	9	9	-	-	113	19,8	0,47	0,68	0,57	0,51	0,72	0,61	23,9	25,3
T22	M1	6	6	-	-	112	26,2	0,52	0,63	0,58	0,60	0,68	0,65	24,5	24,5
T23	M1	12	12	-	-	124	23,0	0,35	0,61	0,47	0,49	0,69	0,60	22,8	22,9
T24	M1	12	12	-	-	103	23,8	0,41	0,93	0,62	0,59	1,0	0,75	22,9	22,9
T25	M1	18	18	-	-	103	20,9	0,34	0,63	0,53	0,48	0,73	0,55	22,4	22,3
T26	M0	18	18	-	-	110	26,4	0,31	0,70	0,46	0,42	0,51	0,45	20,9	22,2
T27	M1	18	18	-	-	120	21,5	0,34	0,60	0,48	0,43	0,71	0,57	20,3	21,8
T28	M1	18	18	-	-	124	22,5	0,47	0,65	0,56	0,37	0,74	0,50	22,8	22,7
T29	M1a	18	18	-	-	118	21,0	0,35	0,54	0,45	0,32	0,80	0,60	21,8	*
T30	M1	18	18	-	-	118	20,6	0,37	0,48	0,42	0,26	0,80	0,46	22,8	25,3
T31	M1a	18	18	-	-	111	21,9	0,33	0,60	0,49	0,33	0,70	0,52	22,6	22,7

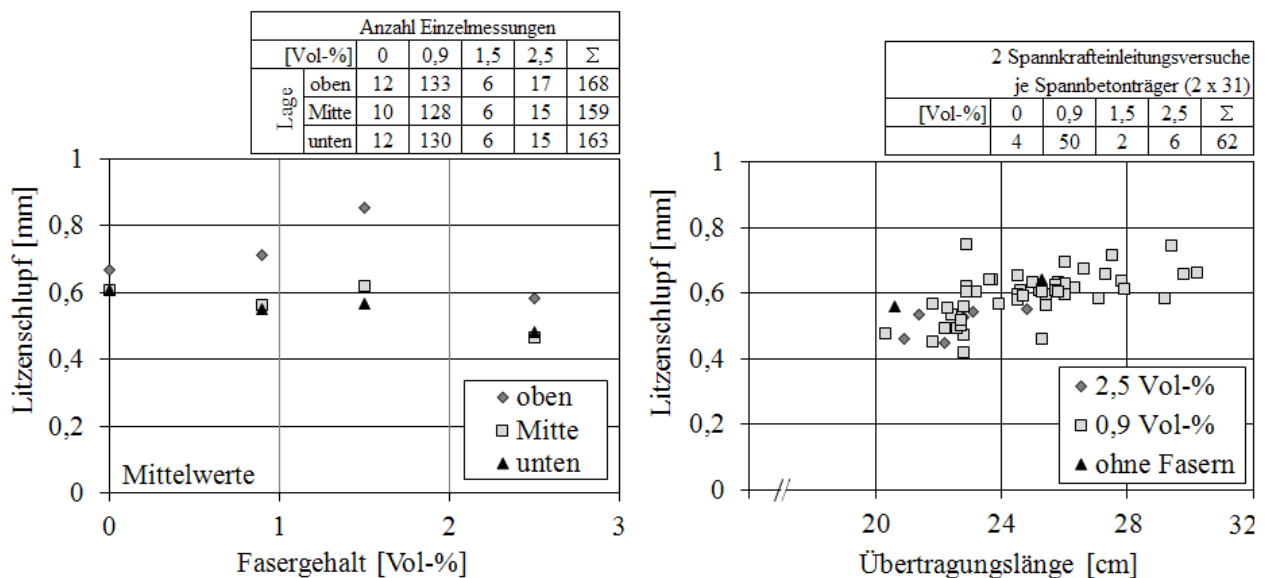
* Spannkrafteinleitungsbereich gerissen / Übertragungslänge nicht zu ermitteln

** höherer Fasergehalt: 1,5 Vol-%

*** Messdaten unvollständig

Der Litzenendschlupf nach vollständigem Ablassen und die aus den Dehnungen nach [DIBt80] abgeleiteten Übertragungslängen sind in Tabelle 3-8 zusammengestellt und in

Bild 3-18 grafisch ausgewertet. Die Ergebnisse der Träger T1 bis T21 wurden in [Ber10] veröffentlicht und sind hier um die weiteren Versuche T22 bis T31 ergänzt. Während der Litzenschlupf an jedem Balkenende an mehreren Litzen gemessen wurde und damit eine vielfach höhere Datenbasis zur Verfügung steht, kann die Übertragungslänge nur einmal je Balkenende bestimmt werden. Für den Litzenschlupf sind jeweils die kleinsten und größten Einzelwerte sowie der Mittelwert je Versuch angegeben. Während des Ablassens der Vorspannung wurden lediglich bei T1 und T2 horizontale Haarrisse ($w < 0,05$ mm, Länge ca. 5 cm) an der Seitenfläche des Untergurtes beobachtet, sodass hier keine Auswertung der Übertragungslänge nach [DIBt80] möglich war. Risse infolge Stirnzug wurden bei den 40 cm hohen Trägern nach dem Ablassen nicht festgestellt. Bei größeren Bauteilhöhen mit 0,9 Vol-% Fasern traten etwa 10 bis 30 cm lange und bis zu 0,5 bis 1 mm breite Stirnzugrisse auf, die allerdings im späteren Querkraftversuch keinen erkennbaren Einfluss auf die Schubrissbildung hatten. Dennoch ist bei diesem Fasergehalt grundsätzlich eine zusätzliche Stirnzugbewehrung zu empfehlen.



a) Litzenschlupf in Abhängigkeit des Fasergehaltes und der Lage im Querschnitt b) Litzenschlupf in Abhängigkeit der Übertragungslänge und des Fasergehaltes

Bild 3-18 Auswertung der Spannkrafteinleitung bei den Spannbetonträgern

In Bild 3-18 a) sind die Mittelwerte aus 490 Einzelmessungen des Litzenschlupfes nach vollständiger Spannkrafteinleitung in Abhängigkeit des Fasergehaltes und der Lage im Querschnitt aufgetragen. Die Schlupfwerte der oberen Litzenlage (3. Lage, siehe auch Bild 3-12) sind mit 0,7 bis 0,9 mm deutlich größer als die der mittleren und unteren Litzenlage, was durch eine schlechtere Verdichtung unter der schrägen Deckschalung des Untergurtes und den damit verbundenen schlechteren Verbundbedingungen begründet sein kann. Der Litzenschlupf der mittleren und unteren Lage ist mit etwa 0,5 bis 0,6 mm vergleichbar mit den Ergebnissen der Spannkrafteinleitungsversuche. Anders als bei den Kleinversuchen führte der höhere Fasergehalt von 2,5 Vol-% zu deutlich kleineren Schlupfwerten. Der Unterschied ist in der obersten Lage besonders ausgeprägt.

In Bild 3-18 b) ist die gemessene Übertragungslänge abhängig vom Litzenschlupf für die unterschiedlichen Fasergehalte dargestellt. Da die Übertragungslänge unabhängig von der

Litzenanzahl einmal an jedem Trägerende bestimmt wurde, sind hier die Mittelwerte des Litzenschlupfes aufgetragen. Die Korrelation zwischen Übertragungslänge und Endschlupf ist auch bei den Spannbetonträgern deutlich zu erkennen. Zudem ist aufgrund der dichten Litzenanordnung ein günstiger Einfluss des höheren Fasergehaltes auf die Verankerung vorhanden. Während die Übertragungslänge bei Trägern mit 0,9 Vol-% Fasern zwischen 22 und 30 cm variieren, liegen die Werte mit 2,5 Vol-% Fasern zwischen 21 und 25 cm.

3.5.4 Durchführung der Querkraftversuche

Die Querkraftversuche wurden nach etwa vier Wochen bei einer Betondruckfestigkeit von etwa 180 N/mm² durchgeführt (Tabelle 3-9). Zu Versuchsbeginn und etwa bei den Laststufen 20 %, 30 % und 40 % der Bruchlast wurden jeweils SDM Messungen durchgeführt. Zu Beginn wurde die Last kraftgesteuert in zwei Minuten bis zur ersten Laststufe aufgebracht, danach jeweils in einer Minute bis zur nächsten Laststufe. Anschließend wurde die Belastung weggeregelt bis zum Versuchsende mit 0,5 mm/min ($h = 40$ cm) bzw. 1 mm/min ($h = 70$ cm und 100 cm) ohne weitere Unterbrechung gesteigert, um gegebenenfalls einen abfallenden Ast in der Last-Verformungs-Kurve zu erfassen. Aufgrund des spröden Bruchverhaltens der Träger ohne Stahlfasern wurden diese Versuche von Beginn an weggeregelt durchgeführt. Die Entwicklung des Rissbildes wurde kontinuierlich dokumentiert.

3.5.5 Ergebnisse und Diskussion der Querkraftversuche

Die Bruchquerkräfte und -schubspannungen sowie die Betondruck- und -biegezugfestigkeiten sind in Tabelle 3-9 zusammengefasst. Die Festbetoneigenschaften sind Mittelwerte aus jeweils drei Einzelwerten. Die Schubspannungen ergeben sich nach Gleichung (3.2) als mittlere Spannung des Schubquerschnitts. Bei Trägern mit Öffnungen wird ebenfalls Gleichung (3.2) angewendet. Die Versuche werden in den folgenden Unterkapiteln in Abhängigkeit des Tragverhaltens und der Untersuchungsparameter mit Bezug auf Tabelle 3-9 diskutiert.

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \cdot b_w} \quad (3.2)$$

mit τ_u : Schubspannung im Bruchzustand
 V_u : Bruchquerkraft inklusive Eigengewichtsanteil des Trägers
 d : statische Nutzhöhe
 b_w : Stegbreite

Tabelle 3-9 Festbetoneigenschaften und Bruchquerkräfte

Test	UHPC	$f_{c,cube100}$ [MPa]	$f_{ct,fl}$ [MPa]	V_u [kN]	τ_u [MPa]
T1a	M1	151	22,7	234	12,3
T1b	M1	174	21,2	267	14,1
T2a	MR	134	10,7	134	7,04
T2b	MR	134	12,3	147	7,83
T3a	M0	170	23,1	**	$\geq 17,5$
T3b	M0	162	24,1	408	21,5
T4a	M1	176	19,1	347	18,2
T4b	M1	183	20,2	292	15,4
T5a	M1	177	-	326	17,1
T5b	M1	179	20,1	296	15,7
T6a	M1	142	22,8	266	14,0
T6b	M1	155	23,0	226	11,9
T7a	M1	192	26,0	234	12,5
T7b	M1	183	24,7	232	12,2
T8a	M1	175	-	169	8,90
T8b	M1	177	-	192	10,1
T9a	MR	162	12,8	116	6,09
T9b	MR	157	15,4	101	5,29
T10a	M1*	202	35,9	257	13,5
T10b	M1*	201	36,3	241	12,7
T11a	M1	181	27,8	230	12,1
T11b	M1	181	31,0	250	13,1
T12a	M0	181	30,0	323	17,0
T12b	M0	185	26,8	216	11,4
T13a	M1	176	27,7	184	9,67
T13b	M1	181	25,0	235	12,4
T14a	M1	178	21,8	242	12,7
T14b	M1	175	22,2	287	15,1
T15a	M1	186	24,7	269	14,2
T15b	M1	186	20,6	304	16,0

Test	UHPC	$f_{c,cube100}$ [MPa]	$f_{ct,fl}$ [MPa]	V_u [kN]	τ_u [MPa]
T16a	M1	189	31,0	274	14,4
T16b	M1	184	30,0	281	14,8
T17a	M1	162	23,2	208	10,9
T17b	M1	161	25,6	202	10,6
T18a	M1	185	34,1	301	15,8
T18b	M1	186	34,4	275	14,5
T19a	M1	178	25,2	301	15,8
T19b	M1	174	24,3	324	17,0
T20a	M1	164	23,8	270	14,2
T20b	M1	166	-	291	15,3
T21a	M1	174	25,0	251	13,2
T21b	M1	187	22,6	358	18,8
T22a	M1	187	31,9	210	16,6
T22b	M1	189	25,6	174	13,7
T23a	M1	178	25,2	361	14,7
T23b	M1	184	-	454 [#]	17,9
T24a	M1	179	29,6	319	12,9
T24b	M1	178	29,6	316	12,8
T25a	M1	172	24,9	344	9,3
T25b	M1	169	23,7	465	12,6
T26a	M0	178	36,8	368	9,9
T26b	M0	172	31,5	521	14,1
T27a	M1	180	25,5	567	15,3
T27b	M1	189	30,2	610	16,5
T28a	M1	176	-	534	14,4
T28b	M1	176	-	512	13,8
T29a	M1a	181	24,3	386	10,4
T29b	M1a	183	25,1	476	12,9
T30	M1	184	23,0	371	10,1
T31	M1a	174	22,9	322	8,9

* Fasergehalt auf 1,5 Vol-% erhöht

** Versuch aufgrund von Biegezugversagen abgebrochen (τ_u korrespondiert hier mit zugehöriger Biegetragfähigkeit)

unplanmäßiges Querkraftversagen in Richtung des zweiten Auflagers (Vorschädigung in Trägermitte)

3.5.5.1 Riss- und Bruchverhalten

Neben den exemplarischen Rissbildern in diesem Kapitel befinden sich die Rissbilder aller Versuche in Anhang C. Mit Ausnahme von Versuch T3a trat jeweils ein Querkraftversagen ein. Bei Versuch T3a mit sieben Litzen und 2,5 Vol-% Fasern war die Querkrafttragfähigkeit so hoch, dass Biegezugversagen maßgebend wurde und der Versuch abgebrochen werden musste. Die Bruchquerkräfte V_u sind in Tabelle 3-9 zusammengestellt. Zudem wurde das Verhältnis zwischen Erstrisslast V_{Riss} (Schubrisse) und Bruchquerkraft V_u im Diagramm in Bild 3-19 ausgewertet. Die Versuche an Vollwandträgern ohne Fasern liegen aufgrund des sofortigen Versagens nach der Rissbildung bei 1,0. Die Erstrisslasten von Vollwandträgern mit Fasern liegen bei etwa 65 – 95 % der Bruchlast. Hier sind bereits Maßstabeffekte zu beobachten. Träger mit

70 cm und 100 cm Querschnittshöhe befinden sich hier im oberen Bereich bei etwa 85 bis 100 %, während 40 cm hohe Vollwandträger mit einer Erstrissbildung bei im Mittel etwa 70 % eine deutlich bessere Versagensvorankündigung besitzen.

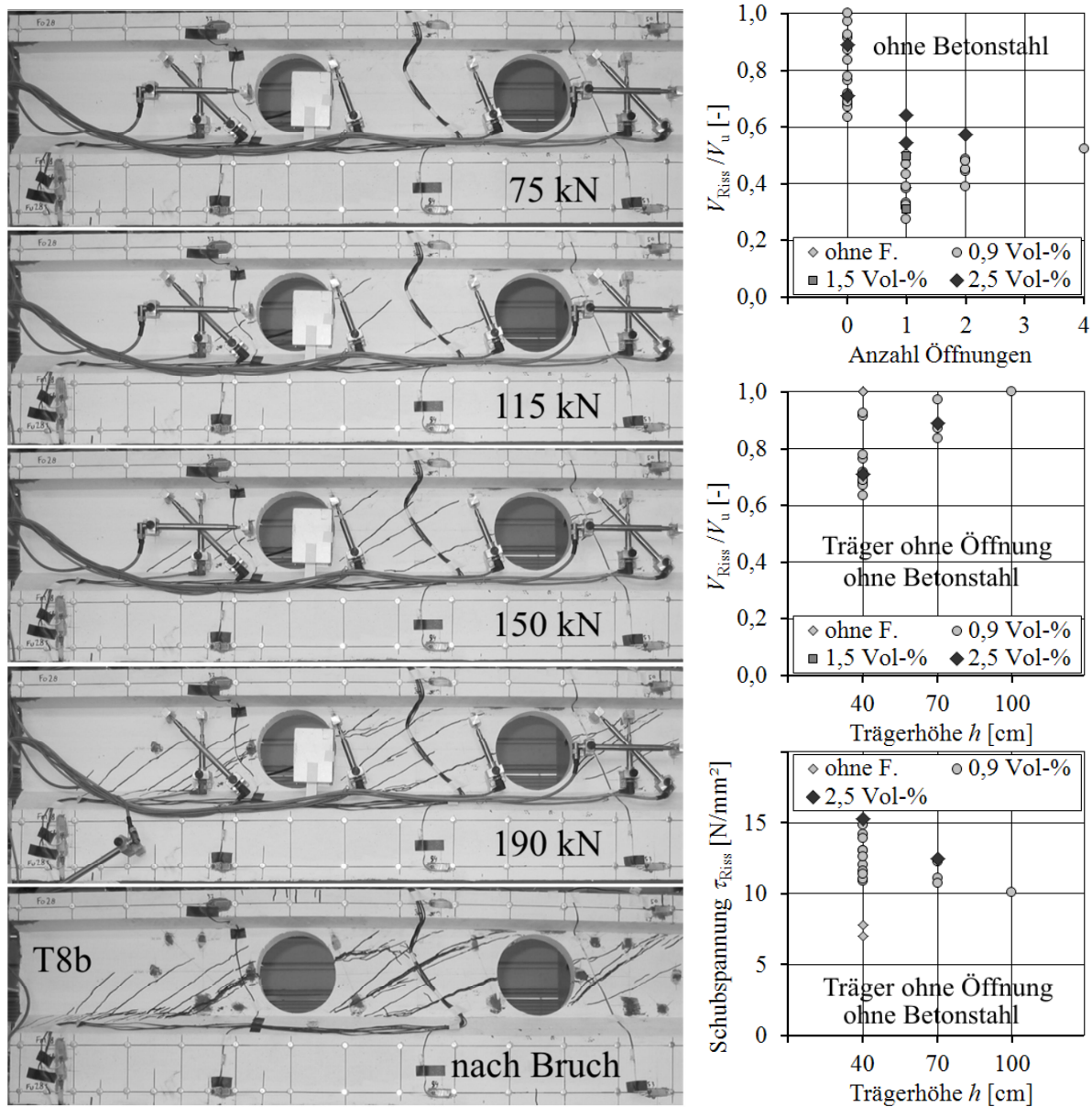


Bild 3-19 Rissentwicklung ohne Bewehrungszulagen exemplarisch bei T8b (Risse nachgezeichnet) und auf die Bruchlast bezogene Risslasten und Rissspannungen in Abhängigkeit der Öffnungsanzahl, Trägerhöhe und Fasergehalt

Bei Versuchen mit Einzelöffnungen lag die Erstrisslast bei etwa 30 – 65 %. Im Mittel trat die Erstrissbildung bei Trägern mit Öffnungen und einem Fasergehalt von 0,9 Vol-% nahezu unabhängig von der Öffnungsanzahl bei etwa 50 % ein, bei 2,5 Vol-% Fasern bei etwa 60 %, was auf die deutlich geringere Rissbreite und spätere Risserkennung mit dem höheren Fasergehalt zurückzuführen sein könnte. Die Risse entstanden an den Öffnungsrändern und entwickelten sich sukzessive weiter. Am Beispiel von Versuch T8b wird die Rissentwicklung in Bild 3-19 verdeutlicht. Im oberen Lastbereich war das Rissbild in der Regel abgeschlossen, lediglich die Rissbreite nahm weiter zu und die

Versagensrisse waren an der größeren Rissbreite zu erkennen. Dort trat abschließend ein Schubzugversagen mit einem Faser-Pull-out an den Rissufern auf.

Die Höhe der Vorspannung hatte im untersuchten Bereich einen untergeordneten Einfluss auf das Rissbild wie der Vergleich zwischen T2a und T2b in Bild 3-20 zeigt. Die Lage der Öffnung hatte ebenfalls keinen nennenswerten Einfluss (T9a und T9b). Die Rissneigung lag zwischen 16° und 23° . Andererseits entstand der Erstriss bei Versuch T9b mit einer Öffnung auf einem sehr niedrigen Lastniveau. Dennoch war das Verhalten sehr spröde, da ein Teil des Obergurtes durch die Rissbildung abgelöst wurde und lediglich der verbleibende Restquerschnitt mit geringerer Biegesteifigkeit eine weitere Laststeigerung ermöglichte. Bei einigen Trägern entstanden am Trägerende und an den Öffnungsrändern kleine horizontale Anrisse infolge Schwinden und Spannkrafteinleitung. Bei Trägern mit Fasern blieben diese Risse ohne Einfluss im Querkraftversuch, bei Versuch T9a und T9b hingegen initiierten die horizontalen Anrisse am Öffnungsrand den Versagensriss. Die Risslänge der Anrisse betrug in der Regel weniger als 3 cm und die Rissbreite weniger als 0,05 mm, wenn die Trägerhöhe $h = 40$ cm betrug.

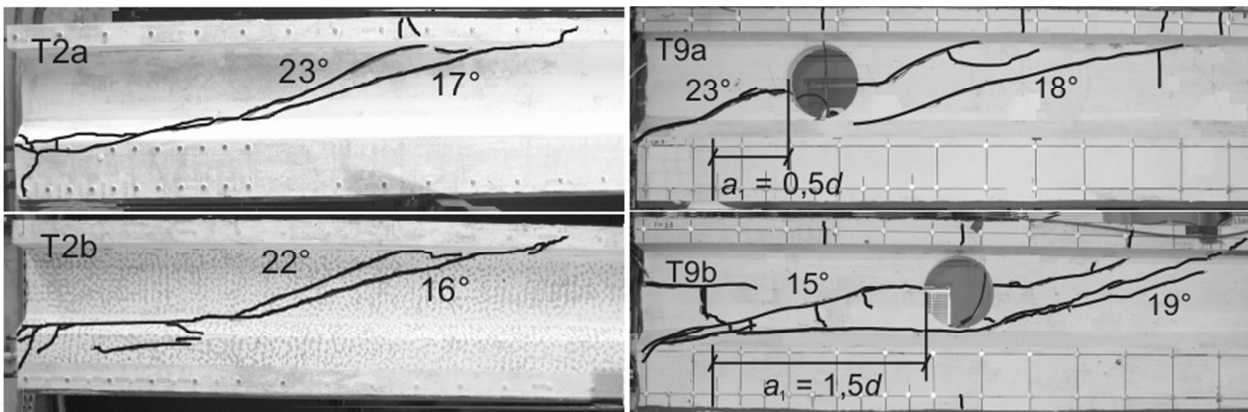


Bild 3-20 Rissbilder von Trägern ($h = 40$ cm) ohne Stahlfasern (Risse nachgezeichnet)

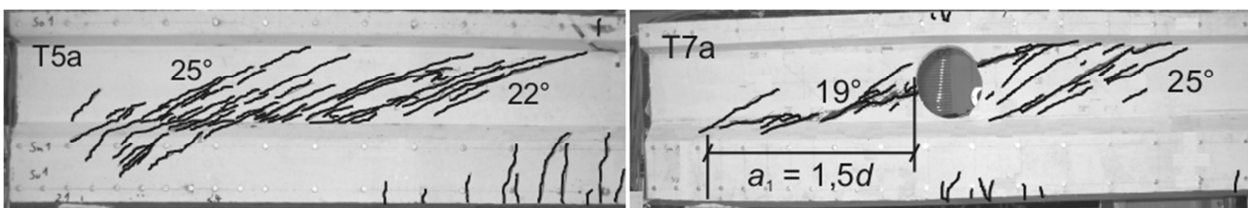


Bild 3-21 Exemplarische Rissbilder von Trägern ($h = 40$ cm) mit 0,9 Vol-% Stahlfasern mit und ohne Öffnung (Risse nachgezeichnet)

Exemplarische Rissbilder von Trägern mit 0,9 Vol-% Fasern sind in Bild 3-21 dargestellt. Durch die Zugabe von Stahlfasern wird das Verhalten deutlich duktiler. In Versuch T5a entstanden die ersten Schubrisse bei einer Querkraft von 207 kN und ein geringer Abfall der Anfangssteifigkeit war erkennbar. Während der weiteren Laststeigerung bis auf eine Bruchlast von 326 kN (Risslast etwa 63 % der Bruchlast) entstand eine Vielzahl von fein verteilten Schubrisse mit einem Rissabstand von etwa 1 cm bis 3 cm. Die Hauptversagensrisse waren etwa 20° bis 25° geneigt. Die Lage der Einzelöffnungen hatte wie bei Trägern ohne Fasern keinen nennenswerten Einfluss auf den Rissverlauf. In Trägern mit mehreren Öffnungen war das Rissbild ebenfalls vergleichbar, wenn der Abstand zwischen den Öffnungen mindestens $1,5d$ betrug. Bei

den Versuchen T8a, T8b und T13a war der Abstand hingegen geringer und der Rissverlauf zwischen den Öffnungen war steiler (Bild 3-19).

Durch die Erhöhung des Fasergehaltes auf 2,5 % wurde die Querkrafttragfähigkeit weiter gesteigert (T3b: 409 kN). Der Steifigkeitsrückgang in der Last-Verformungs-Kurve ließ auf eine Erstrissbildung bei etwa 220 kN schließen, allerdings waren auf diesem Lastniveau visuell keine Risse erkennbar, erst bei etwa 290 kN. Die Haarrisse mit weniger als 0,05 mm Rissbreite hatten einen Rissabstand von etwa 3 mm und sind daher als Rissbild nicht darstellbar. Die Rissneigung betrug 26° bis 28° . Auf Bruchlastniveau war die Rissbreite bei etwa 90 % aller Schubrisse kleiner als 0,05 mm und nach der Entlastung des Trägers war der Großteil dieser Risse aufgrund der Rückverformung nicht mehr erkennbar. Die größere Rissneigung könnte auf die höhere Nachrisszugfestigkeit bei 2,5 % Fasern zurückzuführen sein, analog zu höheren Schubbewehrungsgraden von bügelbewehrten Querschnitten.

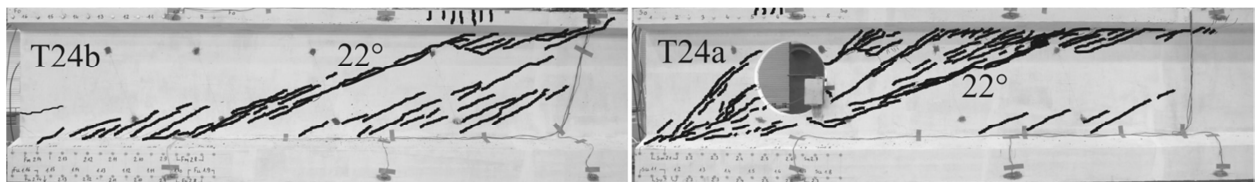


Bild 3-22 Exemplarische Rissbilder von Trägern ($h = 70$ cm) mit 0,9 Vol-% Stahlfasern mit und ohne Öffnung (Risse nachgezeichnet)

Bei höheren Trägern war der Rissabstand der Schubrisse deutlich größer (Bild 3-22, etwa halber Maßstab wie Bild 3-21, $h = 40$ cm/ $h = 70$ cm). In den meisten Fällen entstanden ein bis zwei führende Versagensrisse mit großer Rissbreite. Während sich die Risse bei $h = 40$ cm sukzessive über die Steghöhe entwickelten, entstanden sie bei größeren Querschnittshöhen über die gesamte Steghöhe und besaßen danach sofort größere Rissbreiten als bei $h = 40$ cm. Die rissüberbrückende Wirkung der Stahlfasern war hier vermindert. Die Spannungen an den Rissufern fielen dadurch stärker ab und Sekundärrisse mit geringem Rissabstand konnten nicht in gleichem Maß entstehen. Versuch T30 mit $h = 100$ cm versagte sogar schlagartig nach der Erstrissbildung. Durch die größeren Stahlfasern ($l_f/d_f = 30/0,4$ bei T29) konnte die Rissüberbrückung wieder deutlich verbessert werden.

3.5.5.2 Einfluss des Faserwirkung bei Trägern ohne Stegöffnungen

Die Querkraftversuche zeigten aufgrund der hohen Vorspannung grundsätzlich ein sehr steifes Last-Verformungs-Verhalten. In Bild 3-23 sind die Last-Verformungs-Kurven von drei Trägern ohne Öffnungen mit unterschiedlichen Fasergehalten gegenübergestellt. Die Traglastunterschiede belegen die Effizienz der Fasern als Querkraftbewehrung. Um die Höhe des Lastniveaus zu verdeutlichen, ist auf der y-Achse des rechten Diagramms die Schubspannung $\tau_u = V_u/(b_w \cdot d)$ aufgetragen. Bei den 40 cm hohen Trägern mit 6 cm Steg entsprechen 400 kN einer Schubspannung $\tau_u = 400 \text{ kN}/(6 \text{ cm} \cdot 31,75 \text{ cm}) = 2,1 \text{ kN/cm}^2 = 21 \text{ N/mm}^2$. Ein Fasergehalt von 0,9 Vol-% führte zu einer Tragfähigkeitssteigerung von 119 % (T5a: 326 kN) und 2,5 Vol-% zu einer Steigerung von 175 % (T3b: 409 kN) im Vergleich zu Träger T2b ohne Fasern (149 kN). Bei Träger T1 wurde ein unterschiedliches Betonierverfahren angewendet, was aufgrund längerer Einbauzeiten zu

kleineren Tragfähigkeiten geführt haben kann. T4a scheint im oberen Streubereich zu liegen. Bei den weiteren Vergleichen wird daher Versuch T5a (326 kN) als Referenzwert verwendet. Die Auswertung der Bruchschubspannungen zeigt eindeutig die Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit vom Fasergehalt. Die Versuche mit geringerer Vorspannung (7 Litzen) ergaben die gleiche Tendenz, allerdings war bei T3a Biegezugversagen maßgebend, sodass hier nur die zur Biegetragfähigkeit korrespondierende Querkraft angegeben werden kann.

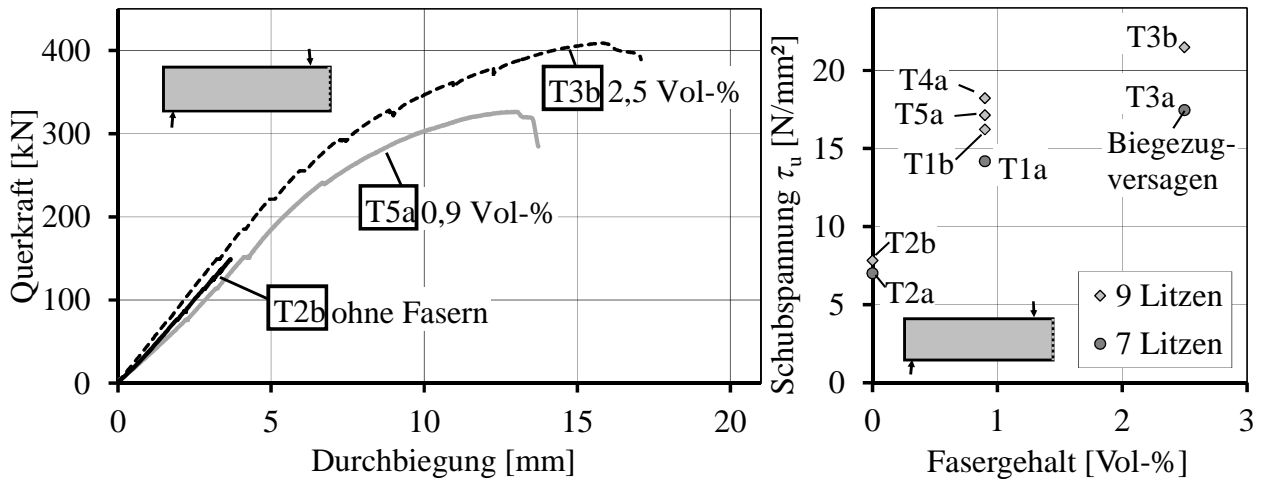


Bild 3-23 Exemplarische Last-Durchbiegungs-Kurven von Trägern ohne Öffnungen ($h = 40$ cm) und Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit des Fasergehaltes

3.5.5.3 Einfluss der Schubschlankheit

Der Einfluss der Schubschlankheit auf die Querkrafttragfähigkeit der hier durchgeführten Versuche ist in Bild 3-24 dargestellt. Die unterschiedlichen Steifigkeiten der Last-Durchbiegungs-Kurven sind auf die unterschiedlichen Spannweiten im Versuch zurückzuführen, da der Schubabstand a bei sonst gleichen Abmessungen variiert wurde.

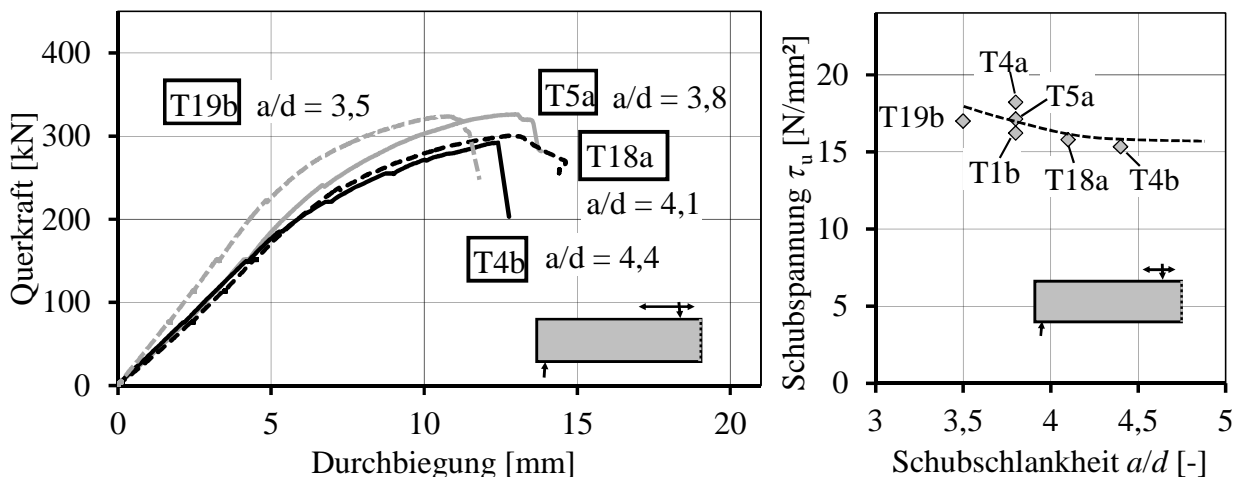


Bild 3-24 Last-Durchbiegungs-Kurven von Trägern ohne Öffnungen ($h = 40$ cm) und Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Schubschlankheit

Eine Verminderung der Schubschlankheit von $a/d = 4,4$ (T4b) auf $a/d = 3,5$ (T19b) führte zu einer Tragfähigkeitssteigerung um etwa 10 % von 292 kN auf 324 kN. Bei Schubschlankheiten größer als $a/d = 3,0$ bis 3,5 ist bei normalfesten Betonen kein

nennenswerter Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit zu erwarten (Kapitel 2.5.4.1). Die Auswertung deutet dennoch auf einen Einfluss bis etwa $a/d = 4,0$ hin. Allerdings ist die Anzahl der Versuche zu gering, um die Abhängigkeit genau zu quantifizieren. Der Einfluss wurde daher numerisch genauer untersucht (Kapitel 4.3.1).

In den Versuchen T14a und T21a wurde die Schubschlankheit bei Trägern mit Stegöffnungen und einer Zulagebewehrung aus $4 \times 2\text{Ø}6$ variiert. Die Bruchlasten waren nahezu identisch (T14a, $a/d = 3,8$: 242 kN; T21a, $a/d = 4,4$: 251 kN), Versuch T21a mit der größeren Schubschlankheit $a/d = 4,4$ hatte sogar einen geringfügig höheren Querkraftwiderstand. Die Ausbildung des Sprengwerks scheint hier wesentlich von der Öffnungslage beeinflusst worden zu sein, sodass ein Einfluss der Schubschlankheit nicht mehr zum Tragen kam. Allerdings ist zu beachten, dass hierzu nur ein Versuch vorliegt.

3.5.5.4 Einfluss des Auflagerüberstandes

In Bild 3-25 b) ist der Zusammenhang zwischen Auflagerüberstand und Querkrafttragfähigkeit schematisch an einem vereinfachten Querkraftmodell dargestellt. Sowohl die Kraftkomponenten des Fachwerkmodells, das den Traganteil der Querkraftbewehrung bzw. der Faserwirkung beschreibt, als auch des Sprengwerks (Betontraganteil) müssen am Auflager mit der vertikalen Auflagerkraft und der horizontalen Stahlzugkraft im Gleichgewicht stehen. Da die Zugkraftdeckung von Spannbetonbauteilen am Auflager bereits sichergestellt ist, wenn im Verankerungsbereich keine Biegerisse vorhanden sind, beeinflusst die Vorspannung, die am Auflager auf den Beton übertragen ist, in erster Linie die Neigung und die Größe des Sprengwerks.

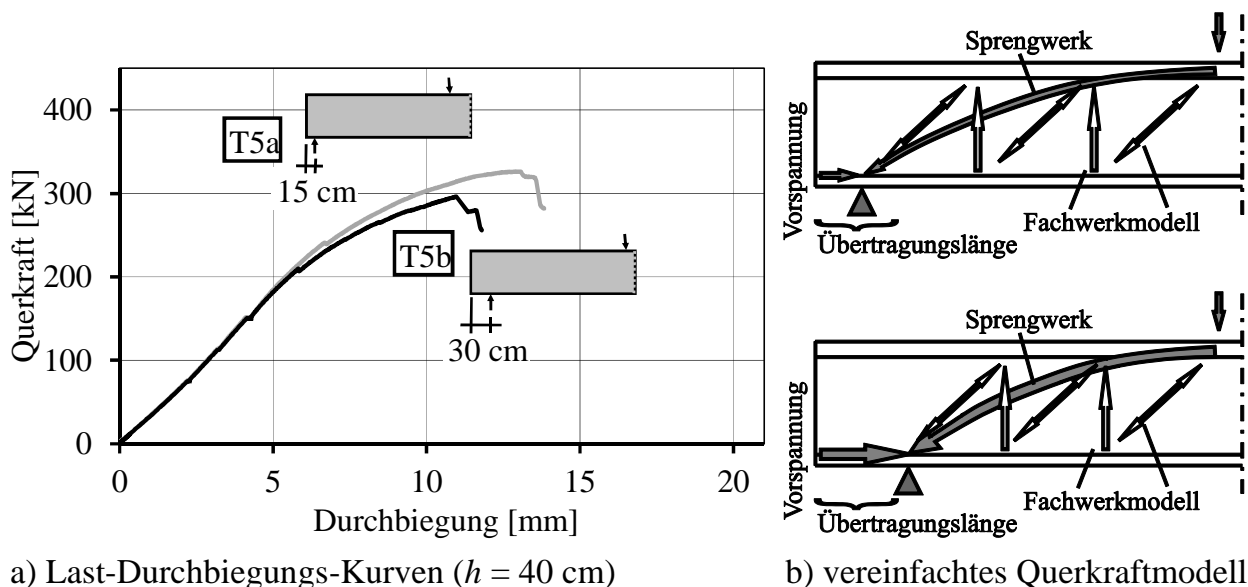


Bild 3-25 Einfluss des Auflagerüberstandes

Die Untersuchungen zur Übertragungslänge in Kapitel 3.5.3 haben gezeigt, dass die Übertragungslänge von $0,5''$ Litzen in UHPC zwischen 22 und 28 cm beträgt. Bei Versuch T5b wurde der Auflagerüberstand auf 30 cm vergrößert, sodass die volle Vorspannung bis zur Auflagerlinie übertragen wurde und ein höherer Sprengwerktraganteil zu erwarten gewesen wäre. Der Versuch T5b hat dies allerdings nicht bestätigt, da die Querkrafttragfähigkeit von 326 kN (T5a) auf 296 kN abnahm (Bild 3-25 a). Das

Ergebnis erscheint widersprüchlich, allerdings liegt nur ein Versuchsergebnis hierzu vor. Grundsätzlich ist anzumerken, dass die Betonspannungen infolge Vorspannung auch ungünstig wirken können, insbesondere im Übergangsbereich zwischen Untergurt und dünnem Steg. Dies gilt auch bei abgedeckter Zugkraft ohne Biegerisse, da dennoch Schubrisse in den Verankerungsbereich hineinwachsen können. Bei normalfestem Beton (NSC) sind die Betondruckspannungen infolge Vorspannung deutlich niedriger und die Übertragungslängen deutlich größer, sodass weiterführende Untersuchungen hierzu auf hohe Betonfestigkeiten fokussiert werden sollten. Im Rahmen dieser Arbeit wurde der Einfluss allerdings nicht weiter untersucht.

3.5.5.5 Einfluss der Vorspannung

Der Einfluss der Vorspannung kann durch Vergleich der Versuche T1b, T2b und T3b (9 Litzen) mit den Versuchen T1a, T2a und T3a (7 Litzen) gezeigt werden. Die Bruchschubspannungen τ_u sind in Abhängigkeit des Fasergehaltes in Bild 3-23 dargestellt. Die statische Nutzhöhe ist bei sieben und neun Litzen gleich, da der Schwerpunkt der Spannbewehrung identisch war (Kapitel 3.5.2). Wie zuvor beschrieben kann die zum Zeitpunkt der Querkraftversuche vorliegende Vorspannung anhand der Betondehnungen bestimmt werden, was eine Vorspannkraft von etwa 857 kN bei neun Litzen und etwa 717 kN bei sieben Litzen ergab. Die Erhöhung der Betondruckspannung am unteren Querschnittsrand infolge Vorspannung von $\sigma_{cu} = 31,0 \text{ N/mm}^2$ (717 kN) auf $\sigma_{cu} = 37,3 \text{ N/mm}^2$ um 20 % führt bei Träger T2 ohne Fasern zu einer Steigerung der Querkrafttragfähigkeit von 134 kN auf 149 kN um 12 % ($\tau_u = 7,0$ und $7,8 \text{ N/mm}^2$). Bei Träger T1 mit 0,9 % Fasern betrug die Steigerung von 234 kN auf 268 kN 14 % ($\tau_u = 12,3$ und $14,1 \text{ N/mm}^2$). Die Querkrafttragfähigkeit von Versuch T3a mit 2,5 % Fasern war aufgrund der Faserwirkung so hoch, dass ein Biegeversagen maßgebend wurde und die Bruchlast nicht in die Auswertung einbezogen werden kann.

3.5.5.6 Einfluss von einzelnen Stegöffnungen

Bei den Versuchen mit Einzelöffnungen wurde der lichte Abstand zum Auflager zwischen $0,5d$ und $2,0d$ variiert. In Bild 3-26 sind die Last-Durchbiegungs-Kurven der Versuche an den Trägern T6 und T7 mit 0,9 % Fasern dargestellt. Versuch T6a mit dem geringsten Abstand von $0,5d$ erreichte eine Bruchlast von $V_u = 266 \text{ kN}$. Aufgrund der auflagenahen Position der Öffnung war das Sprengwerk unterhalb der Öffnung vermutlich stärker ausgeprägt. Bei den größeren Lochabständen betrug die Bruchquerkraft 234 kN (T7a) und 232 kN (T7b). Im rechten Diagramm wurden die Bruchquerkräfte der Versuche mit Einzelöffnungen $V_{\text{Test-Öffnung}}$ bezogen auf die Referenztragfähigkeit der Träger ohne Öffnungen $V_{\text{Test-Vollwand}}$ dargestellt. Die Verhältniswerte $V_{\text{Test-Öffnung}}/V_{\text{Test-Vollwand}}$ wurden in Abhängigkeit des Abstandes a_1/d aufgetragen. Für 0,9 Vol-% und $a_1 = 1,5d$ ergibt sich beispielsweise eine auf den Vollwandträger T5a bezogene Querkrafttragfähigkeit von 72 % (T7a/T5a: $234/326 = 0,72$). Die Auswertung zeigt, dass die verbleibende Querkrafttragfähigkeit bei Trägern mit Einzelöffnungen etwa 70 % beträgt und bei geringem Abstand zum Auflager leicht zunimmt. Zusätzlich sind Versuche ohne Fasern und mit 2,5 Vol-% dargestellt. Diese wurden jeweils ins Verhältnis zum zugehörigen Träger ohne Öffnungen gesetzt (T2b,

T3b). Der Einfluss der Öffnungen wird nahezu unabhängig vom Fasergehalt wiedergegeben. Die Querkrafttragfähigkeit des Versuchs mit 2,5 % Fasern befindet sich nur geringfügig oberhalb des Trends und die Versuche ohne Fasern wenig darunter. Weiterhin ist zu erkennen, dass Versuch T6b vermutlich einen Wert im unteren Streubereich darstellt. Bereits die Last-Verschiebungs-Kurve zeigt einen untypischen Steifigkeitsverlust bei etwa 180 kN, der durch einen frühzeitigen Faser-Pull-out im auflagnahen Riss erklärbar ist.

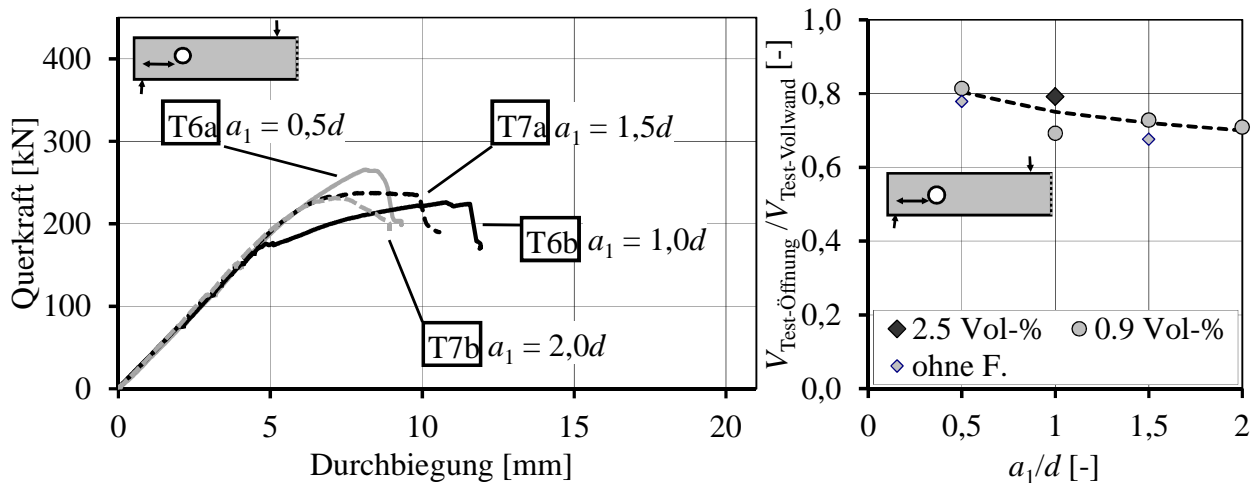


Bild 3-26 Last-Durchbiegungs-Kurven von Trägern mit Einzelöffnungen ($h = 40$ cm) und die auf den zugehörigen Vollwandträger bezogene Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit des auf d bezogenen Abstandes a_1

Die zusätzlichen Versuche mit Einzelöffnungen, variiertes Stegbreite und $h = 40$ cm ergaben bei $a_1/d = 1,0$ etwa 80 % der Querkrafttragfähigkeit bezogen auf den Vollwandträger für 0,9 Vol-% (T22: 83 %, T23: 79 %), sodass kein nennenswerter Einfluss der Stegbreite zu erkennen war. Bei Träger T24 mit $h = 70$ cm ergab sich ein Verhältniswert von 101 %, sodass die Versuche mit und ohne Stegöffnung ($a_1/d = 0,5$) etwa die gleiche Tragfähigkeit aufwiesen. Aufgrund der größeren Trägerhöhe bei allerdings annähernd gleicher Untergurthöhe (3 Litzenlagen) könnte das Sprengwerk unterhalb der Öffnung ausgeprägter gewesen sein. T25 mit $h = 70$ cm und $a_1/d = 1,0$ hingegen ergab 74% und bestätigte damit den Trend der Versuche mit $h = 40$ cm. Träger T26 mit $h = 70$ cm und 2,5 Vol-% reihte sich hier mit 71 % ebenfalls ein.

Insgesamt war die Tragfähigkeit der Träger mit $h = 70$ cm niedriger. Dies wird allerdings noch im Zusammenhang mit den Maßstabeffekten in Kapitel 3.5.5.14 diskutiert.

3.5.5.7 Einfluss von mehreren Stegöffnungen

Der Einfluss des Abstandes a_2 zwischen den Stegöffnungen wurde an den Trägern T8 und T11 mit zwei Öffnungen je Trägerseite untersucht. Der Abstand a_1 betrug bei T8a, T8b und T11a $1,0d$ und bei T11b $0,5d$. Der Abstand a_2 wurde zwischen $0,5d$ und $2,0d$ variiert. In Bild 3-27 sind die Last-Durchbiegungs-Kurven und die auf den Vollwandträger T5a bezogenen Querkrafttragfähigkeiten in Abhängigkeit des Abstandes a_2/d dargestellt. Ein Einfluss auf die Anfangssteifigkeit ist wie auch bei Trägern mit Einzelöffnungen nicht zu erkennen. Die Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit vom Abstand a_2 ist deutlich. Bei einem Abstand $a_2 \geq 1,5d$ erreichte die auf den

Vollwandträger bezogene Querkraft einen Wert von 71 % (T11a) wie bei Versuchen mit Einzelöffnungen. Der Abstand $a_2 = 1,5d$ war hier ausreichend, damit die zweite Öffnung die Querkrafttragfähigkeit nicht weiter herabsetzte. Wurde der Abstand verringert, sank die Tragfähigkeit auf bis zu 50 % (T8a). Bei Versuch T11b wurden 77 % erreicht, allerdings war der Abstand zum Auflager $a_1 = 0,5d$ wie bei Versuch T6a (81 %) in Kapitel 3.5.5.6.

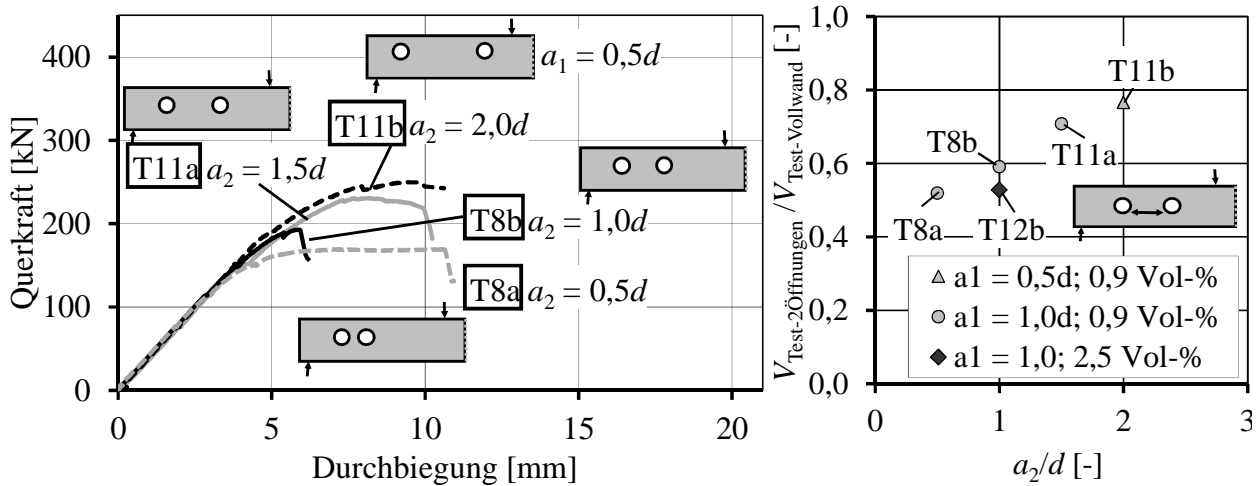


Bild 3-27 Last-Durchbiegungs-Kurven von Trägern mit zwei Öffnungen ($h = 40 \text{ cm}$) und die auf den zugehörigen Vollwandträger bezogene Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit des auf d bezogenen Abstandes a_2

3.5.5.8 Einfluss der Faserwirkung bei Trägern mit Einzelöffnungen

Versuche mit Einzelöffnungen und unterschiedlichem Fasergehalt sind in Bild 3-28 zusammengestellt. Die Last-Durchbiegungs-Kurven zeigen, dass die Tragfähigkeit des Versuchs T9b ohne Fasern von 101 kN durch die Zugabe von 0,9 Vol-% Fasern in T7a auf 234 kN mehr als verdoppelt wurde. Bei Versuch T10b wurde der Fasergehalt der 17,5 mm langen Fasern auf 1,5 Vol-% erhöht. Weder eine höhere Querkrafttragfähigkeit noch eine nennenswerte Veränderung im Tragverhalten resultierten hieraus. Die Verarbeitbarkeit des Frischbetons war zudem erheblich verschlechtert. Es ist daher nicht zielführend, den Fasergehalt bei einer Faserlänge von 17,5 mm zu erhöhen.

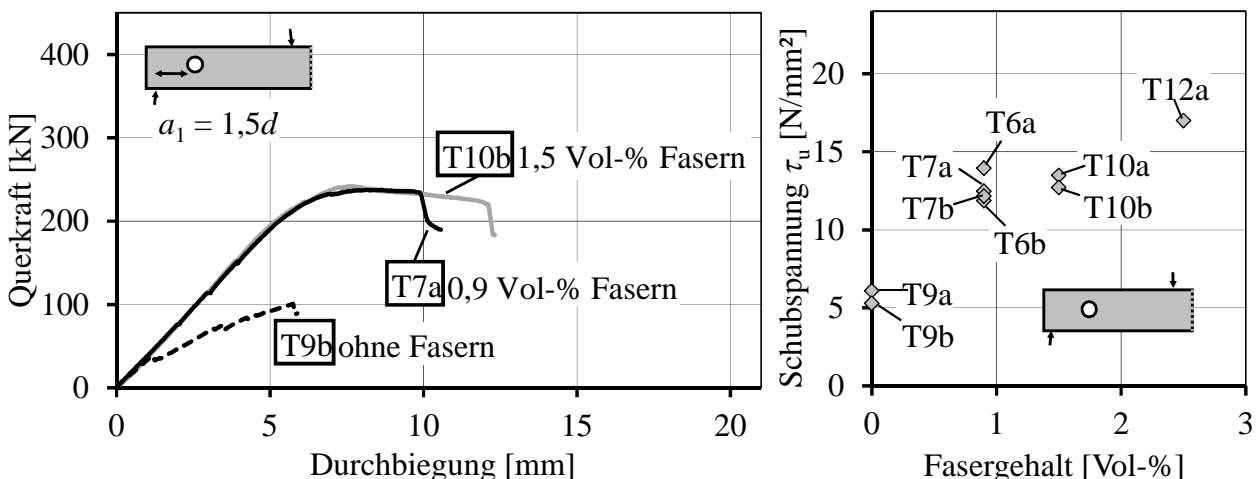


Bild 3-28 Last-Durchbiegungs-Kurven von Trägern mit Einzelöffnungen ($h = 40 \text{ cm}$) und die Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit des Fasergehaltes

Die Bruchlasten aller Versuche mit Einzelöffnungen sind in Abhängigkeit des Fasergehaltes im rechten Diagramm dargestellt. Während aus der Erhöhung von 0,9 auf 1,5 Vol-% keine Traglaststeigerung resultierte (T10), konnte mit 2,5 Vol-% und 9 mm langen Fasern die Bruchquerkraft auf 324 kN bzw. 17 N/mm² (T12a) weiter erhöht werden.

3.5.5.9 Einfluss der Faserwirkung bei Trägern mit zwei Öffnungen

In Bild 3-29 sind zwei Versuche mit gleichen Öffnungspositionen ($a_1 = a_2 = 1,0d$) und unterschiedlichen Fasergehalten gegenübergestellt. Die Erhöhung des Fasergehaltes von 0,9 Vol-% auf 2,5 Vol-% entspricht einer Steigerung der Faserzugabe um 177 %, was im Vergleich der beiden Versuche eine Steigerung der Querkrafttragfähigkeit von nur 12,5 % brachte (T8b: 192 kN, T12b: 216 kN). Die Risse entwickelten sich ausgehend von den Öffnungsrandern, wo die bei diesem Öffnungsabstand schnellere Zunahme der Rissbreite frühzeitig zu einem lokalen Faser-Pull-out am Öffnungsrand führte. Vermutlich hat die lokal größere Rissbreite insbesondere bei den kurzen Fasern die Faserwirksamkeit begrenzt. Im rechten Diagramm sind die Bruchschubspannungen erneut in Abhängigkeit vom Fasergehalt aufgetragen. Während bei den Vollwandträgern und den Trägern mit Einzelöffnungen deutlich die bereits diskutierte steigende Tendenz vorhanden ist, besteht bei zwei Öffnungen keine erkennbare Abhängigkeit vom Fasergehalt. Bei lokal höheren Beanspruchungen wie in diesem Fall war die Erhöhung des Fasergehaltes nicht zielführend, da die Faserlänge aufgrund der Einbaubarkeit auf 9 mm verringert werden musste. Die geringere Faserwirksamkeit bei kurzen Verankerungslängen wurde in Faserauszugversuchen ebenfalls in [Leu09] festgestellt und durch eine Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung beschrieben.

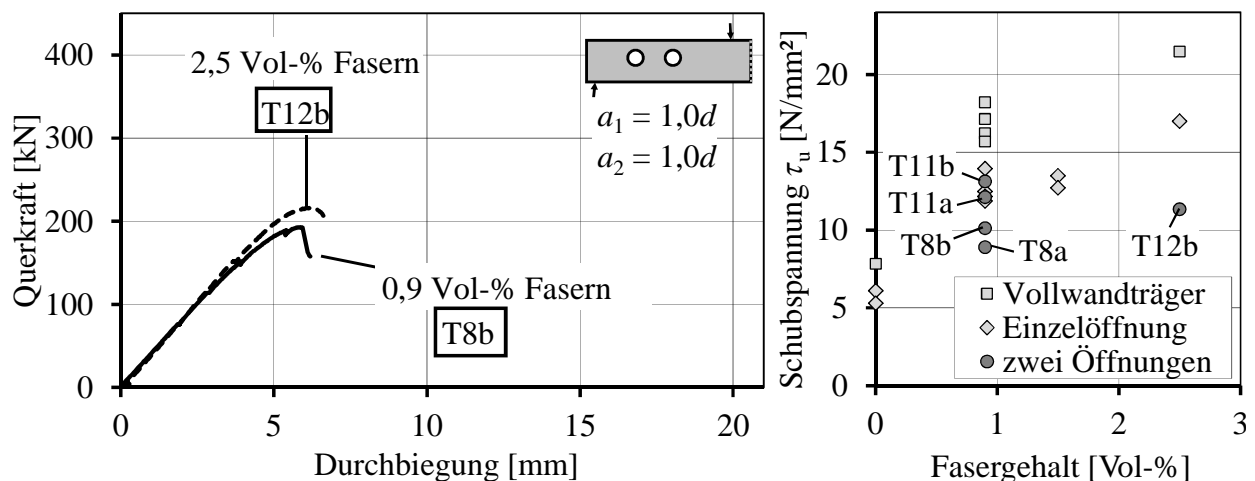


Bild 3-29 Last-Durchbiegungs-Kurven von Trägern mit zwei Öffnungen ($h = 40$ cm) und die auf den zugehörigen Vollwandträger bezogene Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit des Fasergehaltes

3.5.5.10 Einfluss des Öffnungsdurchmessers und der Anzahl

In Träger T13 wurde der Öffnungsdurchmesser auf $d/3 = 10$ cm reduziert. Die Ergebnisse sind in Bild 3-30 den Ergebnissen mit $d/2 = 15$ cm Öffnungsdurchmesser und vergleichbaren Öffnungsabständen gegenübergestellt. Mit zwei Öffnungen steigt die Tragfähigkeit bei dem kleineren Durchmesser von 193 kN (T8b) auf 235 kN (T13b). Werden vier der

kleineren Öffnungen angeordnet, sinkt die Tragfähigkeit wiederum auf 184 kN ab. Dies entspricht etwa der Tragfähigkeit mit zwei Öffnungen und einem Öffnungsdurchmesser von 15 cm. Die wesentliche Einflussgröße ist allerdings nicht die Anzahl sondern die Gesamtbreite aller Öffnungen innerhalb eines Zugpfostens. Dies wird detaillierter in Kapitel 6.7.5 behandelt.

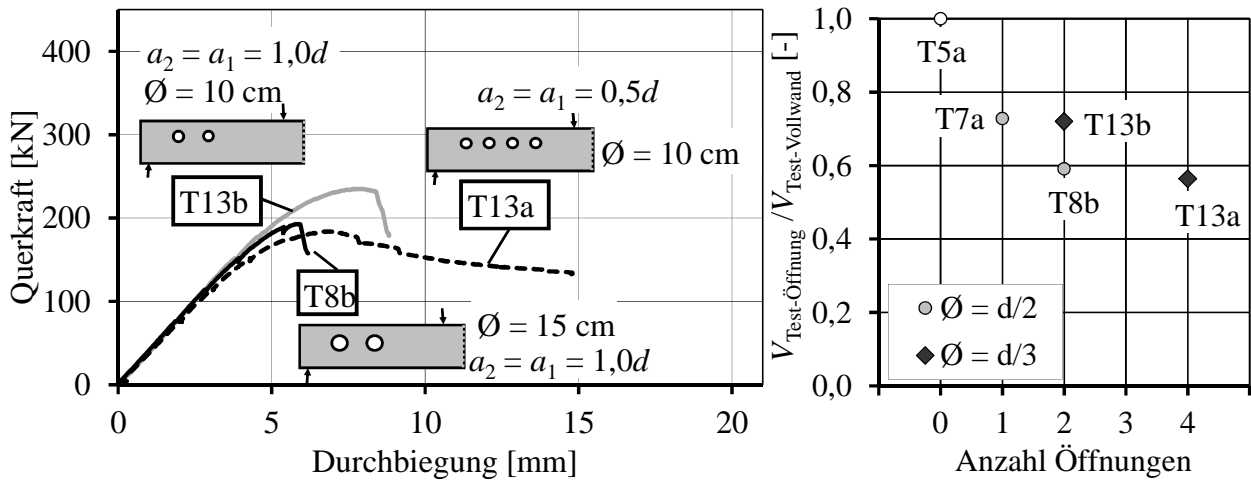


Bild 3-30 Last-Durchbiegungs-Kurven von Trägern mit unterschiedlichen Öffnungsdurchmessern und Anzahl ($h = 40$ cm) sowie die auf den zugehörigen Vollwandträger bezogene Querkräfttragfähigkeit

3.5.5.11 Einfluss von Bewehrungszulagen neben den Öffnungen

Da die Faserwirkung an den Öffnungsrändern bei großen Rissbreiten ausfällt, wurden Bewehrungszulagen neben den Öffnungen in unterschiedlicher Form und Menge getestet. In Bild 3-31 sind die Last-Durchbiegungs-Kurven und die auf den Vollwandträger bezogenen Querkräfte von Trägern mit Stabzulagen mit Ankerplatten analog zu Doppelkopfkankern (DKA) dargestellt.

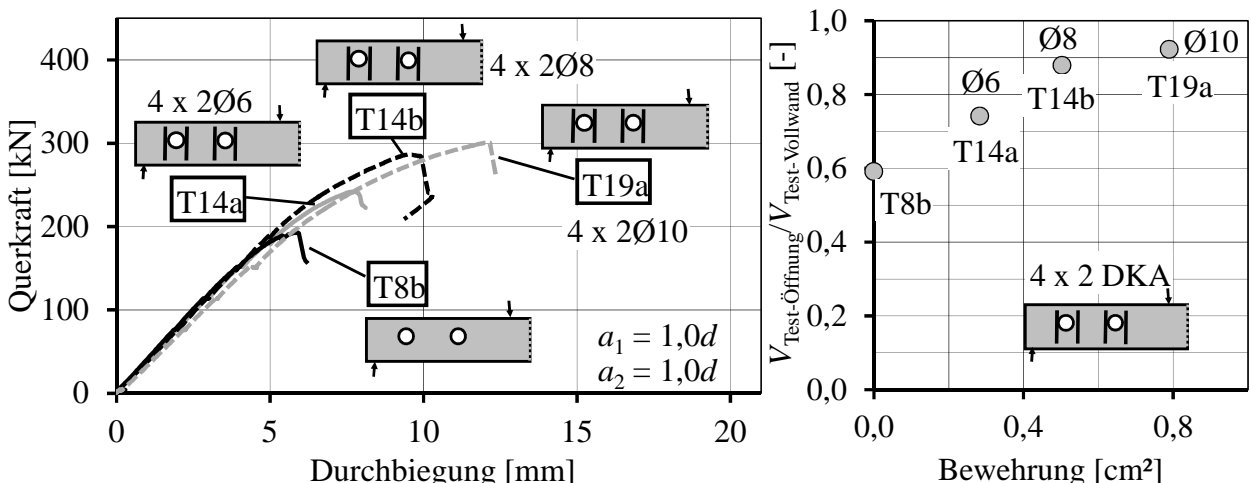


Bild 3-31 Last-Durchbiegungs-Kurven von Trägern mit Stabzulagen (Anker) neben den Öffnungen ($h = 40$ cm, $a_2 = 1,0d$) und die auf den zugehörigen Vollwandträger bezogene Querkräfttragfähigkeit in Abhängigkeit der Bewehrungsmenge

Der Abstand zwischen den Öffnungen betrug $a_2 = 1,0d$, sodass hier eine gegenseitige Beeinflussung der Öffnungen vorhanden ist (Kap. 3.5.5.7). Dennoch wurde mit 2Ø10 je

Öffnungsseite 92 % des Referenzwertes (T5a: 326 kN) erreicht. Zwischen $\varnothing 8$ und $\varnothing 10$ ist nur noch eine geringe Steigerung vorhanden, da nach dem Fließen der Bewehrung Betonplastizierungen am Öffnungsrand eine weitere Lastzunahme verhindern. Eine weitere Erhöhung des Bewehrungsgrades ist hier daher nicht zielführend, vielmehr ist eine Vergrößerung des Lochabstandes zu empfehlen.

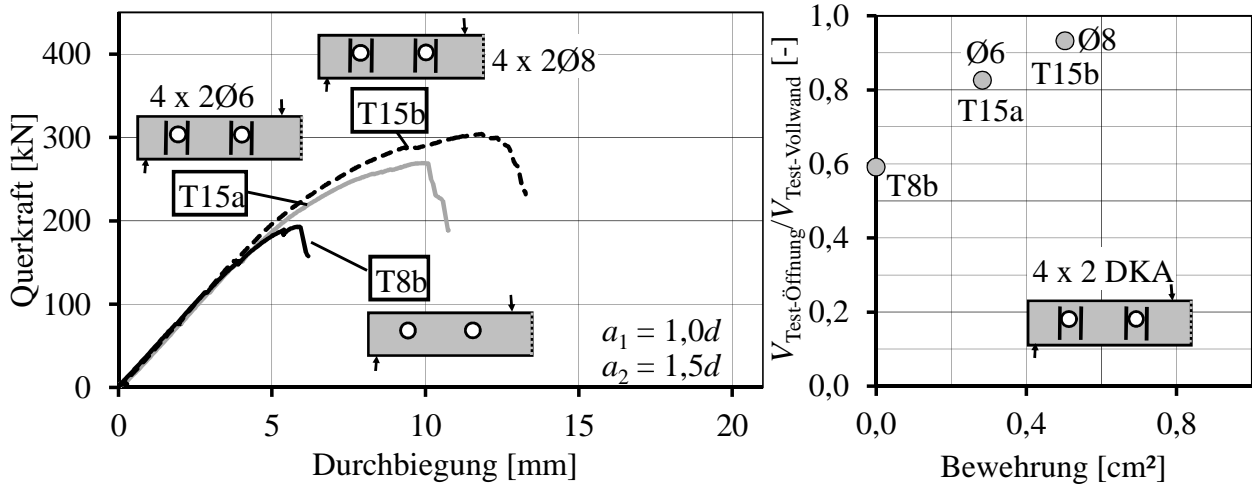


Bild 3-32 Last-Durchbiegungs-Kurven von Trägern mit Stabzulagen (Anker) neben den Öffnungen ($h = 40 \text{ cm}$, $a_2 = 1,5d$) und die auf den zugehörigen Vollwandträger bezogene Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Bewehrungsmenge

Bei den Versuchen in Bild 3-32 wurde der Öffnungsabstand auf $a_2 = 1,5d$ vergrößert. Hier wurden bereits mit 2 $\varnothing 8$ je Öffnungsseite 93 % der Tragfähigkeit des Vollwandträgers erreicht. Versuche mit $\varnothing 10$ wurden nicht durchgeführt. Durch eine leichte Schrägstellung um 13° wurden ebenfalls 89 % trotz geringerem Abstand $a_2 = 1,0d$ erreicht [Bild 3-33]. Aufgrund der Neigung wurden Haken anstelle von Ankerplatten zur Endverankerung verwendet. Die Endverankerung hat allerdings keinen nennenswerten Einfluss, da bei geraden Stabenden aufgrund der hohen Verbundspannungen in UHPC bereits eine Verankerungslänge von etwa 2 bis $3d_s$ ausreicht, um einen Stab $\varnothing 10$ vollständig zu verankern [Hol04, Leu07, Mut05].

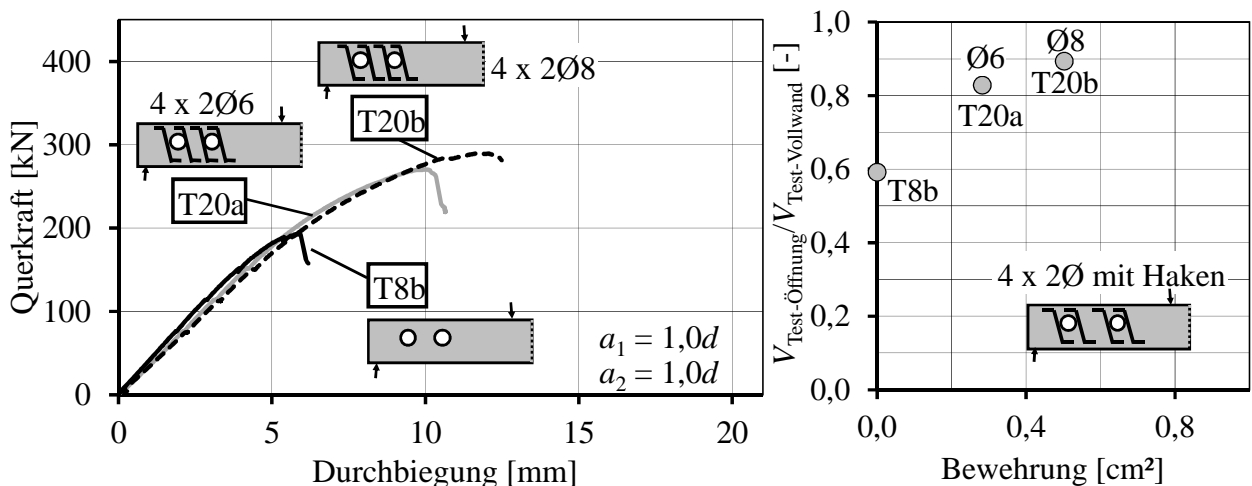


Bild 3-33 Last-Durchbiegungs-Kurven von Trägern mit Stabzulagen (Haken) neben den Öffnungen ($h = 40 \text{ cm}$, $a_2 = 1,0d$) und die auf den zugehörigen Vollwandträger bezogene Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Bewehrungsmenge

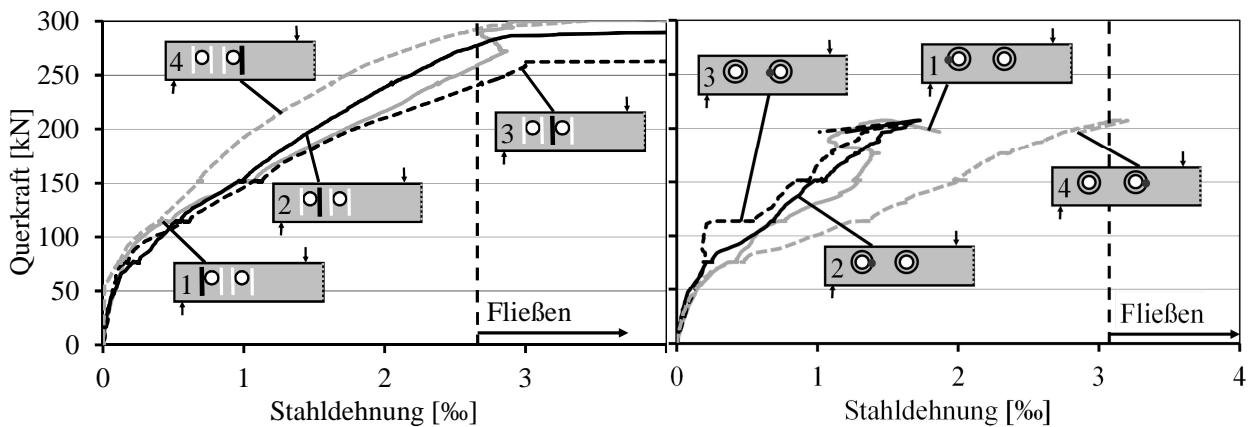


Bild 3-34 Last-Stahldehnungs-Kurven von Trägern mit Stabzulagen (T19a, Ø10) neben den Öffnungen und ringförmigen Zulagen (T17a, Ø6)

Bei allen Versuchen mit Stabzulagen, die sowohl im Zug- als auch im Druckgurt verankert waren, sind im Wesentlichen zwei Effekte aufgetreten:

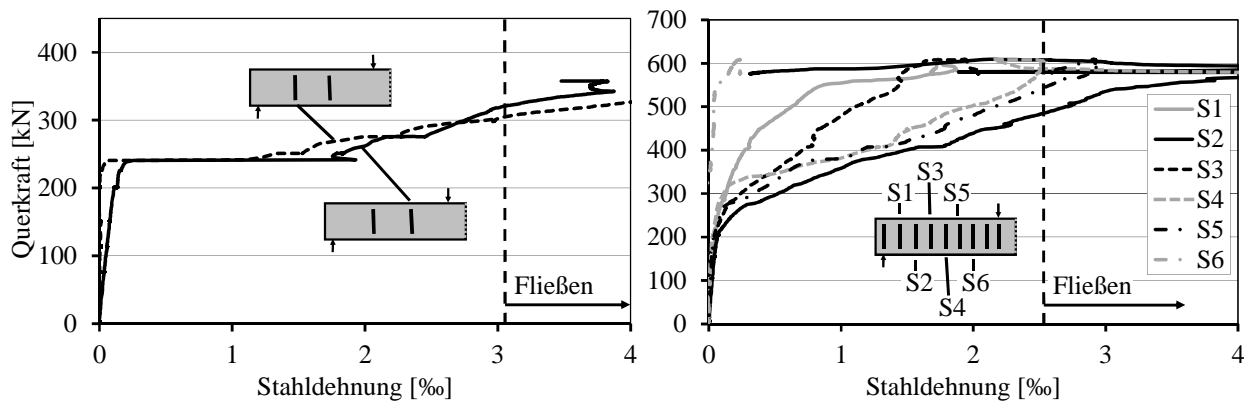
- Die Bewehrung besitzt einen eigenen Traganteil
- und die Rissbreite wird durch die Bewehrung begrenzt, sodass die Faserwirkung auf höherem Lastniveau weiter zur Verfügung steht.

Die Wirksamkeit der Bewehrung wird durch das vollständige Fließen aller Zulagen verdeutlicht, sogar bei den größten Stabdurchmessern Ø10 (Bild 3-34). Die dargestellten Fließgrenzen entsprechen den durchgeführten Materialprüfungen, bei denen die kleineren Stabdurchmesser erwartungsgemäß höhere Fließspannungen aufwiesen. Weitere Versuche mit ringförmiger Bewehrung um die Öffnungen führten trotz Rissbreitenbeschränkung zu keiner nennenswerten Traglaststeigerung. Bereits die kleinen Stabdurchmesser Ø6 erreichten nicht alle die Streckgrenze. Versuche mit Bügeln um die Öffnungen (T16), ähnlich verankert wie die Stabzulagen, waren vergleichbar zu den Ergebnissen mit Stabzulagen und werden hier nicht gesondert dargestellt. Die vollständigen Ergebnisse befinden sich in Anhang C.

3.5.5.12 Einfluss von Stabzulagen bei Vollwandträgern

Bei 40 cm hohen Trägern wurden Stabzulagen vorwiegend in Kombination mit Öffnungen untersucht, da die Fasern bei Vollwandträgern bereits ohne Zulagen hohe Tragfähigkeiten erzielten und geringe Mengen an Zulagebewehrung eine Steigerung der Querkrafttragfähigkeit und Biegeversagen zur Folge hätten. Bei etwa $V = 400$ kN (zugehörige Querkraft) wird Biegeversagen maßgebend.

In Versuch T21b wurden zwei Doppelstäbe Ø6 mit 40 cm Abständen (entspricht $4/3d$) angeordnet. Die Traglaststeigerung zu Versuch T5a betrug hier $358 - 326 = 32$ kN, die maximale Stahlzugkraft je Doppelstab etwa 35 kN. Der Versagensriss wurde aufgrund der gewählten Abstände durch einen Doppelstab gekreuzt und die Bewehrung war auf dem Referenzlastniveau von 326 kN bereits vollständig aktiviert (Bild 3-35 a), sodass hier von einem gleichzeitigen Zusammenwirken der Fasern und der Bewehrung auszugehen ist. Am Versuchsende kam es zudem nicht zum vollständigen Faser-Pull-out, sondern zum Einschnüren der Druckzone durch den Versagensriss.



a) T21b, $h = 40$ cm, $2 \times 2\text{Ø}6$

b) T27b, $h = 70$ cm, $2\text{Ø}8/30$

Bild 3-35 Last-Stahldehnungs-Kurven von Vollwandträgern mit Stabzulagen

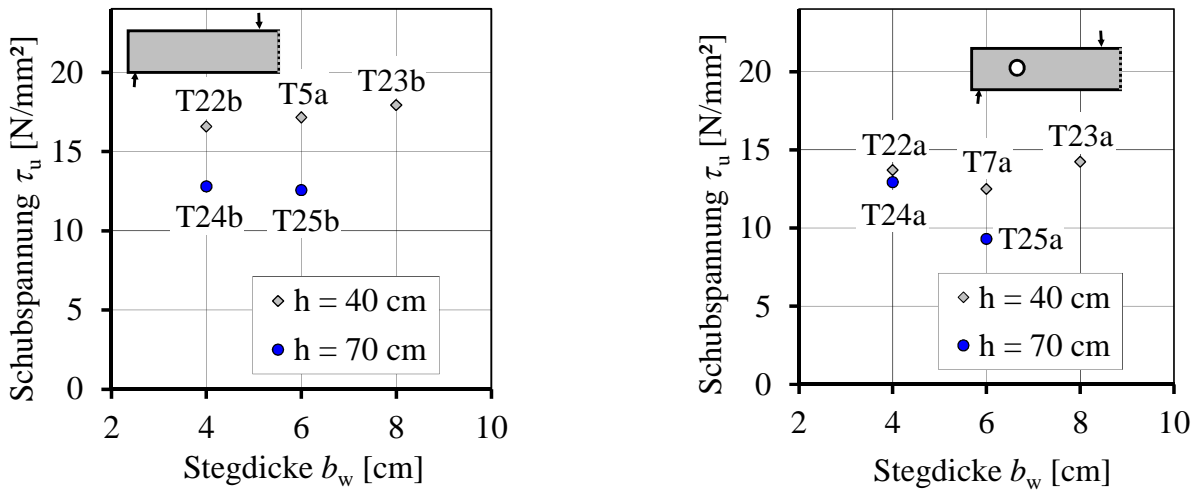
Da das Rissverhalten von 70 cm hohen Trägern zu deutlich spröderem Tragverhalten und daher zu deutlich verminderter Querkrafttragfähigkeit führte (T25b: 465 kN), wurden hier größere Querkraftbewehrungsgrade vorgesehen, bei Versuch T27b Doppelstäbe $\text{Ø}8/30$. Biegeversagen wird hier bei etwa $V = 800$ kN maßgebend. Die gemessenen Stahldehnungen der Stäbe S1 und S6 erreichten im Gegensatz zu S2 bis S5 nicht die Streckgrenze, da sie nahe am Auflager bzw. am Lasteinleitungspunkt angeordnet waren (Bild 3-35 b). Gegenüber dem Referenzwert wurde die Tragfähigkeit um $610 - 465 = 145$ kN gesteigert. Der Versagensriss wurde von 3 Doppelstäben $\text{Ø}8$ (Stäbe S4, S5 und S6) gekreuzt ($F_{yk} = 52$ kN/Doppelstab), allerdings waren die gemessenen Stahldehnungen bei Stab S6 sehr gering. Die Messstellen befanden sich allerdings alle in Stabmitte. Der Riss hingegen kreuzte Stab S6 deutlich oberhalb der Messstelle und wies am Versuchsende eine Rissbreite von 2 bis 3 mm auf, sodass vom Fließen des Stabes auszugehen ist. Auch bei 70 cm hohen Trägern ist daher die Traglaststeigerung durch den Bewehrungstraganteil zu erklären und auf unterschiedliche Fasertraganteile von Versuch T25b und T27b kann nicht geschlossen werden. In diesen beiden Versuchen stand zu Versuchsende nur eine geringe Fasertragwirkung zur Verfügung, zumal in Versuch T27b die Rissbreite über die gesamte Risslänge mehrere Millimeter betrug (etwa 2 bis 5 mm). Hier hat während der Aktivierung der Bewehrung ein sukzessiver Faser-Pull-out mit entsprechender Umlagerung der Traganteile auf die Bewehrung stattgefunden.

Bei Versuch T28b wurde der Querkraftbewehrungsgrad auf $2/3$ (Doppelstäbe $\text{Ø}8/45$) reduziert verglichen mit T27b und die Tragfähigkeitssteigerung zum Referenzwert ohne Querkraftbewehrung betrug $512 - 465 = 47$ kN. Der Hauptschubriss kreuzte allerdings auch nur einen Doppelstab. Danach wuchs der Riss horizontal weiter und trennte den Obergurt vom Steg, was zum Versagen führte. Das deutlich abweichende Bruchverhalten könnte durch abweichende Faserverteilungen im oberen Stegbereich begründet sein.

3.5.5.13 Einfluss der Stegdicke

Um die Maßstabseinflüsse zu quantifizieren, werden die Bruchquerkräfte auf den Schubquerschnitt normiert. In Bild 3-36 sind die auf den Schubquerschnitt bezogenen Schubspannungen $\tau_u = V_u / (b_w \cdot d)$ in Abhängigkeit der Stegdicke für Trägerhöhen von 40 und 70 cm ausgewertet. Bei Trägern ohne Stegöffnungen bestehen weder bei 40 noch bei 70 cm hohen Trägern nennenswerte Abhängigkeiten zur Stegbreite. Bei Trägern mit

Öffnungen und $h = 40$ cm wird dies ebenfalls bestätigt. Lediglich die Versuche T24a und T25a mit $h = 70$ cm weichen hiervon ab, allerdings liegt das Ergebnis von T24a vermutlich deutlich im oberen Streubereich, da hier im Gegensatz zu den weiteren Versuchen nahezu die gleichen Spannungen wie bei $h = 40$ cm (T22a) erreicht wurden. Auf weitere Versuche ($h = 70$ cm + $b_w = 8$ cm bzw. $h = 100$ cm) wurde hier verzichtet, da offensichtlich keine nennenswerte Abhängigkeit vorliegt.



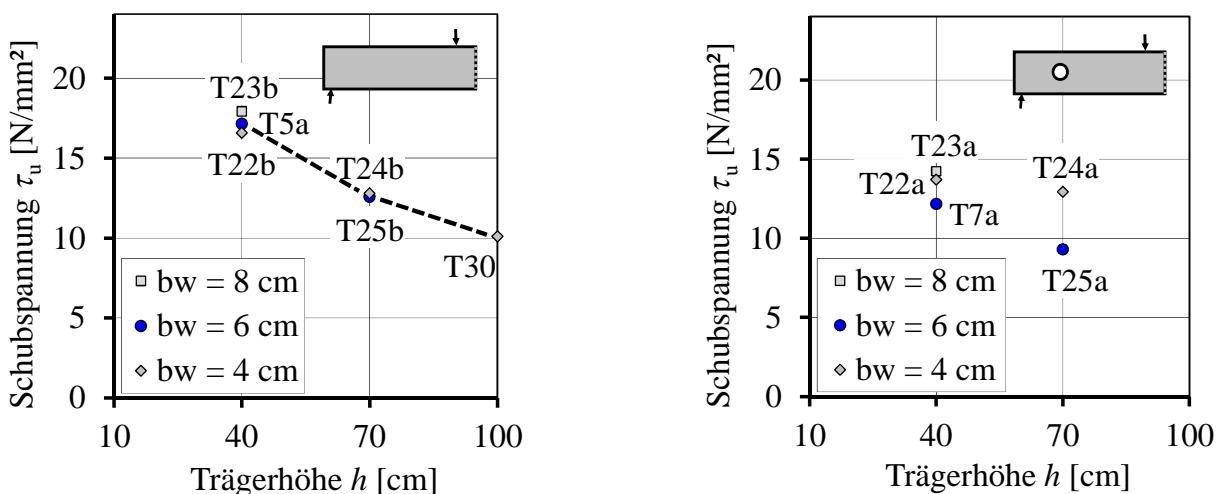
a) ohne Stegöffnungen

b) mit Stegöffnungen

Bild 3-36 Bruchschubspannung τ_u in Abhängigkeit der Stegdicke b_w

3.5.5.14 Einfluss der Trägerhöhe

In Bild 3-37 sind die Versuche zu Maßstabeffekten in Abhängigkeit der Trägerhöhe dargestellt. Bei Vollwandträgern beträgt die normierte Schubspannung bei $h = 70$ cm etwa 70 bis 75 % im Vergleich zu $h = 40$ cm, bei $h = 100$ cm sogar nur 60 %. Der Maßstabseinfluss war hier allerdings nicht linear sondern bei $h = 100$ cm etwas rückläufig. Bei normalfesten Betonen wurde dies ebenfalls beobachtet (Kapitel 2.5.2.5). Die Versuchsreihen mit unterschiedlichen Stegdicken wiesen den gleichen Trend auf. Bei Trägern mit Öffnungen ergibt sich ein vergleichbarer Trend, wenn Versuch T24a wiederum als Ausreißer nach oben eingestuft wird.



a) ohne Stegöffnungen

b) mit Stegöffnungen

Bild 3-37 Bruchschubspannung τ_u in Abhängigkeit der Trägerhöhe h

3.5.5.15 Einfluss der absoluten Fasergröße

Bei den Trägern T29 mit $h = 70$ cm und T31 mit $h = 100$ cm wurde eine größere Faser eingesetzt ($0,9$ Vol-% $l_f/d_f = 30/0,4$), um das Bauteiltragverhalten bei den großen Trägerhöhen zu verbessern. In Bild 3-38 sind Versuche an 70 cm hohen Trägern mit und ohne Öffnung dargestellt (mit Öffnung in grau). Während die Mikrofasern nach der Schubrissbildung nahezu keine Last- und Verformungszuwächse zuließen, konnten mit den längeren Fasern geringfügig mehr Last aufgebracht und ein ausgeprägtes Nachrissverhalten erzielt werden, obwohl die eine geringere Nachrisszugfestigkeit mit zunehmendem Faserdurchmesser zu erwarten war (kleinere Verbundkräfte). Das Tragsystem nach der Schubrissbildung war hier deutlich stabiler als mit den Mikrofasern. Das Rissbild war nicht nennenswert anders, allerdings waren die langen Fasern gutmütiger bei den hier vorliegenden größeren Rissbreiten. Im Bruchzustand waren 1 bis 2 mm Rissbreite zu überbrücken. Bei den $1,0$ m hohen Trägern in Bild 3-39 war auch bei den langen Fasern kaum ein gutmütiges Nachrissverhalten zu erkennen. Dennoch kam es nach der Rissbildung nicht unmittelbar zu einem plötzlichen und schlagartigen Versagen wie bei den kurzen Fasern. Bei beiden Versuchen stellte sich allerdings kein ausgeprägtes Schubrissbild bzw. Fachwerkssystem ein.

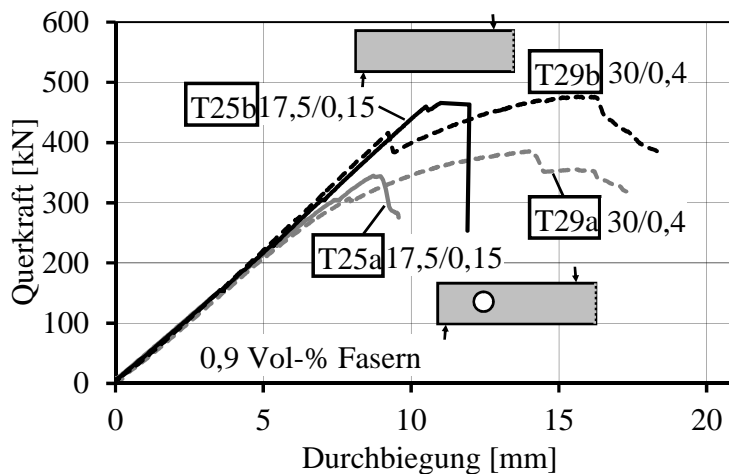


Bild 3-38 Last-Durchbiegungs-Kurven von Versuchen an Trägern mit $h = 70$ cm mit und ohne Öffnung bei unterschiedlichen Fasergrößen

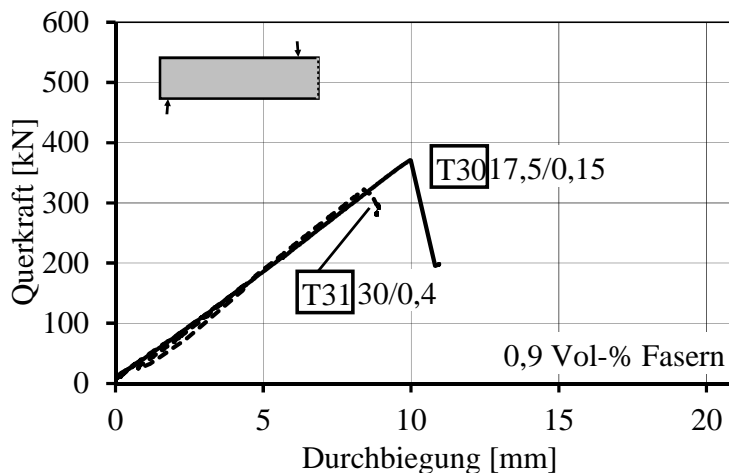


Bild 3-39 Last-Durchbiegungs-Kurven von Versuchen an Trägern mit $h = 100$ cm ohne Öffnung bei unterschiedlichen Fasergrößen

4 Finite Elemente Untersuchungen

4.1 Allgemeines

Für die hier durchgeführten nichtlinearen Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern wurde das Finite Elemente Programm LIMFES verwendet [Ker04]. Unter anderem ist das Microplane 4 Modell (MP4) implementiert [Baž00]. Da die Materialeigenschaften der Versuche Streuungen unterliegen, wurden die zusätzlichen Parameterstudien zu geometrischen Versuchsparametern wie die Öffnungslage oder Zulagebewehrung mit konstanten Materialeigenschaften durchgeführt. Dadurch konnten die geometrischen Einflüsse unabhängig von den Materialstreuungen untersucht werden. Die Versuchsnachrechnung zur Überprüfung der Abbildungsgenauigkeit der Simulationen wurde ergänzend mit den jeweiligen Materialparametern der Versuche durchgeführt. Ein Vergleich mit den experimentellen Ergebnissen erfolgt jeweils bei der Diskussion der Simulationsergebnisse.

4.2 Modellierung der Träger und der Materialien

4.2.1 Finite Elemente Modelle

Die Diskretisierung der Spannbetonträger unter Ausnutzung der Symmetrie ist exemplarisch für einen 40 cm hohen Querschnitt mit 6 cm Stegdicke in den Bildern 4-1 und 4-2 dargestellt. Das Elementnetz besteht aus 9-Knoten-Volumenelementen für den Betonquerschnitt und aus Fachwerkstäben für die Litzen.

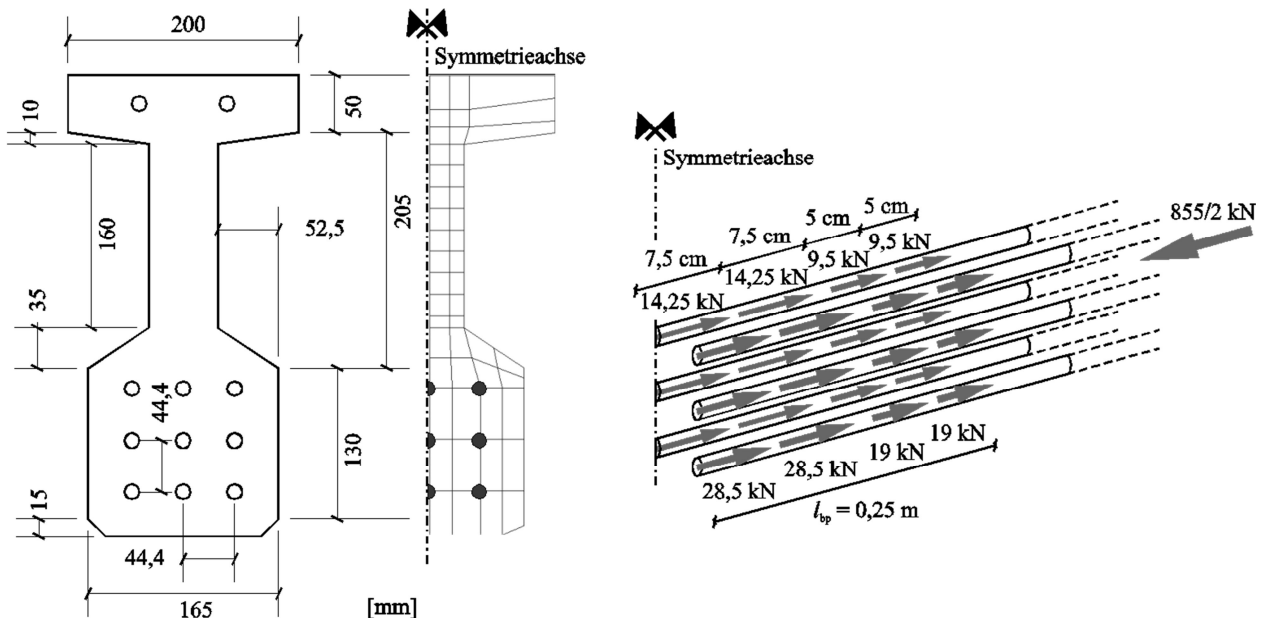


Bild 4-1 Diskretisierung des 40 cm hohen Trägerquerschnittes mit 6 cm Stegdicke

Die Vorspannung wurde als äußere Knotenlasten innerhalb einer Übertragungslänge von 25 cm aufgebracht. Zum Zeitpunkt der Querkraftversuche betrug die Vorspannung im Mittel etwa 95 kN je Litze unter Berücksichtigung von 24 % Spannkraftverlusten und elastischer Verkürzung gegenüber der Spannbettvorspannung von 125 kN. Hieraus resultiert bei neun Litzen und der Symmetrieausnutzung eine Gesamtvorspannung von

$0,5 \cdot 9 \cdot 95 = 855/2$ kN. Um die Zusatzdehnung der Litzen infolge Biegebeanspruchung des Trägers zu erfassen, wurden nach dem Vorspannen die Fachwerkstäbe aktiviert.

Die Seite des Trägers mit der höheren Querkraftbeanspruchung wurde in Längsrichtung feiner diskretisiert (Elementdicke 2,5 cm bei $h = 40$ cm). Die weiteren Elemente besitzen die doppelte Dicke (5 cm) und hinter der Auflagerlinie sind sie 7,5 cm dick. Die Elementdicke der Träger mit einer Querschnittshöhe $h = 70$ cm wurden im Untersuchungsbereich auf 5 cm und bei $h = 100$ cm auf 7,5 cm vergrößert. Die rechnerische Durchbiegung und die Betondehnungen wurden an den zu den Messstellen korrespondierenden Elementen ausgewertet (schwarze Elemente in Bild 4-2). Trägermodelle mit Öffnungen wurden aus den Grundmodellen ohne Öffnungen mit geringer Anpassung der Elementgrößen an den Öffnungsrändern erstellt (Bild 4-3). Die Zulagebewehrung mit Ankerplatten an den Enden wurde mit Biegestäben mit Auskreuzungen an den Enden modelliert. Vereinfacht wurde vollständiger Verbund und eine bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie des BSt500 angenommen. Die Beanspruchung P wurde durch eine inkrementelle Lagerverschiebung (weggeregelt) erzeugt. Zwischen Verschiebungslager und Trägeroberkante wurde eine Stahlplatte wie im Versuch modelliert.

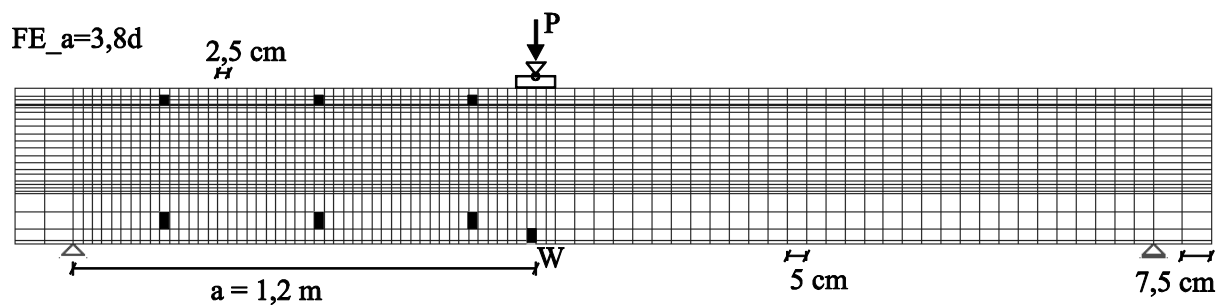


Bild 4-2 Ansicht des FE-Netzes eines 40 cm hohen Trägers mit einer Schubschlankheit $a/d = 1,20/0,318 = 3,8$

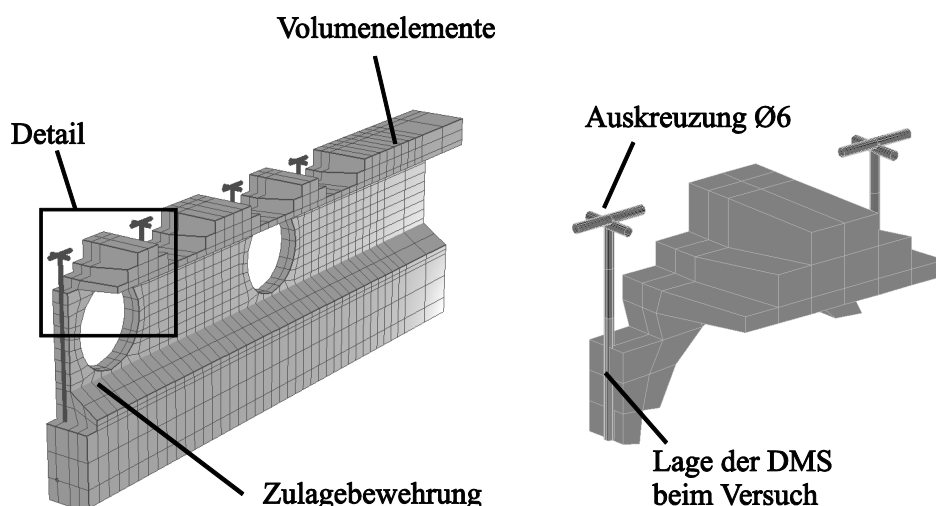


Bild 4-3 Diskretisierung der Öffnungen und der Zulagebewehrung

4.2.2 Materialmodell der Litzen (Fachwerkstäbe)

Aufgrund der Vorspannung mit äußeren Knotenlasten wurde die Spannungs-Dehnungs-Linie der Fachwerkstäbe um die Vordehnung von 5,2 % verschoben (Bild 4-4). Die Spannlitzen besaßen eine Fließgrenze von etwa 1770 N/mm^2 bei einer Dehnung von

8,5 ‰. Zum Zeitpunkt der Querkraftversuche betrug die Spannstahlspannung etwa $\sigma_{p,t} = 1020 \text{ N/mm}^2$ und die zugehörige Dehnung 5,2 ‰. Bis zum Erreichen der Fließgrenze bei einer Zusatzdehnung $\Delta\varepsilon_{p,FWS} = 8,5 - 5,2 \text{ ‰} = 3,25 \text{ ‰}$ (FWS: Fachwerkstab) infolge Lastbeanspruchung kann vom Spannstahl zusätzlich die Differenzspannung $\Delta\sigma_{p,FWS} = 1770 - 1020 \text{ N/mm}^2 = 750 \text{ N/mm}^2$ aufgenommen werden. Die Differenzspannungs-Dehnungs-Linie stellt daher das Materialgesetz der Fachwerkstäbe für die Litzen dar. Aufgrund dieser Vorgehensweise sind die Fachwerkstäbe zu aktivieren, nachdem die Vorspannung durch äußere Lasten bereits aufgebracht ist.

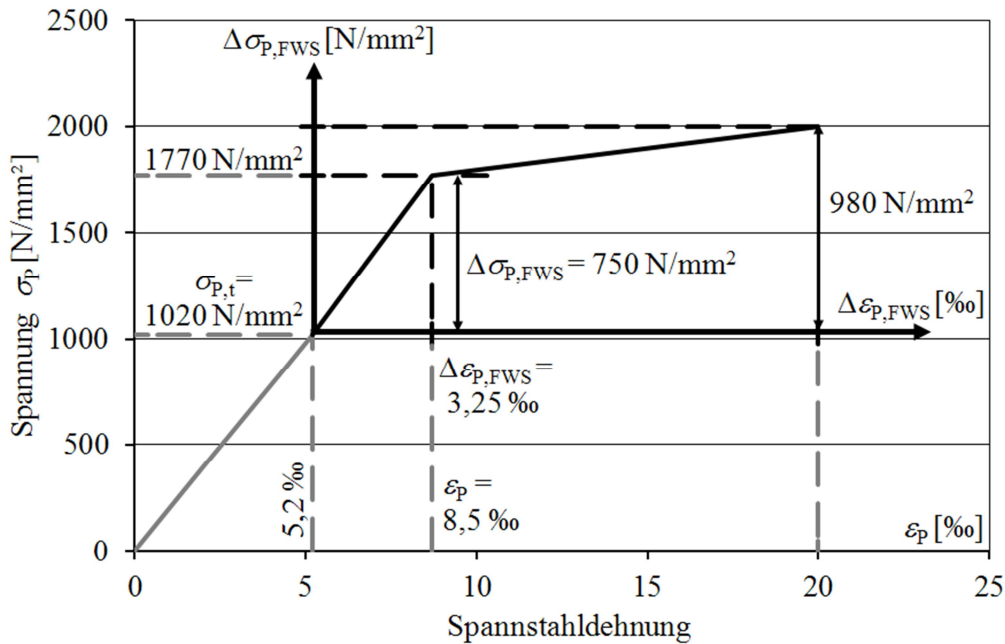


Bild 4-4 Spannungs-Dehnungs-Linie der Spannlitzen in LIMFES unter Berücksichtigung der äußeren Lasten

Bei Versuchen mit geringerer Stahlspannung infolge Vorspannung (T1a, T2a, T3a) wurde analog verfahren. Sofern die vor den Querkraftversuchen gemessenen Verluste abwichen, wurde die Spannungs-Dehnungs-Linie bei der Versuchsnachrechnung ebenfalls angepasst. Die Fließgrenze wurde bei den Versuchen mit Querkraftversagen nicht erreicht, sodass der plastische Ast nur untergeordnete Bedeutung besitzt.

4.2.3 Materialmodell des UHPC

Das nichtlineare Verhalten des faserbewehrten UHPC wird mit dem Microplane Modell abgebildet. Das rechnerische Materialverhalten wird durch die einaxiale Druckfestigkeit f_c , die zugehörige Betonstauchung ε_c , die Querdehnung ν und der Zugfestigkeit $f_{c,t}$ sowie der Programmparameter k_1 bis k_4 grundlegend eingestellt. Der zu Anfang der Simulation verwendete E -Modul ist lediglich eine fiktive Rechengröße und stellt nicht die tatsächliche Steifigkeit dar. Die Steifigkeit wird durch geeignete Wahl der Bruchdehnung ε_c eingestellt. Die Parameter c_1 bis c_{17} dienen der Anpassung der Spannungs-Dehnungs-Linie abweichend vom Verhalten von Normalbetonen. Die für den UHPC mit 0,9 Vol-% Stahlfasern gewählten Parameter sind in den Tabellen 4-1 und 4-2 zusammengefasst. Die Querdehnung ist nichtlinear von der Beanspruchung abhängig und der fiktive E -Modul wird von Limfes automatisch ermittelt. Die Parameter c_{13} bis c_{17} sind

nicht relevant und daher nicht aufgeführt. Die Kalibrierung erfolgte an den Querkraftversuchen T4b und T5a, da eine Kalibrierung ausschließlich an einaxial beanspruchten Kleinkörpern und Biegezugversuchen bei Stahlfaserbeton nicht zielführend ist. Das kalibrierte einaxiale Materialgesetz ist in Bild 4-5 dargestellt.

Tabelle 4-1 Materialparameter für UHPC M1 mit 0,9 Vol.-%

Materialeigenschaft/Parameter		Standardwert	UHPC-Einstellung
$f_{c,cube}$	[N/mm ²]		182
ϵ_c	[‰]		6,0
E-Modul	[N/mm ²]		66123 *
$f_{c,t}$	[N/mm ²]		7,0
ν	[-]		0,2 **
k_1	[-]	1,5 E-4	3,853 E-4
k_2	[-]	500	500
k_3	[-]	15	10
k_4	[-]	150	38

* Startwert wird in Abhängigkeit der weiteren Parameter automatisch vom Programm berechnet

** Startwert der Querdehnzahl

Tabelle 4-2 Übersicht über die Parameter c_1 bis c_{12}

Parameter	Standardwert	UHPC-Einstellung	Parameter	Standardwert	UHPC-Einstellung
c_1	0,62	0,267	c_7	50	30
c_2	2,76	2,75	c_8	6,2	6,73
c_3	4,0	6,5	c_9	1,3	1,07
c_4	70	15	c_{10}	0,73	0,603
c_5	2,7	3,45	c_{11}	0,2	0,25
c_6	1,3	1,03	c_{12}	7000	15000

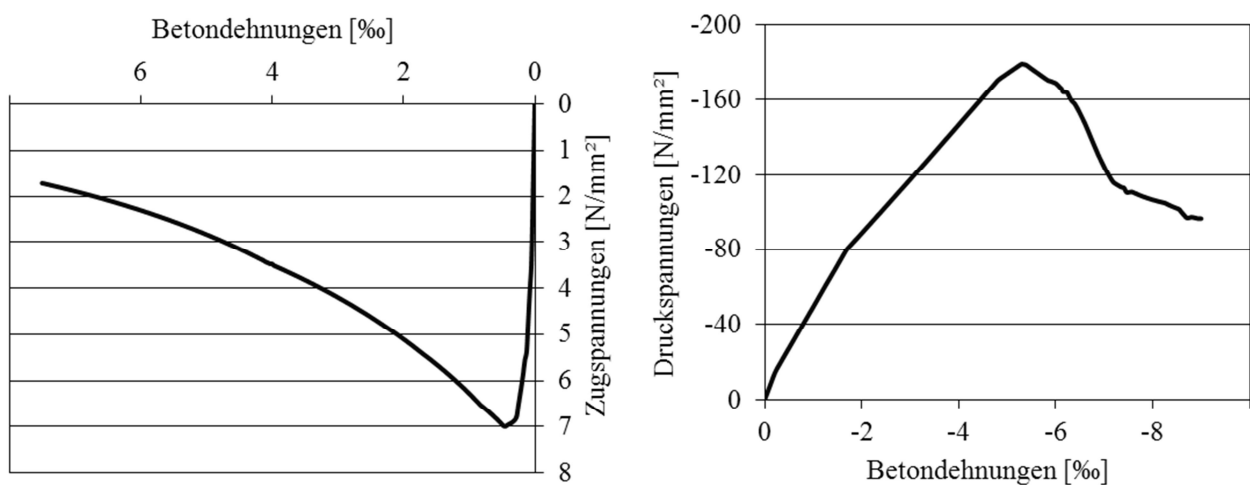


Bild 4-5 Kalibrierte Spannungs-Dehnungslinie des UHPC unter einaxialer Druck- und Zugbeanspruchung

4.3 Ergebnisse

4.3.1 Einfluss der Schubschlankheit

Experimentell wurde der Einfluss der Schubschlankheit zwischen $a/d = 3,5$ und $4,4$ untersucht. Hier wurden weitere Schubschlankheiten zwischen den Grenzen des Druckstrebenversagens und des Biegezugversagens berechnet. In Bild 4-6 sind die Last-Durchbiegungs-Kurven der Versuche zur Schubschlankheit an Vollwandträgern den rechnerischen Verläufen gegenübergestellt. Die Versuche zeigten eine etwas verminderte Initialsteifigkeit aufgrund von unvermeidbaren Starrkörperverschiebungen bzw. Lager-setzungen im Versuchsaufbau und erkennbare Verformungszuwächse infolge Kriechen während der Laststufen bei etwa 150 kN und 240 kN, sodass die experimentellen Verformungen etwas größer waren. Unter Berücksichtigung dieser Effekte wurden sowohl die Tragfähigkeit als auch die Steifigkeit gut erfasst.

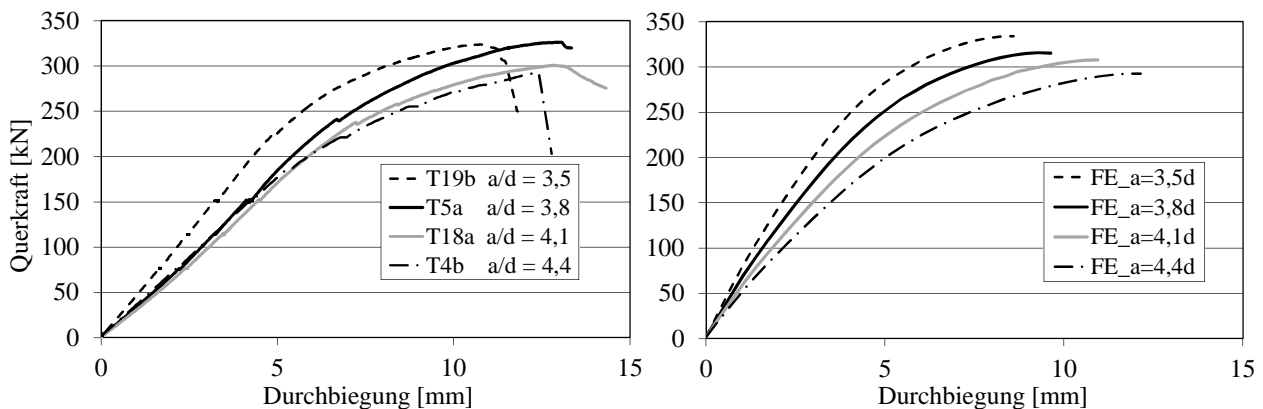
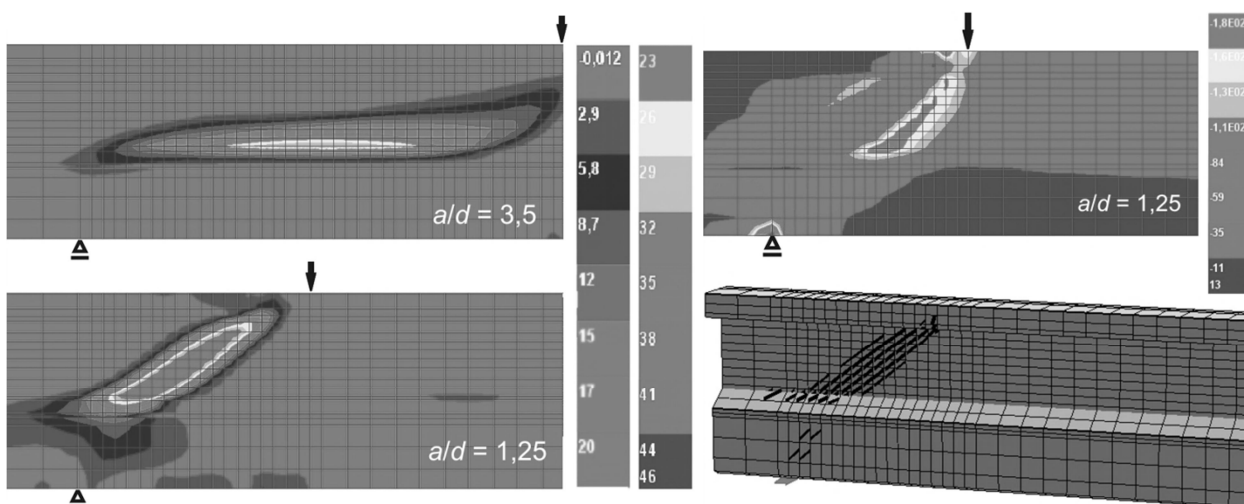


Bild 4-6 Experimentelle und rechnerische Last-Durchbiegungs-Kurven der Versuche T4b, T18a, T5a und T19b



a) Hauptzugdehnungen ε_1

b) Hauptdruckspannungen und Rissbild

Bild 4-7 Hauptdehnungen in Abhängigkeit von a/d und Rissbild auf Bruchlastniveau

Während bei $a/d = 1,25$ rechnerisch ein Druckstrebenversagen aufgetreten ist (Bild 4-7 b), war bei $a/d \geq 4,7$ Biegezugversagen maßgebend. Alle Simulationen zwischen diesen Grenzen führten zu einem Schubzugbruch. Das Versagen bzw. die Schubrissbildung wurde dann im unteren Stegbereich initiiert wie die Hauptzugdehnungen ε_1 zeigen (Bild

4-7 a). Lediglich bei kleinen Schubslankheiten traten nahezu gleichmäßige Hauptzugdehnungen bzw. Rissverläufe über die gesamte Steghöhe auf (Bild 4-7 b). Versuche an diesem Trägertyp mit Druckstrebenversagen liegen nicht vor.

In Bild 4-8 ist die Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Schubslankheit dargestellt. Der Trend kann zutreffend durch eine quadratische Funktion der reziproken Schubslankheit beschrieben werden. Die asymptotische Konstante 250 kN und der Vorfaktor 1000 kN sind von der absoluten Querschnittstragfähigkeit abhängig und müssen daher für einen Bemessungsvorschlag in Kapitel 6.7.5 dimensionslos normiert werden. Aus der vorgeschlagenen Funktion lässt sich im Umkehrschluss ableiten, dass zu der Grundtragfähigkeit dieses Querschnitts von 250 kN ein Sprengwerktraganteil abhängig von a/d hinzuaddiert werden kann, beispielsweise 70 kN bei $a/d = 3,8$ ($250 + 70 = 320$), was etwa dem Versuchsergebnis von T5a entspricht (329 kN).

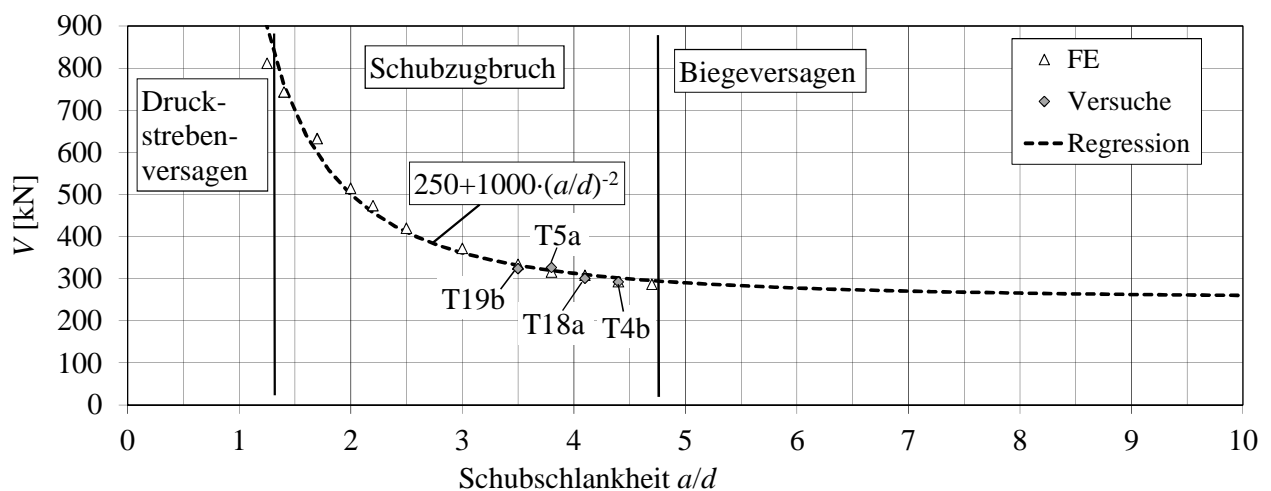


Bild 4-8 Bruchquerkraft V der untersuchten FE-Modelle und Versuche in Abhängigkeit der Schubslankheit a/d

4.3.2 Einfluss der Vorspannung

Der Einfluss der Vorspannung wurde anhand der Modelle FE_0,0P, FE_0,5P, FE_0,75P, FE_a=3,8d, und FE_1,25P mit neun Litzen untersucht. Das Modell FE_a=3,8d besitzt hierbei entsprechend Versuch T5a die Referenzvorspannung von 95 kN/Litze (100 % = 1,0P), die im Rahmen der numerischen Untersuchung zwischen 0 und 125 % variiert wurde. In Bild 4-9 a) sind die rechnerischen Last-Durchbiegungs-Kurven dargestellt. Bei geringerer Vorspannung wurde früher das Dekompressionsmoment überschritten und die Biegerissbildung führte zu entsprechend größeren Durchbiegungen.

Die Querkrafttragfähigkeit korreliert mit der Vorspannung und der Einfluss kann durch eine lineare Regression beschrieben werden (Bild 4-9 b). Die Querkrafttragfähigkeiten V sind hier auf die Referenztragfähigkeit $V_{1,0P}$ des Modells FE_a=3,8d bezogen. An der Sekundärachse sind zusätzlich die Betonlängsspannungen im Schwerpunkt σ_{cp0} angegeben, die bei FE_a=3,8d etwa 19 N/mm² betragen. Die Erhöhung der Vorspannung um 25 % führte rechnerisch zu einer höheren Querkrafttragfähigkeit von 6 % ($V_{1,25P}/V_{1,0P} = 335,2 \text{ kN}/315,6 \text{ kN} = 1,06$). Bei einer Verringerung der Vorspannung um 25 % sank die Querkrafttragfähigkeit auf 94 % ($V_{0,75P}/V_{1,0P} = 296,4 \text{ kN}/315,6 \text{ kN} = 0,94$). Die Simulation FE_0,0P erreichte 77 % ($V_{0,0P}/V_{1,0P} = 243 \text{ kN}/315,6 \text{ kN} = 0,77$).

Versuch mit verringerter Vorspannung (T1a, sieben Litzen) besaß zum Zeitpunkt des Querkraftversuches im Vergleich zum Versuch mit neun Litzen (T1b) 84 % der Vorspannung und erreichte 87 % der Tragfähigkeit von T1b. Der Versuch ohne Fasern erreichte bei Verringerung der Vorspannung auf 84 % eine Tragfähigkeit von 90 % und ergäbe somit einen etwas flacheren Verlauf der grau gestrichelten Linie (T2a und T2b hier nicht dargestellt). Der rechnerische Einfluss der Vorspannung ist hier deutlich geringer als der experimentell ermittelte, es liegen allerdings nur zwei Versuchsergebnisse mit geringer Variation der Vorspannung vor.

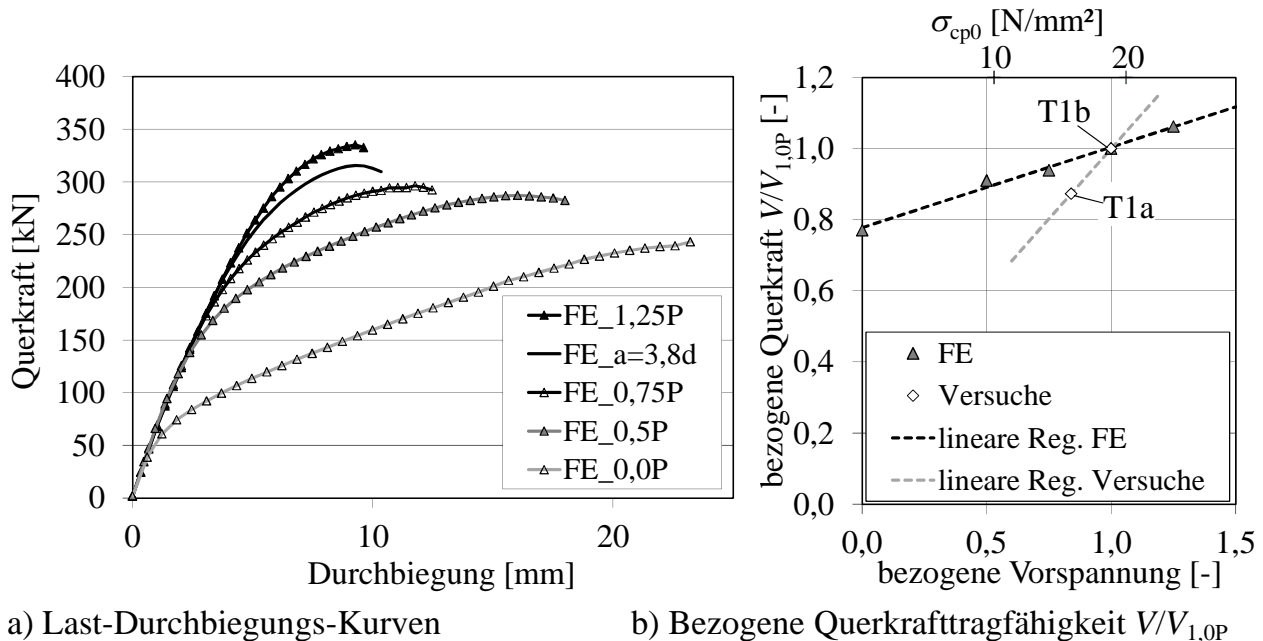


Bild 4-9 Rechnerischer Einfluss der Vorspannung in Abhängigkeit der aufgetragenen Vorspannung P

4.3.3 Einfluss von Einzelöffnungen

Die Variation des lichten Abstands a_1 zwischen Auflager und Einzelöffnung wurde experimentell und numerisch innerhalb der gleichen Grenzen zwischen $0,5d$ und $2,0d$ untersucht, da sich bei einem größeren Abstand a_1 und einer konstanten Schubschlankheit von $a/d = 3,8$ der Abstand zwischen Öffnung und Lasteinleitungspunkt entsprechend verringert und sich ein direkter Lastpfad oberhalb der Öffnung einstellen würde.

Das Tragverhalten entspricht grundsätzlich dem der Versuche. Die Risse entstanden zuerst an den Öffnungsrändern und danach weitere am Übergang zwischen Untergurt und Steg (Bild 4-10). Die Risse pflanzten sich sukzessive fort bis die Rissbreite an den Öffnungsrändern zu groß wurde und die lokale Nachrisszugfestigkeit abfiel. Dadurch stieg im Bruchlastbereich die lokale Biegebeanspruchung der Gurte, die im Obergurt sekundäre Biegezugrisse an der Oberseite entstehen ließen, wie sie auch während der Versuche beobachtet wurden. Der die Öffnung kreuzende Riss war der maßgebende Versagensriss wie die Hauptzugdehnung ε_1 zeigt. Zudem traten im Bruchlastbereich aufgrund von großen Verformungen lokale Druckspannungen am Öffnungsrand bis zur einaxialen Druckfestigkeit auf. Die rechnerischen Hauptdruckverzerrungen ε_3 in diesem Bereich überschritten 3,5 ‰ (Bild 4-10 oben). Während des Bruchvorgangs der Versuche

wurden dort ebenfalls Plastizierungen des Betons bis hin zu geringen Abplatzungen beobachtet.

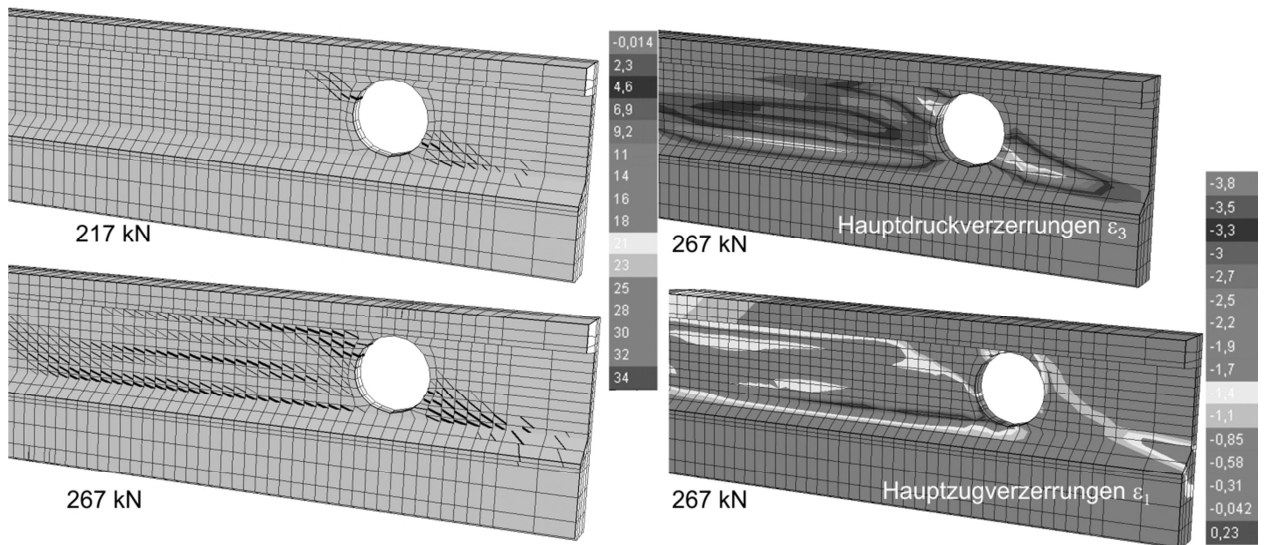
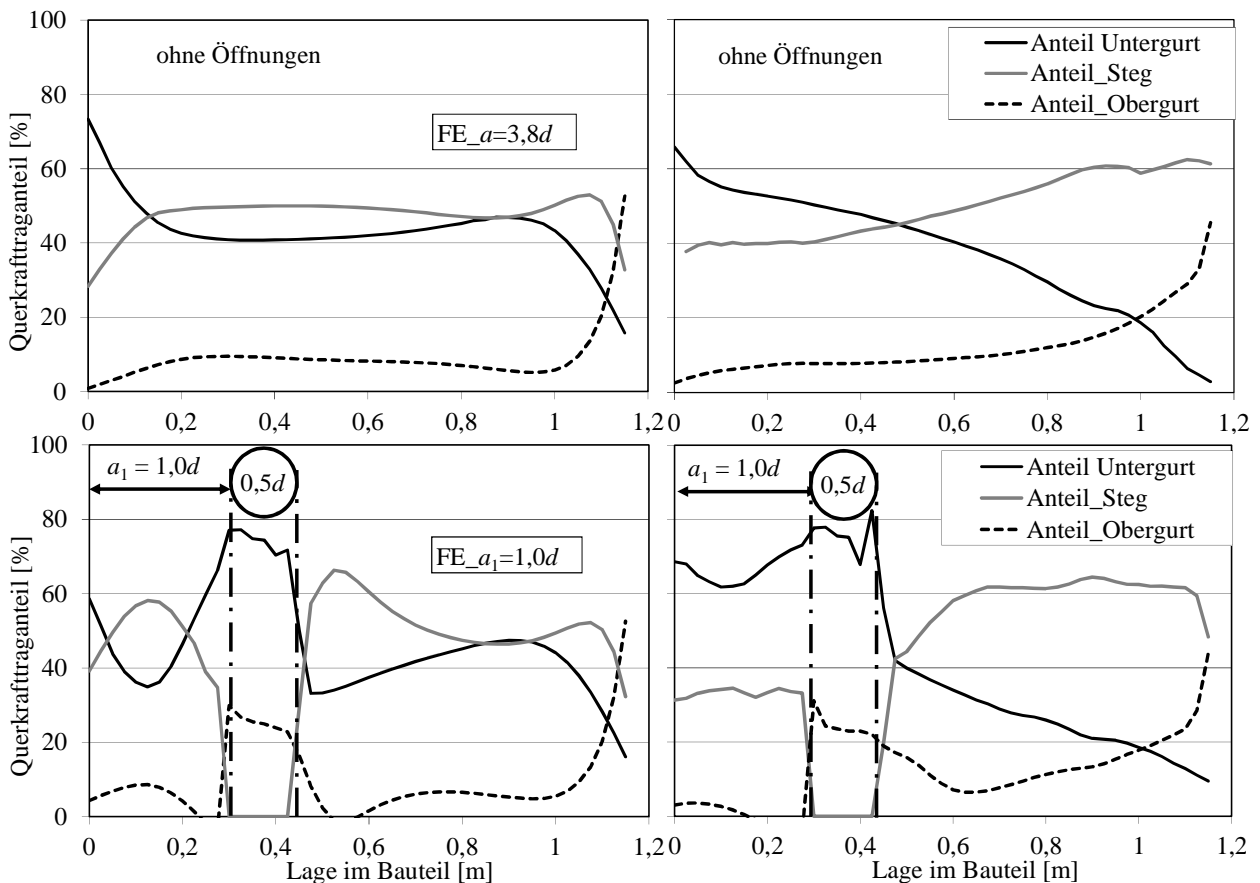


Bild 4-10 Hauptverzerrungen ε_1 und ε_3 im Bruchlastbereich sowie das rechnerische Rissbild des Modells mit $a_1 = 0,5d$



a) auf Gebrauchslastniveau

b) auf Bruchlastniveau

Bild 4-11 Querkrafttraganteile der Simulationen des Vollwandträgers (FE_a=3,8d) und eines Trägers mit Einzelöffnung mit $a_1 = 1,0d$ (FE_a₁=1,0d)

In Bild 4-11 sind die rechnerischen Querkraftanteile der Teilquerschnitte des Trägers mit und ohne Öffnung auf Gebrauchs- und Bruchlastniveau gegenübergestellt. Die

Querkräfte wurden durch eine Spannungsintegration der Schubspannungen ermittelt. Aufgrund der hohen Vorspannung und der größeren Abmessungen des Untergurtes im Vergleich zum Obergurt, verlaufen die Querkräfte vorwiegend über den Untergurt, beim Vollwandträger etwa 40 % bei Gebrauchslast und 50 % auf Bruchlastniveau. Der Obergurt beteiligt sich lediglich zu etwa 10 %. Im Steg befinden sich zuerst etwa 50 %, am Ende etwa 40 %. Bei der Simulation mit einer Öffnung trägt der Untergurt etwa 70 % der Querkraft. Insbesondere auf Bruchlastniveau entziehen sich der Obergurt und der Steg zwischen Öffnung und Auflager sukzessive dem Lastabtrag. Die Querkraftanteile lagern dort auf den ungerissenen, vorgespannten Untergurt um.

In Bild 4-12 sind die experimentellen den rechnerischen Last-Durchbiegungs-Kurven gegenübergestellt. Zudem wurden die auf den Vollwandträger bezogenen Querkrafttragfähigkeiten in Abhängigkeit des bezogenen Abstandes ausgewertet und durch eine Exponentialfunktion approximiert. Während die Tragfähigkeit hier im Mittel tendenziell nur geringfügig überschätzt wird, liegt das Versuchsergebnis von T6b mit $a_1/d = 1,0$ deutlich zu tief. Wie bereits in Kapitel 3.5.5.6 beschrieben, führte die abweichende Rissbildung bei Versuch T6b zu diesem Ergebnis, und sollte daher als Ausreißer im unteren Streubereich eingestuft werden. Die Simulationsergebnisse rechtfertigen diese Vorgehensweise.

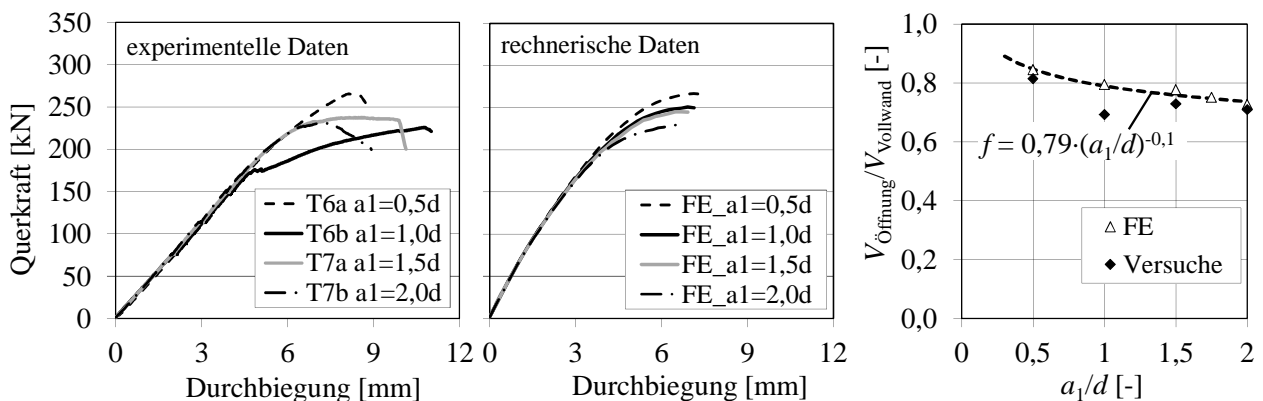


Bild 4-12 Experimentelle und rechnerische Last-Durchbiegungs-Kurven der Träger mit Einzelöffnungen und bezogene Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Abstände zwischen Öffnung und Auflager a_1/d

4.3.4 Einfluss von zwei Stegöffnungen

Der Einfluss zweier Stegöffnungen wurde anhand von FE-Modellen untersucht, wobei die Lage der Öffnungen denen der Versuche T8a, T8b, T11a und T11b entsprach. Zusätzlich wurden die Abstände $a_1 = 1,0d$ kombiniert mit $a_2 = 1,75d$ berechnet, um den Mindestabstand zwischen den Öffnungen genauer zu bestimmen. Weiterhin wurde $a_1 = 0,5d$ mit $a_2 = 1,5d$ kombiniert, um den Einfluss des Abstandes a_1 bei zwei Stegöffnungen zu betrachten. Die Schubrisse bzw. die als Schädigungsindikatoren dienenden Hauptzugverzerrungen in Bild 4-13 verlaufen wie bei den Versuchen durch die Öffnungen und sind grundsätzlich sehr ähnlich. Der im Versuch beobachtete steilere Schubriss zwischen den Öffnungen bei einem Abstand $a_1 = 0,5d$ ist hier allerdings nicht entstanden.

Die Hauptdruckspannungen σ_3 in Bild 4-14 zeigen eine ausgeprägte Druckstrebe mit $\sigma_3 \geq 0,4 \cdot f_c$ zwischen den Öffnungen, wenn der Öffnungsabstand mindestens $1,5d$ beträgt. Bei $1,0d$ fielen die Druckspannungen bereits deutlich ab. An den Öffnungsrändern der zweiten Öffnung waren die Druckspannungen bei allen Berechnungen größer, was mit den Beobachtungen während der Versuche übereinstimmt. Bei einem sehr kleinen Abstand zwischen zweiter Öffnung und Lasteinleitung ist zudem ein direkter Lastfluss zur Druckstrebe zwischen den Öffnungen erkennbar ($a_2 = 1,75d$), sodass eine weitere Verschiebung der Öffnungsposition für diese Untersuchung nicht mehr sinnvoll erscheint.

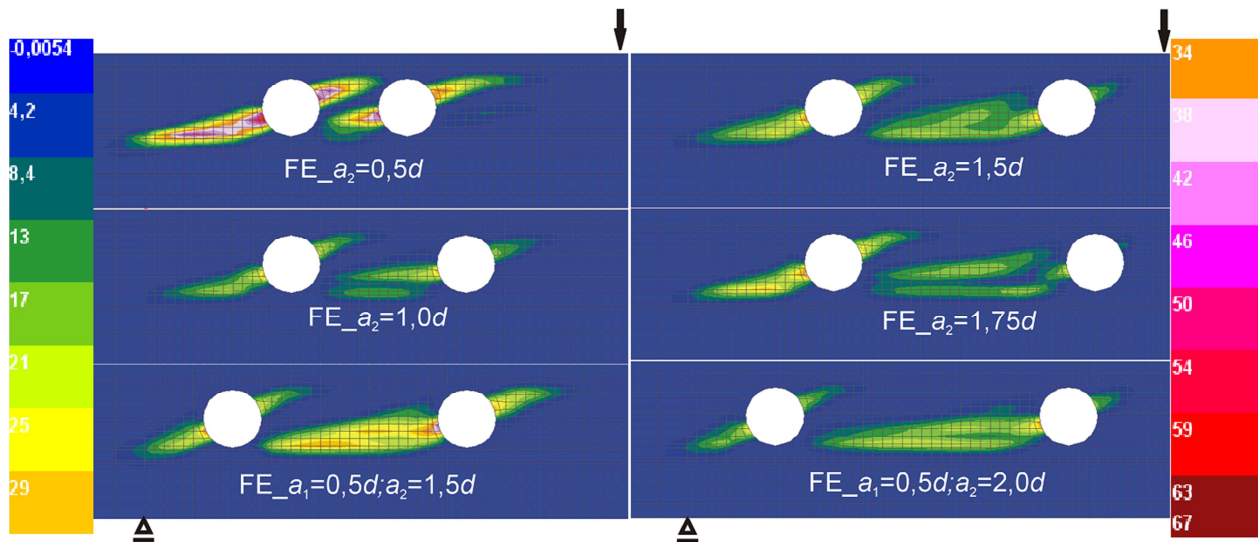


Bild 4-13 Hauptzugverzerrungen ε_1 bei zwei Stegöffnungen auf Bruchlastniveau

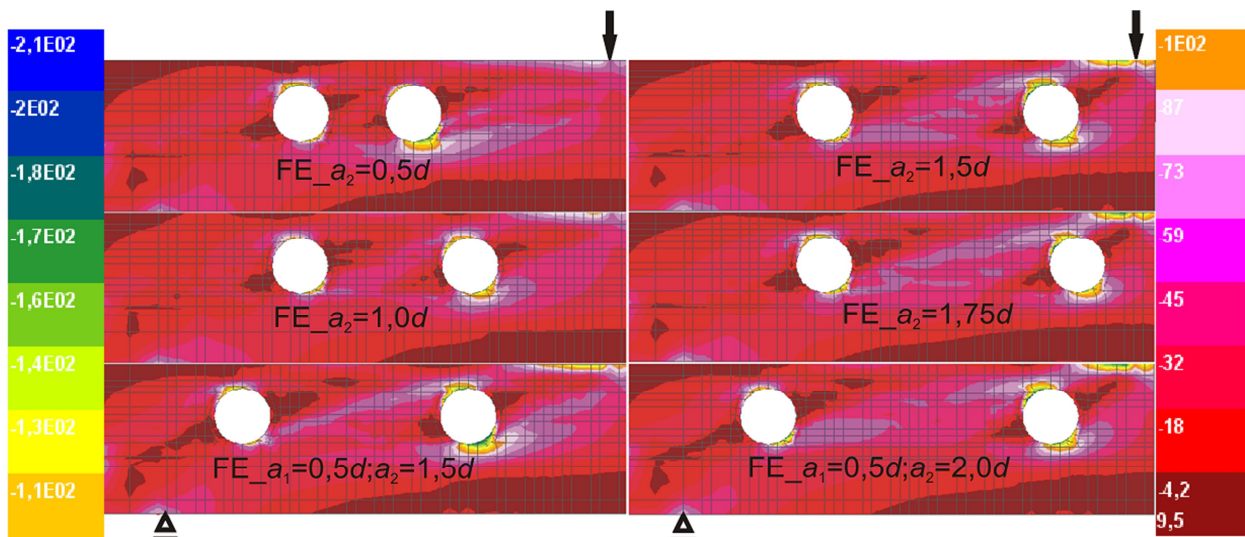


Bild 4-14 Hauptdruckspannungen σ_3 bei zwei Stegöffnungen auf Bruchlastniveau

Ein Vergleich der rechnerischen und experimentellen Last-Durchbiegungs-Kurven befindet sich in Bild 4-15. Die Übereinstimmung ist gut, lediglich das idealplastische Verhalten von Versuch T8a mit einem sehr kleinen Öffnungsabstand $a_1 = 0,5d$ ist in der Simulation mit einer weiteren Laststeigerung und einer geringen Überschätzung der Bruchlast verbunden. Die Auswertung der Bruchlasten in Abhängigkeit der Abstände a_1 und a_2 bestätigt die Versuchsergebnisse. Bei einem Abstand $a_2 \geq 1,5d$ wurden die Tragfähigkeiten wie bei Einzelöffnungen erreicht. Zwischen $a_2 = 1,5d$ und $2,0d$ sind die

Tendenzen für $a_1 = 0,5d$ und $1,0d$ (grau gestrichelte Linien) nahezu horizontal und deckungsgleich. Daher hatte der Abstand a_1 bei zwei Öffnungen keinen nennenswerten zusätzlichen Einfluss. Die Tragfähigkeit wurde hier bereits durch die maßgebende zweite Öffnung auf etwa 72 % des Vollwandträgers begrenzt.

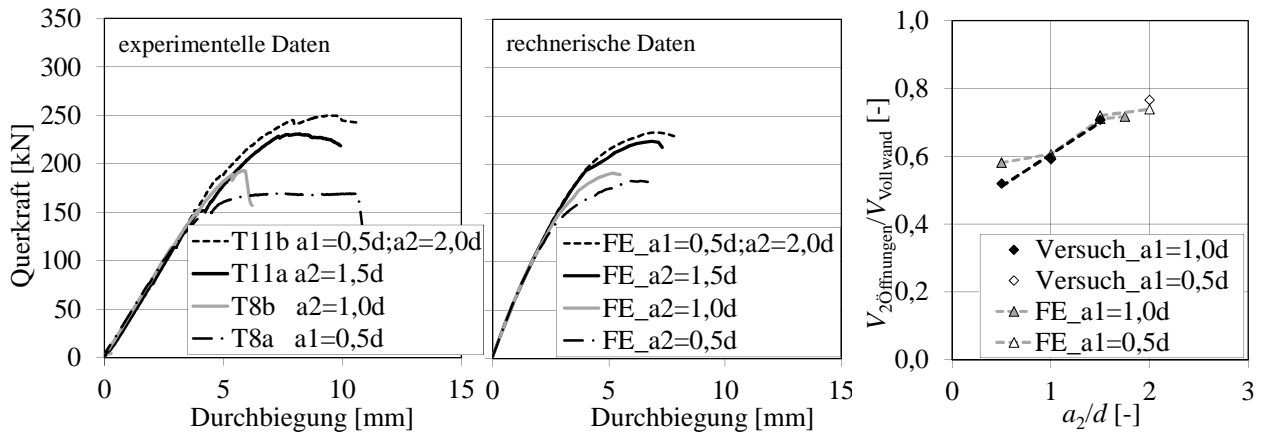


Bild 4-15 Experimentelle und rechnerische Last-Durchbiegungs-Kurven der Versuche mit zwei Stegöffnungen und bezogene Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Öffnungsabstände a_2/d

4.3.5 Einfluss von Betonstahlzulagen bei Trägern mit Öffnungen

Beispielhaft für die Träger mit zwei Öffnungen und Stabzulagen sind in den Bildern 4-16 a) und b) die experimentellen und rechnerischen Last-Durchbiegungs-Kurven mit $a_1 = a_2 = 1,0d$ gegenübergestellt sowie in Bild 4-16 c) die rechnerischen Kurven mit $a_2 = 1,5d$. Alle Versuche und Simulationen versagten durch Fließen der Zulagebewehrung. Sekundär sind nach deutlichem Überschreiten der Fließgrenze Betonplastizierungen am Rand der zweiten Öffnung aufgetreten, insbesondere mit steigender Bewehrungsmenge.

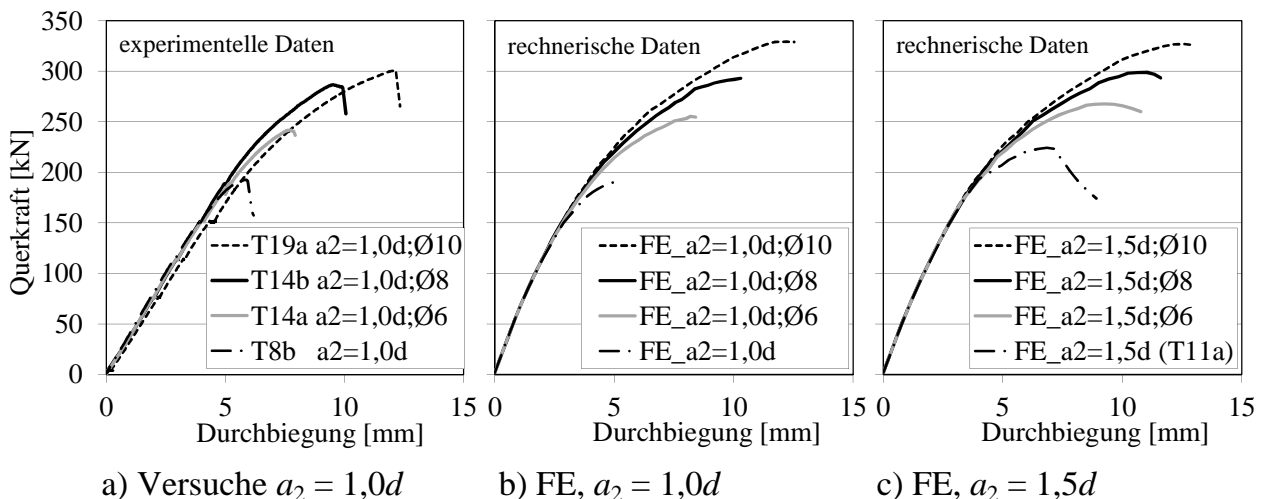
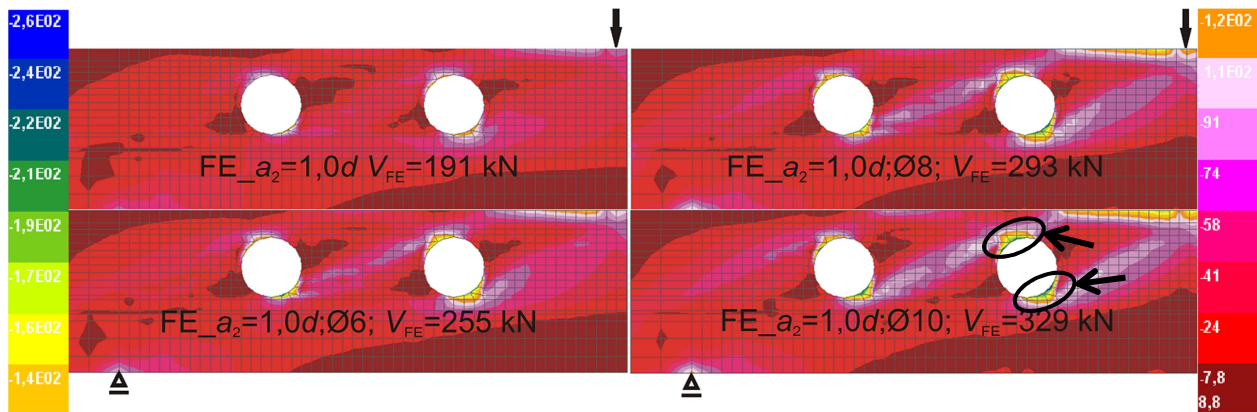


Bild 4-16 Experimentelle und rechnerische Last-Durchbiegungs-Kurven mit zwei Öffnungen und Zulagebewehrung

In Bild 4-17 sind die Hauptdruckspannungen σ_3 auf Bruchlastniveau für $a_2 = 1,0d$ dargestellt. Während ohne Zulagebewehrung die Hauptdruckspannungen unter der einaxialen Druckfestigkeit bleiben (Bild 4-17 a) oben), werden sie bei Zulagen $\text{Ø}10$ lokal

um etwa 30 % überschritten (Bild 4-17 b) unten). Der Versuch T19a erreichte nicht die berechnete Traglast (Bild 4-16 a), sodass hier ein Einfluss der Druckspannungsüberschreitungen zu vermuten ist und somit die Maximaltragfähigkeit bei vorliegender Öffnungsgeometrie im Versuch erreicht wurde. Die Simulationen mit $\varnothing 10$ und $a_2 = 1,5d$ erreichten ebenfalls keine Steigerung im Vergleich mit $a_2 = 1,0d$, während die kleineren Stabdurchmesser entsprechend der experimentellen Ergebnisse bei einer Vergrößerung der Öffnungsabstände zu Traglaststeigerungen führten wie der Vergleich der Bilder 4-16 b) und c) zeigt.



a) oben: ohne Zulagen, unten: $\varnothing 6$ b) oben: $\varnothing 8$; unten $\varnothing 10$

Bild 4-17 Hauptdruckspannungen σ_3 bei einem Öffnungsabstand $a_2 = 1,0d$ mit und ohne Zulagebewehrung auf Bruchlastniveau

In Bild 4-18 sind die auf den Vollwandträger bezogenen Tragfähigkeiten in Abhängigkeit des Durchmessers der Stabzulagen und des Öffnungsabstandes dargestellt. Bei einem Abstand $a_2 = 1,5d$ wurden die experimentellen Bruchlasten zielsicher berechnet. Wie bereits in Kapitel 4.3.4 festgestellt, wurde die Tragfähigkeit bei $a_2 = 0,5d$ ohne Zulagebewehrung leicht überschätzt. Mit Bewehrung ergaben sich rechnerische Überschreitungen von etwa 2-5 % auch bei $a_2 = 1,0d$, insbesondere bei Zulagen $\varnothing 10$. Versuche mit $a_2 = 0,5d$ und Bewehrung sowie $a_2 = 1,5d$ und Zulagen $\varnothing 10$ liegen nicht vor.

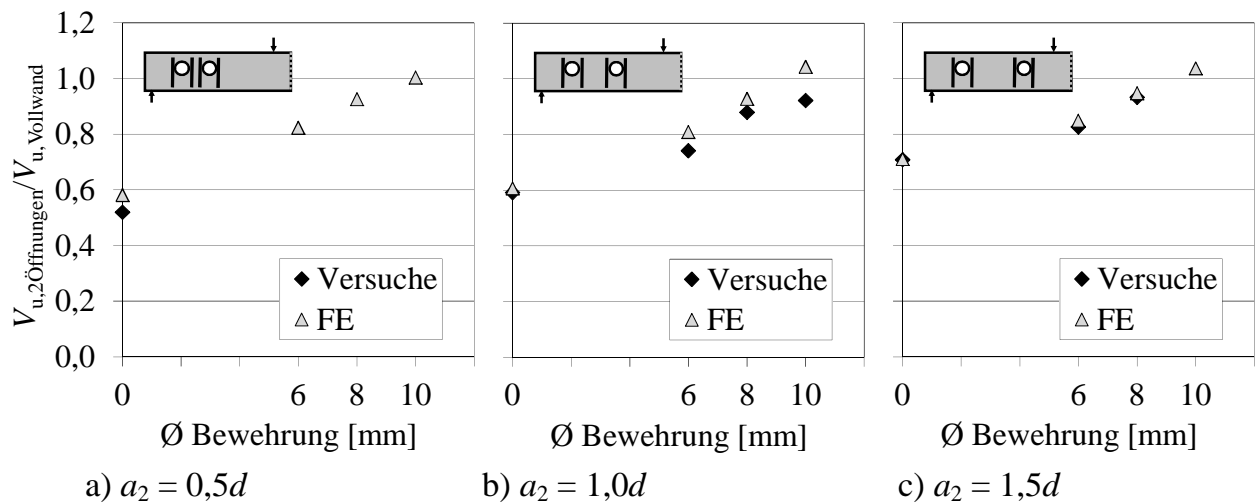


Bild 4-18 Bezogene Querkrafttragfähigkeit $V_{2\text{Öffnungen}}/V_{\text{Vollwand}}$ in Abhängigkeit des Durchmessers der Stabzulage für unterschiedliche Öffnungsabstände a_2

4.3.6 Maßstabseinflüsse

4.3.6.1 Allgemeines

Zur Untersuchung der Maßstabseinflüsse wurden Träger mit Querschnittshöhen von $h = 40$ cm, 70 cm und 100 cm sowie Stegdicken von $b_w = 4$ cm, 6 cm und 8 cm mit und ohne Öffnungen ($a_1 = 0,5d$ und $a_1 = 1,0d$) berechnet. Aufgrund von Ergebnisabweichungen bei 40 cm hohen Trägern wurde zusätzlich die Stegdicke $b_w = 10$ cm simuliert. Die Vorspannbewehrung wurde analog zu den anderen Querschnitten auf 15 Litzen erhöht und die Gurte entsprechend angepasst. In Bild 4-19 sind exemplarisch die rechnerischen Last-Durchbiegungs-Kurven der Träger ohne Stegöffnungen dargestellt. Um die Maßstabseinflüsse zu quantifizieren, werden die auf den Schubquerschnitt $b_w \cdot d$ normierten Schubspannungen in den Kapiteln 4.3.6.2 und 4.3.6.3 ausgewertet.

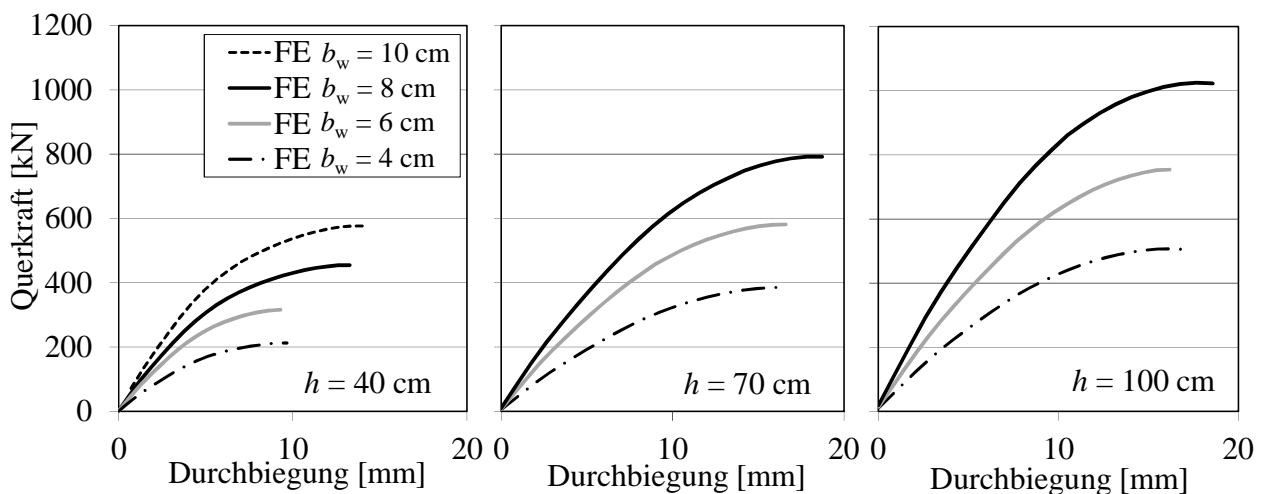


Bild 4-19 Vergleich der rechnerischen Last-Durchbiegungs-Kurven bei unterschiedlichen Querschnittshöhen und Stegdicken von Trägern ohne Öffnungen

4.3.6.2 Einfluss der Stegdicke

In Bild 4-20 sind die experimentellen und rechnerischen Schubspannungen $\tau_u = V_u / (b_w \cdot d)$ in Abhängigkeit der Stegdicke dargestellt. Bei Trägern mit Öffnung wurden die Schubspannungen wie bei Trägern ohne Öffnung ebenfalls über den gesamten Schubquerschnitt ohne Abzug der Öffnungsfläche bestimmt.

Die Versuche an 40 cm hohen Trägern ohne Öffnung wurden zutreffend wiedergegeben (Bild 4-20). Während bei $h = 40$ cm ein leichter Anstieg der Bruchschubspannungen zu erkennen war, ergibt sich die bezogene Tragfähigkeit bei $h = 70$ cm und 100 cm nahezu unabhängig von der Stegbreite. Allerdings wurde die Tragfähigkeit bei $h = 70$ cm und 100 cm grundsätzlich überschätzt. Ursache hierfür ist vermutlich, dass das Materialmodell auf das Nachrissverhalten bei den 40 cm hohen Trägern eingestellt wurde. Nach den Versuchen ändert sich allerdings das Rissverhalten mit zunehmender Trägerhöhe, insbesondere die Rissbreiten nehmen schneller zu. Die Ursache wurde bereits in den Kapiteln 3.5.5.14 und 3.5.5.15 diskutiert. Sowohl das Verhältnis der Bauteilhöhe zur Faserlänge als auch das zunehmend sprödere Bauteilverhalten wurden durch das Materialgesetz nicht berücksichtigt und führten zu der Überschätzung der Tragfähigkeit. Bei Versuchen und Simulationen mit Stegöffnungen waren die

Abweichungen zum Teil weniger ausgeprägt, da die Öffnungen die Erstrisslasten und damit die frei werdende Energie verringern und der Zunahme des spröden Bauteilverhaltens entgegenwirken. Es sollte allerdings angemerkt werden, dass der Versuch mit $h = 70$ cm und $a_1 = 0,5d$ in Bild 4-20 b) eine hohe Tragfähigkeit besaß und daraus eine gute Übereinstimmung resultiert (Kapitel 3.5.5.13).

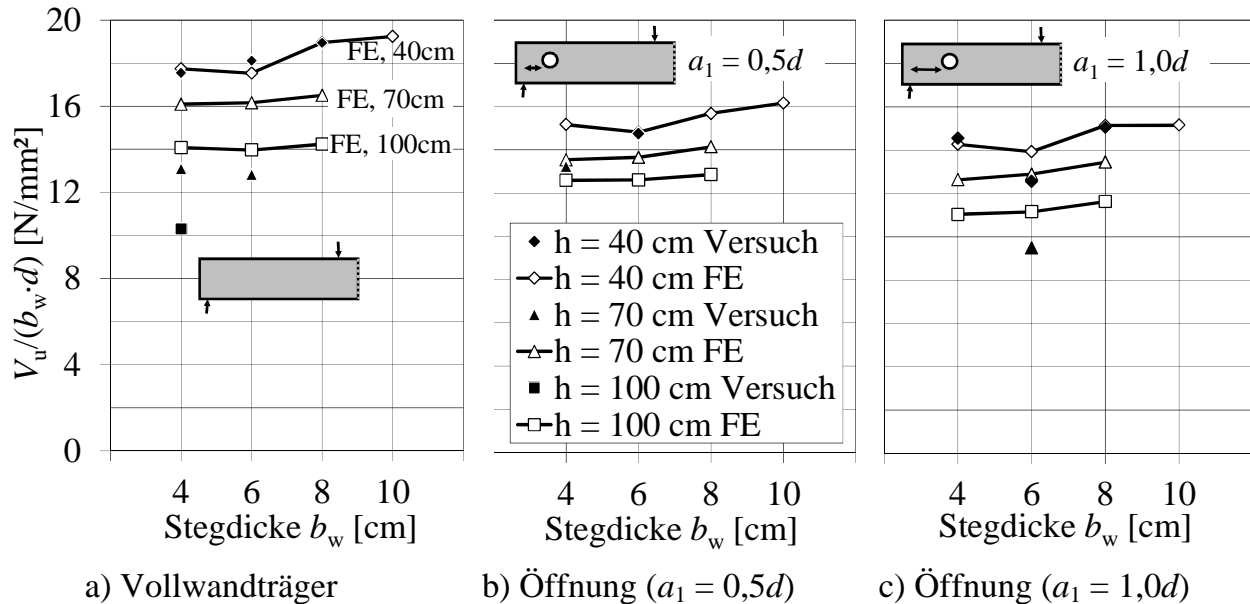


Bild 4-20 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Schubspannungen bei unterschiedlichen Querschnittshöhen in Abhängigkeit der Stegdicke

Alle Berechnungen erfolgten mit einheitlichen Materialmodellen über die Stegbreite ohne Berücksichtigung unterschiedlicher Faserorientierungen und -verteilungen. Da die Versuche dennoch gut wiedergegeben wurden und auch bei den Versuchen kein nennenswerter Einfluss der Stegdicke zu erkennen war (Kapitel 3.5.5.13), werden die Faserorientierungen und -verteilungen vermutlich keinen signifikanten Einfluss gehabt haben. Hierzu wurden weitere Untersuchungen in Kapitel 5 durchgeführt.

4.3.6.3 Einfluss der Trägerhöhe

In Bild 4-21 sind die rechnerischen und experimentellen Schubspannungen in Abhängigkeit der Trägerhöhe mit und ohne Einzelöffnungen dargestellt.

Da sich die Träger bei unterschiedlichen Stegbreiten sehr ähnlich verhielten, verlaufen alle Linien in Bild 4-21 nahezu parallel und dicht nebeneinander. Allerdings wurde bei allen Trägern ein erheblicher Maßstabeffekt der Bauteilhöhe rechnerisch ermittelt, bei Trägern ohne Öffnungen geringfügig ausgeprägter als bei Trägern mit Einzelöffnung. Die Abstände $a_1 = 0,5d$ und $1,0d$ zeigten prinzipiell ähnliche Maßstabeffekte. Bei Trägern ohne Öffnung wurde rechnerisch die Tragfähigkeit auf etwa 90 % vermindert, wenn die Bauteilhöhe von 40 cm auf 70 cm vergrößert wurde, und etwa 75 % bei $h = 100$ cm. Die experimentellen Werte ergaben hier allerdings deutlich größere Einflüsse der Bauteilhöhe (Kapitel 3.5.5.14). Die experimentelle Tragfähigkeit der Vollwandträger in Bild 4-21 a) wurde in der FE-Berechnung um etwa 30 % überschätzt, die der Träger mit Öffnungen um etwa 10 bis 20 %.

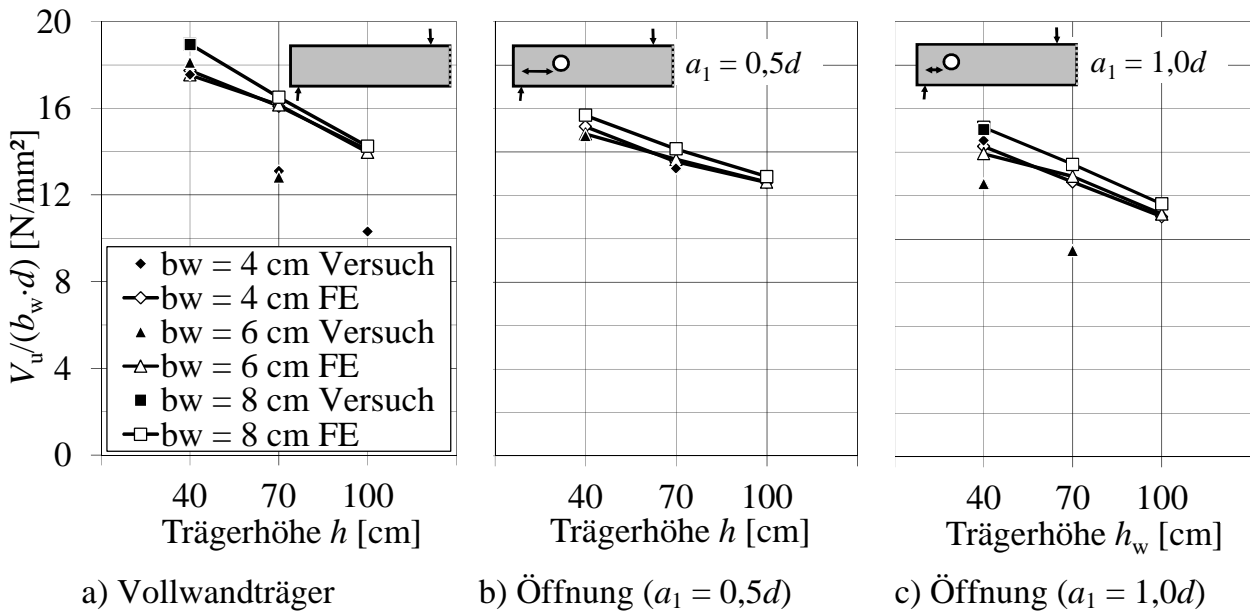


Bild 4-21 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Schubspannungen bei unterschiedlichen Stegdicken in Abhängigkeit der Trägerhöhe

4.4 Fazit und Bewertung der Simulationen

Die Simulationen von Trägern mit einer Querschnittshöhe $h = 40$ cm haben die Versuche insgesamt zufriedenstellend abgebildet, sowohl das Bruchverhalten, als auch die Verformungen und die Tragfähigkeit. In Bild 4-22 sind die Verhältniszerte der rechnerischen und experimentellen Bruchlasten zusammengestellt. Anders als bei den bisherigen Parameterstudien zu geometrischen Einflüssen mit identischem Materialgesetz wurden hierfür alle Materialparameter an die Ergebnisse der Baustoffproben der jeweiligen Versuche angepasst und neu berechnet.

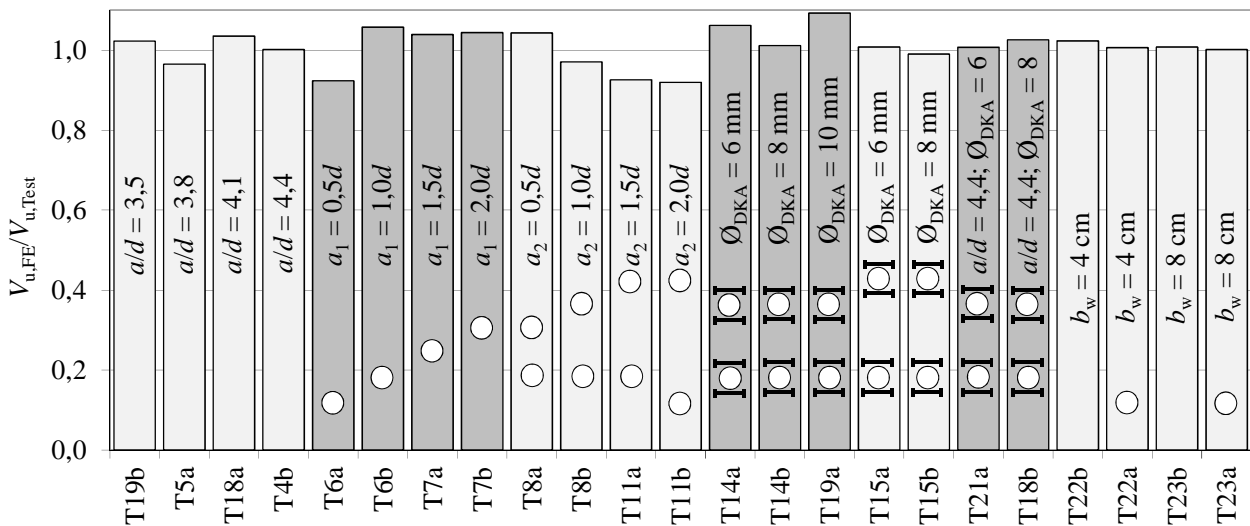


Bild 4-22 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Traglasten bei 40 cm hohen Trägern

Die Schubslankheit wurde zwischen $a/d = 3,5$ und $4,4$ offensichtlich trendfrei erfasst. In diesem Bereich besteht wie bei den Versuchen nur ein untergeordneter Einfluss der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit. Bei kleineren Schubslankheiten steigt

die rechnerische Tragfähigkeit auf bis zu 2,5-fache Werte bevor ein Druckstrebenversagen eintritt. Hierzu liegen allerdings keine Versuche vor. Die Tragfähigkeit mit Einzelöffnungen wurde geringfügig überschätzt, während die Simulation mit einer Einzelöffnung nahe am Auflager ($a_1 = 0,5d$) eine zu geringe Tragfähigkeit ergab. Versuch T6b hat sich als Ausreißer bestätigt und mit zunehmendem Abstand a_1 stellt sich eine rechnerische Tragfähigkeit von 75 % des Vollwandträgers ein. Genauere Differenzierungen erscheinen aufgrund der geringen Traglastgewinne bei auflagnahen Positionen der Öffnung für ein Bemessungsmodell nicht zielführend, kann jedoch im Einzelfall genutzt werden. Träger mit zwei Öffnungen und großen Öffnungsabständen wurden ebenfalls geringfügig unterschätzt, da lokale Plastizierungen am oberen Öffnungsrand der zweiten Öffnung im Versuch gutmütiger reagierten. Versuche mit Öffnungen und Bewehrungszulagen wurden durchgehend gut wiedergegeben. Lediglich bei Zulagen $\varnothing 10$ wurde vermutlich die Maximaltragfähigkeit leicht überschätzt. Hier beendete ein sekundäres lokales Betonversagen oberhalb der zweiten Öffnung den Versuch, während die Simulation nach dem Fließen der Bewehrung die Last geringfügig weiter gesteigert hat. Die Berechnungsergebnisse haben gezeigt, dass ein konstruktiver Mindestabstand zwischen den Öffnungen festgelegt werden sollte. Während bei großen Bewehrungsmengen ein Mindestabstand $a_2 = 1,5d$ erforderlich wird, ist bei kleineren Bewehrungsmengen $a_2 = 1,0d$ ausreichend. Die Berechnungen mit unterschiedlichen Stegbreiten waren zielsicher. Wie bei den Versuchen hatte die Stegbreite keinen Einfluss und bedarf keiner Berücksichtigung im Bemessungsmodell.

Die numerischen Untersuchungen zu großen Bauteilhöhen gaben grundsätzlich einen Maßstabseinfluss wieder, allerdings konnte mit einem Materialgesetz mit ausgeprägtem Nachrissverhalten in Anlehnung an die Biegezugversuche und einer verschmierten Risstheorie das bei größeren Bauteilhöhen zunehmend spröde Versagen nicht abgebildet werden. Dieses Verhalten ist allerdings bei numerischen Simulationen bekannt. Sprödes Bauteilverhalten ohne Umlagerungsmöglichkeiten auf Bewehrung wird in der Regel überschätzt. Ziel von weiteren Untersuchungen sollte hier allerdings nicht nur die Anpassung des rechnerischen Materialgesetzes und eine verbesserte Abbildung der Versuche sein. Vielmehr sollte das experimentelle Bauteilverhalten verbessert werden, dass sich wiederum ein gutmütigeres Nachrissverhalten einstellt.

5 Faserorientierung

5.1 Allgemeines

Während Bewehrung aus Betonstahl entsprechend den Tragmodellen in Krafrichtung eingelegt wird, liegen bei Stahlfaserbetonen die Fasern in der Regel ungeordnet in der Matrix. Zum Teil sind die Fasern in alle Raumrichtungen gleichmäßig verteilt, sodass eine richtungsunabhängige dreidimensionale Faserwirkung vorliegt. Zum Teil wird die Ausrichtung allerdings u.a. durch den Herstellprozess und die Bauteilgeometrie bewusst oder unbewusst beeinflusst [Edg72, Schö88, Sor90, Lin96, Tou98, Grü02, Sti04, Kim08, Ling08]. Die Faserwirkung ist dann richtungsabhängig. Von zahlreichen Forschern wurde versucht, den Einfluss durch Hilfsgrößen wie den Faserorientierungsbeiwert und die Faserdichte zu erfassen [Rom64, Abo64, Par74, Kas78, Hils85, Schö88, Sor90, Lin96, Zak00, Pfy03, Voo03a, Rilem03d, Dup05, Get05, Schnü05, Mar06, Tue07, Stä08, Lan09, Barn10]. Zur Bestimmung des Einflusses der Faserorientierung und -dichte muss die Lage der Fasern im Bauteil bestimmt werden. Im Wesentlichen sind vier Verfahren bekannt, um die Fasern im Beton mit unterschiedlicher Genauigkeit zu lokalisieren:

- Computer-Tomographie (CT) [Lins02, Tue07],
- Röntgenverfahren [Str78],
- magnetisches Induktionsverfahren [Bre99, Gru06] und
- fotooptische Auswertung [Tue07, Lan09].

Die CT- und Röntgenverfahren liefern ein dreidimensionales Abbild der Fasern. Die Probengröße ist allerdings je nach Leistungsfähigkeit der Geräte begrenzt und die Auswertemethodik ist noch in der Entwicklung. Bildgebende Verfahren und Auswertemethoden werden zum Beispiel in [Str77, Schz06, Ohs08, Schn08, Schn10] vorgestellt. Das magnetische Induktionsverfahren detektiert keine einzelnen Fasern, sondern bestimmt die Faserorientierung anhand von Magnetfeldänderungen, wenn eine Probe durch die Messspule geführt wird.

Beim fotooptischen Verfahren werden Proben aus einem Bauteil entnommen. Die Schnittflächen werden poliert, sodass die geschnittenen Stahlfasern als Kreis- oder Ellipsenflächen erkennbar werden. An digitalen Fotos können danach mit einer Software die Form und die Lage der Ellipsen detektiert werden. Hieraus können wiederum die Faserorientierungsbeiwerte und die Faserdichte berechnet werden, allerdings nur für die betrachtete Richtung der Schnittfläche.

Hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit wirken die Stahlfasern rissüberbrückend, sodass der Einfluss der Faserorientierung und -verteilung auf die Faserwirkung im Riss zu untersuchen ist. Im Rahmen dieser Arbeit soll allerdings kein eigenes Verfahren entwickelt werden. Daher wurden prismatische Proben aus den Trägerstegen entnommen und fotooptisch ausgewertet. Die Detektion wurde nach [Lan09] durchgeführt und die Bestimmung der Faserorientierungsbeiwerte geht auf [Mar06] zurück. Eine direkte Übertragung von bestehenden Forschungsergebnissen ist nicht möglich, da u. a. unterschiedliches Fließverhalten oder unterschiedliche Fasern zu anderen Ergebnissen geführt haben.

5.2 Probenentnahme und Faserdetektion

Aus 13 Trägern mit verschiedenen Fasergehalten, Trägerhöhen und Stegbreiten wurden insgesamt 72 Betonprismen entnommen. Die Prismenabmessungen betragen etwa 15 cm x 5 cm x der Stegbreite b_w der Träger (Bild 5-1). Die beiden gegenüberliegenden geschliffen Flächen wiesen daher keine geschnittenen Fasern auf. Die Entnahmestellen wurden in Abhängigkeit der Schubrisse in den Stegen festgelegt (Bild 5-2). Zum Teil wurden mehrere Proben über- und nebeneinander sowie horizontal und vertikal ausgerichtet entnommen, um die Einflüsse der Lage im Träger und der Richtung zu untersuchen. Im Anhang D sind alle Träger mit den entnommenen Prismen dargestellt, die für die Untersuchung der Faserorientierung und -verteilung verwendet wurden.

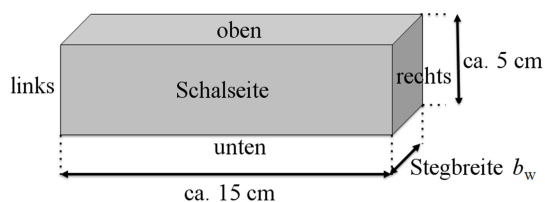


Bild 5-1 Prinzipische Skizze zu den Abmessungen der Prismen

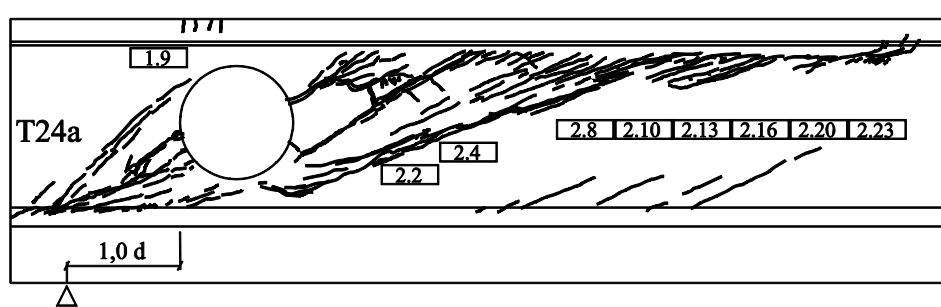


Bild 5-2 Entnahmestellen der Prismen exemplarisch bei Träger T24a

Bei den Prismen mit einer Ausrichtung wie in Bild 5-1 wurden die obere und untere Fläche geschliffen. Jeweils drei etwa 5 cm breite Teilflächen wurden getrennt fotografiert, da bei größeren Flächen eine unzureichende Belichtung der Faserschnittflächen die Auswertung erschwerte. In den Bildern 5-3 bis 5-6 sind die Fotos des exemplarischen Prismas T1.3.H1 aufbereitet. In Bild 5-3 ist trotz kleiner Teilflächen-aufnahmen zu erkennen, dass die untere Randzone der unbearbeiteten Fotos schlechter ausgeleuchtet war. Dies spiegelte sich dann in den s/w-Bildern wieder, die für die weitere Softwareverarbeitung erforderlich sind (Bild 5-4). Die Daten wurden daher bis zur Prismenmittellachse ausgewertet, was jeweils der halben Stegbreite b_w entsprach. Hierbei wurde eine weitere Teilung in 1 cm breite Streifen bzw. 1 cm² große Quadranten vorgenommen, um den Einfluss der Schalung in den Randzonen bzw. den Einfluss der Stegbreite b_w auf die Lage und Orientierung der Fasern zu untersuchen. Die Detektion der Fasern in diesen Bildbereichen war zufriedenstellend (Bild 5-5). In Bild 5-6 wurde mit der gleichen Vorgehensweise die Unterseite des Prismas detektiert. Die Bilder 5-5 und 5-6 zeigen trotz des geringen Abstandes dieser beiden Flächen deutliche Unterschiede aufgrund der Lage der Zuschlagkörner. Insbesondere an der Prismenunterseite befinden sich in der Randzone der dritten Teilfläche nur wenige Fasern. Dies ist allerdings eine lokal begrenzte Abweichung, sodass Rückschlüsse aus Einzelproben nicht zielführend erscheinen.

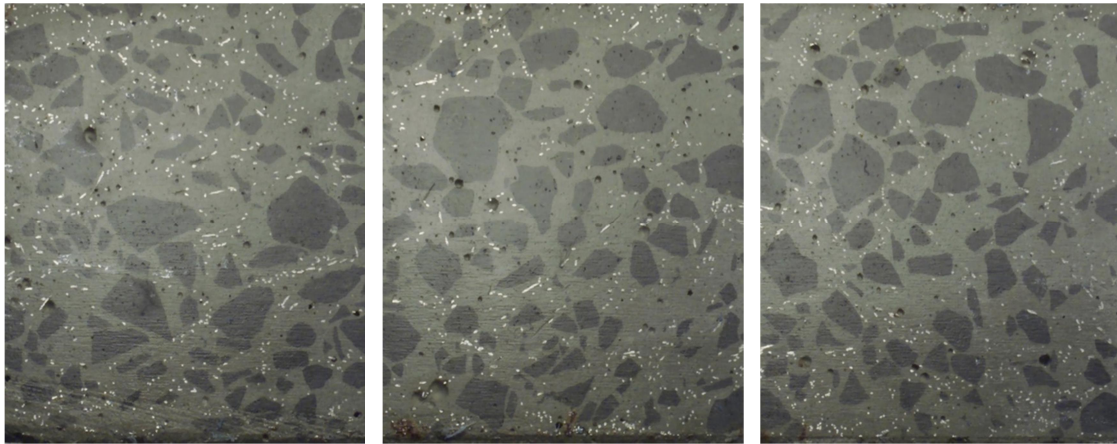


Bild 5-3 Fotos von drei Teilflächen an der Oberfläche des Prismas T1.3.H1

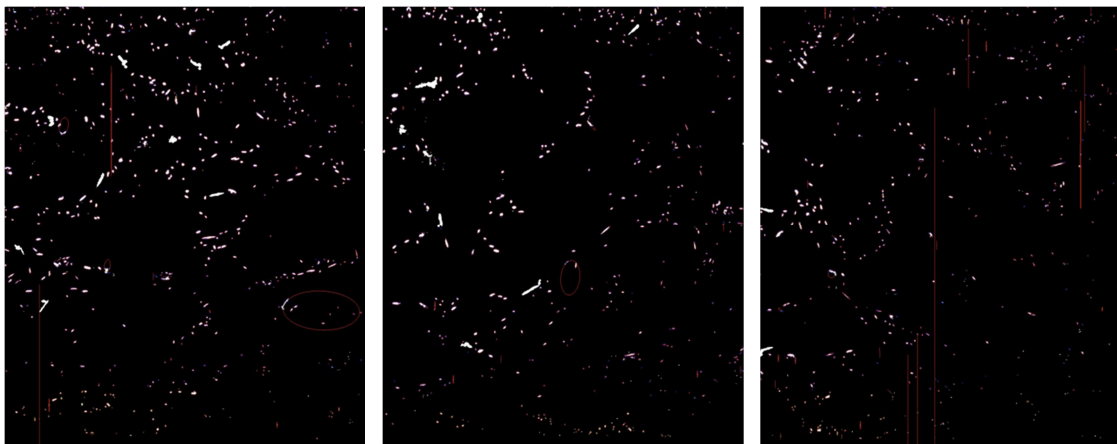


Bild 5-4 In s/w-Bilder umgewandelte Fotos

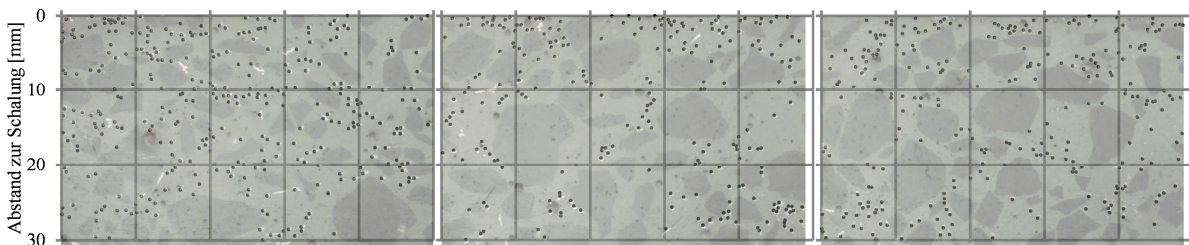


Bild 5-5 In den s/w-Bildern detektierte Fasern überlagert mit den Fotos an der Oberseite des Prismas T1.3.H1

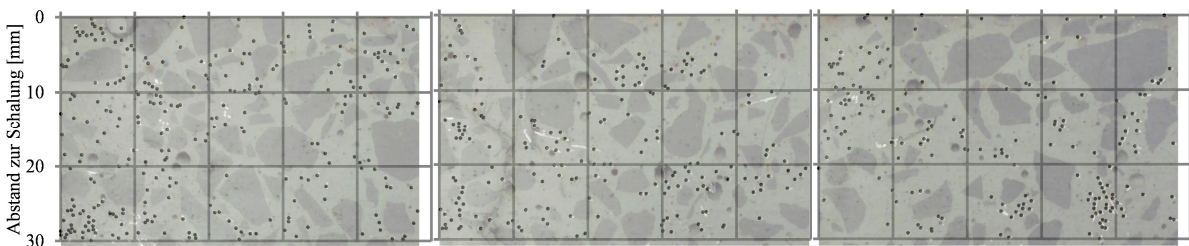


Bild 5-6 In den schwarz-weiß-Bildern detektierte Fasern überlagert mit den Fotos an der Unterseite des Prismas T1.3.H1

In den Tabellen 5-1 und 5-2 wurde für die in den Bildern 5-5 und 5-6 detektierten Fasern jeweils in jeden 1 cm^2 Rasterfeld die Faseranzahl n_f , der Fasergehalt V_f und der Orientierungsbeiwert η nach [Mar06] bestimmt. Zudem sind die Mittelwerte der Spalten und Reihen sowie der Gesamtfläche angegeben. Die Faseranzahl stellt hier die

zuverlässigste Messgröße dar, da der Großteil der Fasern erkannt wurde. Die hohe Faseranzahl von mehr als 30 Fasern/cm² im ersten und zweiten Rasterfeld an der Prismenoberseite wird zum Beispiel zutreffend wiedergegeben. Im Mittel waren hier 18,2 Fasern/cm² an der Oberseite und 14,3 Fasern/cm² an der Unterseite vorhanden.

Tabelle 5-1 Auswertung der detektierten Faseranzahl, des Fasergehaltes und des Orientierungsbeiwertes an der Oberseite des Prismas

y [mm] \ x [mm]	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	Mittelwert
0 - 10	35	34	27	27	23	29	16	30	28	23	24	25	26,8
10 - 20	23	22	29	22	20	3	17	10	7	13	13	11	15,8
20 - 30	18	15	17	14	7	12	1	17	27	16	8	13	13,8
Mittelwert	25,3	23,7	24,3	21,0	16,7	14,7	11,3	19,0	20,7	17,3	15,0	16,3	18,8

n_f/A [Fasern/cm ²]	$n_f/A \leq 10$	$10 < n_f/A \leq 15$	$15 < n_f/A \leq 20$	$20 < n_f/A \leq 25$	$30 < n_f/A$
-----------------------------------	-----------------	----------------------	----------------------	----------------------	--------------

y [mm] \ x [mm]	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	Mittelwert
0 - 10	0,97	1,11	0,83	0,74	0,67	0,89	0,42	0,91	1,02	0,74	1,23	0,77	0,86
10 - 20	0,74	0,64	1,01	0,76	0,61	0,08	0,60	0,31	0,26	0,37	0,40	0,33	0,51
20 - 30	0,61	0,50	0,64	0,49	0,23	0,43	0,03	0,62	0,99	0,48	0,29	0,36	0,47
Mittelwert	0,77	0,75	0,83	0,67	0,51	0,47	0,35	0,61	0,76	0,53	0,64	0,49	0,61

V_f [Vol.-%]	$V_f \leq 0,8$	$0,8 < V_f \leq 0,9$	$0,9 < V_f \leq 1,0$	$1,0 < V_f \leq 1,1$	$1,1 < V_f$
----------------	----------------	----------------------	----------------------	----------------------	-------------

y [mm] \ x [mm]	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	Mittelwert
0 - 10	0,61	0,51	0,58	0,62	0,62	0,57	0,67	0,56	0,50	0,61	0,56	0,61	0,58
10 - 20	0,58	0,61	0,55	0,56	0,58	0,72	0,50	0,52	0,44	0,57	0,52	0,56	0,56
20 - 30	0,53	0,55	0,51	0,49	0,46	0,49	0,45	0,46	0,50	0,59	0,42	0,61	0,50
Mittelwert	0,57	0,56	0,54	0,56	0,55	0,59	0,54	0,51	0,48	0,59	0,50	0,59	0,55

η [-]	$\eta \leq 0,5$	$0,5 < \eta \leq 0,55$	$0,55 < \eta \leq 0,6$	$0,6 < \eta \leq 0,65$	$0,65 < \eta$
------------	-----------------	------------------------	------------------------	------------------------	---------------

Tabelle 5-2 Auswertung der detektierten Faseranzahl, Fasergehaltes und des Orientierungsbeiwertes an der Unterseite des Prismas

y [mm] \ x [mm]	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	Mittelwert
0 - 10	31	15	19	14	11	5	15	12	25	3	5	5	13,3
10 - 20	19	22	10	11	18	14	15	4	24	16	8	10	14,3
20 - 30	44	21	11	12	25	16	8	27	5	10	15	30	18,7
Mittelwert	31,3	19,3	13,3	12,3	18,0	11,7	12,7	14,3	18,0	9,7	9,3	15,0	15,4

n_f/A [Fasern/cm ²]	$n_f/A \leq 10$	$10 < n_f/A \leq 15$	$15 < n_f/A \leq 20$	$20 < n_f/A \leq 25$	$30 < n_f/A$
-----------------------------------	-----------------	----------------------	----------------------	----------------------	--------------

y [mm] \ x [mm]	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	Mittelwert
0 - 10	0,87	0,41	0,58	0,41	0,33	0,13	0,54	0,32	0,76	0,08	0,15	0,16	0,39
10 - 20	0,56	0,68	0,33	0,35	0,58	0,59	0,56	0,14	0,82	0,63	0,20	0,29	0,48
20 - 30	1,47	0,66	0,46	0,44	0,75	0,51	0,35	0,92	0,25	0,30	0,56	1,58	0,69
Mittelwert	0,97	0,58	0,46	0,40	0,55	0,41	0,48	0,46	0,61	0,34	0,31	0,68	0,52

V_f [Vol.-%]	$V_f \leq 0,8$	$0,8 < V_f \leq 0,9$	$0,9 < V_f \leq 1,0$	$1,0 < V_f \leq 1,1$	$1,1 < V_f$
----------------	----------------	----------------------	----------------------	----------------------	-------------

y [mm] \ x [mm]	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	Mittelwert
0 - 10	0,65	0,63	0,58	0,62	0,55	0,61	0,57	0,69	0,60	0,57	0,57	0,55	0,60
10 - 20	0,60	0,57	0,54	0,52	0,55	0,44	0,53	0,41	0,51	0,46	0,69	0,65	0,54
20 - 30	0,56	0,52	0,42	0,45	0,56	0,55	0,35	0,51	0,42	0,57	0,51	0,35	0,48
Mittelwert	0,61	0,57	0,51	0,53	0,55	0,53	0,48	0,54	0,51	0,53	0,59	0,52	0,54

η [-]	$\eta \leq 0,5$	$0,5 < \eta \leq 0,55$	$0,55 < \eta \leq 0,6$	$0,6 < \eta \leq 0,65$	$0,65 < \eta$
------------	-----------------	------------------------	------------------------	------------------------	---------------

Der Fasergehalt V_f wurde aus den aufsummierten Schnittflächen der Fasern berechnet. Der Flächeninhalt der Schnittflächen wird jedoch bei der erforderlichen Umwandlung der Farbpixel in schwarze und weiße Pixel unvermeidbar verändert. Die aus den Messdaten bestimmten Fasergehalte von im Mittel 0,64 Vol-% und 0,49 Vol-% weichen daher

deutlich vom Nennfasergehalt von 0,9 Vol-% ab und sind verfahrensabhängig. Sie geben nicht den vorhandenen Fasergehalt wieder. Dennoch können die Ergebnisse für die Beurteilung der Faserverteilung verwendet werden. Die Bestimmung des Faserorientierungsbeiwertes wird ebenfalls von diesen Verfahrensungenauigkeiten beeinflusst, zählt jedoch im Rahmen dieser Methodik nach derzeitigem Stand der Kenntnisse zu den anwendbaren Beurteilungskriterien für die Faserwirkung.

In den Bildern 5-7 und 5-8 sind die Mittelwerte aus den Tabellen 5-1 und 5-2 grafisch gegenübergestellt. Das Beispiel belegt zum einen, dass die beiden Schnittflächen gegensinnige Tendenzen der Faserverteilung aufweisen, und dass zum anderen Aussagen aus Einzelmessungen nicht zuverlässig sind. Die Faserorientierungsbeiwerte sind bei diesem Beispiel ähnlich. Für die weiteren Proben ist dies allerdings nicht repräsentativ.

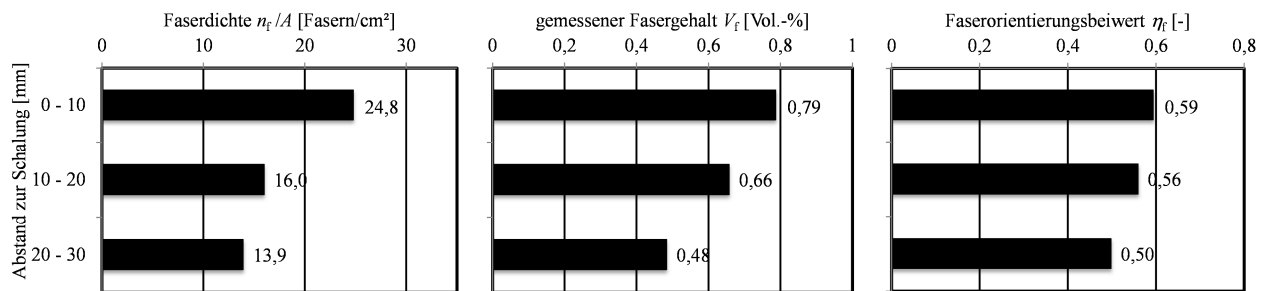


Bild 5-7 Auswertung der detektierten Faseranzahl, des Fasergehaltes und des Orientierungsbeiwertes an der Oberseite des Prismas

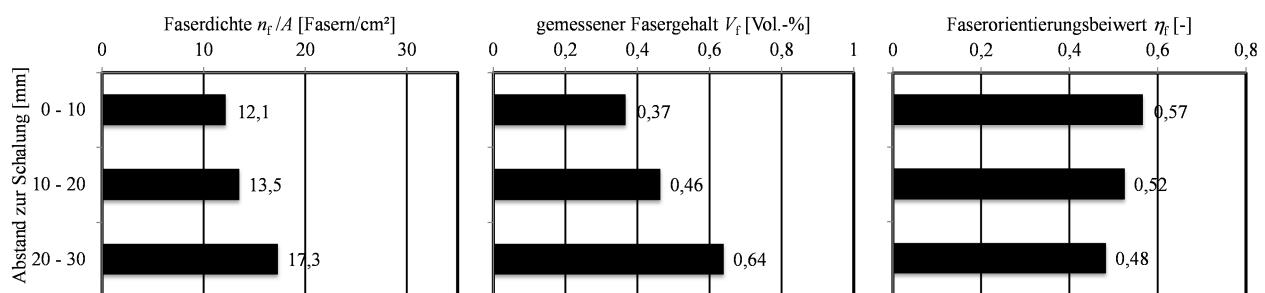
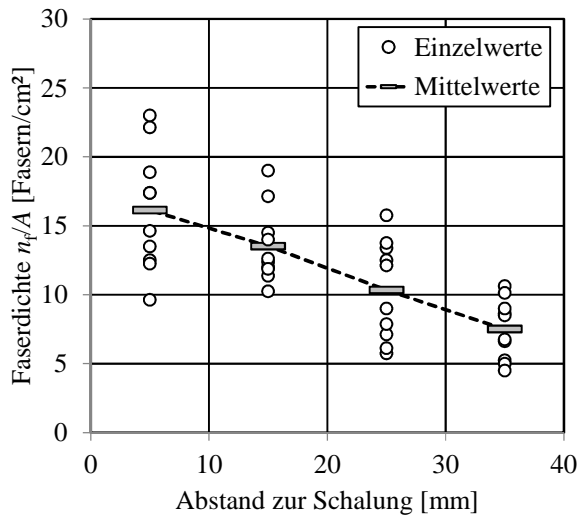


Bild 5-8 Auswertung der detektierten Faseranzahl, des Fasergehaltes und des Orientierungsbeiwertes an der Unterseite des Prismas

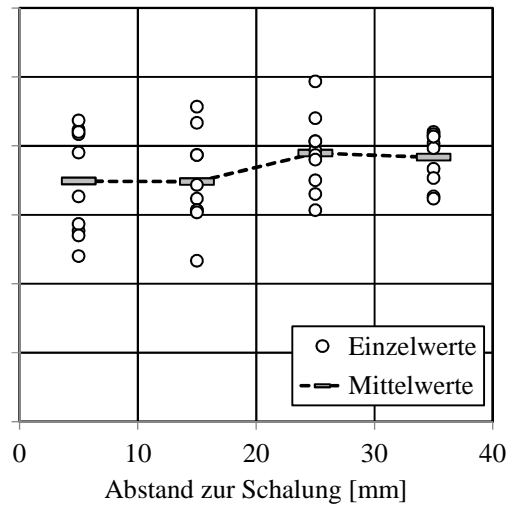
5.3 Auswertung der Probengesamtheit

5.3.1 Einfluss der Schnittflächenausrichtung

In Bild 5-10 ist die Faserdichte an horizontalen und vertikalen Schnittflächen von Prismen aus 60 mm breiten Stegen ausgewertet. Im Mittel wurden jeweils etwa 12 bis 13 Fasern/cm² detektiert. Bei den horizontalen Flächen stieg die Faserdichte vom Steginnern zur Schalung von 10 auf 14 Fasern/cm² an. Bei den vertikalen Flächen war eine weniger ausgeprägte Tendenz in umgekehrter Richtung vorhanden. Die analoge Auswertung an 40 mm breiten Stegen in Bild 5-11 bestätigt diese Tendenzen. Bei 80 mm Stegbreite und horizontaler Schnittfläche war der Einfluss etwas ausgeprägter, allerdings betrug der Gesamtmittelwert ebenfalls etwa 12 Fasern/cm² (Bild 5-9 a). In den vertikalen Flächen wurden hier mehr Fasern detektiert (Bild 5-9 b). Auf eine Darstellung der Fasergehalte wird hier verzichtet, da grundsätzlich die gleichen Tendenzen wie bei der Faserdichte vorhanden waren.

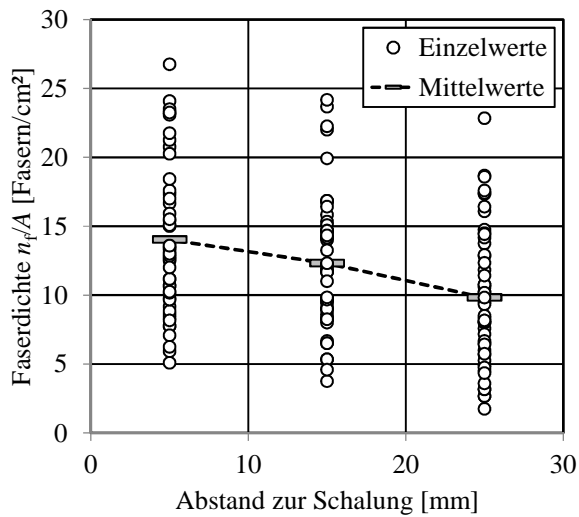


a) horizontale Schnittflächen

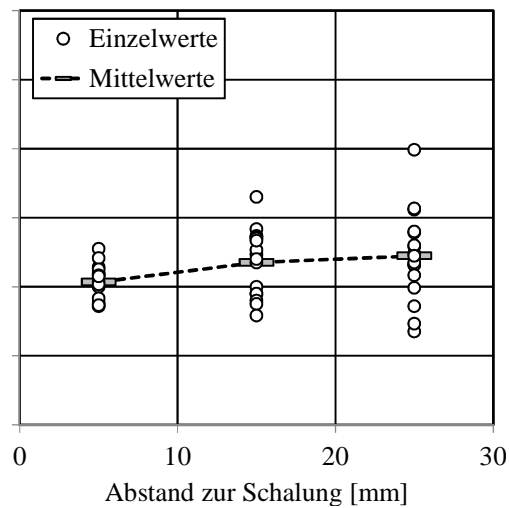


b) vertikale Schnittflächen

Bild 5-9 Auswertung der detektierten Faserdichte an 80 mm breiten Stegen

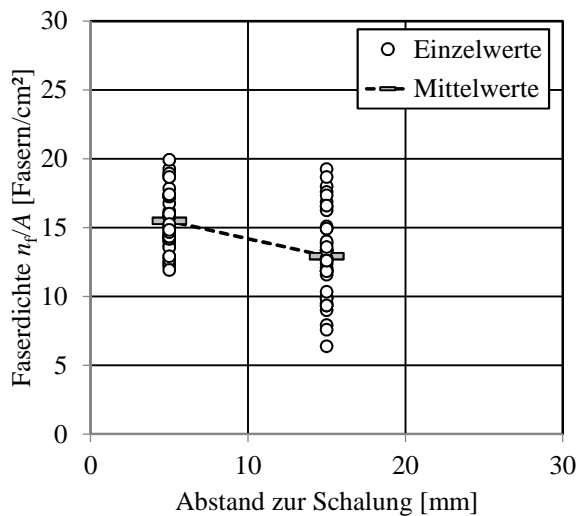


a) horizontale Schnittflächen

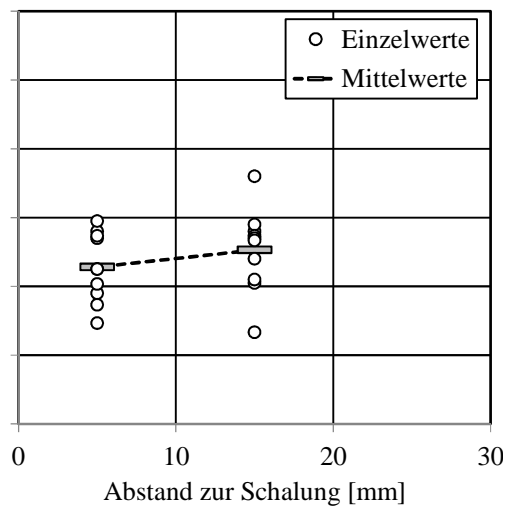


b) vertikale Schnittflächen

Bild 5-10 Auswertung der detektierten Faserdichte an 60 mm breiten Stegen



a) horizontale Schnittflächen



b) vertikale Schnittflächen

Bild 5-11 Auswertung der detektierten Faserdichte an 40 mm breiten Stegen

In Bild 5-12 sind die Ergebnisse der 10 mm breiten Streifen aus den Bildern 5-9 bis 5-11 zusammengefasst (Beispiel $b_w = 80$ mm: 4 Streifen je 10 mm = 1 Streifen zu 40 mm) und in Abhängigkeit der Stegbreite ausgewertet. Hier ist deutlich zu erkennen, dass lediglich bei $b_w = 80$ mm und vertikal entnommenen Prismen höhere Werte ermittelt wurden, ansonsten ist kein nennenswerter Einfluss der Stegbreite vorhanden. Es ist anzumerken, dass alle Prismen mit 80 mm Breite aus einem Träger entnommen wurden (T23).

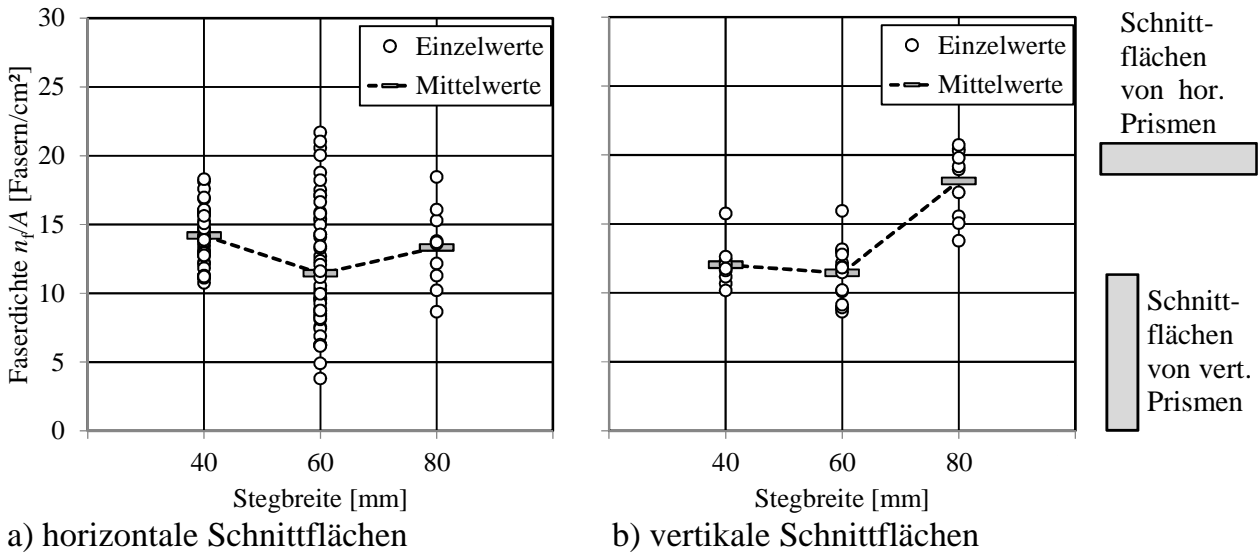


Bild 5-12 Auswertung der detektierten Faserdichte in Abhängigkeit der Stegbreite

Die Auswertung der Orientierungsbeiwerte η wurde analog durchgeführt. Die Auswertung der 10 mm breiten Streifen in Abhängigkeit vom Abstand zur Schalung sind in den Bildern 5-13 bis 5-15 und die Auswertung der Gesamtflächen in Abhängigkeit der Stegbreite in Bild 5-16 dargestellt. Während die Orientierungsbeiwerte der vertikalen Schnittflächen keine nennenswerte Abhängigkeit vom Schalungsabstand zeigten, steigen die Werte bei den horizontalen Schnittflächen an der Schalung an. Die Auswertung der Gesamtflächen in Bild 5-16 ergab wiederum keine nennenswerte Abhängigkeit von der Stegbreite. Die Orientierungsbeiwerte liegen sowohl bei den horizontalen als auch bei den vertikalen Schnittflächen etwa zwischen 0,5 und 0,55.

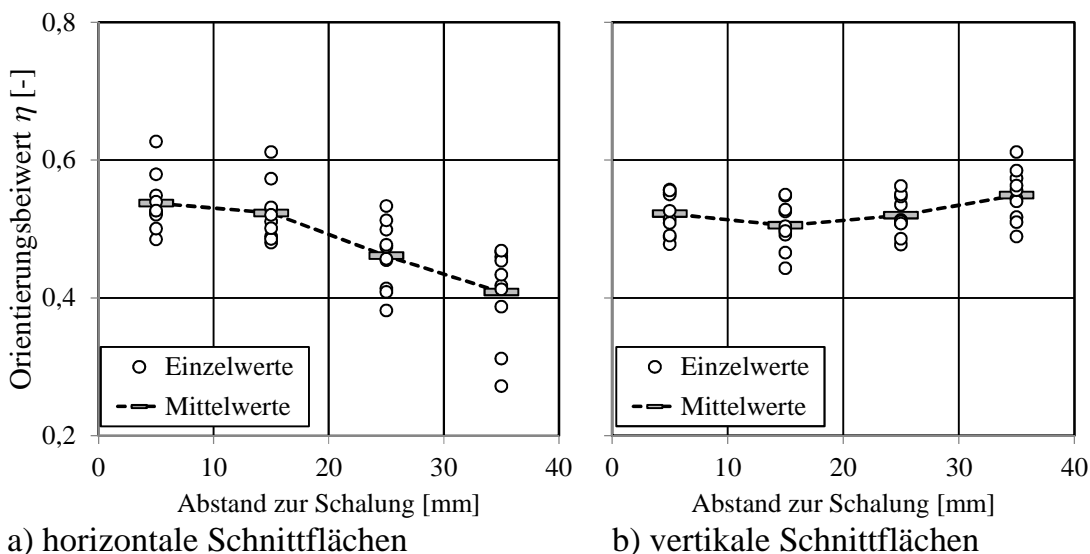
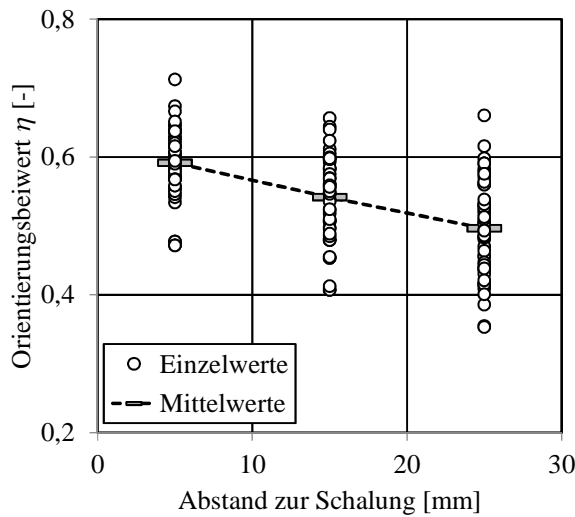
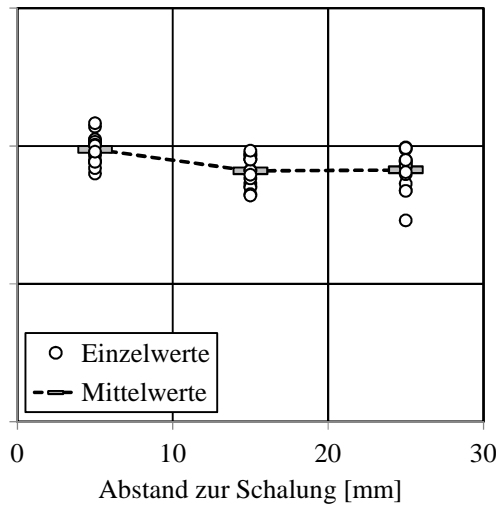


Bild 5-13 Auswertung der Orientierungsbeiwerte η an 80 mm breiten Stegen

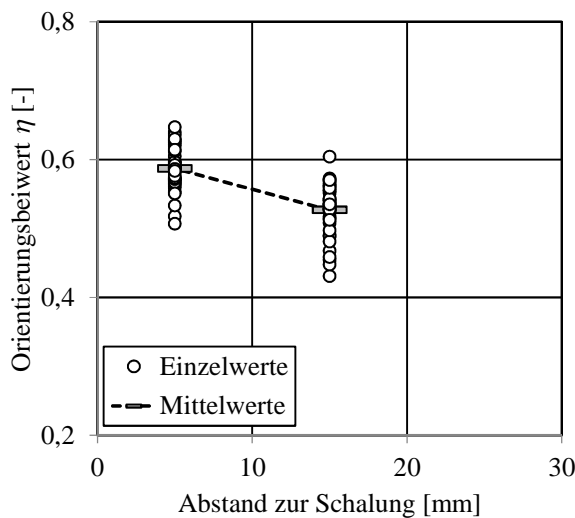


a) horizontale Schnittflächen

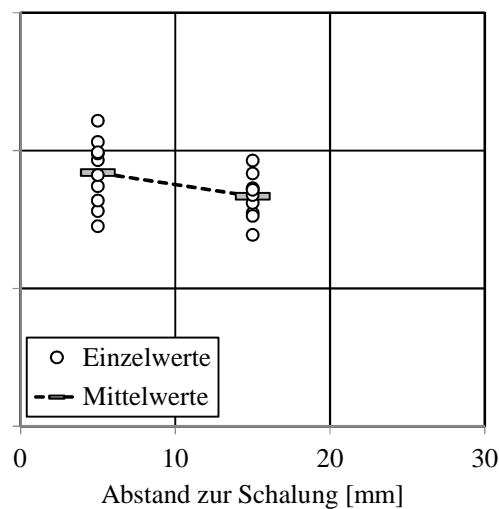


b) vertikale Schnittflächen

Bild 5-14 Auswertung der Orientierungsbeiwerte η an 60 mm breiten Stegen

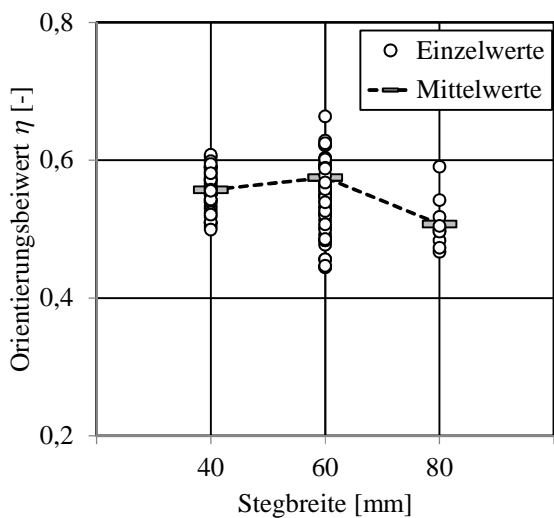


a) horizontale Schnittflächen

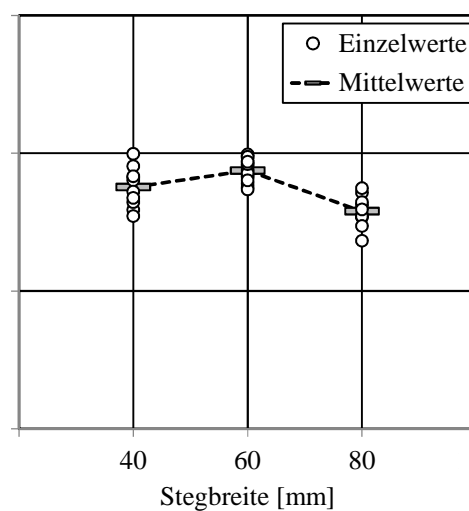


b) vertikale Schnittflächen

Bild 5-15 Auswertung der Orientierungsbeiwerte η an 40 mm breiten Stegen



a) horizontale Schnittflächen



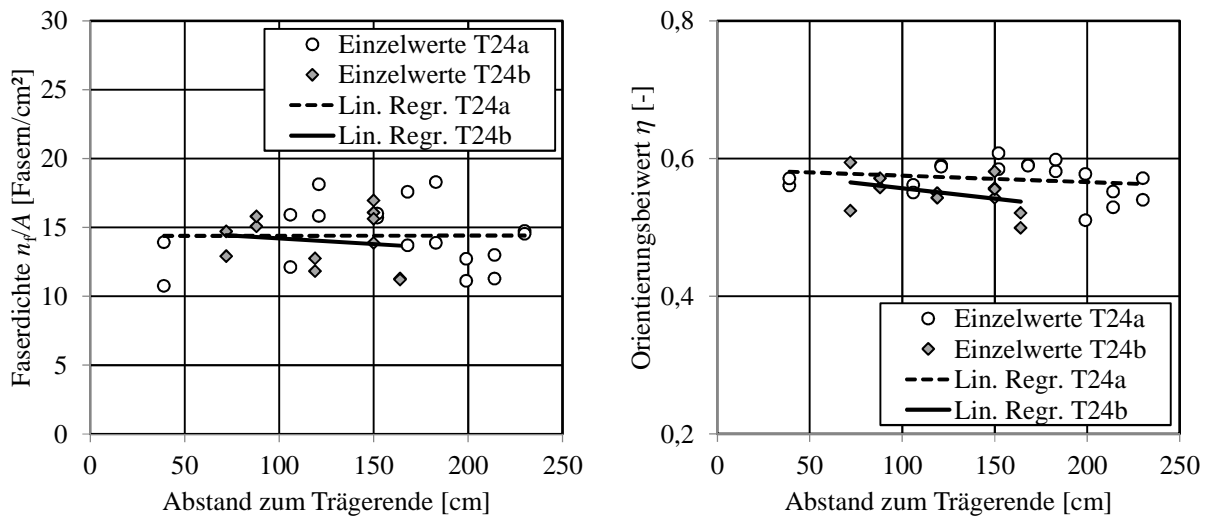
b) vertikale Schnittflächen

Bild 5-16 Auswertung der Orientierungsbeiwerte η in Abhängigkeit der Stegbreite

Fazit: Die geringfügig unterschiedlichen Orientierungsbeiwerte und Faserverteilungen zeigen keinen eindeutigen Trend, der auf einen signifikanten Maßstabseinfluss der Stegbreite deutet. Hieraus sollte allerdings keine allgemeingültige Aussage getroffen werden, da die Untersuchungen hier ausschließlich für die verwendeten Mikrostahtfasern in UHPC nach Kapitel 3.2.1.2 durchgeführt wurden.

5.3.2 Einfluss der Lage im Träger

Der Einfluss der Lage im Träger wurde an Träger T24 mit $b_w = 40$ mm an horizontalen Prismen jeweils an der oberen und unteren Schnittfläche untersucht. Die Prismen wurden entlang der Trägerlängsachse in Stegmitte entnommen (Bild 5-2). In gerissenen Bereichen wurden die Entnahmestellen ober- oder unterhalb der Risse gewählt. Die Faserdichte betrug auf beiden Trägerseiten etwa 14 Fasern/cm² und war nahezu trendfrei (Bild 5-17 a). Der Orientierungsbeiwert betrug etwa 0,5 bis 0,6, ebenfalls ohne dass eine nennenswerte Abhängigkeit zur Lage in Längsrichtung erkennbar war (Bild 5-17 b).



a) Faserdichte n_f/A

b) Orientierungsbeiwert η

Bild 5-17 Auswertung der Faserdichte und der Orientierungsbeiwerte in Abhängigkeit der Lage entlang in Trägerlängsrichtung

5.3.3 Schlussfolgerungen

Die Faserorientierung und -dichte wurde eindeutig durch die Schalung beeinflusst. Höchstwahrscheinlich sind während des Einfüllens des Frischbetons vorwiegend vertikale Fließbewegungen nahe der Stegchalung aufgetreten und haben so die Fasern verstärkt in vertikaler Richtung ausgerichtet. Die anschließenden horizontalen Fließbewegungen haben dann vorwiegend in Stegmitte stattgefunden, da mit zunehmendem Abstand zur Schalung der Widerstand gegen die Strömung abnimmt.

Die Auswertung über die gesamte Stegbreite zeigt hingegen keine nennenswerte Abhängigkeit von der Stegbreite. Da infolge Querkraftbeanspruchung in den Stegen der Träger keine Querbiegebeanspruchung auftritt, lediglich Scheibenschub, hatte die Verteilung und Orientierung der Fasern hierauf ebenfalls keinen nennenswerten Einfluss. Ein signifikanter Maßstabseinfluss der Stegbreite auf die Querkrafttragfähigkeit kann daher ausgeschlossen werden.

6 Ingenieurmodelle

6.1 Allgemeines

Aus den experimentellen Ergebnissen aus Kapitel 3 und den numerischen Untersuchungen aus Kapitel 4 werden in diesem Kapitel Berechnungsmodelle abgeleitet und nach statistischer Auswertung Bemessungsansätze vorgeschlagen. Für die Versuchsnachrechnungen müssen die Unterschiede der Festbetoneigenschaften berücksichtigt werden. Im Rahmen des Schwerpunktprogramms wurde allgemein festgelegt, dass die Druckfestigkeit an 100 mm Würfeln, die Biegezugfestigkeit an 40 x 40 x 160 mm Prismen und die Nachrissbiegezugfestigkeit an gekerbten Biegebalken nach Rilem bestimmt werden. Bei den eigenen Versuchen wurden ergänzend weitere Prüfkörperformate verwendet, um die von Normalbeton bekannten Umrechnungsfaktoren zu überprüfen und gegebenenfalls neu zu ermitteln. Zudem werden Korrelationen zwischen den verschiedenen Festbetoneigenschaften bestimmt und die zeitliche Entwicklung beschrieben. Die Festbetoneigenschaften werden anschließend in die Berechnungsmodelle zur Spannkrafteinleitung und zur Querkrafttragfähigkeit einbezogen.

6.2 Festbetoneigenschaften des verwendeten UHPC

Die im Rahmen der Versuche aus Kapitel 3 durchgeführten Materialprüfungen wurden systematisch ausgewertet (Bilder 6-1 und 6-2). Die Daten wurden bereits in [Ber12] ausgewertet und hier um im Anschluss durchgeführte Versuche ergänzt. Die Betondruckfestigkeit wurde an insgesamt 125 Prüfserien zu je drei Würfeln und die Biegezugfestigkeit an 107 Prüfserien zu je drei Prismen bestimmt. Die Biegezugfestigkeit unterlag dabei deutlich größeren Streuungen als die Druckfestigkeit, sodass die Druckfestigkeit die zuverlässigere Prüfgröße darstellt. Die Entwicklung der Zugfestigkeit verläuft allerdings ähnlich wie die der Verbundfestigkeit und ist daher zutreffender, um die Entwicklung der Verbundfestigkeit zu beschreiben. Beide entwickeln sich in den ersten Stunden bis Tagen schneller als die Druckfestigkeit und im weiteren Verlauf langsamer. Nach 3 Tagen erreicht die Druckfestigkeit etwa 60 % des 28-Tage-Wertes, die Zugfestigkeit etwa 80 % und der E-Modul über 80 %. Dies entspricht den Untersuchungsergebnissen in [Bor07] für UHPC mit Hochofenzementen (CEM III).

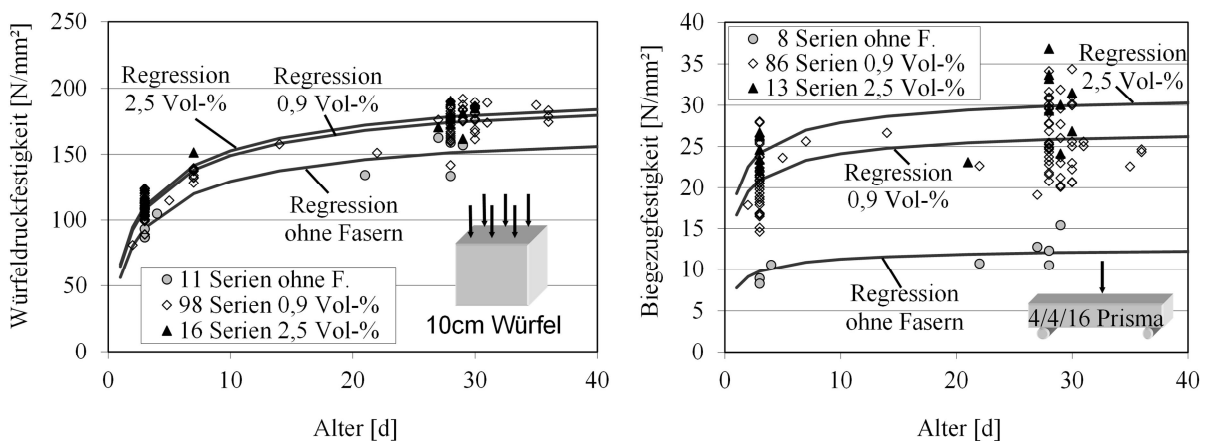


Bild 6-1 Auswertung der Druck- und Biegezugfestigkeitsentwicklung für unterschiedliche Fasergehalte

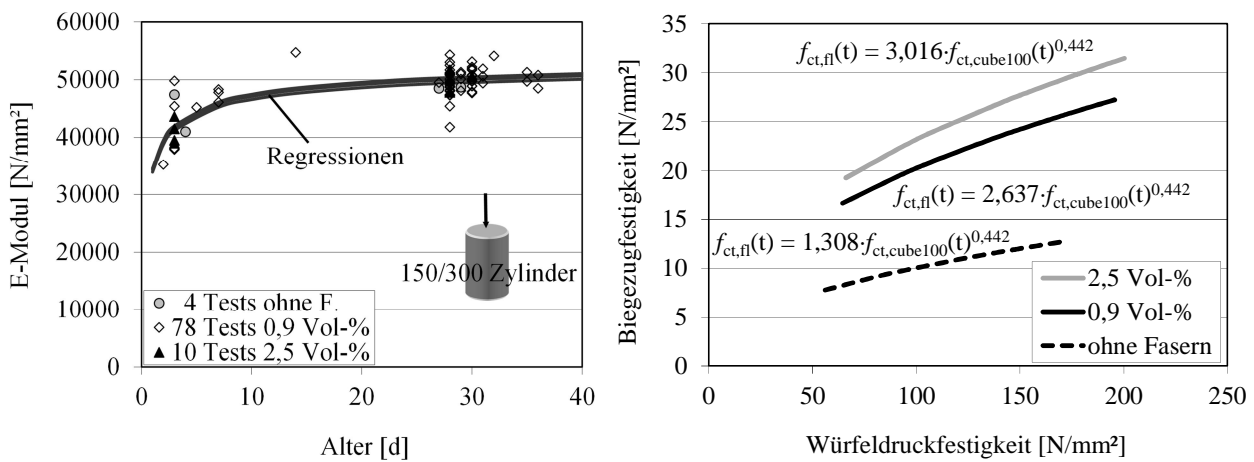


Bild 6-2 Vergleich der E-Moduln und zeitabhängige Korrelation zwischen der Biegezug- und Würfeldruckfestigkeit für unterschiedliche Fasergehalte

Um die weniger streuenden Ergebnisse der Würfeldruckfestigkeitsprüfung für die weitere Auswertung der Versuchsergebnisse verwenden zu können, wurden Regressionsanalysen durchgeführt. Nach Model Code 90 [MC90] wird die Entwicklung der Betondruckfestigkeit durch die Gleichungen (6.1) und (6.2) mit Bezug auf die 28-Tage-Festigkeit beschrieben. Das Betonalter t ist hierbei in [d] einzusetzen und der Koeffizient s variiert zwischen 0,2 (schnell erhärtender Zement) und 0,38 (langsam). Diese Werte des Koeffizienten s sind jedoch nicht auf die Zugfestigkeitsentwicklung bzw. den E-Modul anwendbar, daher können sich andere Werte ergeben. Der Beiwert s bestimmt die Fülligkeit der Exponentialfunktion, die durch den 28-Tage-Wert verläuft.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (6.1)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \frac{5,3}{t^{0,5}} \right] \right\} = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (6.2)$$

Wird dieser Ansatz für die Beschreibung der Druck- und Biegezugfestigkeitsentwicklung des hier verwendeten UHPC mit verschiedenen Fasergehalten angewendet, kann der 28-Tage-Wert und die Fülligkeit durch eine Regressionsanalyse bestimmt werden. Danach lässt sich die Druckfestigkeit nach Gleichung (6.3) und die Biegezugfestigkeit nach Gleichung (6.4) beschreiben.

$$f_{c,cube100}(t) = \exp \left\{ 0,232 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \cdot f_{c,cube100}(28d) \quad (6.3)$$

$$f_{ct,fl}(t) = \exp \left\{ 0,103 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \cdot f_{ct,fl}(28d) \quad (6.4)$$

Die anhand der Regressionsanalyse ermittelten 28-Tage-Werte sind in Tabelle 6-1 zusammengefasst. Hierbei wurde vorausgesetzt, dass die Festigkeitsentwicklung unabhängig vom Fasergehalt verläuft und somit der Koeffizient s bei unterschiedlichen Fasergehalten gleich ist. Danach ist die Entwicklung der Druckfestigkeit mit $s = 0,232$ im Bereich der Angaben nach [MC90] von schnell erhärtenden Betonen. Für die Beschreibung der Zugfestigkeit ist ein deutlich kleinerer Koeffizient $s = 0,103$

erforderlich. Die Regressionsverläufe in Bild 6-1 zeigen zudem die deutlichen Unterschiede der Biegezugfestigkeit bei unterschiedlichen Fasergehalten, wohingegen der Einfluss des Fasergehaltes auf die Druckfestigkeit weniger ausgeprägt ist. Da der Hoyer-Effekt [Hoy39] infolge Querdehnungsbehinderung entsteht, wurde zusätzlich die Entwicklung der Steifigkeit untersucht. Die Auswertung von 92 Prüfungen an Zylindern ergab eine ähnlich schnelle Entwicklung des E -Moduls wie bei der Zugfestigkeit (Bild 6-2 links). Die Regressionskurven lassen keine signifikante Abhängigkeit zum Fasergehalt erkennen und der 28-Tage- E -Modul beträgt 50.000 N/mm^2 . Gegenüber den Angaben in [Ber12] auf Basis einer kleineren Datenmenge ergeben sich in Tabelle 6-1 lediglich untergeordnete Anpassungen für s in der dritten und für die 28-Tage-Festigkeiten in der ersten Nachkommastelle.

Tabelle 6-1 Parameter der exponentiellen Regression zur Beschreibung der Festigkeitsentwicklung in Abhängigkeit des Fasergehaltes

UHPC	Druckfestigkeit		Biegezugfestigkeit		E -Modul	
	s	$f_{c,cube100}(28d)$	s	$f_{ct,fl}(28d)$	s	E -Modul (28d)
Fasergehalt	[-]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]
0 Vol-%	0,232	151,3	0,103	12,1	0,088	50367
0,9 Vol-%		174,2		25,9		49989
2,5 Vol-%		178,4		29,9		49408

In Bild 6-1 und Tabelle 6-1 ist deutlich zu erkennen, dass die Faserzugabe die Druckfestigkeit erheblich steigerte, allerdings keinen proportionalen Anstieg mit der Fasermenge festzustellen war. Im Gegensatz dazu zeigte die Zugfestigkeit eine deutliche Abhängigkeit von der Fasermenge. Dennoch betrug die Steigerung der Zugfestigkeit nur etwa 20 % bei einer Erhöhung des Fasergehaltes von 0,9 Vol-% (M1) auf 2,5 Vol-% (M0) um 275 %, da die unzureichende Verankerungslänge der 9 mm langen Fasern die Ausnutzung der Fasern stark herabsetzen [Leu07]. Bei einem Spannbetontträger (T10) wurde der Fasergehalt daher von 0,9 auf 1,5 Vol-% bei 17,5 mm Faserlänge gesteigert. Obwohl die Werte der Biegezugfestigkeit eine deutliche Erhöhung zeigten, war die Verarbeitbarkeit des Frischbetons bei der Herstellung des Trägers unzureichend. Die Erhöhung des Fasergehaltes wurde daher nicht weiter verfolgt.

Durch Freistellen der Zeitfunktion in den Gleichungen (6.3) und (6.4) erhält man die Gleichungen (6.5) und (6.6), sodass nach Gleichsetzen und Umwandeln eine zeitabhängige Funktion der Biegezugfestigkeit entsteht, die als Eingangsgröße die Würfeldruckfestigkeit zum Zeitpunkt t nutzt (Gleichung 6.9).

$$\ln\left(\frac{f_{c,cube100}(t)}{f_{c,cube100}(28d)}\right) = 0,232 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right] \quad (6.5)$$

$$\ln\left(\frac{f_{ct,fl}(t)}{f_{ct,fl}(28d)}\right) = 0,103 \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right] \quad (6.6)$$

$$(6.5) \text{ und } (6.6): 0,232 \cdot \ln\left(\frac{f_{ct,fl}(t)}{f_{ct,fl}(28d)}\right) = 0,103 \cdot \ln\left(\frac{f_{c,cube100}(t)}{f_{c,cube100}(28d)}\right) \quad (6.7)$$

$$\Leftrightarrow \left(\frac{f_{ct,fl}(t)}{f_{ct,fl}(28d)} \right) = \left(\frac{f_{c,cube100}(t)}{f_{c,cube100}(28d)} \right)^{\frac{0,103}{0,232}} \quad (6.8)$$

$$\Leftrightarrow f_{ct,fl}(t) = f_{ct,fl}(28d) \cdot \left(\frac{f_{c,cube100}(t)}{f_{c,cube100}(28d)} \right)^{\frac{0,103}{0,232}} \quad (6.9)$$

In Gleichung (6.10) sind die 28-Tage-Werte der Regressionsanalyse für den verwendeten UHPC mit 0,9 Vol-% und in Gleichung (6.11) mit 2,5 Vol-% eingesetzt. Die Funktionsverläufe sind in Bild 6-2 (rechts) dargestellt. Die Regressionsgleichungen in [Ber12] besitzen geringfügig unterschiedliche Vorfaktoren und Exponenten, die Kurvenverläufe sind allerdings nahezu identisch. Die hier durchgeführte Auswertung mit dem größeren Datensatz führt zu etwa 3 % höheren Biegezugfestigkeiten. Der Exponent in den Gleichungen (6.10) und (6.11) lässt vermuten, dass die Biegezugfestigkeit vereinfacht als Wurzelfunktion der Druckfestigkeit beschrieben werden kann. Dies setzt allerdings voraus, dass die konstanten Vorfaktoren durch eine Regressionsanalyse entsprechend angepasst werden (Gl. 6.12 und 6.13). Die 28-Tage Biegezugfestigkeiten sind nach vereinfachtem Ansatz um etwa 0,5 % größer, die 3-Tage Werte um etwa 3 % kleiner.

$$0,9 \text{ Vol-\%: } f_{ct,fl}(t) = 25,9 \cdot \left(\frac{f_{c,cube100}(t)}{174,2} \right)^{\frac{0,103}{0,232}} = 2,637 \cdot f_{c,cube100}(t)^{0,442} \quad (6.10)$$

$$2,5 \text{ Vol-\%: } f_{ct,fl}(t) = 29,9 \cdot \left(\frac{f_{c,cube100}(t)}{178,4} \right)^{\frac{0,103}{0,232}} = 3,016 \cdot f_{c,cube100}(t)^{0,442} \quad (6.11)$$

$$\text{vereinfacht } 0,9 \text{ Vol-\%: } f_{ct,fl}(t) = 1,96 \cdot f_{c,cube100}(t)^{0,5} \quad (6.12)$$

$$\text{vereinfacht } 2,5 \text{ Vol-\%: } f_{ct,fl}(t) = 2,24 \cdot f_{c,cube100}(t)^{0,5} \quad (6.13)$$

6.3 Zentrische Zugfestigkeit

In DIN 1045-1 [DIN08a] wird die mittlere Betonzugfestigkeit von hochfestem Beton nach Gleichung (6.14) in Abhängigkeit der Druckfestigkeit bestimmt.

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + f_{cm}/10) \quad (6.14)$$

Da zum Teil deutlich höhere Zugfestigkeiten bei UHPC erreicht wurden, wird im Sachstandsbericht UHFB (Ultra-hochfester Beton, UHPC) [DAfStb07] vorgeschlagen, die zentrische Zugfestigkeit nach Model Code [MC90] aus der Biegezugfestigkeit nach Gleichung (6.15) zu bestimmen.

$$f_{ct} = f_{ct,fl} \cdot \frac{2 \cdot \left(\frac{h}{h_0} \right)^{0,7}}{1 + 2 \cdot \left(\frac{h}{h_0} \right)^{0,7}} \quad (6.15)$$

mit $h_0 = 100 \text{ mm}$

Begleitend zu den eigenen Querkraftversuchen wurden keine zentrischen Zugversuche durchgeführt. Allerdings wurden an 64 der zur Faserorientierung entnommenen Proben nach der fotooptischen Untersuchung umlaufend 5 mm tiefe Kerben eingesägt und anschließend wurden an der Restquerschnittsfläche von etwa 20 cm² zentrische Zugversuche durchgeführt. Die Proben waren mehrere Monate alt und können daher keiner 28-Tage-Zugfestigkeit zugeordnet werden. In Tabelle 6-2 werden die experimentell ermittelten Zugfestigkeiten mit den rechnerischen Werten nach Gleichung (6.14) und (6.15) verglichen.

Tabelle 6-2 Ergebnisse der zentrischen Zugversuche an 64 prismatischen Proben

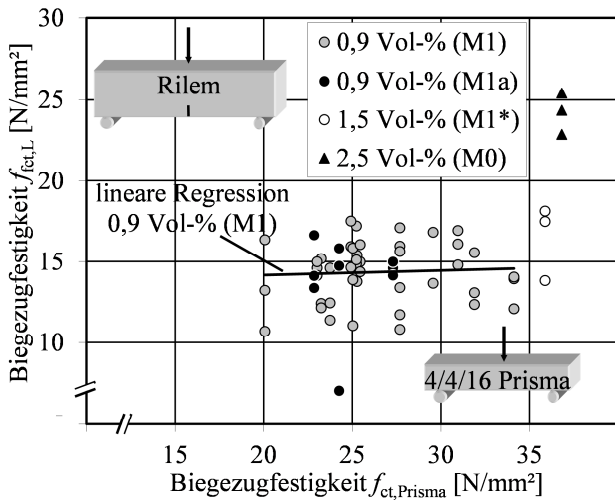
Träger	Fasergehalt	Anzahl n	$f_{ct,exp}$ ¹⁾	$f_{c,cube100}$ (28d)	$f_{ct,fl}$ (28d)	Gl. 6.14	Gl. 6.15
	[Vol-%]	[St.]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
T5	0,9 (M1)	18	6,72	177	20,1	6,21	10,3
T15		6	6,05	186	24,7	6,31	12,7
T18		12	6,42	185	34,1	6,30	17,5
T10	1,5 (M1*)	8	7,42	201	35,9	6,46	18,4
T3	2,5 (M0)	11	7,70	170	24,1	6,13	12,4
T12		9	7,49	181	30,0	6,25	15,4

¹⁾ Mittelwert der Serie mit der Probenanzahl n

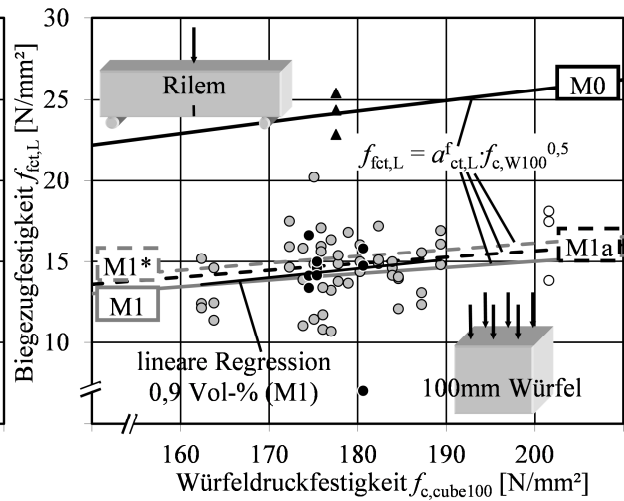
Während die Proben aus Träger T18 wenige Monate alt waren, war T3 einer der zuerst hergestellten Träger und die entnommenen Proben waren etwa vier Jahre alt. Eine signifikante Nacherhärtung hat offensichtlich nicht stattgefunden. 28-Tage-Werte können hieraus zwar nicht abgeleitet werden, jedoch zeigen die Vergleiche der experimentellen und berechneten Werte, dass Gleichung (6.15) hier nicht anwendbar ist. Gleichung (6.14) ist deutlich zutreffender, wenngleich die geringe Abhängigkeit vom Fasergehalt unberücksichtigt bleibt. Die Zugfestigkeiten der Proben mit höherem Fasergehalt sind etwa 10 bis 15 % höher. Dies kann durch eine Aktivierung der Fasern während der Mikrorissbildung vor der Makrorissbildung begründet werden.

6.4 Biegezugversuche nach Rilem [Rilem03b]

Die Nachrissbiegezugfestigkeiten wurden an gekerbten Balken in 59 Drei-Punkt-Biegeversuchen nach [Rilem03b] bestimmt, 47 Versuche mit 0,9 Vol-% (M1, $l_f/d_f = 17,5/0,15$), 9 Versuche mit 0,9 Vol-% (M1a, $l_f/d_f = 30/0,4$), 3 Versuche mit 1,5 Vol-% (M1*; erhöhter Fasergehalt, $l_f/d_f = 17,5/0,15$) und 3 Versuche mit 2,5 Vol-% (M0, $l_f/d_f = 9/0,15$). Der Versuchsaufbau ist in Bild 2-3 b) in Kapitel 2.3 dargestellt. Die Nachrissbiegezugfestigkeiten $f_{R,1}$ und $f_{R,4}$ wurden nach [Rilem03b] bei den Durchbiegungen $\delta_{R,1} = 0,46$ mm und $\delta_{R,4} = 3,0$ mm (zugehörige $CMOD_1 = 0,5$ mm und $CMOD_4 = 3,5$ mm) bestimmt. Zudem wurden die maximalen Biegezugspannungen $f_{ct,L}$ ermittelt. Die Last-Durchbiegungskurven aller Versuche sowie die Auswertung der Nachrissbiegezugfestigkeiten sind in Anlage E dargestellt. In den Bildern 6-3 bis 6-5 sind die maximalen Biegezugspannungen $f_{ct,L}$ und die Nachrissbiegezugfestigkeiten in Abhängigkeit der Biegezugfestigkeit $f_{ct,Prisma}$ der Prismen und der Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube100}$ ausgewertet.

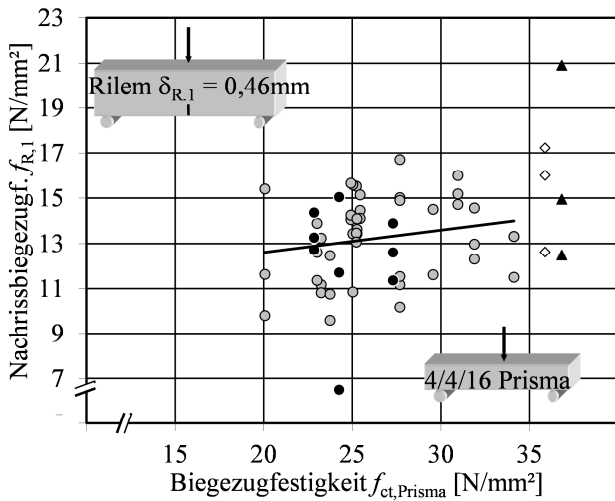


a) in Abhängigkeit von $f_{ct,Prisma}$

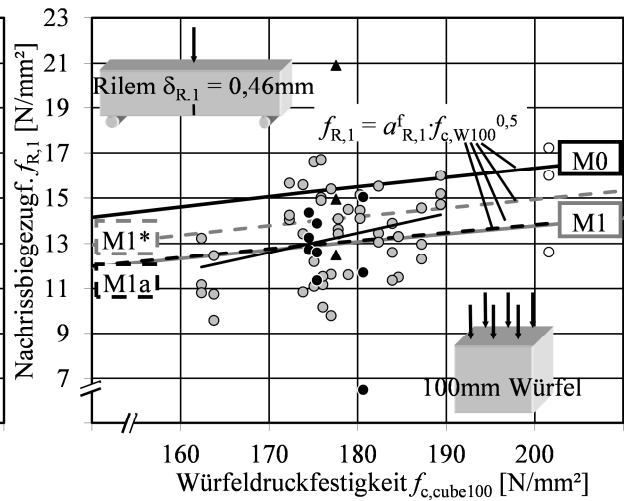


b) in Abhängigkeit von $f_{c,cube100}$

Bild 6-3 Biegezugspannungen $f_{ct,L}$ in Abhängigkeit der Festbetoneigenschaften

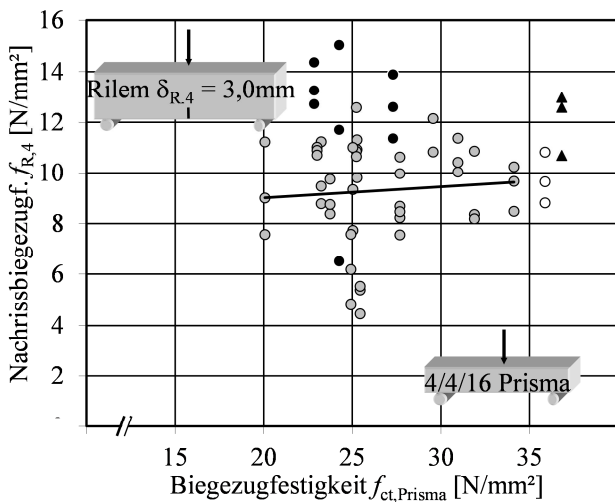


a) in Abhängigkeit von $f_{ct,Prisma}$ ¹⁾

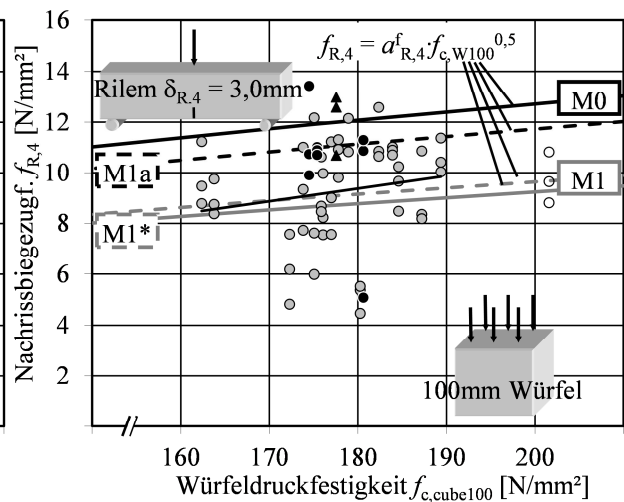


b) in Abhängigkeit von $f_{c,cube100}$

Bild 6-4 Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{R,1}$ in Abhängigkeit der Festbetoneigenschaften



a) in Abhängigkeit von $f_{ct,Prisma}$ ¹⁾



b) in Abhängigkeit von $f_{c,cube100}$

Bild 6-5 Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{R,4}$ in Abhängigkeit der Festbetoneigenschaften

¹⁾ Legende und Regression wie in Bild 6-3 a)

Die Auswertung in Bild 6-3 a) lässt auf keine Korrelation zwischen den Biegezugfestigkeiten der Prismen und der Biegezugfestigkeit der Rilem-Balken schließen. Die lineare Regressionsgerade verläuft nahezu horizontal. Zudem streuen beide Prüfgrößen bis zu etwa $\pm 30\%$ um den Mittelwert. Die Kombination aus großer Streubreite und geringer Variationsbreite der Zielwerte lässt daher keine trennscharfen Aussagen zu. Während der größere Fasergehalt von 2,5 Vol-% bei beiden Prüfmethode zu deutlich höheren Werten führte, blieben die Rilem-Werte mit 1,5 Vol-% im Streubereich der Werte mit 0,9 Vol-%. Die Querkraftversuche mit 1,5 Vol-% ergaben ebenfalls keine Traglaststeigerung (Kapitel 3.5.5.8). Die Biegezugfestigkeit der Prismen war hier hingegen deutlich größer.

Die deutlich weniger streuende Würfeldruckfestigkeit deutet hingegen in Bild 6-3 b) auf eine Korrelation zur Biegezugfestigkeit hin. Die lineare Regression dient hier lediglich zur Verdeutlichung, dass eine Korrelation vorhanden ist. Ein linearer Zusammenhang zwischen Betondruck- und -zugfestigkeit ist wie bei normalfesten Betonen nicht zu erwarten. Vielmehr wird hier vorgeschlagen, eine Wurzelfunktion der Würfeldruckfestigkeit (Gl. 6.16 bis 6.18) annähernd wie bei den Ergebnissen in Kapitel 6.2 zu verwenden. Im Gegensatz zu Kapitel 6.2 wurden hier ausschließlich 28-Tage-Werte betrachtet, sodass die Variationsbreite der Würfeldruckfestigkeiten im Bereich von etwa $f_{c,cube100} = 165 \text{ N/mm}^2$ bis 190 N/mm^2 verhältnismäßig gering ist und eine weitergehende Regressionsanalyse zur Bestimmung des Exponenten hier nicht zweckmäßig wäre.

$$f_{fct,L} = \alpha_{ct,L}^f \cdot f_{c,cube100}^{0,5} \quad (6.16)$$

$$f_{R,1} = \alpha_{R,1}^f \cdot f_{c,cube100}^{0,5} \quad (6.17)$$

$$f_{R,4} = \alpha_{R,4}^f \cdot f_{c,cube100}^{0,5} \quad (6.18)$$

Die Vorfaktoren $\alpha_{ct,L}^f$, $\alpha_{R,1}^f$ und $\alpha_{R,4}^f$ wurden hingegen durch Regressionsanalysen für jeden Fasergehalt und -typ bestimmt (Tabellen 6-3). Die Daten der Versuchsauswertung aus Anlage E wurden hierfür mit den Gleichungen (6.16) bis (6.18) nachgerechnet und statistisch überprüft (Tabellen 6-4 bis 6-7). Die Mittelwerte der Quotienten der experimentellen und rechnerischen Werte ergab dabei jeweils 1,0. Die Regressionskurven nach den Gleichungen (6.16) bis (6.18) mit den faserspezifischen Parametern aus Tabelle 6-3 sind zusätzlich in den Bildern 6-3 b), 6-4 b) und 6-5 b) dargestellt.

Tabelle 6-3 Parameter zur Bestimmung der Biegezug- und Nachrisszugfestigkeiten in Abhängigkeit des Fasergehaltes

UHPC	Stahlfasern	$\alpha_{ct,L}^f$	$\alpha_{R,1}^f$	$\alpha_{R,4}^f$
M1	0,9 Vol-% 17,5/0,15	1,06	0,98	0,65
M1*	1,5 Vol-% 17,5/0,15	1,14	1,06	0,68
M1a	0,9 Vol-% 30/0,4	1,11	0,98	0,83
M0	2,5 Vol-% 9/0,15	1,81	1,16	0,90

Tabelle 6-4 Daten der Regressionsanalyse, Nachrechnung und Überprüfung der Mittelwerte für M1

M1	rechnerische Werte			rechnerische Werte/experimentelle Werte								
	$f_{\text{fct,L}}$	$f_{\text{R,1}}$	$f_{\text{R,4}}$	$f_{\text{fct,L}}$			$f_{\text{R,1}}$			$f_{\text{R,4}}$		
				R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
T5	14,1	13,0	8,7	1,07	0,86	1,32	1,12	0,84	1,33	0,97	0,78	1,15
T8	14,1	12,9	8,7	1,23	0,70	0,95	1,16	0,78	1,06	1,45	0,71	1,14
T13	14,1	12,9	8,7	1,31	1,20	1,05	1,27	1,16	1,12	1,15	1,06	0,87
T16	14,6	13,4	9,0	0,86	0,99	0,91	0,84	0,91	0,88	0,79	0,90	0,86
T17	13,5	12,4	8,3	0,89	1,09	1,12	0,94	1,11	1,15	0,74	0,88	0,95
T18	14,4	13,3	8,9	1,19	1,04	1,03	1,15	1,00	1,00	1,05	0,92	0,87
T19	14,2	13,0	8,7	0,95	1,03	0,92	0,96	0,97	0,92	0,80	0,89	0,77
T20	13,6	12,5	8,4	0,93	1,20	1,09	1,00	1,30	1,16	0,86	1,00	0,96
T21	14,0	12,9	8,6	1,27	1,01	0,88	1,19	0,96	0,83	1,12	0,92	0,78
T22	14,5	13,4	9,0	1,11	1,18	0,93	1,03	1,08	0,92	1,07	1,10	0,82
T23	14,3	13,2	8,8	0,83	0,97	0,95	0,85	0,98	1,01	0,70	0,81	0,83
T24	14,2	13,1	8,8	-	1,04	0,85		1,12	0,90		0,81	0,72
T25	13,9	12,8	8,6	0,88	0,95	0,80	0,91	0,90	0,82	1,39	1,78	1,14
T27	14,3	13,1	8,8	0,95	0,99	0,89	0,91	0,93	0,87	1,64	1,97	1,59
T28	14,1	12,9	8,7	0,88	0,82	0,90	0,86	0,77	0,87	1,00	1,03	0,82
T30	14,4	13,2	8,9	0,99	1,02	0,96	0,95	1,16	1,05	0,81	0,81	0,83
Mittelwerte:				1,000			1,000			1,000		

Tabelle 6-5 Daten der Regressionsanalyse, Nachrechnung und Überprüfung der Mittelwerte für M1*

M1*	rechnerische Werte			rechnerische Werte/experimentelle Werte								
	$f_{\text{fct,L}}$	$f_{\text{R,1}}$	$f_{\text{R,4}}$	$f_{\text{fct,L}}$			$f_{\text{R,1}}$			$f_{\text{R,4}}$		
				R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
T10	16,2	15,0	10,3	1,17	0,93	0,9	1,19	0,87	0,94	1,10	1,00	0,89
Mittelwerte:				1,000			1,000			1,000		

Tabelle 6-6 Daten der Regressionsanalyse, Nachrechnung und Überprüfung der Mittelwerte für M1a

M1a	rechnerische Werte			rechnerische Werte/experimentelle Werte								
	$f_{\text{fct,L}}$	$f_{\text{R,1}}$	$f_{\text{R,4}}$	$f_{\text{fct,L}}$			$f_{\text{R,1}}$			$f_{\text{R,4}}$		
				R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
T29 ¹⁾	14,9	13,2	11,2	-	0,94	1,01	-	0,88	1,12	-	1,03	0,99
T31	14,7	12,9	11,0	1,04	1,10	0,88	0,98	1,02	0,90	1,02	1,11	0,82
Probe	14,7	13,0	11,0	1,01	1,04	0,98	0,93	1,14	1,03	1,00	1,01	1,03
Mittelwerte:				1,000			1,000			1,000		

¹⁾ T29-R1 wurde bei der Auswertung nicht einbezogen (Ausreißer)

Tabelle 6-7 Daten der Regressionsanalyse, Nachrechnung und Überprüfung der Mittelwerte für M0

M0	rechnerische Werte			rechnerische Werte/experimentelle Werte								
	$f_{\text{ct,L}}$	$f_{\text{R,1}}$	$f_{\text{R,4}}$	$f_{\text{ct,L}}$			$f_{\text{R,1}}$			$f_{\text{R,4}}$		
				R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
T26	24,2	15,4	12,0	0,99	1,06	0,95	1,23	1,03	0,74	0,95	1,12	0,92
Mittelwerte:				1,000			1,000			1,000		

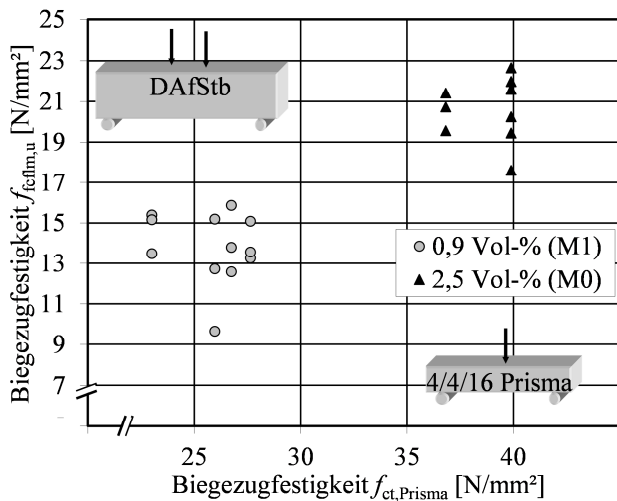
Die Gleichungen (6.16) bis (6.18) werden verwendet, um die Streuungen der Biegezugversuche bei der Nachrechnung der Querkraftversuche auf die Streubreite der Würfelprüfungen zu verringern. Die Streuungen der nach Rilem ermittelten Biegezugfestigkeiten und der Nachrissbiegezugfestigkeiten können mehrere Gründe haben, die nicht die Verhältnisse im Bauteil wiedergeben, zumal es sich hier bei gleichen Faserzugaben grundsätzlich um den gleichen Beton (mit geringen Festigkeitsunterschieden) handelt:

- Streuung der Betonzugfestigkeit,
- unterschiedliche Faserdichte im Prüfkörper und im Bauteil,
- unterschiedliche Faserverteilung und
- unterschiedliches Verformungsverhalten der 3-Punkt-Biege-Versuche (beeinflusst die Auswertung bei $\delta_{\text{R,i}} = 0,46$ und $3,0$ mm).

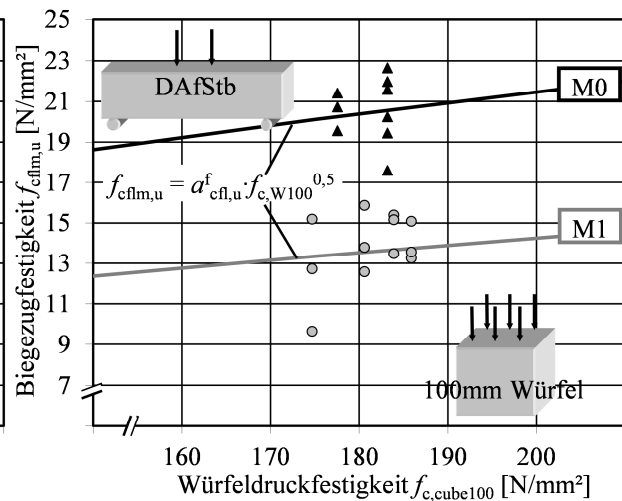
Die Versuche mit 0,9 Vol-% Krampe Harex Fasern (M1a, $l_f/d_f = 30/0,4$) erreichten sowohl bei den maximalen Biegezugfestigkeiten $f_{\text{ct,L}}$ als auch bei kleinen Verformungswerten $f_{\text{R,1}}$ bzw. kleineren Rissbreiten die Werte der Mikrofasern (M1, $l_f/d_f = 17,5/0,15$) bei gleichem Fasergehalt (Bilder 6-3 und 6-4). In Bild 6-5 hingegen ist wie bei den Querkraftversuchen in Kapitel 3.5.5.15 das bessere Nachrissverhalten an den größeren Nachrissbiegezugfestigkeiten bei größeren Verformungen zu erkennen.

6.5 Biegezugversuche nach DAfStb-Richtlinie [DAfStb10]

Die Nachrissbiegezugfestigkeiten wurden auch an Balken in 20 Vier-Punkt-Biegeversuchen nach [DAfStb10] bestimmt, 11 Versuche mit 0,9 Vol-% (M1, $l_f/d_f = 17,5/0,15$) und 9 Versuche mit 2,5 Vol-% (M0, $l_f/d_f = 9/0,15$). Der Versuchsaufbau ist in Bild 2-3 a) in Kapitel 2.3 dargestellt. Die Nachrissbiegezugfestigkeiten $f_{\text{cfm,L1}}$ und $f_{\text{cfm,L2}}$ wurden nach [DAfStb10] bei den Durchbiegungen $\delta_{\text{L1}} = 0,5$ mm und $\delta_{\text{L2}} = 3,5$ mm bestimmt. Zudem wurden die maximalen Biegezugspannungen $f_{\text{cfm,u}}$ ermittelt. Die Last-Durchbiegungs-Kurven aller Versuche sowie die Auswertung der Nachrissbiegezugfestigkeiten sind in Anlage E dargestellt. In den Bildern 6-6 bis 6-8 sind die maximalen Biegezugspannungen $f_{\text{cfm,u}}$ und die Nachrissbiegezugfestigkeiten in Abhängigkeit der Biegezugfestigkeit $f_{\text{ct,Prisma}}$ der Prismen und der Würfeldruckfestigkeit $f_{\text{c,cube100}}$ ausgewertet.

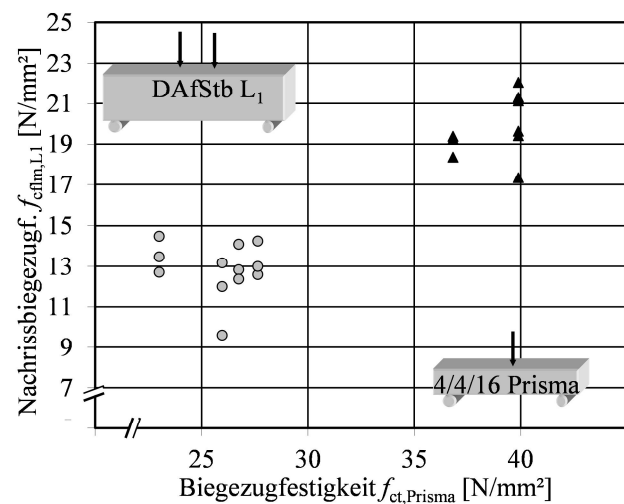


a) in Abhängigkeit von $f_{ct,Prisma}$

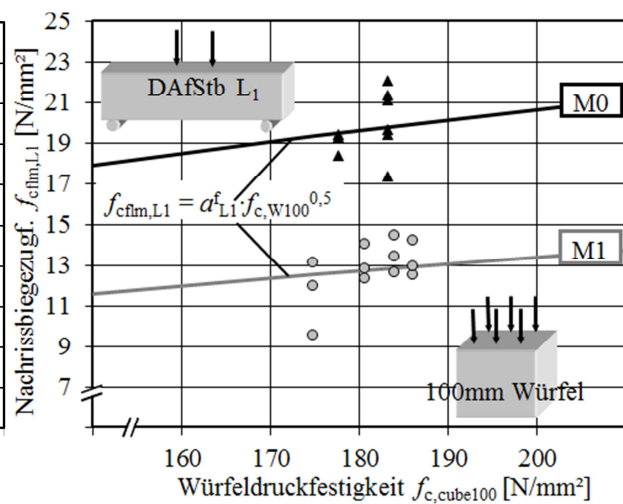


b) in Abhängigkeit von $f_{c,cube100}$ ¹⁾

Bild 6-6 Biegezugspannungen $f_{cflm,u}$ in Abhängigkeit der Festbetoneigenschaften

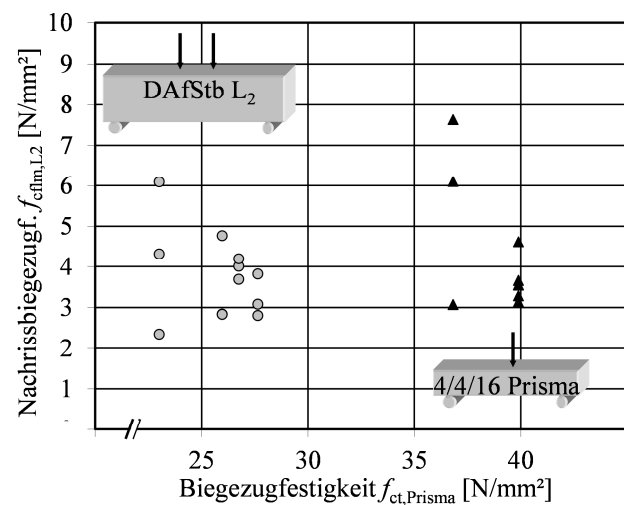


a) in Abhängigkeit von $f_{ct,Prisma}$ ¹⁾

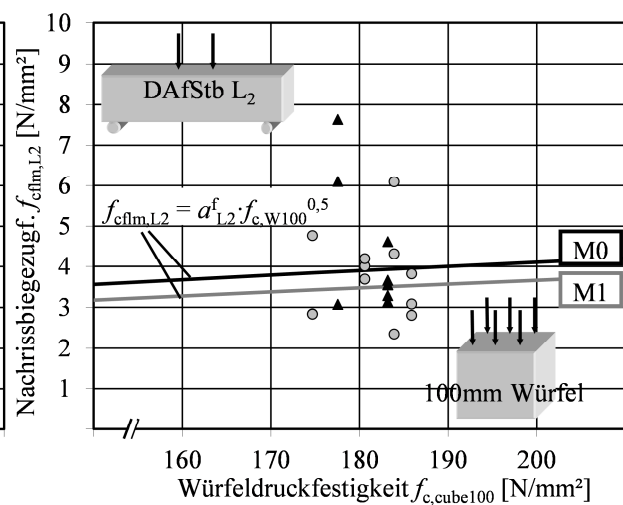


b) in Abhängigkeit von $f_{c,cube100}$ ¹⁾

Bild 6-7 Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{cflm,L1}$ in Abhängigkeit der Festbetoneigenschaften



a) in Abhängigkeit von $f_{ct,Prisma}$ ¹⁾



b) in Abhängigkeit von $f_{c,cube100}$ ¹⁾

Bild 6-8 Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{cflm,L2}$ in Abhängigkeit der Festbetoneigenschaften

¹⁾ Legende wie in Bild 6-6 a)

Der Einfluss des Fasergehaltes auf die Biegezugfestigkeiten der Prismen und der DAfStb-Balken in Bild 6-6 a) war deutlich ausgeprägter als bei der Auswertung nach Rilem (Bild 6-3 a). Die Regressionsanalysen wurden wiederum für die Korrelation zwischen Würfeldruckfestigkeit und den Ergebnissen der Vier-Punkt-Biegeversuche durchgeführt. Insbesondere die maximale Biegezugfestigkeit $f_{cflm,u}$ und die Nachrissbiegezugfestigkeit bei kleinen Verformungen $f_{cflm,L1}$ waren bei 2,5 Vol-% Fasern deutlich größer. Erst bei großen Verformungen bzw. Rissbreiten näherten sich die Nachrissbiegezugfestigkeiten $f_{cflm,L2}$ für beide Fasergehalte an. Hierbei nahmen die Streuungen zu.

Analog zu Kapitel 6.3 wird ein Wurzelansatz nach Gleichungen (6.19) bis (6.21) vorgeschlagen und die Vorfaktoren durch Regressionsanalyse bestimmt (Tabellen 6-8). Danach erfolgte wiederum eine statistische Überprüfung der Daten aus Anlage E (Tabellen 6-9 und 6-10). Die Mittelwerte betragen jeweils 1,000.

$$f_{cflm,u} = \alpha_{cflm,u}^f \cdot f_{c,cube100}^{0,5} \quad (6.19)$$

$$f_{cflm,L1} = \alpha_{cflm,L1}^f \cdot f_{c,cube100}^{0,5} \quad (6.20)$$

$$f_{cflm,L2} = \alpha_{cflm,L2}^f \cdot f_{c,cube100}^{0,5} \quad (6.21)$$

Tabelle 6-8 Parameter zur Bestimmung der Biegezug- und Nachrissbiegezugfestigkeiten in Abhängigkeit des Fasergehaltes

UHPC	Stahlfasern	$\alpha_{cflm,u}^f$	$\alpha_{cflm,L1}^f$	$\alpha_{cflm,L2}^f$
M1	0,9 Vol-% 17,5/0,15	1,01	0,95	0,26
M0	2,5 Vol-% 9/0,15	1,52	1,46	0,29

Tabelle 6-9 Daten der Regressionsanalyse, Nachrechnung und Überprüfung der Mittelwerte für M1

M1	rechnerische Werte			rechnerische Werte/experimentelle Werte								
	$f_{cflm,u}$	$f_{cflm,L1}$	$f_{cflm,L2}$	$f_{cflm,u}$			$f_{cflm,L1}$			$f_{cflm,L2}$		
				DA1	DA2	DA3	DA1	DA2	DA3	DA1	DA2	DA3
JG1	13,6	12,7	3,4	0,98	1,08	0,86	0,99	1,03	0,90	0,87	0,83	0,95
JG2	13,4	12,5	3,4	1,05	0,88	1,38	1,04	0,95	1,30	1,21	0,72	1,21
JG3	13,8	12,9	3,5	1,04	0,91	1,02	1,03	0,91	0,99	1,15	1,26	0,93
T30	13,7	12,9	3,5	0,89	0,90	1,02	0,95	0,89	1,01	0,58	1,50	0,81
Mittelwerte:				1,000			1,000			1,000		

Tabelle 6-10 Daten der Regressionsanalyse, Nachrechnung und Überprüfung der Mittelwerte für M0

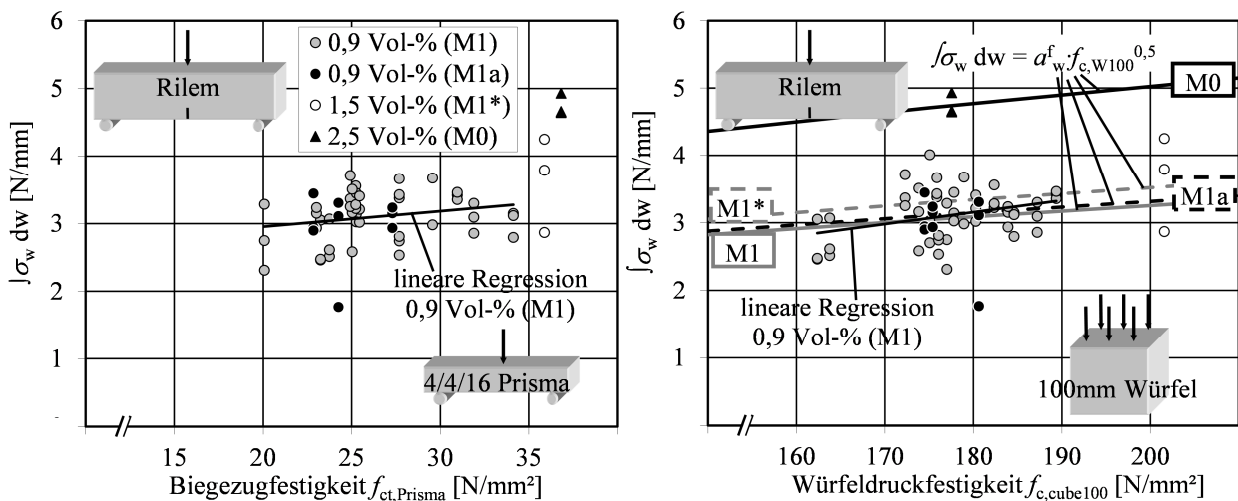
M0	rechnerische Werte			rechnerische Werte/experimentelle Werte								
	$f_{cflm,u}$	$f_{cflm,L1}$	$f_{cflm,L2}$	$f_{cflm,u}$			$f_{cflm,L1}$			$f_{cflm,L2}$		
				DA1/4	DA2/5	DA3/6	DA1/4	DA2/5	DA3/6	DA1/4	DA2/5	DA3/6
ZP1	20,6	19,8	3,9	0,91	0,94	1,17	0,90	0,93	1,14	1,08	0,85	1,11
				1,06	0,95	1,02	1,02	0,94	1,01	1,25	1,11	1,20
T26	20,3	19,5	3,9	0,98	0,95	1,04	1,06	1,00	1,01	0,51	0,63	1,26
Mittelwerte:				1,000			1,000			1,000		

6.6 Residuale Zugfestigkeit nach AGFC [AGFC02]

Im Rahmen der eigenen Untersuchungen wurden keine Biegezugversuche nach AGFC durchgeführt. Hiernach sind 3-Punkt-Biegeversuche an ungekerbten Balken mit den Abmessungen 7 x 7 x 28 cm für die 9 mm langen Fasern, 10 x 10 x 40 cm für die 17,5 mm langen Fasern und 15 x 15 x 60 für die 30 mm langen Fasern erforderlich. Um den Querkraftbemessungsansatz nach AGFC auf die eigenen Versuche anwenden zu können, wurden die Rilem-Versuche nach AGFC ausgewertet. Die Versuche nach AGFC sind grundsätzlich an [Rilem03c] angelehnt. Zudem ist nach [AGFC02] eine Umrechnung der Biegezugspannungen in eine zentrische Zugfestigkeit nach Gleichung (6.22) in Abhängigkeit der Balkenhöhe möglich, die aus [MC90] übernommen wurde.

$$R_t = R_{fl} \cdot \frac{2,0 \cdot \left(\frac{h}{h_0}\right)^{0,7}}{1 + 2,0 \cdot \left(\frac{h}{h_0}\right)^{0,7}} \text{ mit } h_0 = 100 \text{ mm} \quad (6.22)$$

Das Integral unterhalb der Spannungs-Rissbreiten-Kurven der Rilem-Versuche wurde bis zu einer Rissbreite $w_{lim} = 0,3$ mm ausgewertet (Gl. 6.23). Die Einzelwerte sind in Abhängigkeit der Prismenbiegezug- und Würfeldruckfestigkeit in Bild 6-9 dargestellt.



a) in Abhängigkeit von $f_{ct,Prisma}$

b) in Abhängigkeit von $f_{c,cube100}$

Bild 6-9 Auswertung des Integrals $\int \sigma_w dw$ bis $w_{lim} = 0,3$ mm in Abhängigkeit der Festbetoneigenschaften

Analog zur Vorgehensweise bei den Kapiteln 6.4 und 6.5 wurden Regressionsanalysen zur Bestimmung der Koeffizienten des Wurzelansatzes durchgeführt (Gl. 6.23). Die Koeffizienten wurden in Abhängigkeit der Faserzugaben bestimmt (Tabelle 6-11). Die rechnerischen Werte und die Verhältniswerte der experimentellen und rechnerischen Ergebnisse sind in den Tabellen 6-12 bis 6-14 aufgelistet. Die Mittelwerte sind wiederum jeweils 1,000. Die Regressionskurven sind in Bild 6-9 b) dargestellt.

$$\int \sigma_w dw = \alpha_w^f \cdot f_{c,cube100}^{0,5} \quad (6.23)$$

Tabelle 6-11 Parameter zur Bestimmung von $\int \sigma_w dw$ in Abhängigkeit des Fasergehaltes und des Fasertyps

UHPC	Stahlfasern	α_w^f
M1	0,9 Vol-% 17,5/0,15	0,230
M1*	1,5 Vol-% 17,5/0,15	0,249
M1a	0,9 Vol-% 30/0,4	0,235
M0	2,5 Vol-% 9/0,15	0,356

Tabelle 6-12 Daten der Regressionsanalysen für $\int \sigma_w dw$, Nachrechnung und Überprüfung der Mittelwerte und residuale Zugfestigkeiten für M1

M1	rechnerische Werte	Experimentelle Werte			rechnerische Werte/ experimentelle Werte		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3
T5	3,06	2,75	3,28	2,31	1,12	0,93	1,33
T8	3,05	2,70	4,01	3,02	1,13	0,76	1,01
T13	3,06	2,53	2,74	2,81	1,21	1,12	1,09
T16	3,17	3,42	3,35	3,46	0,93	0,94	0,92
T17	2,93	3,05	2,46	2,47	0,96	1,19	1,19
T18	3,13	2,79	3,15	3,12	1,12	0,99	1,00
T19	3,07	3,14	3,02	3,45	0,98	1,02	0,89
T20	2,95	3,07	2,51	2,61	0,96	1,17	1,13
T21	3,04	2,58	3,16	3,51	1,18	0,96	0,87
T22	3,15	3,09	2,85	3,30	1,02	1,10	0,95
T23	3,11	3,56	3,22	3,28	0,87	0,97	0,95
T24	3,08		2,98	3,67		1,03	0,84
T25	3,02	3,37	3,25	3,71	0,90	0,93	0,81
T27	3,09	3,21	3,02	3,41	0,96	1,02	0,91
T28	3,05	3,38	3,67	3,43	0,90	0,83	0,89
T30	3,12	3,15	2,93	3,24	0,99	1,06	0,96
Mittelwert:					1,000		

Tabelle 6-13 Daten der Regressionsanalysen für $\int \sigma_w dw$, Nachrechnung und Überprüfung der Mittelwerte für M1a

M1a	rechnerische Werte	Experimentelle Werte			rechnerische Werte/ experimentelle Werte		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3
T29 ¹⁾	3,15	-	3,30	3,11	-	0,95	1,01
T31	3,10	2,94	2,90	3,44	1,05	1,07	0,90
Probe	3,11	3,15	2,93	3,24	0,99	1,06	0,96
Mittelwert:					1,000		

¹⁾ T29-R1 wurde bei der Auswertung nicht einbezogen (Ausreißer)

Tabelle 6-14 Daten der Regressionsanalysen für $\int \sigma_w dw$, Nachrechnung und Überprüfung der Mittelwerte für M0

M0	rechnerische Werte	Experimentelle Werte			rechnerische Werte/ experimentelle Werte		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3
T26	4,74	4,64	4,66	4,93	1,02	1,02	0,96
Mittelwert:					1,000		

Für die Überprüfung des Querkraftbemessungsansatzes in Kapitel 6.8.3.3 werden die residualen Zugfestigkeiten σ_p nach Gleichung (6.24) mit Gleichung (6.22) umgerechnet. Der Beiwert K berücksichtigt unterschiedliche Faserverteilungen und -orientierungen sowie das unterschiedliche Verhalten zwischen Prüfkörper und Bauteil. Für lokale Nachweise ist der Beiwert $K = 1,75$ und für globale Nachweise $K = 1,25$ zu wählen. Die Empfehlungen resultieren aus den maximalen Abweichungen von Prüfserien, die der [AGFC02] zu Grunde gelegt wurden und sind daher sicherheitsbehafte. Für die Versuchsnachrechnung wird $K = 1,0$ verwendet. Es sei allerdings darauf hingewiesen, dass Streuungen innerhalb des Bauteils mit $K = 1,25$ erfasst werden. Genauere Angaben zur Bestimmung von K liegen nicht vor, da eine Kalibrierung im Einzelfall empfohlen wird. Die rechnerischen residualen Zugfestigkeiten σ_p und $\sigma_{p,mod}$ sind in Tabelle 6-15 exemplarisch für $f_{c,cube100} = 175 \text{ N/mm}^2$ angegeben.

$$\sigma_p = \frac{1}{K} \cdot \frac{1}{w_{lim}} \cdot \int_0^{w_{lim}} \sigma(w) \cdot dw \quad (6.24)$$

$$\text{mit } w_{lim} = \max\{w_u; 0,3mm\}$$

$$w_u = l_c \cdot \varepsilon_u$$

$$l_c = 2/3 \cdot h$$

Tabelle 6-15 Residuale Zugfestigkeiten in Abhängigkeit des Fasergehaltes exemplarisch für $f_{c,cube100} = 175 \text{ N/mm}^2$, $K = 1,0$ und $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

UHPC	Stahlfasern	$\int \sigma_w dw$	σ_p	$\sigma_{p,mod}^{1)}$
M1	0,9 Vol-% 17,5/0,15	3,05	8,12	5,69
M1*	1,5 Vol-% 17,5/0,15	3,30	8,79	6,16
M1a	0,9 Vol-% 30/0,4	3,10	8,28	5,80
M0	2,5 Vol-% 9/0,15	4,71	12,6	8,79

¹⁾ $\sigma_{p,mod}$: mit Gleichung (6.22) umgerechnet

6.7 Verbund

6.7.1 Allgemeines

Im Vergleich zu normalfesten (NSC) und hochfesten Betonen (HSC) bei gleicher Betondeckung ergeben sich für Litzen in UHPC deutlich kürzere Übertragungslängen. Bild 6-10 stellt drei Verläufe der Betonstauchungen für unterschiedliche Betonfestigkeiten bei Versuchskörpern ohne Sprengrisse gegenüber. Die Übertragungslänge in UHPC betrug in den eigenen Versuchen zwischen 20 und 24 cm (Kap. 3.4.4 und 3.5.3), während bei einem hochfesten Beton etwa 38 cm und bei normalfestem Beton nahezu 60 cm erforderlich waren [Nit01]. Bei einer bezogenen Betondeckung von $c/d_p = 2,5$ wurde die Betondruckfestigkeit des UHPC etwa zu 50 % ($\sigma_c = 0,3 f_{ck}$) bei einer Begrenzung auf $0,6 f_{ck}$ ausgenutzt.

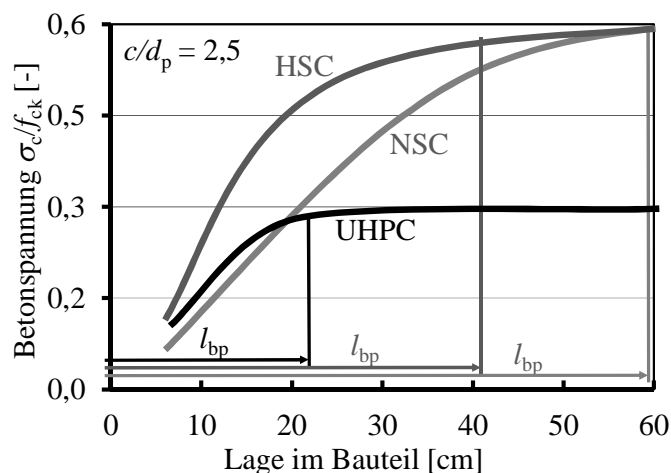


Bild 6-10 Einfluss der Betonfestigkeit auf die Übertragungslänge

Das Tragverhalten von Litzen in UHPC entspricht grundsätzlich dem von Litzen in NSC und HSC. Das Nachweismodell bzw. der Bemessungsvorschlag beinhaltet daher weiterhin zwei Kriterien:

- Die Mindestbetondeckung zur Vermeidung von Sprengissen
- und die Berechnung der Übertragungslänge sowie der Verankerungslänge.

Die Verankerungslänge wurde hier allerdings nicht untersucht und wird auch nicht weiter betrachtet. Zur Untersuchung des Verankerungsverhaltens sind Pull-out-Versuche mit positiver Spannungsänderung im Spannstahl zu ergänzen, um den Einfluss des negativen Hoyer-Effektes zu quantifizieren.

In [Nit01] wurde für Litzen in hochfestem Beton eine Spannungs-Schlupf-Beziehung entsprechend den in Kapitel 2.4.2 beschriebenen Traganteilen empirisch abgeleitet (Gleichung 6.25).

$$\tau = \left(\begin{array}{cc} \text{Grundanteil} & \text{spannungsabhängig} & \text{schlupfabhängig} \\ (0,039 & -0,7 \cdot 10^{-4} \cdot \Delta\sigma_P & +0,0034 \cdot f_c^{0,7} \cdot s(x)^{0,08}) \end{array} \right) \cdot f_c \quad (6.25)$$

Gleichung (6.25) nutzt die Betondruckfestigkeit f_c als Eingangsgröße für die Bestimmung der Verbundfestigkeit. Zwischen Betondruckfestigkeit und Verbundfestigkeit besteht allerdings keine lineare Abhängigkeit. Zuerst entwickelt sich die Verbundfestigkeit schneller und mit zunehmendem Alter nimmt die Verbundfestigkeit langsamer zu als die Betondruckfestigkeit. Dieser Zusammenhang ist für Normalbetone bereits bekannt [Rsy02]. Wie die Pull-out-Versuche PO19-21 gezeigt haben, entwickelt sich die Verbundfestigkeit auch für Litzen in UHPC zu Anfang ebenfalls schneller als die Druckfestigkeit (Kap. 3.3.6). Um die Verbundfestigkeit von Litzen in UHPC zu verschiedenen Zeitpunkten zu erfassen, erscheint daher Gleichung (6.25) ohne Modifikation ungeeignet. Zudem sollte der Einfluss der Betondeckung berücksichtigt werden.

6.7.2 Mindestbetondeckung

Nach DAfStb-Heft 525 [DAfStb03a] ist für Bauteile aus normalfesten (NSC) und hochfesten Betonen (HSC) eine Mindestbetondeckung $c/d_p = 2,5$ erforderlich, um eine unkontrollierte Verlängerung der Übertragungslänge infolge Sprengrisen zu vermeiden, da eine Rissbildung den Hoyer-Effekt auch bei vorhandener Querbewehrung erheblich vermindert (Kap. 2.4.3.1).

Einerseits ließe sich zwar vermuten, dass mit zunehmender Betonzugfestigkeit kleinere Betondeckungen ohne Rissgefahr herstellbar seien, andererseits steigen die Verbundspannungen ebenfalls in vergleichbarem Maße wie die Betonzugfestigkeit. Die im Vergleich zu normalfesten Betonen höheren Verbundspannungen des UHPC verkürzen die Übertragungslänge erheblich, gleichzeitig erhöhen sie jedoch die rissauslösenden Ringzugspannungen im Einleitungsbereich, die durch die Betonzugfestigkeit aufgenommen werden müssen.

Nach den Ergebnissen der eigenen Versuche in Kapitel 3.3.6 sollte die empfohlene Mindestbetondeckung für Litzen von $c/d_p = 2,5$ zur rissefreien Spannkrafteinleitung auch bei UHPC nicht unterschritten werden. Dennoch scheint ein erhöhter Fasergehalt eine Verminderung der Mindestbetondeckung von $c/d_p = 2,5$ auf 2,0 zu ermöglichen, da die Sprengrissbildung behindert wird (siehe auch Bild 3-8).

6.7.3 Analytischer Ansatz

Eine analytische Bestimmung des Spannungs-Schlupf-Verlaufes und der Übertragungslänge kann mit Hilfe der Differenzialgleichung des verschieblichen Verbundes erfolgen (Gleichung 6.26, [Reh58a, Reh58b, Noa78, Emp95, Nit01, Bü108]).

$$\frac{d^2 s_p(x)}{dx^2} = \frac{1}{E_p} \cdot \left(\tau(s_p; \sigma_p) \cdot \frac{U_p}{A_p} (1 + \alpha_p \cdot \rho_p) \right) \quad (6.26)$$

mit:

- $s_p(x)$ Schlupf des Spannstahls an der Stelle x
- x Abstand vom Bauteilende
- σ_p Spannstahlspannung an der Stelle x
- U_p Umfang der Spannbewehrung
- A_p Querschnittsfläche der Spannbewehrung
- α_p Verhältnis der E-Moduln E_p/E_c
- ρ_p Bewehrungsgrad A_p/A_c
- A_c Betonquerschnittsfläche

Das Verbundgesetz nach Gleichung (6.25) kann in die Differentialgleichung eingesetzt werden. Eine schrittweise Integration stellt dann eine Möglichkeit zur Lösung dar. Dabei wird der Spannkrafteinleitungsbereich in endlich viele Finite Elemente unterteilt (Bild 6-11). Bei der schrittweisen Integration wird der Endschlupf iterativ gesteigert, bis die Vorspannung vollständig übertragen ist. Dabei wird an jedem Element i nach jeder iterativen Erhöhung des Endschlupfes das Kräftegleichgewicht hergestellt. Die am Element i auftretende Verbundspannung $\tau(x)$ ist dabei eine Funktion des Schlupfes s und der Spannungsänderung $\Delta\sigma_p$ in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit. Die Betondruckfestigkeit stellt hier allerdings nur ein indirektes Maß für die Verbundfestigkeit dar.

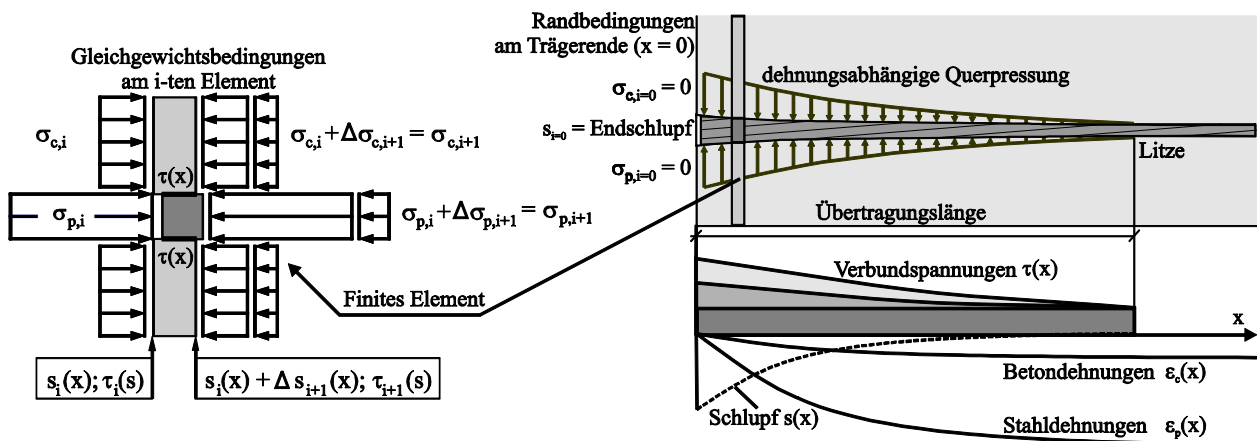


Bild 6-11 Prinzipskizze zur Finite Elemente Methode und Gleichgewicht an einem Element

6.7.4 Anwendung des Verbundmodells von Nitsch [Nit01]

Die Spannkrafteinleitungsversuche wurden mit der in Kapitel 6.7.3 beschriebenen Methodik nach Einsetzen des Verbundgesetzes nach Gleichung (6.25) nachgerechnet. Im rechten oberen Diagramm in Bild 6-12 sind exemplarisch für den Versuch SE3 die rechnerischen Ergebnisse der im Spannkrafteinleitungsversuch gemessenen Übertragungslänge gegenübergestellt. Die zugehörigen lokalen Verbundspannungen der Pull-out-Versuche sind durch Punkte markiert. Sie ergeben sich allerdings nicht aus den Maximalwerten der Spannungs-Schlupf-Beziehung, die in den Pull-out-Versuchen

ermittelt wurden, sondern sind in Abhängigkeit des jeweiligen Schlupfwertes zu bestimmen (Diagramm links oben in Bild 6-12). Die Bestimmung der Verbundspannungen wird grafisch mit Hilfe der Nomogrammpfeile in Bild 6-12 erläutert. Hierin sind die Versuchskurven der Pull-out grau und die rechnerischen Verläufe der Verbund- und Stahlspannungen sowie des Schlupfes schwarz eingezeichnet. Im rechten unteren Diagramm ist die Litzenspannung über die Übertragungslänge bzw. Bauteillänge aufgetragen. Am Bauteilende ist die Litzenspannung auf null abgefallen und nach 12 cm ist die Vorspannung rechnerisch vollständig übertragen. Die Litzenspannung entspricht hier allerdings nicht der vollen Spannbettvorspannung von 1350 N/mm^2 sondern beträgt etwa 1200 N/mm^2 aufgrund der Verluste infolge elastischer Betonstauchung beim Umspannen.

In den Pull-out-Versuchen mit 100 % Spannkraftänderung betrug die Spannungsänderung $\Delta\sigma_p = 1200 \text{ N/mm}^2$ (zufällig etwa identisch mit der Spannstahlspannung im Bauteil). Diese Spannungsänderung bezieht sich auf die Spannbettvorspannung von 1350 N/mm^2 und wurde in der Nachrechnung des Spannkrafteinleitungsversuchs SE3 nach 1,2 cm erreicht, wo die Stahlspannung der Litze $1350 - 1200 = 150 \text{ N/mm}^2$ beträgt. Nach Übertragung des Abstandes $x = 1,2 \text{ cm}$ in das linke Diagramm lässt sich ein zugehöriger Litzenschlupf von 0,30 mm ablesen. Im Pull-out-Versuch (100 %) wurde bei einem Schlupf von 0,30 mm eine Verbundspannung von 30 N/mm^2 erreicht, die dann ebenfalls im Abstand $x = 1,2 \text{ cm}$ vorhanden sein muss. Der zweite Punkt ergibt sich analog zu 18 N/mm^2 (50 %, $\Delta\sigma_p = 1350 - 600 = 750 \text{ N/mm}^2$, $x = 6,4 \text{ cm}$, Schlupf = 0,065 mm) und der dritte zu 5 N/mm^2 , sodass im rechten oberen Diagramm drei Pull-out-Werte und die Übertragungslänge als Kontrolle zur Verfügung stehen.

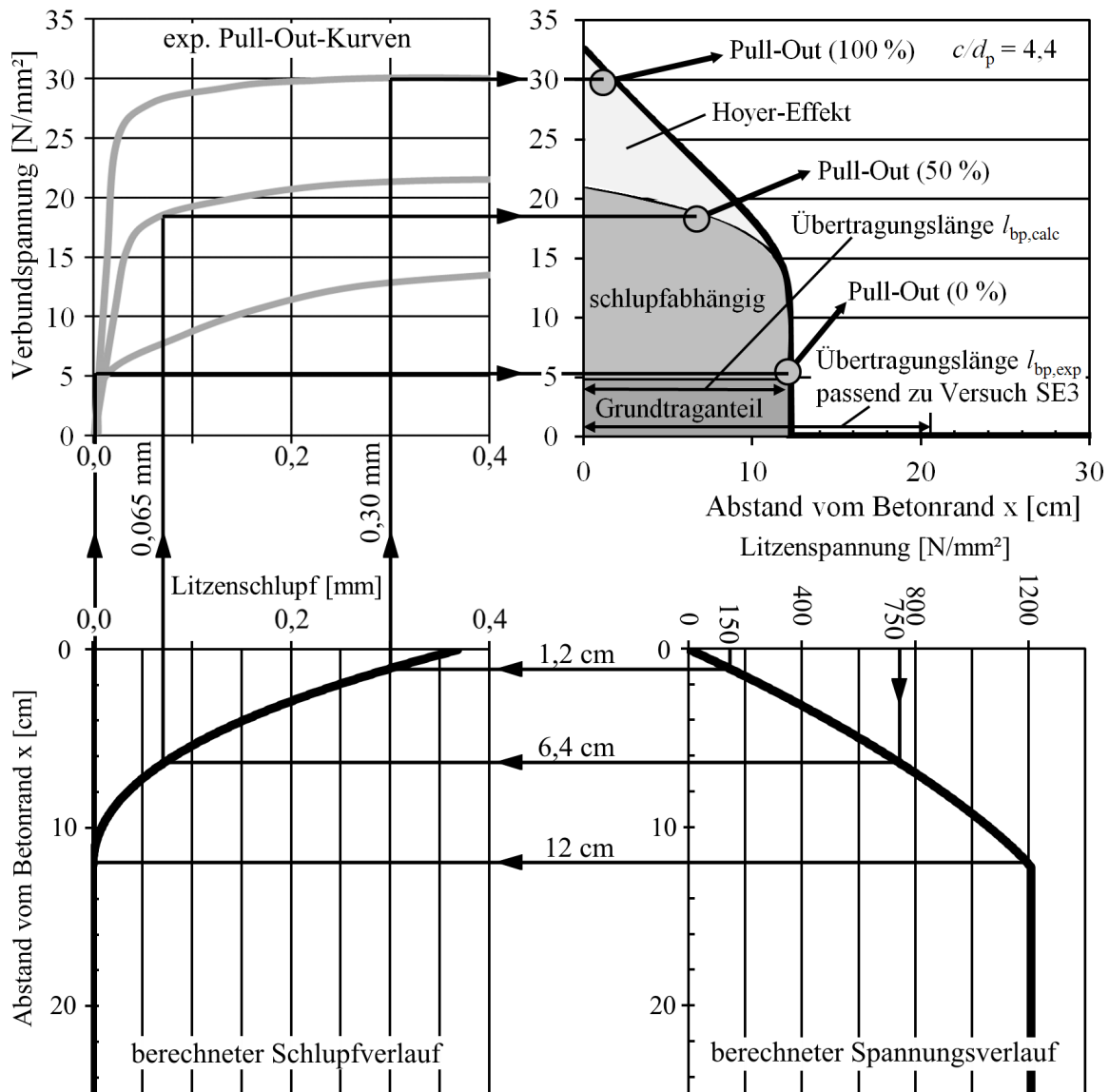


Bild 6-12 Vergleich von rechnerischer und gemessener Übertragungslänge und Endschlupf für SE3 mit dem Verbundgesetz nach Gleichung (6.25)

Der Vergleich der rechnerischen und experimentellen Werte im rechten oberen Diagramm zeigt deutlich, dass die lokalen Verbundspannungen unter Verwendung von Gleichung (6.25) überschätzt werden (graue Punkte). Die berechnete Übertragungslänge von $l_{bp,calc} = 12$ cm ist deutlich zu kurz (SE3: $l_{bp,exp} = 21$ cm) und der rechnerische Endschlupf von 0,36 mm ist ebenfalls zu gering (SE3: 0,47 mm im Mittel). Weiterhin werden die Verbundspannungen bei kleinen Schlupfwerten (bei $x = 8$ bis 12 cm) deutlich überschätzt, was aus dem hohen schlupfabhängigen Anteil resultiert.

6.7.5 Verbessertes Verbundmodell für Litzen in UHPC

In Anlehnung an die Ergebnisse der Pull-out-Versuche mit unterschiedlichen Betondeckungen wird ein Verbundspannungsgesetz in Abhängigkeit der Betondeckung definiert (Gl. 6.27). Hierbei ist anzumerken, dass die Stahlfasern eine unkontrollierte Rissbreitenzunahme verhindern und den Querdruck teilweise auch nach der Sprengrissbildung aufrechterhalten. Grundsätzlich ist diese Vorgehensweise auch bei Beton ohne Stahlfasern denkbar, allerdings ist der Verlust an Verbundfestigkeit bei einer

Rissbildung ausgeprägter und unterliegt stärker den Streuungen der Betonzugfestigkeit. Ohne Querbewehrung bzw. Stahlfasern ist das Risswachstum nicht kontrollierbar. Zudem wird im Lösungsansatz nach Gleichung (6.27) der Einfluss der Betonfestigkeit entsprechend den eigenen versuchsbegleitenden Materialprüfungen durch die Biegezugfestigkeit erfasst.

$$\tau = \text{Grundtraganteil} + \text{spannungsabhängiger} + \text{schlupfabhängiger Anteil}$$

$$\tau = (A - \alpha(c/d_p, \Delta\sigma_p) \cdot (B \cdot \Delta\sigma_p)^b + C \cdot s(x)^c) \cdot f_{ct,fl}(t) \quad (6.27)$$

mit:

A, B, C, b, c materialspezifische Koeffizienten

$\alpha(c/d_p, \Delta\sigma_p)$ Abminderungsfaktor als Funktion der Betondeckung und der Spannungsänderung in der Litze

$\Delta\sigma_p$ Spannungsänderung in der Litze (negativ bei Spannungsabnahme)

$s(x)$ Schlupf an der Stelle x

Bei diesem Verbundmodell wird die grundsätzliche Unterscheidung in drei Traganteile beibehalten. Die Verbundspannung τ beschreibt hier die Änderung der Vorspannung je Längeneinheit bezogen auf den Umfang der Litze. Der Umfang wird wie in DIN 1045-1 [DIN08a] und Eurocode [Eur04] mit dem tatsächlichen Litzendurchmesser angenommen ($U_p = \pi \cdot d_p$). In Gleichung (6.25) wurde hingegen der wirksame Umfang ($U_p = 1,6 \cdot \pi \cdot \sqrt{A_p}$) verwendet, der den tatsächlichen Umfang von mehrdrätigen Litzen genauer beschreiben soll. Die rechnerischen Übertragungslängen bleiben hiervon allerdings unbeeinflusst, da sich der Umfang bei der Berechnung herauskürzt, wenn bei der Auswertung der Pull-out-Versuche und der Berechnung der gleiche Umfang verwendet wird. Hier wurde durchgängig die Formulierung nach DIN 1045-1 verwendet.

Da der größte Teil der Versuche mit 0,9 Vol-% Fasern durchgeführt wurde, werden die Koeffizienten des Verbundmodells ebenfalls für diesen Fasergehalt hergeleitet. Zudem wurde für 2,5 Vol-% ein geringfügig besseres Verhalten bei der Spannkrafteinleitung mit kleinen Betondeckungen beobachtet (Kapitel 3.4.4), sodass der kleinere Fasergehalt hier maßgebend war. Wie der Vergleich der Spannungs-Schlupf-Beziehungen der Pull-out-Versuche zeigt (Bild 3-4 in Kapitel 3.3.6), hat die Betondeckung im untersuchten Bereich keinen Einfluss, wenn keine Vorspannung abgelassen wird (0 %). Der Grundtraganteil im Verbundmodell bleibt daher unabhängig von der Betondeckung. Wie in Gleichung (6.25) wird für den Grundtraganteil ein konstanter Ansatz gewählt, jedoch wird der Beiwert A an die Ergebnisse in Kapitel 3.3.6 angepasst und die in Kapitel 6.2 hergeleitete zeitabhängige Gleichung (6.10) für 0,9 Vol-% implementiert, die den Einfluss des Betonalters erfasst. Für die Versuchsnachrechnung wird auf die Vereinfachung nach Gleichung (6.12) verzichtet.

$$\tau(0,9\%) = (A - \alpha(c/d_p, \Delta\sigma_p) \cdot (B \cdot \Delta\sigma_p)^b + C \cdot s(x)^c) \cdot 2,637 \cdot f_{c,cube100}(t)^{0,442} \quad (6.28)$$

mit:

$$2,637 \cdot A = 2,637 \cdot 0,246 = 0,65$$

$$2,637 \cdot B = 2,637 \cdot 8,7 \cdot 10^{-5} = 2,3 \cdot 10^{-4}; b = 1,3$$

$$2,637 \cdot C = 2,637 \cdot 0,57 = 1,5; c = 0,5$$

$$1,4 \cdot s(x)^{0,5} \cdot f_{c,\text{cube}100}(t)^{0,442} \leq 7 \text{ N/mm}^2$$

Die Beiwerte sind aus den Versuchsergebnissen abgeleitet. Bei einer Biegezugfestigkeit $f_{\text{ct,fl}}(3\text{d}) = 2,637 \cdot 100^{0,442} = 20,2 \text{ N/mm}^2$ am Prisma nach Gleichung (6.10) bzw. einer zugehörigen Druckfestigkeit von $f_{c,\text{cube}100}(3\text{d}) = 100 \text{ N/mm}^2$ betrug der Grundtraganteil im Pull-out-Versuch (0 %) etwa 5 N/mm^2 bei einem geringen Schlupfwert (Bild 3-4 in Kapitel 3.3.6), sodass $A = 0,246$ bzw. $0,65 \cdot 100^{0,442} = 5 \text{ N/mm}^2$ zum gleichen Ergebnis führt. Das linke Diagramm in Bild 3-4 (0 %) zeigt zudem, dass die Zunahme des Schlupfes bis etwa $0,4 \text{ mm}$ einen Spannungsanstieg um 7 N/mm^2 bewirkt. Dieser Anstieg wird durch den schlupfabhängigen Term in Gleichung (6.28) mit den Koeffizienten $C = 0,57$ und $c = 0,5$ beschrieben und wird entsprechend den Versuchsergebnissen auf einen maximalen Verbundspannungsanteil von 7 N/mm^2 begrenzt. Hierbei bestimmt C die Steigung während des Spannungsanstieges und c führt zu einem geringfügig parabolischen Kurvenverlauf wie in den Versuchen.

Nach Bild 3-4 (rechts) führt der Hoyer-Effekt bei einer Spannungsänderung in der Litze um $\Delta\sigma_p = 1200 \text{ N/mm}^2$ (100 %) etwa zu einer Verdopplung der Verbundspannungen, sodass dann die Hälfte der Verbundspannungen dem spannungsabhängigen Anteil zuzuordnen sind. Dieser beträgt dann etwa 18 N/mm^2 bzw. etwa 8 N/mm^2 bei 50 % Spannungsänderung (Bild 3-4 Mitte). Bei den Versuchen in [Nit01] an Litzen in normalfesten und hochfesten Betonen betrug dieser Anteil maximal nur etwa ein Drittel. Der spannungsabhängige Anteil von Litzen in UHPC ist somit stärker ausgeprägt. Dies kann durch den höheren E-Modul des UHPC und die dichtere Kornpackung begründet sein. Aus diesen Überlegungen ergeben sich der Koeffizient $B = 8,7 \cdot 10^{-5}$ und der geringfügig nichtlineare Verlauf wird durch den Exponenten $b = 1,3$ angenähert.

Nach Bild 3-4 (Mitte und rechts) bewirkt eine Variation der Betondeckung bei einer Spannungsänderung von 50 % und 100 % nahezu eine Parallelverschiebung des plastischen Astes. Daraus kann gefolgert werden, dass auch der schlupfabhängige Anteil von der Betondeckung nicht wesentlich beeinflusst wird.

Kommt es in den Pull-out-Versuchen zu einer Mikro- oder Makrorissbildung, führt dies in erster Linie zu einer Verminderung der Querdruckspannungen und als Folge zu einer Verminderung des Traganteils infolge Hoyer-Effekt. Um die Abhängigkeit des Hoyer-Effektes von der Betondeckung zu bestimmen, wird das Verhältnis der spannungsabhängigen Traganteile bei unterschiedlichen Betondeckungen ausgewertet ($\tau_{\text{Hoyer}}(c/d_p)/\tau_{\text{Hoyer}}(c/d_p = 4,4)$ in Bild 6-13). Die quadratischen Symbole zeigen das Verhältnis bei einer Spannungsänderung $\Delta\sigma_p = 1200 \text{ N/mm}^2$ (100 %), die runden bei 600 N/mm^2 (50 %) und die dreieckigen sind die Referenzwerte ohne Spannungsänderung. Beispiel ($\Delta\sigma_p = 1200 \text{ N/mm}^2$, $c = 1,5d_p$): Der Grundwert beträgt 5 N/mm^2 , der schlupfabhängige Anteil 7 N/mm^2 , sodass bei einer Verbundfestigkeit von 20 N/mm^2 ein spannungsabhängiger Anteil $20 - 7 - 5 = 8 \text{ N/mm}^2$ verbleibt. Beim Referenzversuch mit $c = 4,4d_p$ ergibt sich $30 - 7 - 5 = 18 \text{ N/mm}^2$ und das Verhältnis beträgt $8/18 = 0,444$.

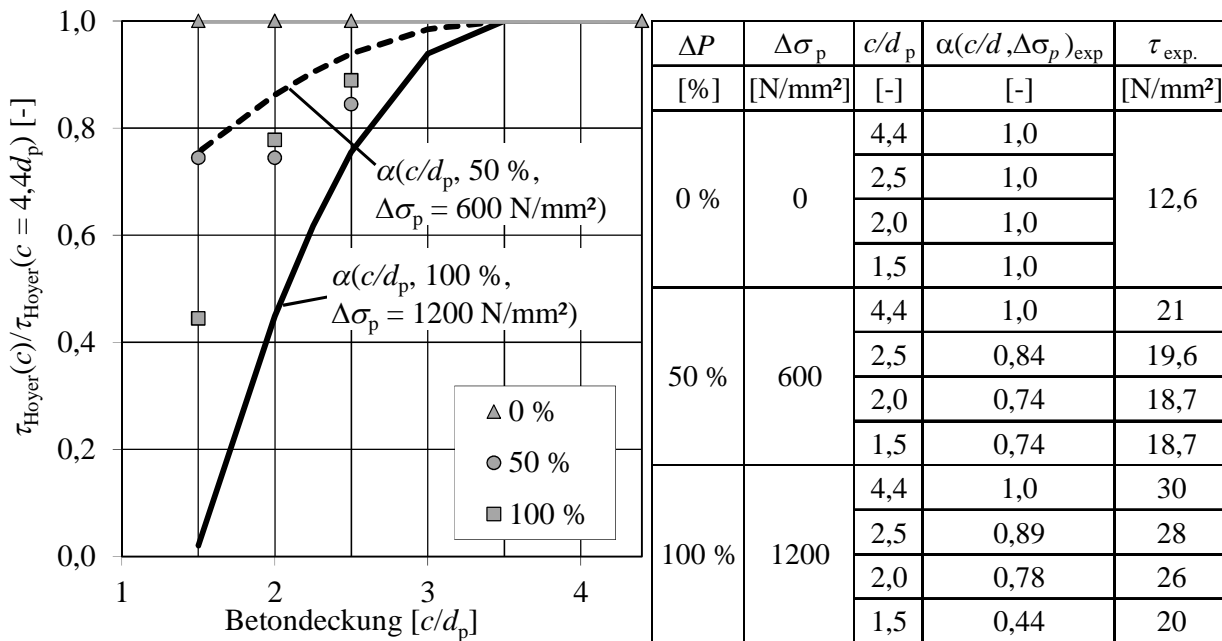


Bild 6-13 Spannungsabhängiger Traganteil in Abhängigkeit der bezogenen Betondeckung bei unterschiedlicher Spannungsänderung der Litze

Die Abminderung der lokalen Verbundfestigkeit wird durch Gleichung (6.29) beschrieben und ist im Diagramm in Bild 6-13 mit einer gestrichelten Linie für $\Delta P = 50\%$ und einer durchgezogenen Linie für $\Delta P = 100\%$ dargestellt.

$$\alpha(c/d_p, \Delta \sigma_p) = 1,0 - 3 \cdot \left(\frac{\Delta \sigma_p}{1200} \right)^2 \cdot \left(\frac{3,5 - c/d_p}{3,5} \right)^2 \quad (6.29)$$

mit $c/d_p = 3,5$ für $c/d_p \geq 3,5$

Der Vergleich der Gleichung (6.29) mit den Versuchswerten (Linien und Punkte in Bild 6-13) zeigt, dass die vorgeschlagene rechnerische Abminderung bei großen Spannungsänderungen größer ist als bei den Pull-out-Versuchen. Die Pull-out-Körper sind mit 15 cm allerdings deutlich länger als die jeweilige getestete Verbundlänge von 2,5 bis 5 cm (Bild 3-1 in Kapitel 3.3.2). Im Fall einer Sprenggrissbildung wird die verbleibende Umschnürungswirkung daher überschätzt. Die stärkere Abminderung hingegen führt zu rechnerischen Übertragungslängen, welche die Ergebnisse der Spannkrafteinleitungsversuche deutlich zutreffender wiedergeben.

In den Pull-out-Versuchen trat eine Verminderung der Verbundspannungen nur auf, wenn sowohl die Betondeckung reduziert war als auch eine Spannungsänderung der Litze vorlag. Der Trend der Versuchsergebnisse zeigt aber auch, dass die Betondeckung keinen nennenswerten Einfluss auf die Verbundfestigkeit hat, wenn sie größer als etwa $c/d_p = 3,0$ bis 3,5 ist. Daher wurde der zweite Klammerausdruck in Gleichung (6.29) so gewählt, dass er bei $c/d_p = 3,5$ gegen 1,0 konvergiert. Dieser Grenzwert greift erst, wenn eine Spannungsänderung $\Delta \sigma_p$ und eine Betondeckung $c/d_p < 3,5$ vorhanden sind. Der Exponent der ersten Klammer beeinflusst lediglich die Lage der gestrichelten Linie in Bild 6-13, da der erste Klammerausdruck für die durchgezogene Linie bei voller Spannungsänderung unabhängig vom Wert des Exponenten $(1200/1200)^2 = 1,0$ beträgt.

Das Quadrat der zweiten Klammer führt zu dem quadratischen Verlauf in Abhängigkeit der Betondeckung bei beiden Kurven. Der empirische Vorfaktor 3 bestimmt die Höhe der Abminderung. Wird Gleichung (6.29) in Gleichung (6.28) eingesetzt, ergibt sich das neue Verbundgesetz für Litzen in UHPC mit 0,9 Vol-% Fasergehalt.

$$\tau(0,9\%) = (0,65 - \alpha(c/d_p, \Delta\sigma_p) \cdot (2,3 \cdot 10^{-4} \cdot \Delta\sigma_p)^{1,3} + 1,5 \cdot s(x)^{0,5}) \cdot f_{c,cube100}(t)^{0,442}$$

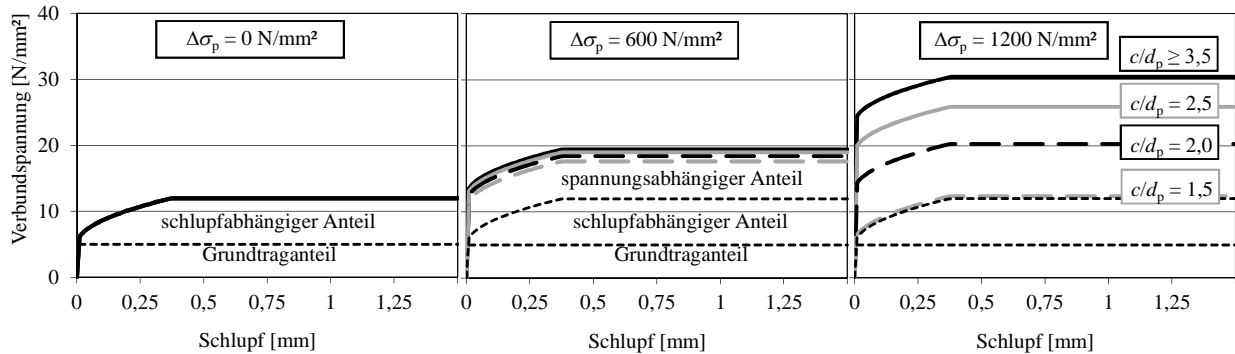


Bild 6-14 Rechnerische Anteile der Verbundspannungen und Einfluss der unterschiedlichen Betondeckungen auf den spannungsabhängigen Anteil für die Nachrechnung von SE3 mit $f_{ck,cube100} = 99 \text{ N/mm}^2$

Die Nachrechnung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen in Abhängigkeit der bezogenen Betondeckung für die gleichen Spannungsänderungen wie in den Pull-out-Versuchen ist in Bild 6-14 dargestellt. Hier wurde eine Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube100} = 99 \text{ N/mm}^2$ verwendet, sodass diese Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen auf die Nachrechnung des Spannkrafteinleitungsversuches SE3 anwendbar sind. Nach Einsetzen in die Differenzialgleichung (6.27) können die Verbundspannungsanteile entlang der Litze und die Übertragungslänge in UHPC berechnet werden. Die Vergleichsrechnung zu Spannkrafteinleitungsversuch SE3 in Bild 6-15 ergibt eine Übertragungslänge von 20,5 cm (20,6 cm und 21,0 cm im Versuch) und einen Endschlupf von 0,52 mm (0,39 mm bis 0,56 mm im Versuch). Wird die Betondeckung bei ansonsten gleichen Querschnittsabmessungen auf 2,0 und 1,5 verringert, vergrößern sich die rechnerischen Übertragungslängen auf 21 cm bzw. 24 cm und der Endschlupf auf 0,57 mm bzw. 0,72 mm. In Versuch SE1 mit $c/d_p = 1,5$ betrug der Litzenendschlupf zwischen 0,70 und 0,89 mm, bei Versuch SE2 mit $c/d_p = 2,0$ zwischen 0,53 mm und 0,67 mm (Tabelle 3-5 in Kapitel 3.4.4), sodass auch die Spannkrafteinleitungsversuche mit Längsrisssbildung zutreffend erfasst werden. Ein Vergleich der Übertragungslängen ist nicht möglich, da die experimentelle Bestimmung nur bei ungerissenen Versuchskörpern aussagekräftige Ergebnisse liefert. Bei $c/d_p = 1,5$ (Bild 6-15 c) führt dieser Ansatz am Litzenende auf einer Länge von etwa 35 mm zu einem negativen Traganteil infolge Litzenquerdehnung. Dies ist dennoch modellkonform, da negative Hoyer-Effekte zum Beispiel nach einer Erhöhung der Litzenspannung in der Zugzone infolge äußerer Lasten auftreten können. Sie werden durch den Verlust von Querpressung hervorgerufen. Hier entsteht dieser Effekt durch den teilweisen Verlust der Umschnürung infolge Sprengrisssbildung. Der negative Traganteil kann auch als Verlust der schlupfabhängigen Anteile verstanden werden, da hier Beiträge infolge Reibung und „lack of fit“ (Formab-

weichungen der Litze) vermindert werden. Verursachungsgerecht werden sie allerdings ausschließlich in Abhängigkeit der Querpressung (Spannungsänderung) formuliert.

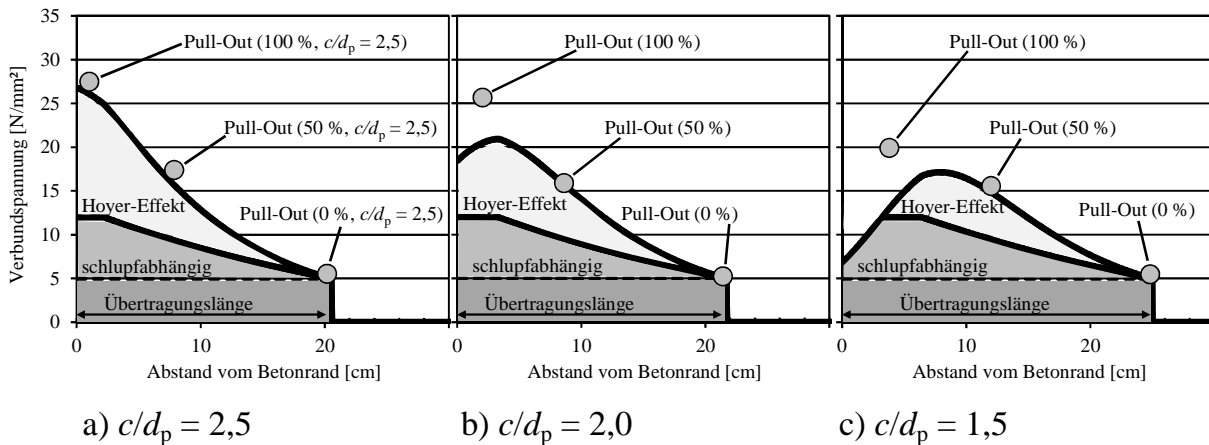


Bild 6-15 Rechnerischer Verbundspannungsverlauf und Übertragungslängen in Abhängigkeit der Betondeckung

Die lokalen Verbundfestigkeiten bei $c/d_p = 2,5$ stimmen sehr gut mit den Versuchsergebnissen überein, bei $c/d_p = 2,0$ ebenfalls die Werte für 50 % und 0 %. Bei 100 % ist die Abweichung zwischen rechnerischem Ansatz und Versuchswert zu erkennen, die allerdings bewusst so gewählt wurde, da in den Pull-out-Versuchen der Verlust der Umschnürung nicht ausreichend erfasst wird. Ergänzend zu den Versuchsergebnissen lässt sich hier feststellen, dass die Verankerung der Litzen in UHPC im Vergleich zu Litzen in Beton ohne Stahlfasern trotz Sprenggrissbildung deutlich gutmütiger reagiert. Die Übertragungslänge des Beispiels in Bild 6-15 vergrößert sich um nur etwa 25 %. Das Ergebnis scheint zudem plausibel, da die rechnerischen Werte des Litzenendschlupfes mit den Messwerten übereinstimmen und die Übertragungslänge grundsätzlich allein aus dem Litzenendschlupf ohne Kenntnis der Betonlängsdehnungen berechnet werden kann.

6.7.6 Bemessungsvorschlag für die Übertragungslänge

In Tabelle 6-16 wurde das Verbundmodell aus Kapitel 6.7.5 für Umspannfestigkeiten von $f_{c,cube100}(t) = 90$ und 120 N/mm^2 für bezogene Betondeckungen von $c/d_p = 2,5$ und $3,5$ ausgewertet. Hierbei wurde eine Spannbettvorspannung von $\sigma_{pm0} = 1350 \text{ N/mm}^2$ bei einem quadratischen Querschnitt mit vier Litzen angenommen. Die elastische Verkürzung des Bauteils und damit die im Bauteil verbleibende Spannstahlspannung σ_{pm0} unmittelbar nach dem Umspannen resultiert unter anderem aus der Betonquerschnittsfläche, die sich wiederum aus der umlaufenden Betondeckung ergibt. Trotz vergrößerter Betondeckung von $c/d_p = 2,5$ auf $3,5$ ergeben sich hier gleiche Übertragungslängen. Aufgrund der größeren Betonquerschnittsfläche werden die elastischen Spannkraftverluste während des Umspannens reduziert und die größere ins Bauteil zu übertragende Vorspannung σ_{pm0} vergrößert die Übertragungslänge entsprechend. Andererseits steigt die Verbundfestigkeit mit zunehmender Betondeckung. Die beiden Effekte neutralisieren sich hier zufällig, sodass gleiche Übertragungslängen resultieren. Erst bei größeren Betondeckungen wie hier beispielhaft bei $c/d_p = 4,5$ nimmt die Übertragungslänge entsprechend der höheren zu übertragenden Stahlspannung zu. Die hierbei erreichte Stahlspannung von etwa $\sigma_{pm0} = 1275 \text{ N/mm}^2$ stellt für die jeweilige

Betonfestigkeit und einen Spannstahl mit $f_{p0,1k} = 1500 \text{ N/mm}^2$ die Obergrenze dar (zulässige Spannstahlspannung im Bauteil: $0,85 \cdot f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 1500 = 1275 \text{ N/mm}^2$ [Eur04]). Bei größerer Betondeckung müsste die Spannbettvorspannung entsprechend reduziert werden.

Tabelle 6-16 Übertragungslängen von 0,5“ Litzen in UHPC nach 3 Tagen mit $\gamma_c = 1,35$ und $\sigma_{p0} = 1350 \text{ N/mm}^2$, $E_c(t) = 42000 \text{ N/mm}^2$, $s/d_p = 2,5$

Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube100}(t)$ [N/mm ²]	90			120		
Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}(t)$ [N/mm ²] (Gl. 6.10)	19,3			21,9		
Bezogenen Betondeckung c/d_p [-]	2,5	3,5	4,5	2,5	3,5	4,5
berechnetes σ_{pm0} [N/mm ²]	1199	1244	1272	1199	1244	1272
$l_{pt} \cdot \alpha_{ct} / \gamma_c \cdot 0,7 = l_{pt} \cdot 0,85 / 1,35 \cdot 0,7$ [cm]	21,2	21,2	21,6	18,9	18,9	19,3
l_{pt} [cm]	48,1	48,1	49,0	42,9	42,9	43,8
l_{pt} / d_p [cm/cm]	37,9	37,9	38,6	33,8	33,8	34,5
f_{bpt} [N/mm ²] (Gl. 6.30)	6,0	6,2	6,3	6,7	7,0	7,0
$0,8 \cdot l_{pt}$ [cm]	38,5	38,5	39,2	34,3	34,3	35,0
$1,2 \cdot l_{pt}$ [cm]	57,7	57,7	58,8	51,5	51,5	52,6

Um ein Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu erreichen, wird hier das Bemessungskonzept nach [Eur04] auf die berechneten Übertragungslängen angewendet. Die nach [Eur04] berechneten Grundwerte der Übertragungslängen l_{pt} sind bereits sicherheitsbehaftet, da für die Berechnung der Verbundfestigkeiten f_{bpt} der Sicherheitsbeiwert γ_c , der Dauerstandsbeiwert $\alpha_{ct} = 0,85$ und die Umrechnung von der mittleren Zugfestigkeit auf die 5%-Quantile in Ansatz gebracht werden (Kapitel 2.4.3.3). Daher werden die in Tabelle 6-16 auf Basis von Mittelwerten berechneten Übertragungslängen für die Berechnung des Grundwertes der Übertragungslänge mit $\gamma_c / \alpha_{ct} / 0,7$ multipliziert. Die Verbundspannungen f_{bpt} ergeben sich durch Umstellen der Gleichung (2.9) nach Gleichung (6.30). Zusätzlich sind die oberen und unteren Bemessungswerte der Übertragungslänge angegeben.

$$f_{bpt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \emptyset \cdot \sigma_{pm0} / l_{pt} \quad (6.30)$$

mit $\alpha_1 = 1,0$ für schrittweises Ablassen (plötzliches wurde hier nicht untersucht)

$\alpha_2 = 0,19$ für Litzen mit 7 Drähten

σ_{pm0} : Spannstahlspannung unmittelbar nach dem Umspannen

\emptyset : Nenndurchmesser der Spannbewehrung ($d_p = \emptyset$ nach [Eur04])

6.8 Querkraft

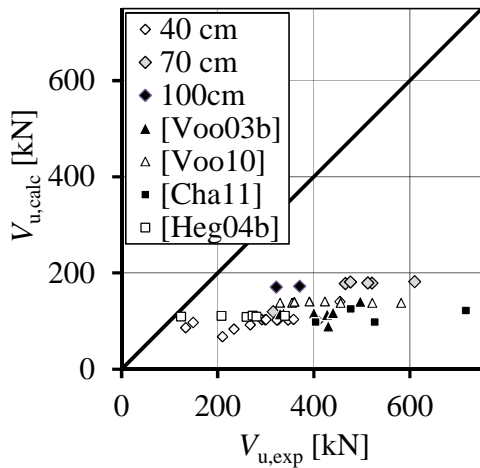
6.8.1 Allgemeines

Die Bemessungsansätze aus Kapitel 2.5.5 werden auf die Versuchsdatenbank angewendet, soweit hierfür die materialabhängigen Eingangsgrößen vorliegen oder rechnerisch nach Kapitel 6.2 bis 6.5 bestimmt werden können. Insbesondere zu den Nachrisszugfestigkeiten liegen keine einheitlichen Daten vor. Ansätze ohne Gültigkeit für UHPC oder Faserbeton werden hier ebenfalls ausgewertet, um mögliche Analogien zu Normalbeton erkennen zu können. Die Auswertung erfolgt jeweils auf Mittelwertniveau. Detaillierte Daten und Zwischenschritte zur Versuchsnachrechnung sind in Anhang F zusammengestellt. Die Bemessungsansätze werden hinsichtlich der jeweiligen Modell-

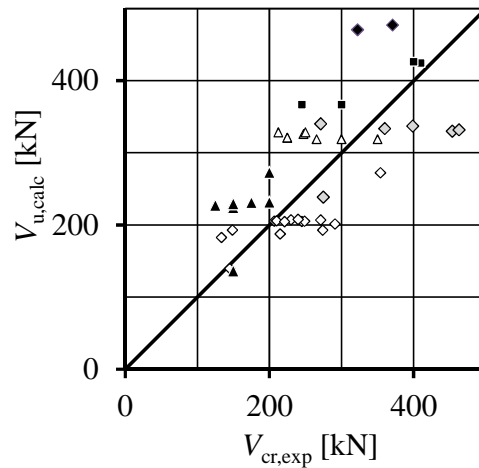
vorstellung und der untersuchten Einflussgrößen wie Schubschlankheit, Beton- und Fasertragwirkung, Vorspannung, Maßstabeffekte sowie Öffnungen diskutiert. Abschließend wird ein eigener Bemessungsansatz vorgeschlagen.

6.8.2 Berechnung der Erstrissbildung für Träger ohne Öffnungen

Vor der Schubrissbildung wird die gesamte Belastung durch die Betontragfähigkeit aufgenommen. Erst nach der Rissbildung findet in der Regel eine Umlagerung der Querkrafttraganteile in die ungerissene Druckzone und auf die Querkraftbewehrung bzw. Stahlfasern statt. In Bild 6-16 werden die Tragfähigkeiten ohne Querkraftbewehrung nach DIN 1045-1 bzw. EC2 und die Risslast nach dem Hauptspannungskriterium mit den experimentellen Erstrisslasten verglichen. Die Betontragfähigkeit $V_{Rm,ct}$ nach DIN 1045-1 bzw. EC2 wurde auf Mittelwertniveau mit dem Vorfaktor 0,196 anstelle von $0,15/\gamma_c$ auf Designniveau berechnet. Das Hauptspannungskriterium wurde einheitlich im Abstand $0,5d$ vom Auflager ausgewertet, da die ersten Schubrisse etwa dort den Steganschnitt schneiden. Hierfür wurden die rechnerischen Zugfestigkeiten nach DIN 1045-1 $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + f_{cm}/10)$ wie bei hochfestem Beton angesetzt. Das Hauptspannungskriterium erfasst dabei die Risslast deutlich besser als $V_{Rm,ct}$. Die 100 cm hohen Träger werden allerdings erheblich überschätzt, da das Hauptspannungskriterium keinen Maßstabeffekt berücksichtigt. Eine Abminderung der Zugfestigkeit in Abhängigkeit der Bauteilhöhe ist daher bei der Anwendung des Hauptspannungskriteriums zu empfehlen. Dies ist teilweise durch die zunehmende Bedeutung der Streuung der Zugfestigkeit mit zunehmenden Bauteilabmessungen zu erklären. Der Einfluss der Schubschlankheit wird ebenfalls nicht zutreffend berücksichtigt wie die Auswertung der Versuchsserie aus [Voo10] verdeutlicht. Die experimentellen Risslasten variierten hier abhängig von der Schubschlankheit zwischen etwa 200 und 350 kN, während die rechnerischen Risslasten nahezu konstant sind. Die Versuche aus [Cha11] werden deutlich unterschätzt, allerdings war die zentrische Zugfestigkeit in [Cha11] mit $13,1 \text{ N/mm}^2$ angegeben. Sie wurden durch Zugversuche an Knochenproben bestimmt [Sok11]. Die zentrischen Zugfestigkeiten des dort verwendeten UHPC scheinen nach der Auswertung in Bild 6-16 b) wie angegeben größer gewesen zu sein als bei der eigenen Rezeptur. In Bild 6-16 b) sind diese Versuche nicht mit $f_{ctm,DIN1045} = 6,3 \text{ N/mm}^2$ sondern $f_{ct,Knochen} = 13,1 \text{ N/mm}^2$ ausgewertet. Die Versuche aus [Cha11] ohne Vorspannung werden dann allerdings überschätzt. In Bild 6-17 sind die Vergleiche der rechnerischen und experimentellen Risslasten nach Hauptspannungskriterium in Abhängigkeit der Trägerhöhen und der Schubschlankheit dargestellt. Hier wurden die Versuche aus [Cha11] weiter mit der höheren Zugfestigkeit ausgewertet. Versuche ohne Stahlfasern und $h = 40 \text{ cm}$ liegen bei etwa 0,75, während gleiche Versuche an Trägern mit Fasern über 1,0 liegen. Versuch an faserbewehrten Trägern mit $h = 100 \text{ cm}$ ergeben ebenfalls etwa 0,75. Aufgrund des spröden Verhaltens konnte hier die Erstrisslast zuverlässig erkannt werden. Die eigenen Versuche zur Schubschlankheit in Bild 6-17 b) zeigen eine andere Tendenz als Versuche aus [Voo10]. Die Versuche mit spröden Versagen hingegen befinden sich auf dem Niveau der Versuche aus [Voo10], sodass die Fasern wahrscheinlich das Lastniveau der Erstrisslast bei kleinen Trägerhöhen angehoben haben.

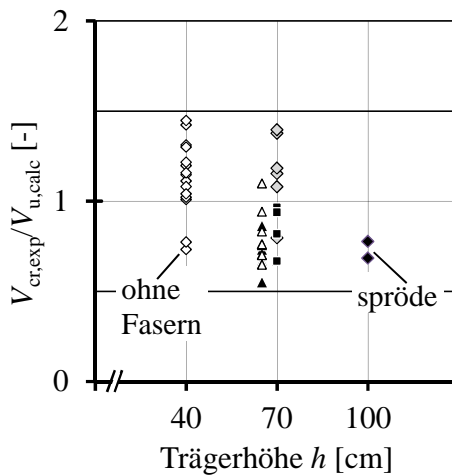


a) nach DIN 1045-1 bzw. EC2

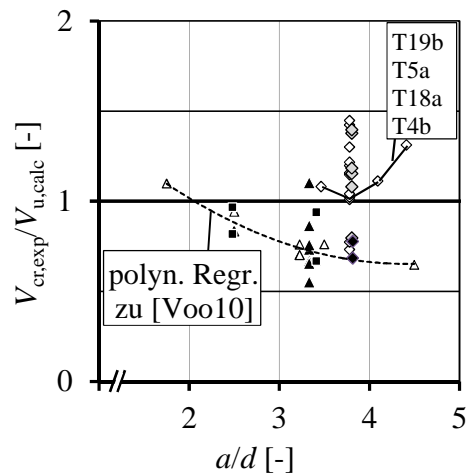


b) nach Hauptspannungskriterium

Bild 6-16 Vergleich der experimentellen Erstrisslasten mit V_{Rm} nach Gleichung 70 und 72 nach DIN 1045-1

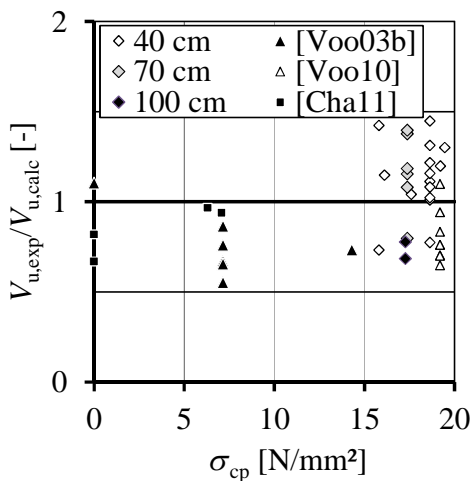


a) abhängig von der Trägerhöhe

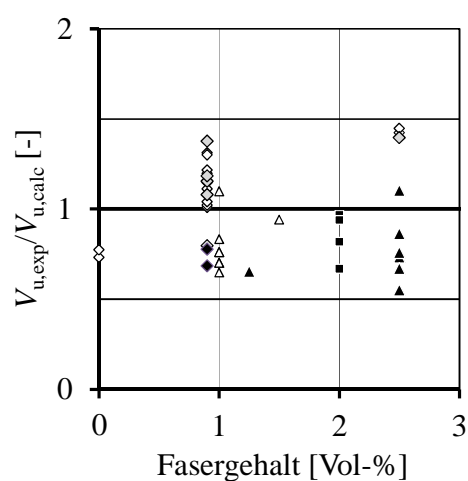


b) abhängig von der Schubslankheit

Bild 6-17 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Erstrisslasten nach Hauptspannungskriterium (Gl. 72, DIN 1045-1)



a) abhängig von der Längsdruckspannung



b) abhängig vom Fasergehalt

Bild 6-18 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Erstrisslasten nach Hauptspannungskriterium (Gl. 72, DIN 1045-1)

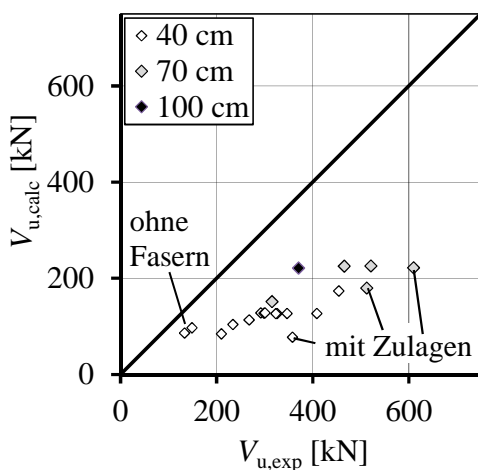
Bei den experimentellen Risslasten ist zu beachten, dass Risse während der Versuche insbesondere bei einem gutmütigen Nachrissverhalten zum Teil erst bei höheren Lasten wahrgenommen werden. Ein eindeutiger Einfluss des Fasergehaltes oder der mittleren Längsdruckspannung σ_{cp} ist allerdings nicht zu erkennen (Bild 6-18).

Die Auswertung verdeutlicht, dass das Hauptspannungskriterium für die Bestimmung der Erstrisslast weitestgehend geeignet ist. Die eigenen Versuche an 100 cm hohen Trägern und Trägern ohne Fasern werden zutreffend wiedergegeben, wenn die rechnerische Zugfestigkeit auf 75 % reduziert wird. Für einen detaillierteren Ansatz ist die vorhandene Datenmenge zu gering.

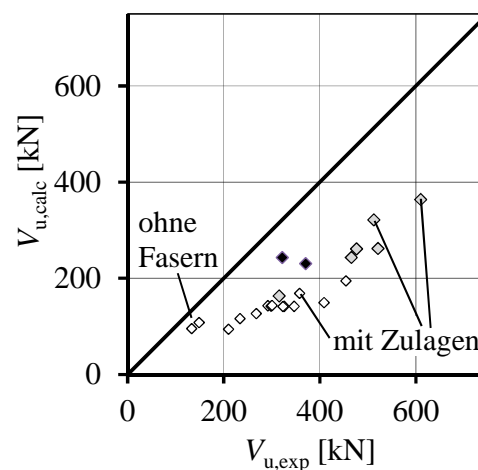
6.8.3 Vergleich der Querkrafttragfähigkeit mit vorhandenen Modellen

6.8.3.1 Auswertung vorhandener Ansätze

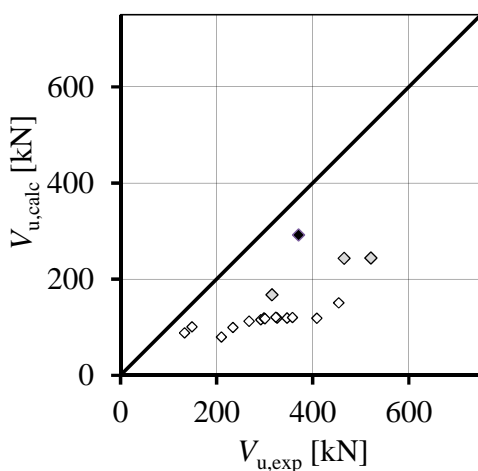
In Bild 6-19 werden die rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten von verschiedenen Ansätzen für Stahlfaserbeton und in Bild 6-20 für UHPC mit den experimentellen Werten der eigenen Vollwandträger verglichen. Bei der Berechnung nach DAfStb-Richtlinie wurde die Vorspannung wie in DIN 1045-1 bzw. EC2 berücksichtigt.



a) nach DAfStb [DAfStb10] (mit σ_{cd})



b) nach Rilem [Rilem03b]



c) nach Grunert [Gru06]

Bild 6-19 Vergleich der rechnerischen Tragfähigkeiten nach Bemessungsansätzen für Stahlfaserbeton mit den eigenen Versuchen an Vollwandträgern aus UHPC

Die Ergebnisse für Balken ohne Querkraftbewehrung nach DAfStb und Grunert sind sehr ähnlich, wenn die Vorspannung entgegen der Einschränkung in [DAfStb10] berücksichtigt wird. Größere Unterschiede bei den 100 cm hohen Trägern resultieren aus dem Verhältnis der Obergurtbreite zur Stegbreite, die mit $\kappa_f = 1,83$ in Gleichung (2.57) den Betontraganteil nach Grunert stärker erhöhen als bei den kleineren Trägern. Tendenziell werden die Versuchsergebnisse um etwa 50 bis 60 % unterschätzt. Für die Auswertung der Versuche aus [Voo03b, Voo10, Cha11] stehen weder Nachrissbiegezugfestigkeiten nach [DAfStb10] noch nach [Rilem03b] zur Verfügung. Daher sind diese Versuche in den Bildern 6-19 a) bis c) nicht enthalten. Versuche mit Zulagen als Querkraftbewehrung sind dargestellt, sofern die Bemessungsansätze Bewehrung berücksichtigen. Die Ansätze von Grunert sowie Voo und Foster beinhalten keinen Traganteil der Querkraftbewehrung. Versuche mit Querkraftbewehrung werden nach [DAfStb10] ebenfalls stark unterschätzt, da der rechnerische Betontraganteil $V_{Rm,cf}$ bei profilierten Trägern sehr gering ist. Hier ist die rechnerische Tragfähigkeit mit Querkraftbewehrung sogar niedriger als ohne ($V_{Rm,ct}^f > V_{Rm,cf} + V_{Rm,sy}$).

Die Berechnungsergebnisse nach Rilem sind mit etwa 50 bis 70 % der experimentellen Tragfähigkeiten ebenfalls weit auf der sicheren Seite. Versuche mit Querkraftbewehrung werden aufgrund des Profilierungsbeiwertes nach Gleichung (2.44) günstiger erfasst. Die Ansätze nach DAfStb, Rilem und Grunert basieren auf oder beinhalten den Betontraganteil nach EC2, der hier jeweils etwa 80 bis 90 % der Gesamttragfähigkeit bei Trägern ohne Querkraftbewehrung umfasst. Der Fasertraganteil wird hier insbesondere bei kleinen Trägerhöhen erheblich unterschätzt. Bei den 100 cm hohen Trägern war nach der Erstrissbildung keine oder kaum Laststeigerung mehr möglich, sodass hier keine Systemumlagerung ins Fachwerk mit ausgeprägter Fasertragwirkung stattgefunden hat. Die Versuche mit $h = 100$ cm werden daher jeweils zutreffender erfasst (Bild 6-19 a-c). Gleiches gilt für die Versuche ohne Fasern (T2a: 134 kN, T2b: 149 kN).

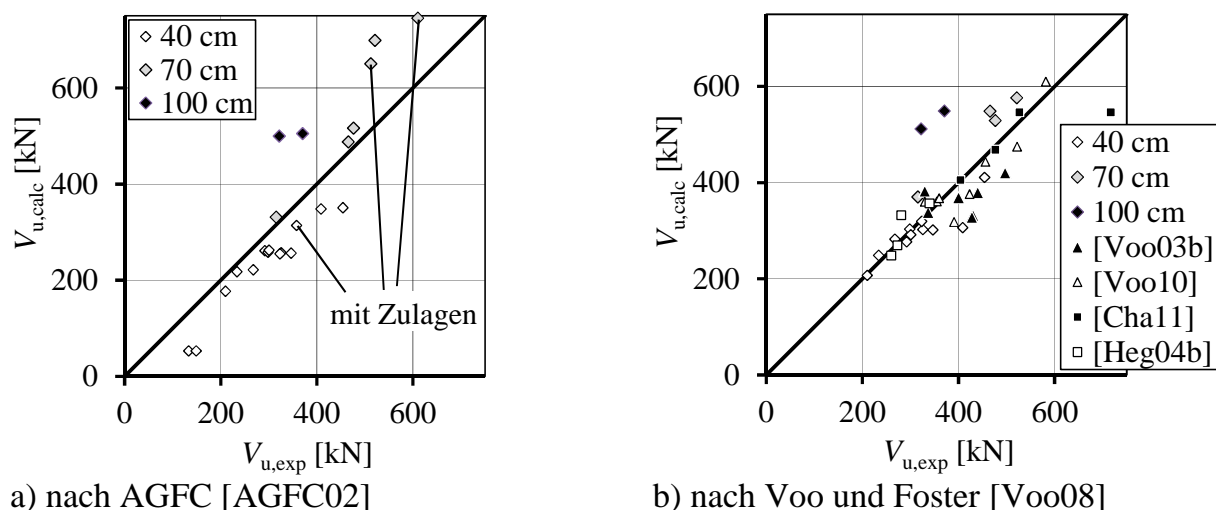


Bild 6-20 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten

Die Bemessungsansätze für UHPC sind hinsichtlich der Tragfähigkeit deutlich zutreffender (Bild 6-20). Die Auswertung nach dem plastischen Ansatz von Voo und Foster (Kap. 2.5.5.7) zeigt bei diesem Vergleich grundsätzlich die beste Übereinstimmung. Da das Variable Engagement Model (VEM) zudem die Nachrisszugfestigkeit analytisch in

Abhängigkeit der Fasergeometrie und der Betondruckfestigkeit bestimmt, können alle faserbewehrten Versuche ohne Öffnungen nachgerechnet werden.

Um die Bemessungsansätze detaillierter zu bewerten, werden im Einzelnen die Fasertraganteile und die wesentlichen Einflussfaktoren der Querkrafttragfähigkeit ausgewertet und diskutiert.

6.8.3.2 Diskussion der Ansätze nach DAfStb und Grunert [DAfStb10, Gru06]

In Bild 6-21 sind die Verhältniswerte der experimentellen zur rechnerischen Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{cfm,L2}^f$ dargestellt. Da die Nachrissbiegezugfestigkeiten für die Versuche mit 2,5 Vol-% Stahlfasern (T3b und T26b) etwa denen mit 0,9 Vol-% entsprechen, werden die Versuche mit dem höheren Fasergehalt stärker unterschätzt. Der zweite Verformungswert der Biegezugversuche $f_{cfm,L2}^f$ nach [DAfStb10] scheint für die Bemessung des verwendeten UHPC ungeeignet, da das unterschiedliche Nachrissverhalten nicht trennscharf erfasst wird.

Zur rechnerischen Querkrafttragfähigkeit nach [DAfStb10] tragen die Fasern etwa 20 % und nach Grunert etwa 10 % bei (Bild 6-22), was im Widerspruch zu den Versuchsergebnissen in Kapitel 3.5.5.2 steht. Die 40 cm hohen Träger besaßen mindestens einen Fasertraganteil von etwa 50 bis 75 %.

Obwohl beide Ansätze den Maßstabsfaktor κ nach EC2 beinhalten, wird der Einfluss der Trägerhöhe nicht ausreichend erfasst (Bild 6-23). Während der Maßstabsfaktor jeweils nur auf den Betontraganteil angesetzt wird, bleibt der rechnerische Fasertraganteil unabhängig von der Bauteilhöhe. Dies ist allerdings von untergeordneter Bedeutung, da der rechnerische Fasertraganteil rechnerisch ohnehin sehr gering ist.

Auch die Diskussion der Bemessungsansätze hinsichtlich der Schubschlankheit ist von untergeordneter Bedeutung, da beide Ansätze den Einfluss für $a/d > 2,5$ nicht mehr berücksichtigen. Der Einfluss der Schubschlankheit bei den eigenen Versuchen mit $3,5 \leq a/d \leq 4,4$ war gering (Kapitel 3.5.5.3) und für die Versuche aus [Voo10] liegen keine Werte für $f_{cfm,L2}$ vor.

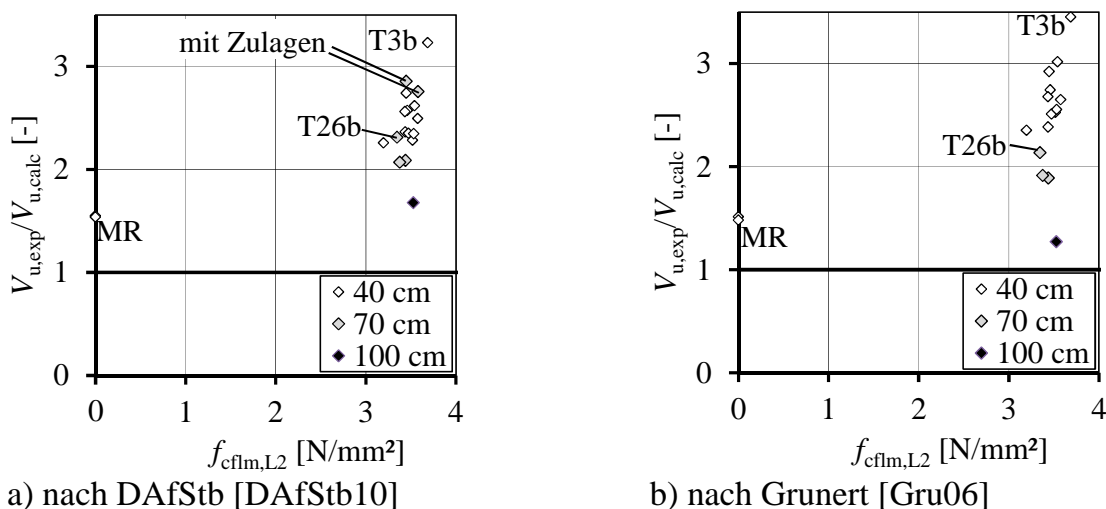
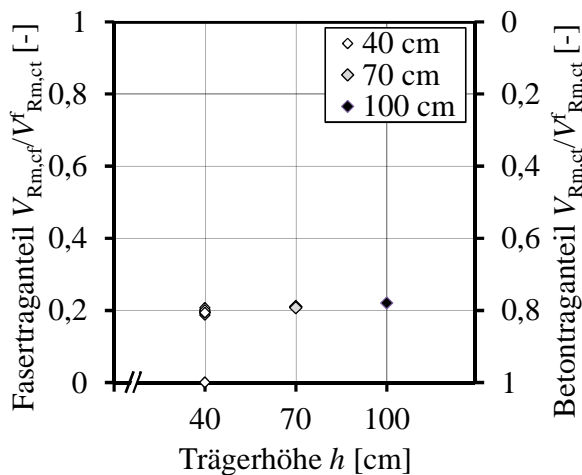
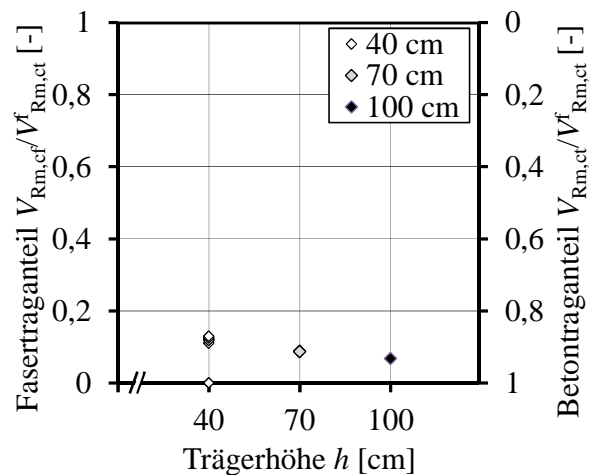


Bild 6-21 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten in Abhängigkeit der Nachrissbiegezugfestigkeit $f_{cfm,L2}$

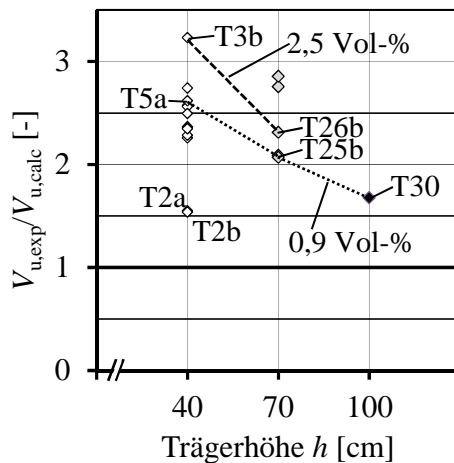


a) nach DAFStb [DAFStb10]

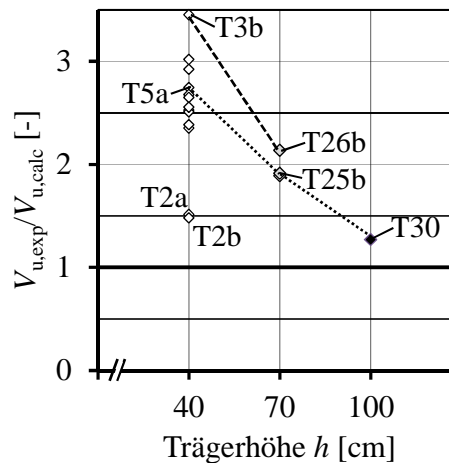


b) nach Grunert [Gru06]

Bild 6-22 Rechnerische Fasertraganteile in Abhängigkeit der Trägerhöhe



a) nach DAFStb [DAFStb10]



b) nach Grunert [Gru06]

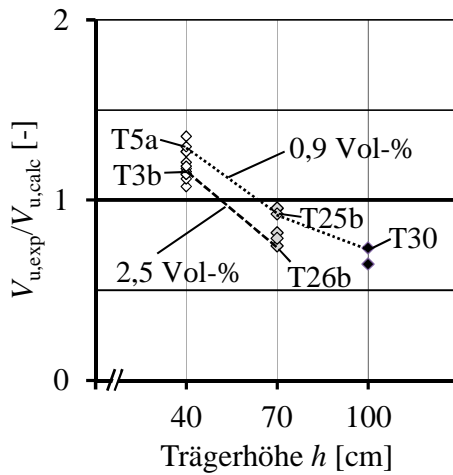
Bild 6-23 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten in Abhängigkeit der Trägerhöhe

6.8.3.3 Diskussion des Ansatzes nach AGFC [AGFC02]

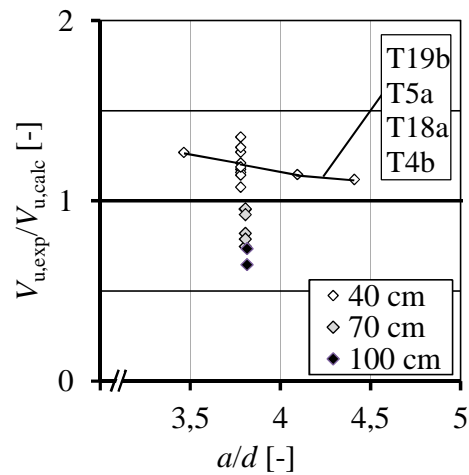
In Bild 6-24 a) sind die Verhältniszahlen der experimentellen und rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten in Abhängigkeit der Trägerhöhe dargestellt. Da die Bemessung nach [AGFC02] keinen Maßstabeffekt berücksichtigt, ist der Einfluss in Bild 6-24 a) sogar ausgeprägter als nach [DAFStb10]. Die Schubslankheit geht ebenfalls nicht in die Bemessung ein und der Trend in Bild 6-24 b) entspricht daher erwartungsgemäß der Tendenz aus Kapitel 3.5.5.3 mit der geringen Abhängigkeit im Bereich $3,5 \leq a/d \leq 4,4$.

Nach Bild 6-25 scheint die Faserwirkung deutlich zutreffender erfasst zu werden als nach [DAFStb10]. Der höhere Fasergehalt besitzt etwa 50 % höhere residuale Zugfestigkeiten $\sigma_{p,mod}$ (T3b und T26b). Beide Versuche werden etwa gleich gut wiedergegeben wie die entsprechenden Versuche mit kleinerem Fasergehalt. Versuch T29b mit den größeren Krampe Harex Fasern gliedert sich ebenfalls trendfrei ein. Der Fasertraganteil der Versuche ohne Zulagebewehrung beträgt hier etwa 80 % unabhängig von der Trägerhöhe (Bild 6-25 b). Die Faserwirkung wird daher bei den höheren Trägern vermutlich

überschätzt. Die Fasertraganteile der Versuche T3b und T26b unterscheiden sich zudem nur um etwa 10 % von den Versuchen mit 0,9 Vol-% Fasern, was die deutlichen Unterschiede der Faserwirkung bei den Trägern mit $h = 40$ cm nicht zutreffend erfasst.

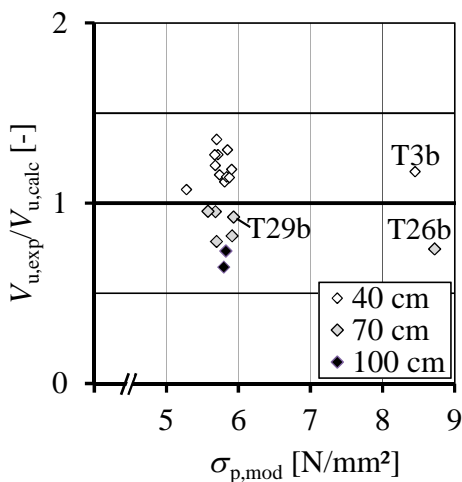


a) abhängig von der Trägerhöhe

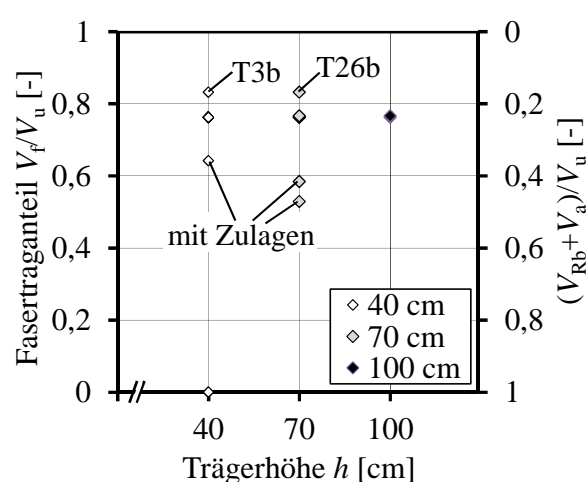


b) abhängig von der Schubslankheit

Bild 6-24 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten nach AGFC [AGFC02]



a) rechnerische zu experimentellen Querkrafttragfähigkeiten abhängig von der residualen Zugfestigkeit



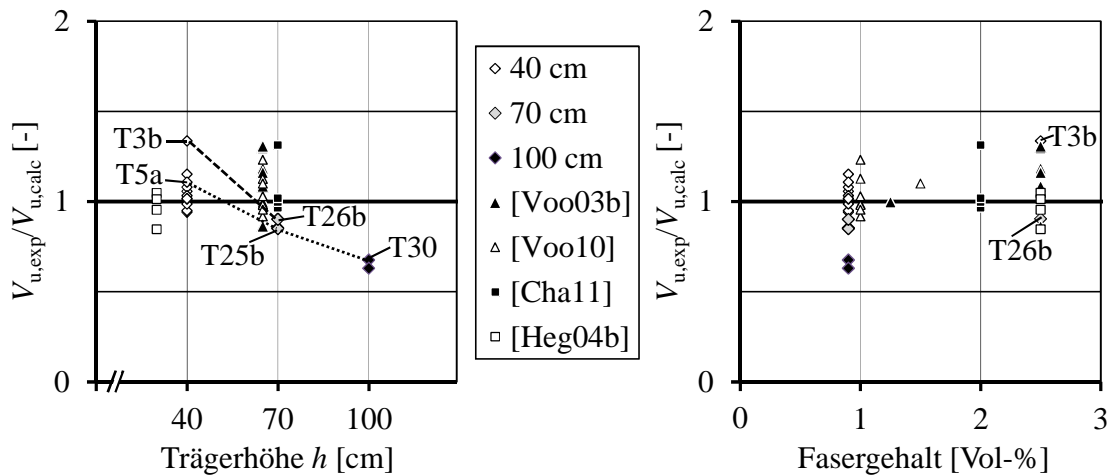
b) Fasertraganteile abhängig von der Trägerhöhe

Bild 6-25 Auswertung nach AGFC [AGFC02]

6.8.3.4 Diskussion des Ansatzes nach Voo und Foster [Voo08]

In Bild 6-26 sind für den Ansatz nach Voo und Foster die rechnerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten in Abhängigkeit der Trägerhöhe und des Fasergehaltes ausgewertet. Der unberücksichtigte Einfluss der Trägerhöhe ist offensichtlich. Der Maßstabseinfluss war allerdings auch nicht Bestandteil der Untersuchungen von Voo und Foster. Die untersuchten Trägerhöhen $h = 65$ cm werden zutreffend wiedergegeben. Die eigenen Versuche mit $h = 100$ cm werden hingegen überschätzt, die mit $h = 40$ cm unterschätzt. Beim höheren Fasergehalt und gleichzeitig kleiner Trägerhöhe ist der Einfluss stärker ausgeprägt (T3b und T26b mit 2,5 Vol-%). Während bei kleinen Trägerhöhen mit gutmütigem Nachrissverhalten die Fasertragwirkung in den Versuchen

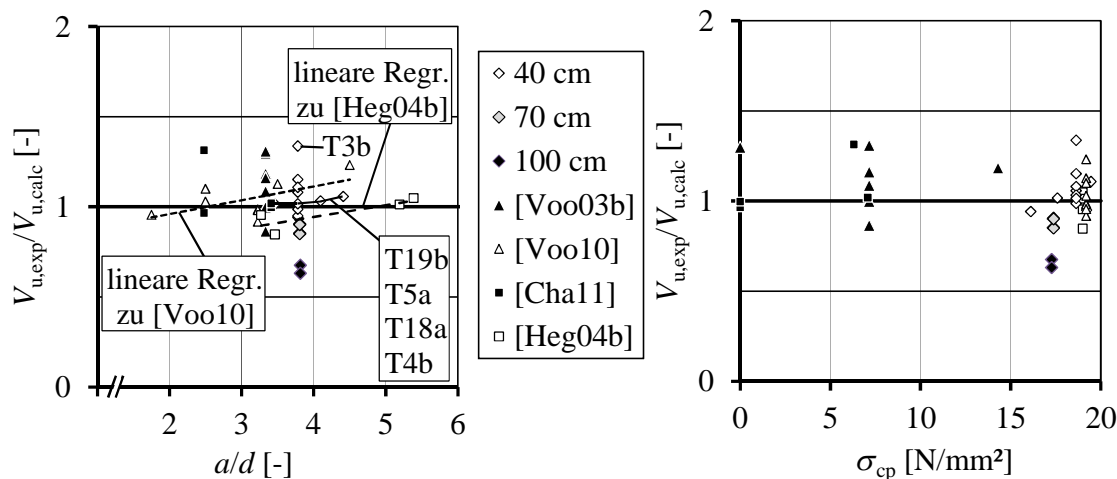
stärker ausgeprägt war, ging sie bei großen Trägerhöhen nahezu verloren. Dies gilt insbesondere für kurze Fasern, die bei großen Rissbreiten ihre Wirkung verloren. Das VEM nach Voo und Foster verwendet allerdings jeweils die maximale Nachrisszugfestigkeit. Eine von der Trägerhöhe abhängige Rissbreite bleibt unberücksichtigt.



a) abhängig von der Trägerhöhe

b) abhängig vom Fasergehalt

Bild 6-26 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten nach Voo und Foster



a) abhängig von der Schubschlankheit

b) abhängig von der Längsdruckspannung

Bild 6-27 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten nach Voo und Foster

Der Einfluss der Schubschlankheit wird gut erfasst (Bild 6-27 a). Voo und Foster berücksichtigen die Schubschlankheit vorwiegend durch den hyperbolischen Term $1/a$ bzw. $\Sigma P_{e,i} \cdot d_{pi}/a$ in Gleichung (2.62). Bei der von Voo und Foster durchgeführten Versuchsreihe zur Schubschlankheit wird der Einfluss rechnerisch etwas überschätzt (gestrichelte Linie), da Gleichung (2.62) nur zwei Traganteile beinhaltet. Bei den Trägern mit hoher Vorspannung ergibt sich ein kleiner Fasertraganteil von etwa 5 bis 30 % und der zweite Traganteil besteht ausschließlich aus dem Anteil der Vorspannung ($\Sigma P_{e,i} \cdot d_{pi}/a$), sodass etwa 70 bis 95 % dem Sprengwerk mit einer Abhängigkeit von der Schubschlankheit zugeordnet werden (Bild 6-28 a). Die Fasertraganteile wurden in Abhängigkeit der Trägerhöhe und der Vorspannung in Bild 6-28 ausgewertet. Hier sind ausschließlich Versuche berücksichtigt, bei deren Bemessung die Zusatzbedingung $x \leq a$ nach

Gleichung (2.63) nicht greift, da in diesem Fall rechnerisch die Druckstreben­tragfähigkeit nach Gleichung (2.61) maßgebend wird. Dies gilt für zwei Versuche aus [Voo03b] und drei Versuche aus [Cha11], bei denen allerdings kein Druckstrebenversagen aufgetreten ist. Drei dieser Versuche sind nicht vorgespannt und besitzen daher rechnerisch keinen Sprengwerkanteil in Gleichung (2.62).

Die gering vorgespannten Träger ($\sigma_{cp} = 7 \text{ N/mm}^2$) aus [Voo03b] besitzen einen rechnerischen Fasertraganteil von etwa 60 %, der mit zunehmender Vorspannung auf etwa 10 bis 20 % abfällt (Bild 6-28 b). Die eigenen Versuche an 40 cm hohen Trägern besitzen aufgrund der hohen Vorspannung rechnerisch ebenfalls nur etwa 20 bis 30 % Fasertraganteile, während im Versuche mindestens ein Fasertraganteil von etwa 50 bis 75 % ermittelt wurde (Kapitel 3.5.5.2).

Der mit steigender Vorspannung sinkende Fasertraganteil erscheint zunächst plausibel, andererseits wird eine ausreichende Faserwirkung für eine Umlagerung in ein stabiles Fachwerk mit einem Sprengwerk und zugehörigen Umlenkkräften zwingend benötigt. Der Modellgedanke von Voo und Foster setzt hingegen voraus, dass der Traganteil der Vorspannung auf direktem Weg über die Schubrisse hinweg verläuft und keine Umlenkkräfte benötigt bzw. Querszugkräfte infolge Lastausbreitung hervorruft. Dennoch kann argumentiert werden, dass die Vorspannung bei einer sehr flachen Neigung des Sprengwerks der Faserzugbeanspruchung im Riss entgegenwirkt und die so gewonnenen Faserkräfte parallel zu den Rissufern aktiviert werden. Die Versuche von Voo und Foster ergaben wie die eigenen ein fein verteiltes Schubrissbild, sodass ein stärker ausgeprägter Fachwerktraganteil zu vermuten ist. Die Versuche SB3 mit 2,5 Vol-% und SB4 mit 1,25 Vol-% Fasern des gleichen Typs haben nach diesem Modell nahezu die gleiche Tragfähigkeit (SB3: $V_{u,calc} = 327 \text{ kN}$, SB4: $V_{u,calc} = 338 \text{ kN}$), während die experimentellen Tragfähigkeiten den günstigen Einfluss der Fasern eindeutig belegen (SB3: $V_{u,exp} = 428 \text{ kN}$, SB4: $V_{u,exp} = 337 \text{ kN}$).

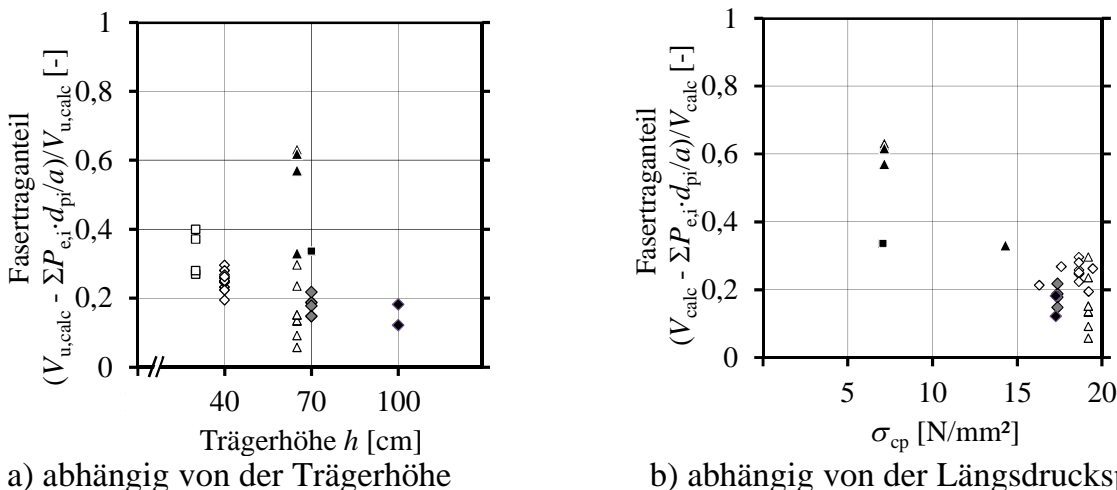


Bild 6-28 Fasertraganteile an der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit nach Voo und Foster für Versuche mit $x < a$ nach Gleichung (2.63)

6.8.4 Eigener Bemessungsansatz

6.8.4.1 Träger ohne Öffnungen

Die Modellgedanken des eigenen Bemessungsansatzes sind grundlegend mechanisch, allerdings konnte auf empirische Beiwerte nicht verzichtet werden. Die Traganteile bestehen aus einem Fasertraganteil und einem Betontraganteil. Der Betontraganteil setzt sich wiederum aus geneigten Betondruckkräften in den Gurten und einem Eigentraganteil der Gurte zusammen. Der Kraftfluss ist in Bild 6-29 exemplarisch für einen 40 cm hohen Träger und $\cot\theta = 2,5$ dargestellt. Für die Modellbeschreibung wird die Krafrichtung der Fasern vereinfacht zu $\alpha = 90^\circ$ angenommen. Das Modell für $\alpha \neq 90^\circ$ ist für die gleichen Trägerabmessungen in Bild 6-30 dargestellt.

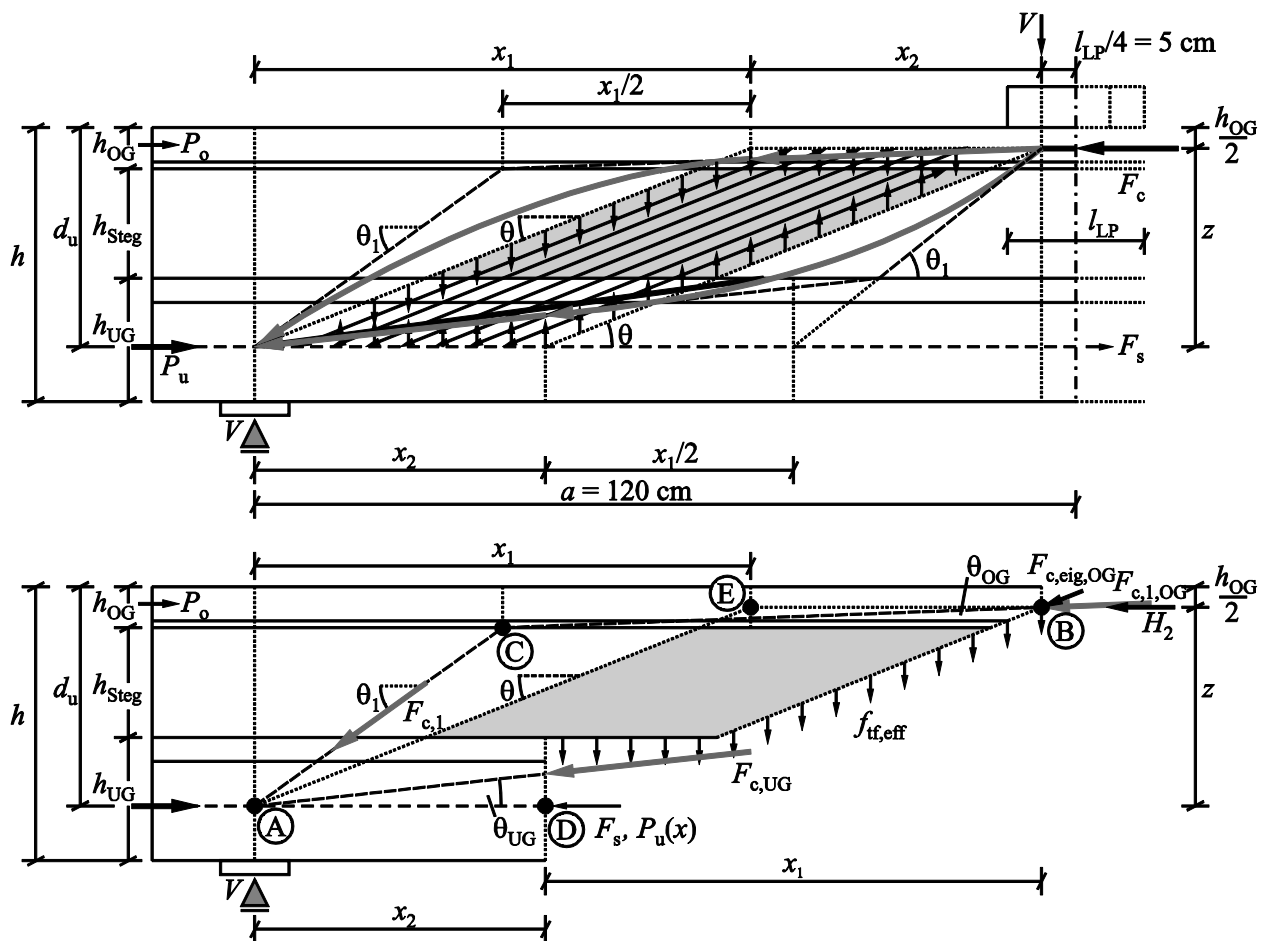


Bild 6-29 Querkraftmodell und frei geschnittene Querkrafttraganteile am Beispiel mit $h = 40$ cm, $a = 120$ cm und $\cot\theta = 2,5$ für den Sonderfall $\alpha = 90^\circ$

In Längsrichtung ist der Träger im Wesentlichen in drei Abschnitte unterteilt. Im mittleren Bereich bilden sich nahezu parallele Schubrisse über die gesamte Steghöhe aus und enden an den Gurtanschnitten (grau hinterlegter Bereich). In diesem Bereich wirken parallele Druckkräfte unter dem Winkel θ und vertikale Zugkräfte der Fasern. Demnach wird hier von gleichen Riss- und Druckstrebenwinkeln ausgegangen ($\beta_r = \theta$). Der Druckstrebenwinkel nach Gleichung (6.33) nimmt mit steigendem Schubbewehrungsgrad zu und ist auf 45° bzw. 18° begrenzt. Bei den kleineren Trägerhöhen haben sich mit einer deutlich kleineren bezogenen Steghöhe h_{Steg}/d flachere Schubrisse eingestellt als bei den

größeren bezogenen Steghöhen. Die Höhe der grauen Zone im Verhältnis zur Nutzhöhe wird hier als bezogene Steghöhe h_{Steg}/d bezeichnet. Der Einfluss hieraus wird in Gleichung (6.33) durch den Koeffizienten A gewichtet. Der Druckstrebenwinkel wird daher rein empirisch bestimmt. Um das äußere Gleichgewicht des Fachwerkanteils herzustellen, werden die Faserzugkräfte bis zum Schwerpunkt der Biegezugbewehrung und der horizontalen Wirkungslinie der Biegedruckkraft F_c im Obergurt geführt. Innerhalb der Gurte führt die Faserzugkraft nicht zur Rissbildung, da die Betonzugfestigkeit in der größeren Querschnittsbreite der Gurte nicht erreicht wird, insbesondere wenn die Betonzugfestigkeit größer ist als die Nachrisszugfestigkeit.

Die Lage der Biegedruckkraft wird hier vereinfacht bei $h_{\text{OG}}/2$ angenommen. Bei einer ausgewogenen Dimensionierung des Obergurtes entsprechend der Biegebemessung ist diese Annahme gerechtfertigt. Lediglich bei deutlich überdimensioniertem Druckgurt kann die Kraft näher am Querschnittsrand liegen. Im Modell wird der homogene Fachwerkbereich ausgehend vom Kreuzungspunkt der Biegezugkraft mit der Auflagerkraft V im Winkel θ konstruiert (Punkt A in Bild 6-29). Ausgehend vom Kreuzungspunkt der einwirkenden Querkraft V und der Biegedruckkraft F_c (Punkt B) wird analog verfahren. Der mittlere Fachwerkbereich besitzt demnach die Länge x_2 (Gl. 6.32) mit dem Fasertraganteil F_f . Unabhängig von der Reihenfolge der Erläuterungen sind die Gleichungen (6.31) bis (6.55) nach der Berechnungsreihenfolge geordnet (Bestimmung der (a) Längen, (b) Winkel, (c) Strebenkräfte, (d) Traganteile und (e) Summe der Traganteile). Neben den Formeln sind zusätzlich die grafisch bestimmbaren Knotengleichgewichte in Bild 6-33 dargestellt.

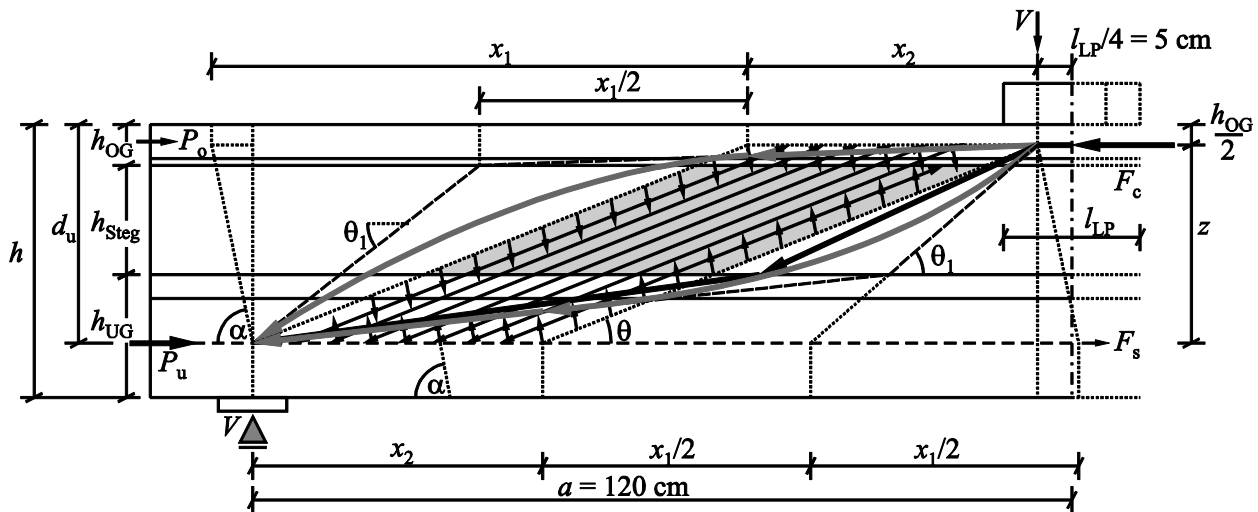


Bild 6-30 Querkraftmodell am Beispiel mit $h = 40 \text{ cm}$, $a = 120 \text{ cm}$ und $\cot\theta = 2,5$ für $\alpha \neq 90^\circ$

In Auflagernähe wird der Fasertraganteil F_f (Gl. 6.39) über die Länge x_1 (Gl. 6.31) hochgehängt und verläuft danach mit zunehmendem Druckstrebenwinkel ins Auflager. Die hieraus modellierte Druckstrebenkraft $F_{c,1}$ nach Gleichung (6.40) ist demnach um θ_1 geneigt (Gl. 6.35). Während die Betondruckkräfte am Balkenende und in Lastnähe kontinuierlich durch die Faserwirkung bogenartig umgelenkt werden (zwei graue Pfeile in den Bildern 6-29 und 6-30), sind die Wirkungslinien der rechnerischen Modellkräfte durch gestrichelte Linien und Punkte verdeutlicht. Die Druckstrebenkraft $F_{c,1}$ resultiert

neben dem Fasertraganteil aus einem weiteren Betontraganteil des Obergurtes $V_{c,OG}$ (Gl. 6.43). Dieser entsteht aufgrund der Neigung θ_{OG} (Gl. 6.36) der Kraft $F_{c,1,OG}$ zwischen den Punkten B und C. $F_{c,1}$ erreicht demnach im Abstand $x_1/2$ den Obergurt (Punkt C) und muss lediglich um den reduzierten Winkel $\theta_1 - \theta_{OG}$ umgelenkt werden. Insbesondere bei hohen Obergurten und kleinen Schubslankheiten nimmt der Betontraganteil $V_{c,OG}$ zu, da der Winkel θ_{OG} größer wird. Die Träger in [Voo10] besaßen eine kräftige Vorspannung im Obergurt und die Rissbilder belegen, dass die Schubrisse nicht über die gesamte Steghöhe bis an den Gurtanschnitt verliefen. Infolge der Vorspannung des Obergurtes konnte sich daher eine steilere Neigung der Betondruckkraft $F_{c,1}$ einstellen und der Betontraganteil $V_{c,OG}$ wurde vergrößert. Dies wird in Gleichung (6.36) durch den Beiwert $\kappa_{cp,OG}$ berücksichtigt, der die Neigung in Abhängigkeit der Vorspannung bzw. der Druckspannungen im Obergurt erhöht. Der Vorfaktor 100 in Gleichung (6.36) wurde empirisch festgelegt, um die Versuche aus [Voo10] an die anderen Versuche anzugleichen.

Nahe der Lasteinleitung stellt sich für die erste Modelldruckstrebe ebenfalls der Winkel θ_1 ein. Für die Umlenkung steht wiederum die Faserkraft F_f entlang der Strecke B – D mit der Länge x_1 zur Verfügung. Mit dem Winkel θ_{UG} (Gl. 6.38) ergibt sich der direkte Betontraganteil des Untergurtes analog zum Obergurt. Während die Betondruckfestigkeit im Obergurt am Punkt B in der Regel hoch ausgenutzt wird, kann die Verankerung über dem Auflager erheblich Reserven aufweisen wie bei den Versuchen in [Voo10] mit großen Auflagerüberständen. In diesem Fall kann die geneigte Betondruckkraft $F_{c,1,UG}$ mit einem steileren Winkel θ_{UG} zur Lastplatte verlaufen, wird dort von der vertikalen Auflagerkraft wieder nach oben gelenkt und hinter dem Auflager verankert. Zur Bemessung auf Bauteilebene ist diese Vorgehensweise allerdings zu detailliert. Zudem wird die Modellgenauigkeit nur geringfügig verbessert. Die Versuche in [Voo10] besaßen beispielsweise eine einlagige Biegezugbewehrung mit kleiner Betondeckung, sodass sich bei einer Modellanpassung der Winkel θ_{UG} nur unwesentlich ändert. Hier wird daher einheitlich vom Schwerpunkt der Biegezugbewehrung am Punkt A ausgegangen. Bei mehrlagiger Bewehrung, kleinen Trägerhöhen und ausreichender Verankerung kann dieser Einfluss stärker ausgeprägt sein.

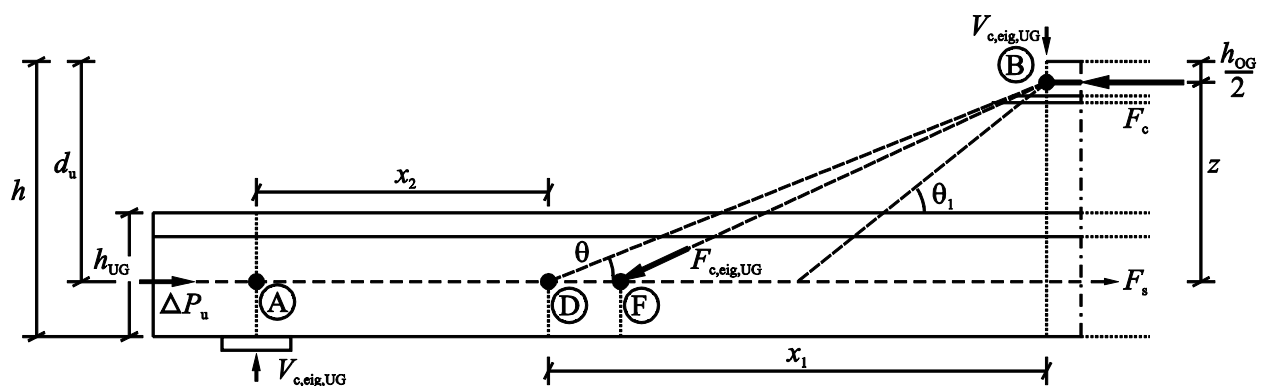


Bild 6-31 Eigentrageanteil des Untergurtes im Querkraftmodell

Zusätzlich kann ausgehend vom Punkt B eine Druckkraft $F_{c,eig,UG}$ in Richtung Punkt F zum Untergurt verlaufen und muss dort durch einen weiteren Querkraftanteil zum Punkt A umgelenkt werden (Gl. 6.48 bis 6.51). Die Fasertraganteile sind bereits aufgebraucht

und stehen hierfür nicht zur Verfügung. Allerdings ist der Untergurt kein reiner Fachwerkstab, sondern ein in den Träger eingespannter Biegestab, der eine eigene Biege- und Querkrafttragfähigkeit besitzt. In Bild 6-31 wurde zur Verdeutlichung das Fachwerk entfernt. Die Druckstrebenkraft $F_{c,eig,UG}$ kann gesteigert werden, solange das Moment bzw. die Querkraft $V_{c,eig,UG}$ vom Untergurt am Punkt F aufgenommen werden können. Während bei kleinen Schubschlankheiten die Strecke x_2 gegen Null geht und sich die Kraft $F_{c,eig,UG}$ fächerartig etwa im Winkel θ_1 ausbreitet, sinkt der Traganteil mit zunehmender Schubschlankheit und die Neigung der Kraft nähert sich dem Winkel θ an. Daher wird der Längenanteil $x_1/2$ des Hebelarms in Gleichung (6.50) in Abhängigkeit der Schubschlankheit gewichtet.

Bei den Eigentraganteilen der Gurte ist grundsätzlich die Verformungsverträglichkeit mit dem Fachwerk zu beachten. Durch zunehmende Rissbildung und Schubverzerrung des Steges kann sich eine entsprechende Verkrümmung des Untergurtes am Trägerende einstellen und dadurch einen Querkrafttraganteil aktivieren. Mit abnehmendem Verhältnis h_{UG}/x_2 geht dieser Traganteil verloren. Die Vorspannung hingegen vermindert die Biegerissbildung und führt durch die höhere Gurtsteifigkeit zu einer Aktivierung des Traganteils bei kleineren Verkrümmungen. Insbesondere bei vorgespannten Trägern bleibt der Untergurt am Trägerende weitestgehend ungerissen. Durch diesen Traganteil kann sich zudem ein Maßstabeffekt einstellen, da in der Regel mit zunehmender Trägerhöhe die Untergurtabmessungen nicht proportional wachsen, sodass das Verhältnis h_{UG}/x_2 abnimmt und die Trägersteifigkeit deutlich stärker zunimmt als die Gurtsteifigkeit.

Beim Obergurt tritt dieser Traganteil ebenfalls auf, ist allerdings für den beispielhaften Trägerquerschnitt nach Bild 6-29 nicht von Bedeutung, da der Obergurt sehr schlank ist und keine nennenswerte Biegebewehrung oder Vorspannung aufweist. Lediglich die im Bereich von Punkt E vorhandene Biegedruckkraft F_c erhöht den Eigenwiderstand des Obergurtes. Um der Berechnungsaufwand nicht weiter zu steigern, wird für den Obergurt das Dekompressionsmoment ohne Ansatz der Nachrisszugfestigkeit in Gleichung (6.51) bestimmt. Die Druckgurtkraft an dieser Stelle ergibt sich aus der Vorspannung des Obergurtes und der horizontalen Kraftkomponenten H_1 (aus der auflagernahen Druckstrebe nach Gl. 6.42). Bei den Versuchen in [Voo03b] und [Voo10] waren die Obergurte stark vorgespannt und besaßen deutlich größere Bewehrungsmengen und Abmessungen. Hier wurden die Eigentraganteile daher unabhängig vom Dekompressionsmoment analog zum Untergurt bestimmt.

Sowohl die geneigten Gurtkräfte als auch die Eigentraganteile ließen sich auch in den Versuchen beobachten, wie am Beispiel von Versuch T22b mit 0,9 Vol-% Fasern in Bild 6-32 zu erkennen ist. Im Obergurt (Punkt E in Bild 6-29) bildete sich ein plastisches Gelenk mit Biegerissen an der Trägeroberseite. Dies belegt die lokale Biegebeanspruchung des Obergurtes entgegen dem globalen Moment, die eine Verlagerung der Biegedruckkraft an die Unterseite des Obergurtes verstärkt und damit die Neigung der Druckkraft vergrößert. Dieses Verhalten wird auch in [Voo03b], [Cha11] und [Zha94] beschrieben. Weiterhin wurde nach dem Ausfall der Fachwerkwirkung durch Faser-Pull-out in den Schubrissen bei den kleinen Trägern eine hohe Resttragfähigkeit beobachtet, die nur durch die zunehmende Eigentragfähigkeit des Untergurtes begründet werden

kann. Bei Versuch T2a ohne Stahlfasern konnte nach dem Querkraftversagen im Steg bei 134 kN und einem Abspalten des oberen Trägerbereichs die Last weiter auf 148 kN gesteigert werden. Abschließend wurde der Versuch entlastet. Der nach dem Querkraftversagen verbliebene ungerissene Balkenteil war geometrisch vergleichbar mit dem Teilsystem in Bild 6-31. In Bild 6-32 sind zudem die Verformungen des Steges und des Untergurtes am Trägerende gut zu erkennen, welche die Aktivierung der Eigentraganteile des Untergurtes erst ermöglichen.

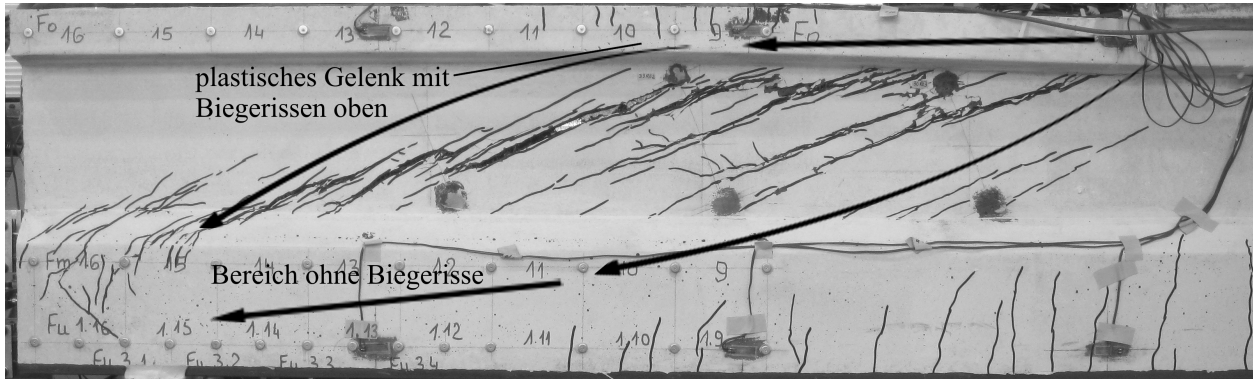


Bild 6-32 Lastpfade der direkten Betontraganteile durch die ungerissenen Bereiche mit einer Gelenkbildung im Obergurt am Beispiel von Versuch T22b nach dem Überschreiten der Bruchlast (Faser-Pull-out im Schubriss)

Die Querkrafttragfähigkeit ergibt sich abschließend nach Gleichung 6.55 aus drei additiven Anteilen: einem Betontraganteil bestehend aus den geneigten Druckkräften der Gurte und den Eigentraganteilen, einem Fasertraganteil und einem Bewehrungstraganteil. Für den Faser- und den Bewehrungstraganteil werden die gleichen Druckstrebenwinkel verwendet. Bei der Faserwirkung wird davon ausgegangen, dass sie senkrecht zu den Rissen wirkt ($\alpha = 90^\circ - \theta$). Grundsätzlich ist auch eine Annahme $\alpha = 90^\circ$ zielführend, allerdings ist das Fasermodell für beide Fälle unterschiedlich zu kalibrieren. Die Aufteilung in Fachwerk- und Betontraganteil sollte nicht darüber hinwegtäuschen, dass der Betontraganteil ohne stabiles Fachwerk (Faserwirkung und Zulagebewehrung) nicht zu Stande kommt.

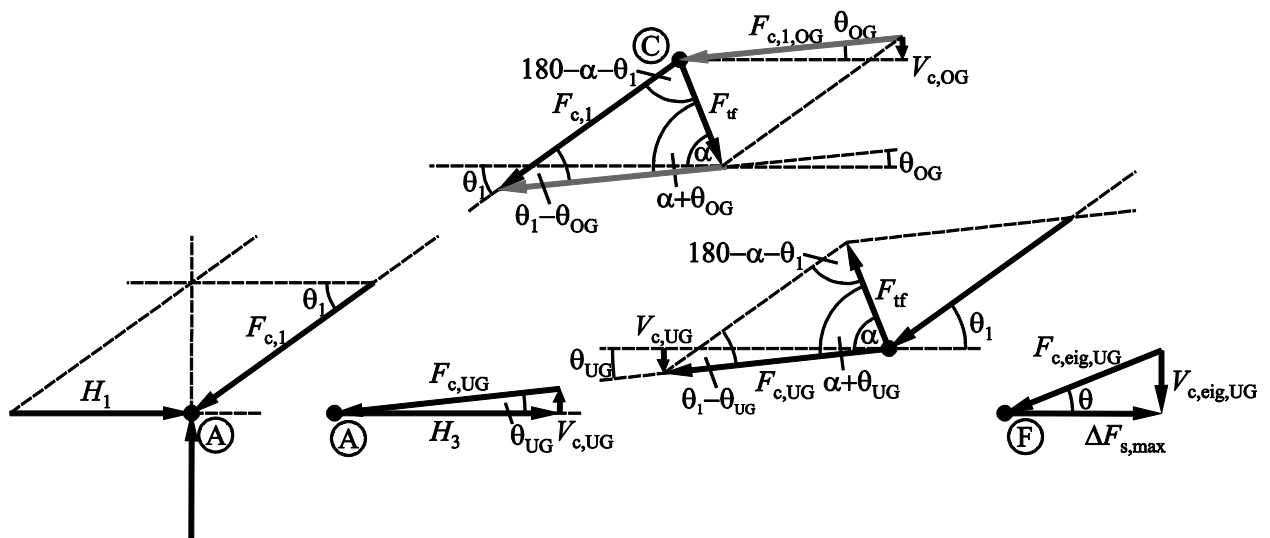


Bild 6-33 Knotengleichgewichte an den Fachwerkknoten des Tragmodells

(a) Bestimmung der Längen

$$x_1 = \left(d_u - \frac{h_{OG}}{2} \right) \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \quad (6.31)$$

$$x_2 = a - \frac{l_{LP}}{4} - \left(d_u - \frac{h_{OG}}{2} \right) \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) = a - \frac{l_{LP}}{4} - x_1 \quad (6.32)$$

d_u : statische Nutzhöhe der Spannbewehrung im Untergurt

h_{OG} : Höhe des Obergurtes inklusive Voute

θ : Druckstrebenwinkel

α : Neigung der Nachrisszugfestigkeit im Schubriss bezogen auf die Trägerachse ($\alpha = 90^\circ - \theta$)

a : Abstand zwischen Auflagerlinie und Einzellast

l_{LP} : Länge der Lastplatte unter der Einzellast

(b) Bestimmung der Winkel

$$\cot\theta = 1,0 + \frac{1}{\omega_{w,f} + \omega_{w,s}} \cdot A \frac{h_{Steg}}{d} \leq \begin{cases} 3,0 \\ (a - l_{LP}/4)/d \end{cases} \quad (6.33)$$

$\omega_{w,f}$: mechanischer Querkraftbewehrungsgrad für die Fasern

$\omega_{w,s}$: mechanischer Querkraftbewehrungsgrad für die Zulagebewehrung

h_{Steg} : Steghöhe zwischen den Gurtanschnitten

A : empirischer Faktor für die Wichtung des Maßstabseinflusses der bezogenen Steghöhe ($A = 0,5$)

$$\alpha = 90^\circ - \theta \quad (6.34)$$

$$\theta_1 = \arctan\left(\frac{2}{\cot\theta + \cot\alpha}\right) \quad (6.35)$$

θ_1 : Druckstrebenwinkel der auflager- und lastnahen Druckstreben

$$\theta_{OG} = \arctan\left(\frac{\Delta h_{OG}}{x_2 + 0,5 \cdot x_1}\right) \cdot \kappa_{cp,OG} = \arctan\left(\frac{0,5 \cdot h_{OG}}{x_2 + 0,5 \cdot x_1}\right) \cdot \kappa_{cp,OG} \quad (6.36)$$

θ_{OG} : Winkel zwischen Obergurtkraft $F_{c,1,OG}$ und Bauteilachse

Δh_{OG} : Höhendifferenz der Druckkraft im Obergurt

$\kappa_{cp,OG}$: Beiwert für den Einfluss der Vorspannung im Obergurt

$$\kappa_{cp,OG} = 1 + 100 \cdot \frac{P_o}{A_{OG} \cdot f_{c,cube100}} \quad (6.37)$$

P_o : Vorspannkraft im Obergurt

A_{OG} : Querschnittsfläche des Obergurtes

$f_{c,cube100}$: Würfeldruckfestigkeit am 100 mm Würfel

$$\theta_{UG} = \arctan\left(\frac{\Delta h_{UG}}{x_2 + 0,5 \cdot x_1}\right) = \arctan\left(\frac{d - h_{OG} - h_{Steg}}{x_2 + 0,5 \cdot x_1}\right) \quad (6.38)$$

θ_{UG} : Winkel zwischen Untergurtkraft $F_{c,1,UG}$ und Bauteilachse

Δh_{UG} : Höhendifferenz der Druckkraft im Untergurt

(c) Bestimmung der Strebenkräfte

$$F_{tf} = f_{tf,eff} \cdot x_1 \cdot b_w \cdot \frac{\sin \alpha}{\cos \theta} \quad (6.39)$$

mit $f_{tf,eff} = f_{tf} \cdot \kappa_{h,f}$

F_{tf} : um α geneigte Zugpfostenkraft infolge Faserwirkung

f_{tf} : Nachrisszugfestigkeit nach VEM (Gl. 2.64)

$f_{tf,eff}$: effektive Nachrisszugfestigkeit im Bauteil

$$\kappa_{h,f} = 0,7 \cdot \frac{d}{h_{Steg}} : \text{Maßstabsbeiwert der Nachrisszugfestigkeit}$$

b_w : Stegbreite

$$F_{c,1} = F_{tf} \cdot \frac{\sin(\theta_1 - \theta_{OG})}{\sin(\alpha + \theta_{OG})} \quad (6.40)$$

$F_{c,1}$: um θ_1 geneigte Druckstrebenkraft am Auflager

$$F_{c,1,OG} = F_{tf} \cdot \frac{\sin(180^\circ - \theta_1 - \alpha)}{\sin(\alpha + \theta_{OG})} \quad (6.41)$$

$F_{c,1,OG}$: um θ_{OG} geneigte Druckkraft im Obergurt

$$H_1 = F_{c,1} \cdot \cos \theta_1 \quad (6.42)$$

H_1 : horizontale Kraftkomponente der Druckstrebenkraft $F_{c,1}$

$$V_{c,OG} = F_{c,1,OG} \cdot \sin \theta_{OG} \quad (6.43)$$

$V_{c,OG}$: Querkrafttraganteil infolge geneigter Biegedruckkraft $F_{c,1,OG}$

$$H_2 = f_{tf,eff} \cdot x_2 \cdot b_w \cdot \frac{\sin \alpha}{\cos \theta} \cdot \frac{\sin(180 - \theta - \alpha)}{\sin \theta} \quad (6.44)$$

H_2 : horizontale Kraftkomponente im Fachwerkbereich der Länge x_2

$$F_{c,1,UG} = F_{tf} \cdot \frac{\sin(180^\circ - \theta_1 - \alpha)}{\sin(\alpha + \theta_{UG})} \quad (6.45)$$

$F_{c,UG}$: um θ_{UG} geneigte Druckkraft im Untergurt

$$H_3 = F_{c,1,UG} \cdot \cos \theta_{UG} \quad (6.46)$$

H_3 : horizontale Kraftkomponente der Druckstrebenkraft $F_{c,1,UG}$

$$V_{c,UG} = F_{c,1,UG} \cdot \sin \theta_{UG} \quad (6.47)$$

$V_{c,UG}$: Querkrafttraganteil infolge geneigter Untergurtkraft $F_{c,UG}$

$$M_{UG} = \Delta F_{s,max} \cdot z_{UG} \quad (6.48)$$

M_{UG} : Eigenbiegetragfähigkeit des Untergurtes

$\Delta F_{s,max}$: im Fachwerk ungenutzte Stahlzugkraft der Biegezugbewehrung

z_{UG} : vereinfachter innerer Hebelarm des Untergurtes

$$\Delta F_{s,max} = A_p \cdot f_p - H_1 - H_2 - H_3 \quad (6.49)$$

$\Delta F_{s,max}$: im Fachwerk ungenutzte Stahlzugkraft der Biegezugbewehrung

A_p : Querschnittsfläche der Spannbewehrung im Untergurt

f_p : Spannstahlspannung (hier einheitlich mit 1800 N/mm²)

$$V_{c,eig,UG} = \frac{M_{UG}}{x_2 + \frac{x_1}{2} \cdot \frac{d_u}{a - l_{Lp}/4}} \quad (6.50)$$

$V_{c,eig,UG}$: Eigenquerkrafttraganteil des Untergurtes infolge Eigenbiege- und querkrafttragfähigkeit des Untergurtes

$$V_{c,eig,OG} = \frac{\frac{P_o + H_1}{A_{OG}}}{\frac{x_2 - l_{Lp}/4}{I_{y,OG}} \cdot s_{OG} - \frac{\cot\theta}{A_{OG}}} \quad (6.51)$$

$V_{c,eig,OG}$: Eigenquerkrafttraganteil des Obergurtes infolge Eigenbiegetragfähigkeit des Obergurtes

P_o : Querschnittsfläche der Spannbewehrung im Obergurt

A_{OG} : Querschnittsfläche des Obergurtes

$I_{y,OG}$: Eigenträgheitsmoment des Obergurtes

s_{OG} : Schwerpunktabstand im Obergurt zum oberen Rand

(d) Bestimmung der Traganteile

$$V_{Rm,f} = F_{tf} \cdot \sin\alpha \quad (6.52)$$

$V_{Rm,f}$: Querkrafttraganteil der Fasern

$$V_{Rm,c} = V_{c,OG} + V_{c,UG} + V_{c,eig,OG} + V_{c,eig,UG} \quad (6.53)$$

$V_{Rm,c}$: Betontraganteil der Querkraft

$$V_{Rm,s} = a_{sw} \cdot f_y \cdot z \cdot \cot\theta \quad (6.54)$$

$V_{Rm,s}$: Querkrafttraganteil der Zulagebewehrung

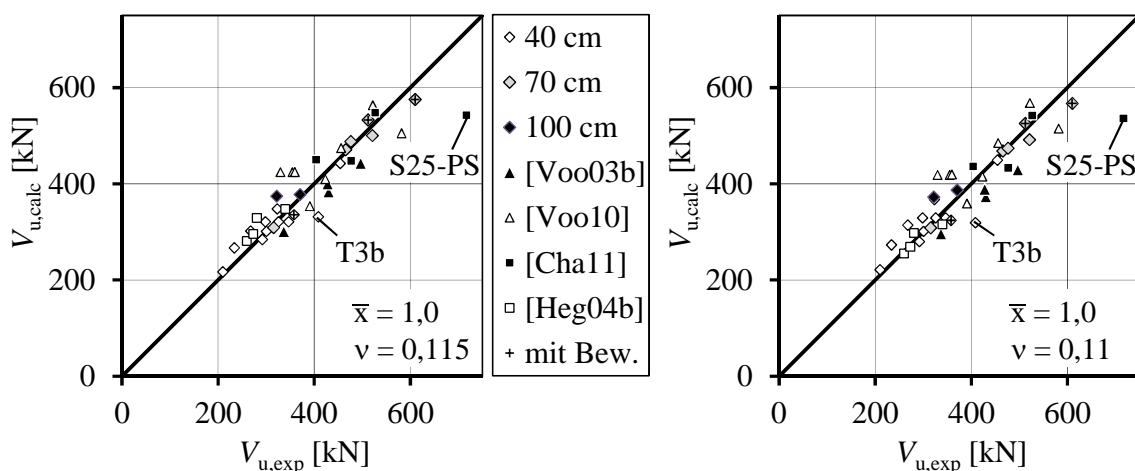
$z = d - h_{OG}/2$: innerer Hebelarm

(e) Summe der Traganteile

$$V_{Rm}^f = V_{Rm,f} + V_{Rm,c} + V_{Rm,s} \quad (6.55)$$

Die Bemessungsgleichungen sind für die Versuche an Trägern ohne Öffnungen in Bild 6-34 ausgewertet. Die Berechnungsergebnisse und die erforderlichen Zwischenschritte sind Anhang F zusammengestellt. Der Mittelwert beträgt $V_{u,exp}/V_{u,calc} = 1,00$ und der Variationskoeffizient $\nu = 0,109$ (Tabelle 6-17). Die Versuche T10a und T10b mit einer unzureichenden Einbaubarkeit des Frischbetons mit höherem Fasergehalt wurden hierbei nicht einbezogen. Die Versuche T30 und T31 mit $h = 100$ cm wurden zwar ebenfalls mit einer guten Übereinstimmung berechnet, allerdings konnten die Träger nur teilweise in das Fachwerksystem umlagern. Insbesondere T30 mit den kurzen Fasern (M1) versagte nach der Schubrissbildung, sodass hier von einer unzureichenden Mindestquerkraftbewehrung auszugehen ist. Versuch S25-PS aus [Cha11] wird unterschätzt, allerdings wurde auch in [Cha11] die unerwartet hohe Tragfähigkeit des Versuchs angemerkt. Das Modell nach Voo und Foster konnte diesen Versuch ebenfalls nicht wiedergeben (Bild 6-20 b).

In Versuch T3b konnten auch die kurzen 9 mm langen Fasern (M0) eine deutlich höhere Wirkung entwickeln als das Fasermodell VEM dies rechnerisch wiedergibt, sodass der Fasertraganteil und die Querkrafttragfähigkeit hier unterschätzt werden ($V_{u,exp}/V_{u,calc} = 1,23$). Da die Faserwirkung bei kleinen Trägerhöhen grundsätzlich vom VEM unterschätzt wird, wurde in Gleichung (6.39) der Maßstabsfaktor $k_{h,f}$ ergänzt, um das Verhalten der Fasern im Bauteil zu berücksichtigen. $k_{h,f}$ wurde vorwiegend auf die Versuche mit 0,9 Vol-% abgestimmt, da hier weit mehr Versuche vorliegen. Bei größeren Steghöhen nimmt die Schubrissbreite zu und die Faserwirkung ab. Zudem führt eine große bezogene Steghöhe h_{Steg}/d aufgrund der dann geringen Biegesteifigkeit der Gurte im Vergleich zur Trägersteifigkeit zu einer schnellen Rissbreitenzunahme bzw. zu einem frühzeitigen Abfall der Faserwirkung, bevor eine Aktivierung der Gurte wirksam wird. Bei kleinem Verhältnis h_{Steg}/d werden hingegen bereits bei sehr kleinen Rissbreiten die Betontraganteile der Gurte aktiviert.



a) mit Maßstabsfaktor $\kappa_{h,f}$

b) ohne Maßstabsfaktor $\kappa_{h,f}$

Bild 6-34 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten für alle Träger ohne Öffnungen (20 eigene + 20 fremde Versuche)

Der Vergleich der Auswertung mit und ohne $\kappa_{h,f}$ in Bild 6-34 a) und b) zeigt augenscheinlich nur geringe Unterschiede. Der Variationskoeffizient verbessert sich unwesentlich von 0,115 auf 0,109. Allerdings nehmen mit dem Maßstabsfaktor $k_{h,f}$ die Fasertraganteile bei den kleinen Trägerhöhen um etwa 10 bis 15 % zu (Bild 6-35). Gleichzeitig werden die rechnerischen Druckstrebenwinkel steiler und die Betontraganteile nehmen ab, was das Bauteilverhalten zutreffender wiedergibt.

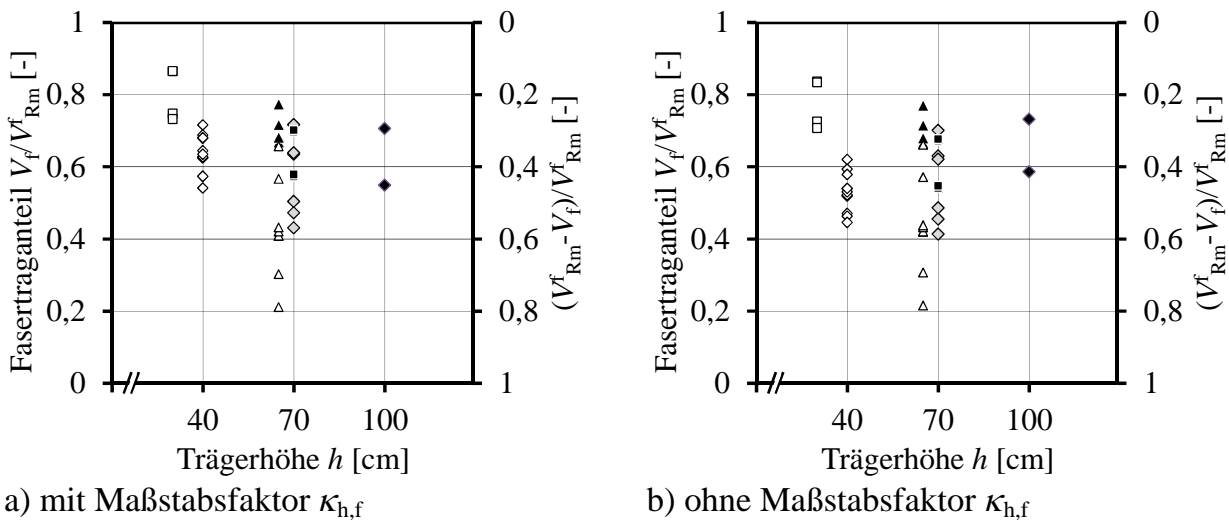
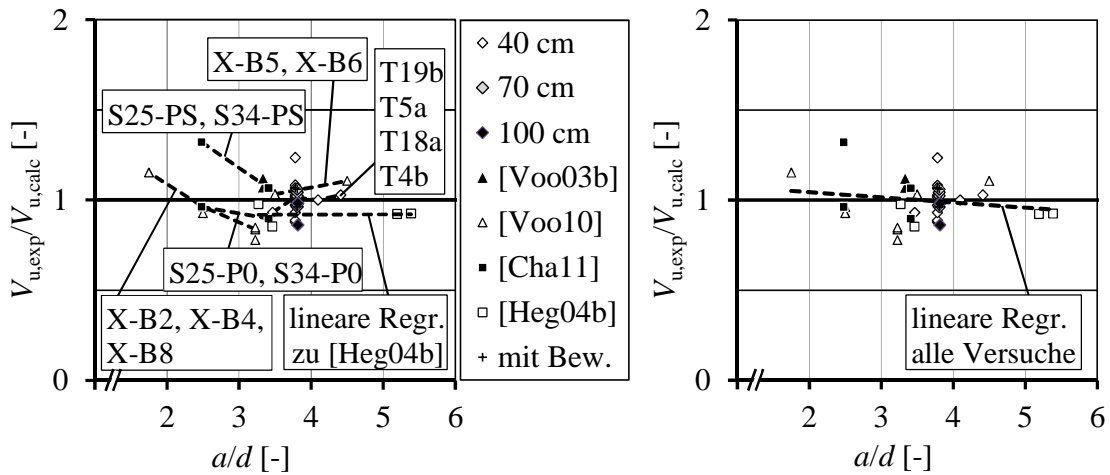


Bild 6-35 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten für alle Träger ohne Öffnungen

Tabelle 6-17 Statistische Daten zur Versuchsnachrechnung der Träger ohne Öffnungen

Anzahl	Mittelwert	Variationskoeffizient	Quantilenfaktor	5%-Quantile
n	$V_{u,exp}/V_{u,calc}$	ν	k_d	$Q_{0,05}$
40	1,00	0,109	1,684	0,82

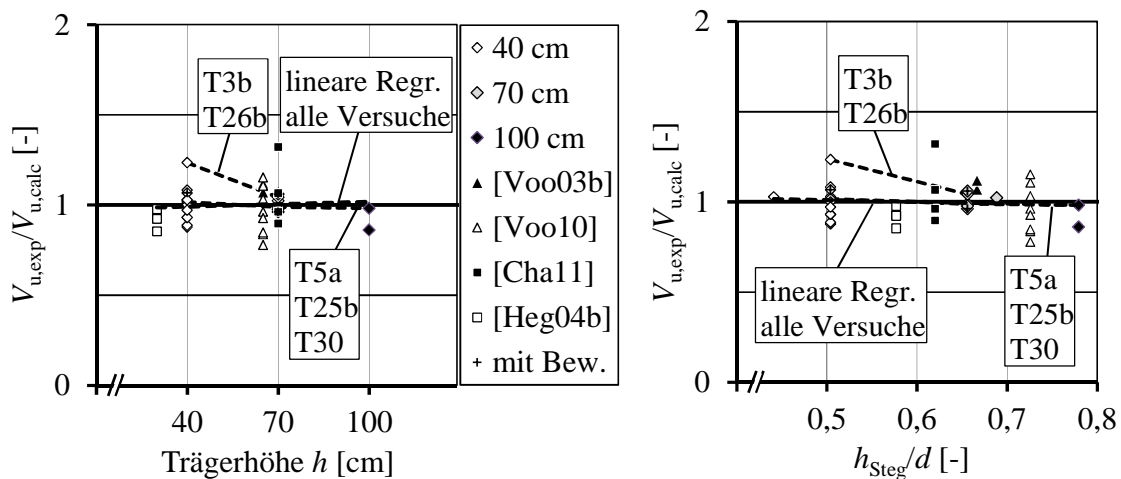
In Bild 6-36 sind die Quotienten aus experimenteller und rechnerischer Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Schubslankheit dargestellt. In Bild 6-36 a) sind Versuche mit unterschiedlicher Schubslankheit und sonst gleichen Parametern durch gestrichelte Linien verbunden. Die Versuche X-B2 und S25-PS zeigen jeweils einen Trend in Verbindung mit den Versuchen aus [Voo10] bzw. [Cha11]. Vermutlich liegt allerdings Versuch S25-PS deutlich im oberen Streubereich. Die weiteren Serien mit größeren Schubslankheiten werden nahezu trendfrei wiedergegeben. Die lineare Regression aller Versuche in Bild 6-36 b) belegt, dass die Schubslankheit im untersuchten Bereich durch das Modell trendfrei erfasst wird. Um den Ansatz für Schubslankheiten $a/d \leq 2,5$ zu beurteilen, liegen nicht genügend Versuche vor.



a) Trend der einzelnen Versuchsserien

b) Trend aller Versuche

Bild 6-36 Vergleich der rechnerischen nach Gleichung (6.55) und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten in Abhängigkeit der Schubschlankheit



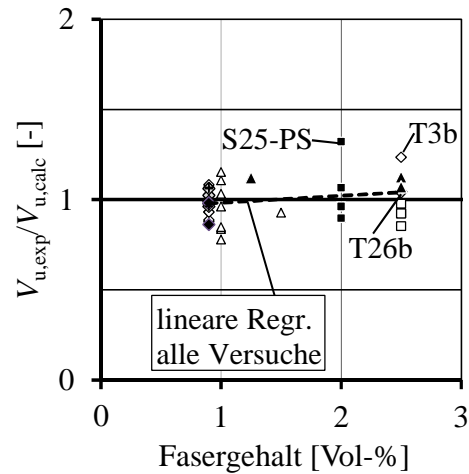
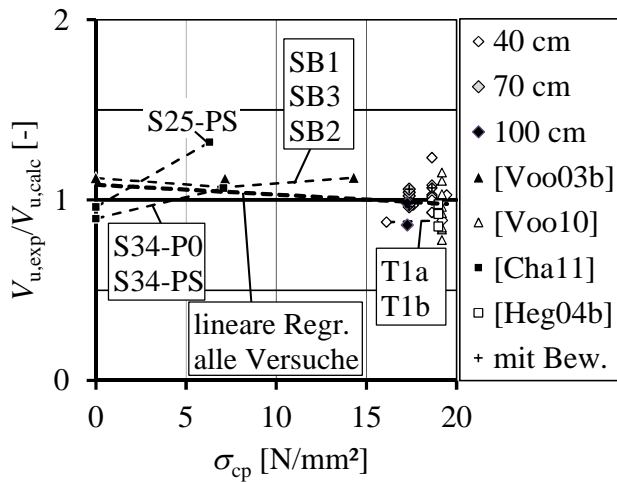
a) in Abhängigkeit der Trägerhöhe

b) in Abhängigkeit der bez. Steghöhe

Bild 6-37 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten

In Bild 6-37 wurden die Ergebnisse in Abhängigkeit der Trägerhöhe und der auf die Nutzhöhe bezogenen Steghöhe dargestellt. Beide Darstellungen zeigen ein trendfreies Verhalten des Modells. Lediglich Versuch T3b mit kurzen Fasern und $h = 40$ cm wird unterschätzt, während T26b mit der gleichen Faserzugabe sehr gut erfasst wird. Dies ist allerdings auf das VEM zurückzuführen. Um die Genauigkeit des Fasermodells zu verbessern, sollte ein Fasermodell in Abhängigkeit des Bauteilverhaltens erstellt werden. Eigene systematische Untersuchungen hierzu wurden allerdings nicht durchgeführt, sodass das VEM mit einem empirischen Maßstabsfaktor $\kappa_{h,f}$ modifiziert wurde.

Der Einfluss der Vorspannung wird ebenfalls nahezu trendfrei wiedergegeben (Bild 6-38 a). Allerdings ist anzumerken, dass nur wenige Versuche zum Einfluss der Vorspannung mit sonst gleichen Parametern vorliegen. Zudem kann Versuch S25-PS nicht eindeutig bewertet werden.



a) in Abhängigkeit der Vorspannung

b) in Abhängigkeit des Fasergehaltes

Bild 6-38 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten

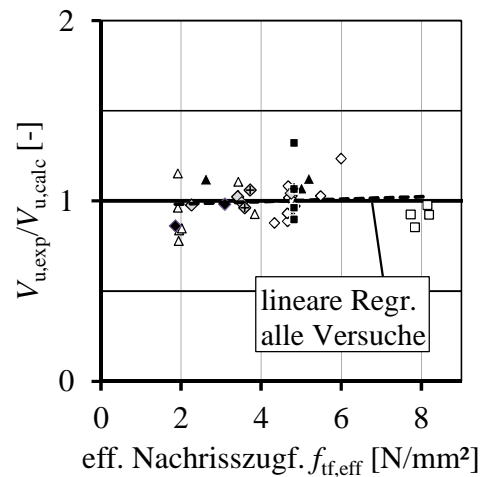
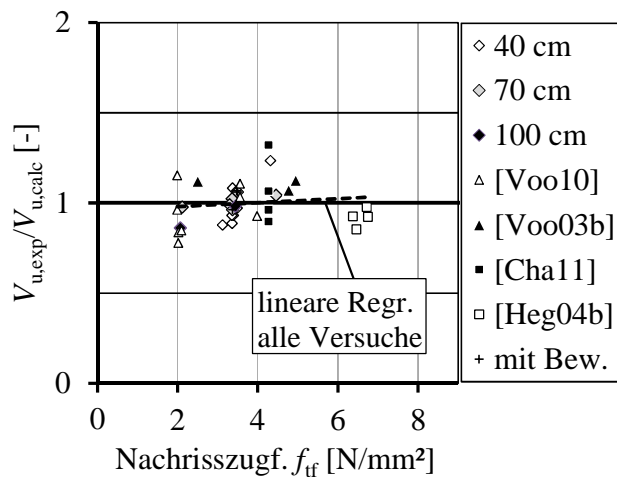
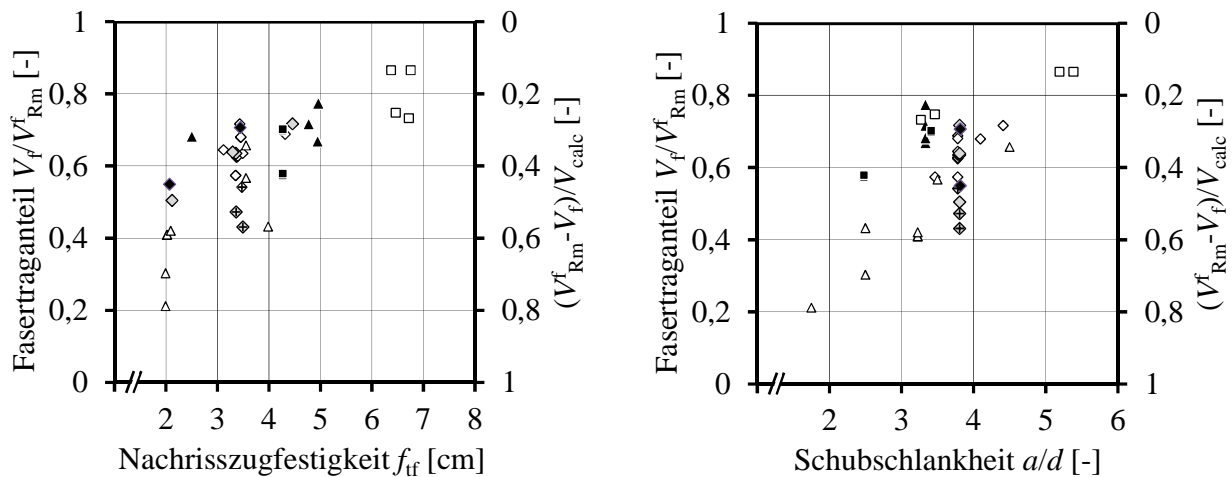


Bild 6-39 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten in Abhängigkeit der Nachrisszugfestigkeit

Der Fasergehalt wird grundsätzlich gut erfasst (Bild 6-38 b). Lediglich die unterschätzte Faserwirkung bei T3b ist nicht zufrieden stellend. Dies ist allerdings nicht auf den Einfluss des Fasergehalts im VEM, sondern auf die Faserlänge und die Abbildung der Nachrisszugfestigkeit bei kleinen Rissbreiten zurückzuführen. Die anfänglich hohe Nachrisszugfestigkeit der kurzen Fasern wird nicht erfasst. Dennoch verhält sich das Modell auch hinsichtlich der Nachrisszugfestigkeit bzw. effektiven Nachrisszugfestigkeit trendfrei (Bild 6-39), da die Kombination aus kurzen Fasern und kleiner Trägerhöhe bei T3b einen Einzelfall in der Versuchsdatenbank darstellt.

In Bild 6-40 sind die auf die Gesamttragfähigkeit bezogenen Fasertraganteile in Abhängigkeit der effektiven Nachrisszugfestigkeit (Gl. 6.39) und der Schubschlankheit ausgewertet. Mit zunehmender Nachrisszugfestigkeit nehmen auch die bezogenen Fasertraganteile zu und erreichen bis zu etwa 80 %. Bei kleinen Schubschlankheiten steigen aufgrund des direkten Lastflusses die Betontraganteile. Bei Schubschlankheiten zwischen $a/d = 3$ und 4 betragen die Fasertraganteile zwischen etwa 50 und 70 %. Versuche mit Bewehrungszulagen liegen im unteren Bereich bei etwa 50 %, da hier die Gesamttragfähigkeit zunimmt und der relative Fasertraganteil abnimmt.



a) in Abhängigkeit der eff. Nachrisszugfestigkeit b) in Abhängigkeit von a/d

Bild 6-40 Vergleich der rechnerischen Fasertraganteile (Legende wie in Bild 6-39)

Fazit: Die untersuchten Parameter werden trendfrei und zutreffend wiedergegeben. Lediglich im Bereich kleiner Schubschlankheiten deutet sich eine Unterschätzung des Betontraganteils an. Hierfür liegt allerdings nur ein Versuch von [Voo10] vor. Ein weiterer Versuch von [Cha11] ist möglicherweise nicht repräsentativ. Anders als bei Voo und Foster werden hier Fasertraganteile von 50 bis 70 % erreicht. Zudem werden die Betontraganteile aus geneigten Druckkräften in den Gurten von der Geometrie und der Faserwirkung im Fachwerk bestimmt. Werden alle Fachwerktraganteile der Fasertragwirkung zugeordnet, beträgt dieser Traganteil 65 bis 90 %.

6.8.4.2 Träger mit Öffnungen

In Bild 6-41 wurde das Tragmodell für Vollwandträger um eine Öffnung ergänzt. Die Öffnung hat hier einen Durchmesser von $0,5d$ und einen Abstand zum Auflager $a_1 = 1,5d$. Diese Geometrie entspricht Versuch T7a. Sie verursacht keine nennenswerten lokalen Momente (Sekundärmomente in den Gurten), da sich das Fachwerkmodell grundsätzlich weiter unter Ausnutzung der vollen statischen Nutzhöhe ausbildet. Ein Teil der Faserwirkung entfällt im Bereich der Öffnung, da die Gesamtfaserwirkung auf der Länge x_1 um den Anteil des Öffnungsdurchmessers reduziert ist. Die Druckspannungsverläufe passen sich an die Öffnungsposition an.

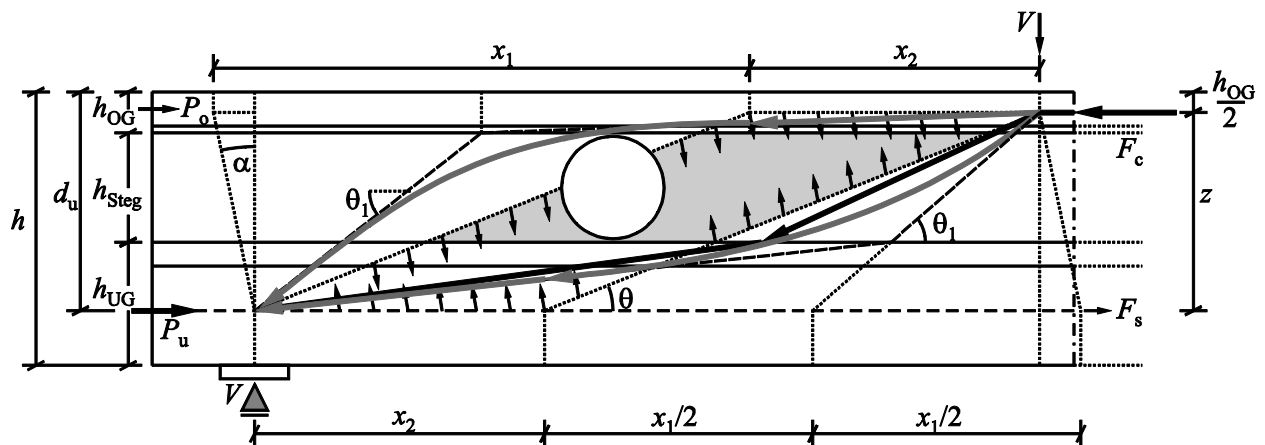


Bild 6-41 Querkraftmodell von Trägern mit Einzelöffnung am Beispiel mit $h = 40$ cm und $0,5d$ Öffnungsdurchmesser

Aufgrund des Abstands zwischen Öffnung und Auflager entwickelt sich die erste bogenartige Druckstrebe am Auflager nahezu ungestört oberhalb der Öffnung. Dennoch nehmen die Druckstrebenkräfte infolge des reduzierten Fasertraganteils gleichzeitig ab, da die Faserzugkräfte als Umlenkkräfte dienen und damit nach Gleichung (6.43) und (6.47) linear in die Berechnung von $V_{c,OG}$ und $V_{c,UG}$ eingehen. Folglich nehmen die Betontraganteile der geneigten Druckkräfte in den Gurten um das gleiche Maß ab wie der Fasertraganteil. In Gleichung (6.39) wird daher die Länge x_1 des Fachwerkzugpfostens um die Länge der Öffnungen reduziert und in Gleichung (6.56) überführt. Bei einer Einzelöffnung ist lediglich der Durchmesser $\varnothing_{\text{Öffnung}}$ zu subtrahieren.

Bei zwei oder mehr Öffnungen ist die Neigung α der Faserzugwirkung zu berücksichtigen, da mit zunehmender Neigung der verbleibende wirksame Querschnitt zwischen zwei Öffnungen mit gleicher Höhenlage abnimmt. In Bild 6-42 ist Versuch T13a mit vier Öffnungen gleicher Höhe dargestellt. Der Öffnungsdurchmesser beträgt jeweils 10 cm. Der in Gleichung (6.56) beschriebene Quotient beschreibt hier das Streckenverhältnis A/B.

$$F_{tf} = f_{tf,eff} \cdot x_f \cdot b_w \cdot \frac{\sin \alpha}{\cos \theta} \quad (6.56)$$

mit $x_f = x_1$ für Träger ohne Öffnungen

$x_f = x_1 - \varnothing_{\text{Öffnung}}$ für Träger mit Einzelöffnungen

$$x_f = x_1 \cdot \frac{(\varnothing_{\text{Öffnung}} + a_2) \cdot \sin \alpha - \varnothing_{\text{Öffnung}}}{(\varnothing_{\text{Öffnung}} + a_2) \cdot \sin \alpha} = x_1 \cdot \left(1 - \frac{\varnothing_{\text{Öffnung}}}{(\varnothing_{\text{Öffnung}} + a_2) \cdot \sin \alpha} \right) \quad \text{für}$$

Träger mit mehreren Öffnungen gleicher Höhenlage

x_f : wirksame Länge des Fachwerkzugpfostens mit der Länge x_1

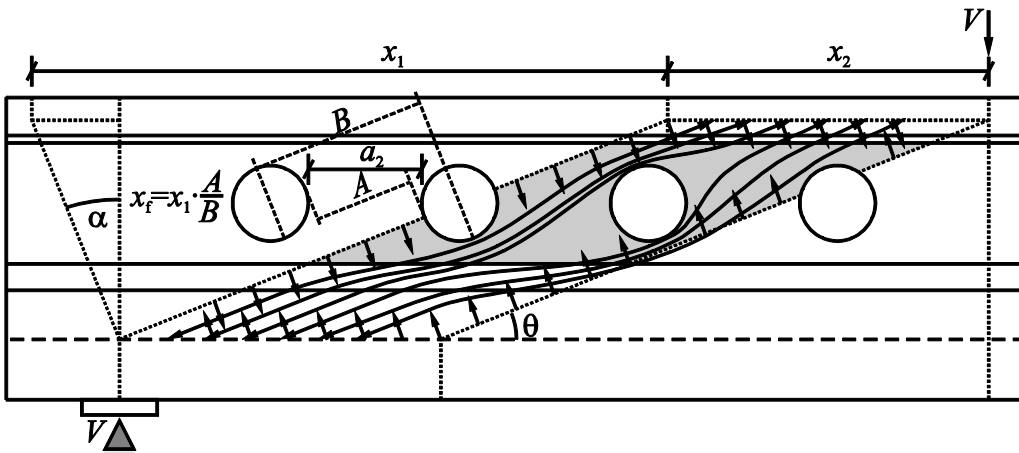


Bild 6-42 Querkraftmodell von Trägern mit mehreren Öffnungen am Beispiel von T13a mit $h = 40$ cm, $a_2 = 0,5d$ und $0,33d$ Öffnungsdurchmesser

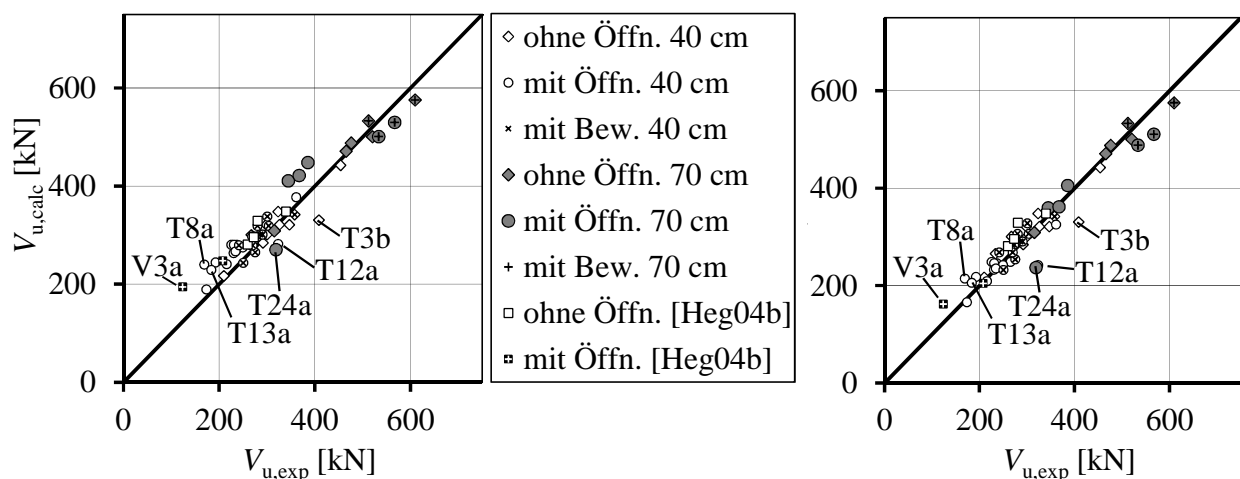
Die Auswertung aller Versuchsserien, die Versuche mit und ohne Öffnungen beinhalten, sind unter Berücksichtigung von Gleichung (6.56) in Bild 6-43 ausgewertet. Die Umlenkung der Druckkräfte um die Öffnungen herum verursacht zusätzliche Querkzugkräfte, die ebenfalls von den Fasern oder der Zulagebewehrung aufgenommen werden müssen. Die Auswertung in Bild 6-43 a) zeigt, dass insbesondere Versuche ohne

Zulagebewehrung überschätzt werden. Wird angenommen, dass 20 % der Faserwirkung für die Aufnahme der Querkzugkräfte benötigt werden, stehen 80 % für die Fachwerkwirkung zur Verfügung. In Gleichung (6.56) wird daher der Vorfaktor $\alpha_{\ddot{O}}$ eingeführt (Gl. 6.57). Versuche mit Zulagebewehrung werden mit einer kleineren Abminderung von 10 % zutreffend wiedergegeben. Vermutlich verbesserte die Zulagebewehrung das Nachrissverhalten insbesondere an den Öffnungsrändern, sodass Reserven für den Querkzug aktiviert werden konnten.

$$F_{tf} = \alpha_{\ddot{O}} \cdot f_{tf,eff} \cdot x_f \cdot b_w \cdot \frac{\sin \alpha}{\cos \theta} \quad (6.57)$$

- mit $\alpha_{\ddot{O}} = 0,8$ für Träger mit Öffnungen und ohne Zulagebewehrung
 $\alpha_{\ddot{O}} = 0,9$ für Träger mit Öffnungen und mit Zulagebewehrung
 $\alpha_{\ddot{O}} = 1,0$ für alle anderen Fälle

Die statistische Auswertung von Gleichung (6.55) in Verbindung mit (6.57) in Tabelle 6-18 für 70 Versuche (40 Träger ohne und 30 mit Öffnungen) ergab einen Mittelwert von 1,00 bei einem Variationskoeffizienten $\nu = 0,108$ und entspricht nahezu der Auswertung für Träger ohne Öffnungen in Tabelle 6-17. Aufgrund der größeren Versuchsanzahl ergibt sich hier ein kleinerer Quantilfaktor k_d und der 5%-Quantilwert ist geringfügig größer.



a) ohne Abminderung der Faserwirkung b) mit Abminderung der Faserwirkung

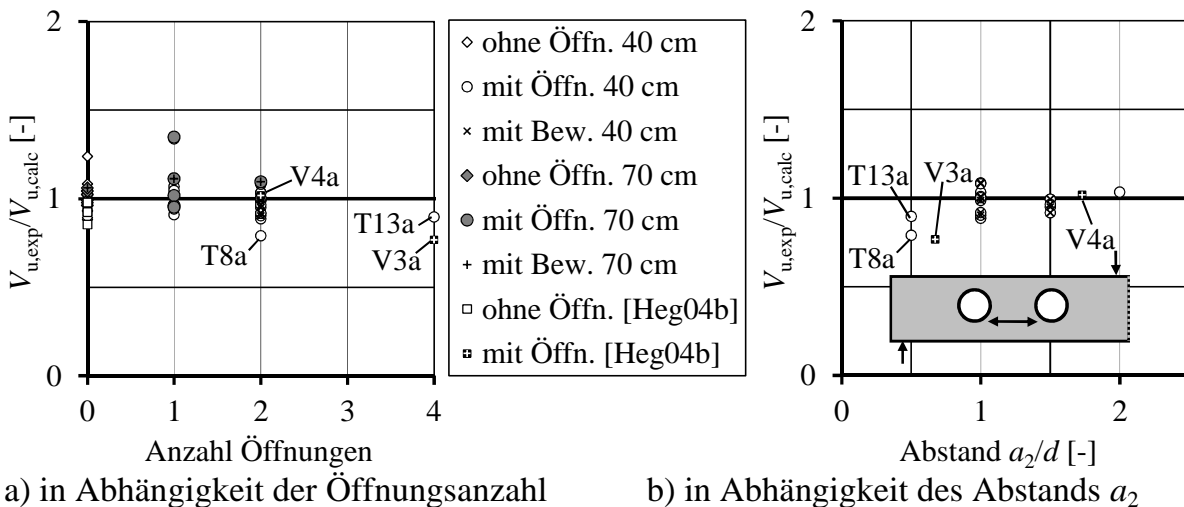
Bild 6-43 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten für Versuchsserien mit Trägern mit und ohne Öffnungen (Versuche aus [Voo03b] [Voo10] und [Cha11] ohne Öffnungen nicht dargestellt)

Tabelle 6-18 Statistische Daten zur Versuchsnachrechnung der Träger mit und ohne Öffnungen (40 Träger ohne und 30 mit Öffnungen)

Anzahl	Mittelwert	Variationskoeffizient	Quantilfaktor	5%-Quantile
n	$V_{u,exp}/V_{u,calc}$	ν	k_d	$Q_{0,05}$
30*	1,02	0,106	1,697	0,84
70**	1,00	0,108	1,667	0,83

* mit Öffnungen; ** mit und ohne Öffnungen

Die Daten der Nachrechnungen und alle Verhältniswerte $V_{u,exp}/V_{u,calc}$ sind in Anlage F zu finden. Da die Versuche T17a und T17b aufgrund mangelnder Aktivierung der ringförmigen Zulagen nicht zielführend waren, wurden sie bei der statistischen Auswertung ausgeschlossen (Kapitel 3.5.5.11). Die Versuche T8a, T13a und V3a wurden ebenfalls nicht berücksichtigt, da hier die Öffnungsabstände $a_2/d = 0,5$ und $0,67$ zu gering waren (Bild 6-44 b) und die lokalen Zusatzmomente durch das Modell nicht erfasst werden. Daher sind konstruktive Mindestabstände zu definieren. Die Versuche haben gezeigt, dass der Mindestabstand etwa bei $a_2/d = 1,5$ liegt (Kap. 3.5.5.7). Für eine größere Menge Zulagebewehrung ist $a_2/d = 1,5$ und für eine geringe Menge oder keine Zulagebewehrung ist $a_2/d = 1,0$ zu empfehlen. Versuche mit $a_2/d = 1,0$ und $1,5$ werden vom Modell ähnlich zutreffend wiedergegeben, sodass Versuche mit $a_2/d = 1,0$ in die Auswertung einbezogen wurden. Versuch T24a stellt einen Ausreißer nach oben dar (vgl. Kapitel 3.5.5.14). Die Versuche T3b (ohne Öffnung) und T12a (Einzelöffnung) wurden mit dem höheren Fasergehalt von 2,5 Vol-% hergestellt. Bei Einzelöffnungen wird die Faserwirkung offensichtlich wie bei Trägern ohne Öffnung unterschätzt (Bild 6-43). Die Tragfähigkeit von T12b mit zwei Öffnungen wird hingegen zutreffend berechnet ($V_{u,exp} = 216$ kN, $V_{u,calc} = 209$ kN), allerdings neutralisieren sich hier die unterschätzte Faserwirkung und der negative Einfluss von großen Rissbreiten an den Öffnungsrändern bei gleichzeitig kurzen Faserlängen.



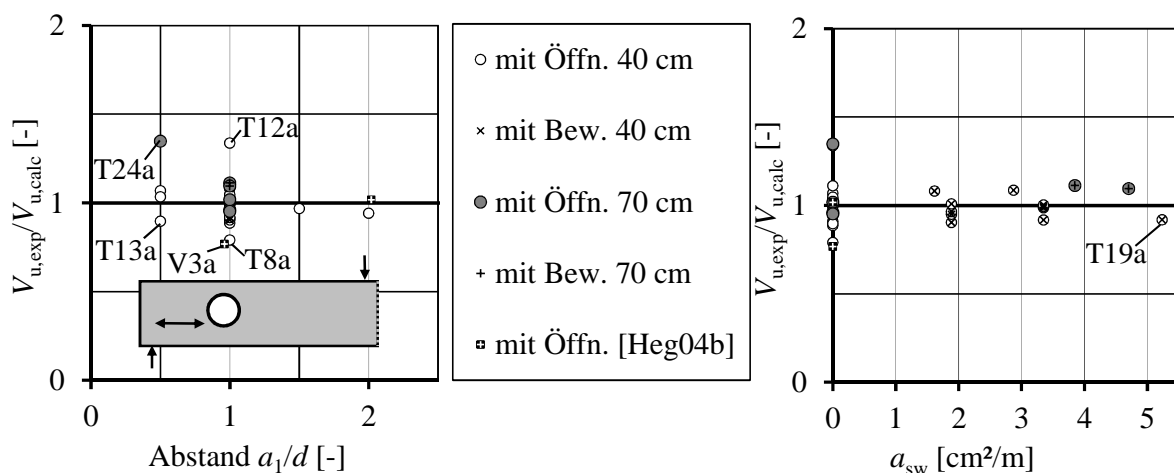
a) in Abhängigkeit der Öffnungsanzahl b) in Abhängigkeit des Abstands a_2
 Bild 6-44 Vergleich der rechnerischen (Gleichung (6.55) in Verbindung mit (6.57)) und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten

Die Anzahl der Öffnungen ist kein relevantes Bemessungskriterium, wenn die Öffnungen über eine größere Länge als die Länge eines Zugpfostens angeordnet werden. Bei den Versuchen musste der Abstand a_2 zwischen den Öffnungen bei großer Öffnungsanzahl und begrenztem Abstand a zwischen Last und Auflager verringert werden, sodass hier der Abstand a_2 den bemessungsrelevanten Parameter darstellt (Bild 6-44). Versuch V3a mit vier Öffnungen und $a_2 = 0,67d$ wird deutlich überschätzt. V4a hingegen wird zutreffend berechnet. Dieser Versuch war identisch ausgeführt, allerdings mit zwei Öffnungen und einem Abstand $a_2 = 1,73d$. Bei Versuch T13a ist die Abweichung zwischen rechnerischer und experimenteller Tragfähigkeit geringfügiger als bei T8a, da

bei den kleineren Öffnungsdurchmessern von 10 cm offensichtlich auch kleinere Mindestabstände zwischen den Öffnungen möglich sind. Da dieser Zusammenhang nicht in weiteren Versuchen untersucht wurde, ist bei diesem Berechnungsmodell allgemein ein Mindestabstand $a_{2,\min} = 1,0d$ zu empfehlen, bei strengerer Auslegung der Versuchsergebnisse sogar $a_{2,\min} = 1,5d$.

Wie die Versuche ohne Zulagebewehrung in Kapitel 3.5.5.6 belegen, nimmt die Tragfähigkeit bei sehr kleinen Abständen a_1 zwischen Auflager und Einzelöffnung von etwa 75 % auf 80 % bezogen auf Träger ohne Öffnungen zu. Sind weitere Öffnungen vorhanden, geht dieser geringe Vorteil allerdings wieder verloren. Für einen Bemessungsvorschlag ist der geringe Einfluss des Abstandes a_1 von untergeordneter Bedeutung. Die Auswertung in Bild 6-45 a) zeigt, dass die Versuche mit $a_1 = 0,5d$ lediglich geringfügig unterschätzt und mit $a_1 \geq 1,0d$ geringfügig überschätzt werden. Die Abweichungen sind insgesamt marginal, abgesehen von den bereits diskutierten Ausnahmen.

In Bild 6-45 b) sind die Versuche in Abhängigkeit der Zulagebewehrung dargestellt. Sowohl Träger mit und ohne Öffnungen als auch unterschiedliche Bauteilhöhen werden zutreffend und trendfrei erfasst. Um die Bewehrungsmenge bei Trägern mit Öffnungen zutreffend zu bestimmen, wurden alle Bügelschenkel zwischen Last und Auflager angerechnet ($\Sigma A_{sw}/a$). Versuch T19a mit der größten Querkraftbewehrungsmenge wird leicht überschätzt. Allerdings erreichte dieser Versuch mit Zulagen 2 Ø10 neben den Öffnungen etwa die Tragfähigkeit des Referenzträgers ohne Öffnungen und ohne Zulagen. Zudem betrug der Öffnungsabstand $a_2 = 1,0d$ und am Versuchsende kam es zu Betonplastizierungen an den Öffnungsrandern (Kapitel 3.5.5.11 und 4.3.5). Hier liegt die Überschätzung des Modells noch im Rahmen der anderen Versuchsstreuungen, allerdings sollte bei großen Bewehrungsmengen ein Mindestabstand $a_{2,\min} = 1,5d$ gewählt werden und die Tragfähigkeit ohne Öffnungen und ohne Zulagen als Maximaltragfähigkeit verwendet werden, solange keine weiteren Untersuchungen hierzu vorliegen.



a) in Abhängigkeit des Abstands a_1

b) in Abhängigkeit der Zulagebewehrung

Bild 6-45 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten

Fazit: Die Tragfähigkeiten der Versuche mit und ohne Öffnungen sowie mit und ohne Zulagebewehrung lassen sich mit einem einheitlichen Berechnungsmodell zutreffend und trendfrei wiedergegeben. Eine zutreffende Bestimmung der Fasertraganteile und der Druckstrebenwinkel in Abhängigkeit der bauteilabhängigen Nachrisszugfestigkeit war hierfür entscheidend, um den Einfluss von Öffnungen auf den Fasertraganteil zu beschreiben. Während in der französischen Rischlinie [AGFC02] von einem konstanten Druckstrebenwinkel von 45° ausgegangen wird, variiert hier der rechnerische Wert in Abhängigkeit des Querkraftbewehrungsgrades und der bezogenen Steghöhe etwa zwischen $\cot\theta = 1,5$ und $\cot\theta = 3,0$. Der Druckstrebenwinkel wird dabei konsequent einheitlich für die Bestimmung der Faserwirkung, dem Traganteil der Bewehrung und dem Einfluss von Öffnungen verwendet.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen des Schwerpunktprogramms SPP 1182 [SPP05] der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) wurden seit 2005 in einem Projekt das Verbundverhalten von Litzen in UHPC und die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern aus UHPC am Institut für Massivbau der RWTH Aachen untersucht, was den Schwerpunkten dieser Arbeit entspricht.

Die experimentellen Untersuchungen zum Verbundverhalten beinhalteten 72 Pull-out-Versuche an Würfeln und 14 Spannkrafteinleitungsversuche an kleinen Balken. Weiterhin wurden 60 Querkraftversuche an profilierten Spannbetonträgern aus UHPC durchgeführt. Während der Spannkrafteinleitung an den Trägern wurde ebenfalls das Verbundverhalten betrachtet. Sowohl zum Verbund- als auch zum Querkrafttragverhalten wurden nichtlineare Berechnungsmethoden angewendet und Bemessungsvorschläge abgeleitet.

Das Verbundverhalten der Litzen in UHPC wurde durch drei Traganteile beschrieben, einem konstanten Grundwert sowie einem schlupfabhängigen und einem spannungsabhängigen Anteil. Der spannungsabhängige Anteil wurde dabei in Abhängigkeit der Betondeckung formuliert, da kleine Betondeckungen bei den Pull-out-Versuchen zum teilweisen Verlust der Umschnürung führen. Um die Vorspannung bei einem Fasergehalt von 0,9 Vol-% rissefrei einzuleiten, ist wie bei normalfesten und hochfesten Betonen eine Mindestbetondeckung $c_p/d = 2,5$ erforderlich. In weiteren Spannkrafteinleitungsversuchen an Balken mit 2,5 Vol-% Fasergehalt war auch mit $c_p/d = 2,0$ eine rissefreie Einleitung der Vorspannung möglich. Die Übertragungslängen betragen jeweils etwa 20 bis 22 cm. Bei mehreren Lagen Litzen wie bei den profilierten Spannbetonträgern waren die Übertragungslängen etwa um 20 % vergrößert. Zum Teil war dies auf die größere Litzenanzahl im optimierten Querschnitt und teilweise auf den Einfluss der seitlichen Deckschalung auf die Verbundfestigkeit der oberen Litzen zurückzuführen. Der Litzenendeinzug war ein signifikanter Indikator für eine Sprenggrissbildung. Bei einer rissefreien Übertragung der Vorspannung von 0,5“ Litzen betrug der Endschlupf etwa 0,5 bis 0,6 mm. Bei Auftreten von Sprenggrissen vergrößerte sich der Endschlupf auf etwa 0,7 bis 0,9 mm. Diese Ergebnisse beziehen sich auf eine Spannbettvorspannung von $\sigma_{p0} = 1350 \text{ N/mm}^2$. Kleinere Spannstahlspannungen wurden im Rahmen dieser Arbeit experimentell nicht überprüft, allerdings sind kürzere Übertragungslängen und ein verminderter Einfluss der Betondeckung zu erwarten. Der Zusammenhang ist bereits aus Untersuchungen an normal- und hochfestem Beton bekannt. Zudem haben die Pull-out-Versuche mit kleiner Betondeckung bei 0 % und 50 % Spannungsänderung keinen bzw. einen geringeren Einfluss auf die Verbundfestigkeit ergeben als bei 100 %. Das vorgeschlagene Verbundmodell aus Kapitel 6.7.5 berücksichtigt diesen Einfluss. Mit dem vorgestellten Modell können die Übertragungslängen für beliebige Spannungsänderungen berechnet werden.

Die Untersuchungsparameter der insgesamt 60 durchgeführten Querkraftversuche an vorgespannten Trägern aus UHPC lassen sich in fünf Hauptgruppen gliedern:

- Träger ohne Öffnungen
- Träger mit Einzelöffnungen
- Träger mit Öffnungsgruppen
- Träger mit Zulagebewehrung
- Maßstabeffekte

Die Tragfähigkeit der Träger mit Stahlfasern war etwa doppelt bis dreifach so hoch wie die Betontragfähigkeit der Träger ohne Fasern, sodass von einer ausgeprägten Fachwerktragwirkung auszugehen ist. Die Tragfähigkeit war hierbei signifikant abhängig von der Fasermenge und den Faserabmessungen. Außerdem wurden die Einflüsse aus der Lage und der Anzahl von Öffnungen systematisch untersucht. Öffnungen mit einem Durchmesser von $0,5d$ reduzieren die Querkrafttragfähigkeit auf etwa 75 %. War die Öffnung sehr nah am Auflager angeordnet, wurden etwa 80 % des Referenzträgers erreicht. Dieser Sonderfall spielte demnach nur eine untergeordnete Rolle. Bei mehreren Öffnungen konnte eine gegenseitige Beeinflussung ausgeschlossen werden, wenn der lichte Abstand zwischen den Öffnungen mindestens $a_2 = 1,5d$ betrug. Bei kleineren Abständen nahm die Tragfähigkeit weiter ab, bei $a_2 = 0,5d$ auf etwa 50 %. Durch Zulagebewehrung seitlich der Öffnungen konnte die Tragfähigkeit des zugehörigen Vollwandträgers wieder nahezu hergestellt werden. Der Fachwerktraganteil der Stahlfasern und der Betonstahlbewehrung wirkten hierbei gleichzeitig. Die Betonstahlbewehrung konnte dabei jeweils bis zur Streckgrenze ausgenutzt werden, wenn sie bis in den Unter- und Obergurt geführt wurde. Maßstabeffekte waren in erster Linie bei der Faserwirkung zu beobachten. Während bei kleinen Trägerhöhen ein ausgeprägt gutmütiges Nachrissverhalten bei gleichzeitig sehr kleinen Rissbreiten zu beobachten war, führte das plötzliche Risswachstum bei höheren Querschnitten zu einer deutlich geringeren Faserwirksamkeit. Kurze Fasern verlieren zudem mit zunehmender Trägerhöhe aufgrund der gleichzeitig zunehmenden Rissbreite deutlich an Effizienz.

Um das Tragverhalten zu beschreiben, wurde ein additiver Bemessungsansatz entwickelt und an den 60 eigenen sowie 25 weiteren Querkraftversuchen aus der Literatur kalibriert (auf $48 + 22 = 70$ Versuche anwendbar). Der Ansatz setzt sich aus den Fachwerkanteilen der Stahlfasern und der Betonstahlbewehrung sowie mehrerer Betontraganteile zusammen. Die Betontraganteile nach der Schubrissbildung sind dabei wesentlich von der Bauteilgeometrie und der Fasertragwirkung abhängig. Einerseits resultieren Betontraganteile aus der Neigung der Fachwerkdruckkräfte innerhalb der Gurte. Des Weiteren können im auflager- und lastnahen Bereich Eigentraganteile der Gurte aktiviert werden, insbesondere bei vorgespannten und hoch bewehrten Gurtquerschnitten.

Zur Beschreibung der Faserwirkung wurde das Variable Engagement Model (VEM) von Voo und Foster [Voo03a, Voo04] verwendet, da mit diesem analytischen Ansatz die Nachrisszugfestigkeiten für unterschiedliche Fasertypen, -mengen, -längen und -durchmesser berechnet werden können. Hierdurch wurde eine vergleichbare Nachrechnung

aller Querkraftversuche an Spannbetonträgern aus UHPC erst möglich, da die experimentellen Nachrisszugfestigkeiten bei allen Forschungsstellen unterschiedlich bestimmt wurden. Das VEM wurde für das vorgeschlagene Modell um einen Maßstabsfaktor abhängig von der auf die Nutzhöhe bezogenen Steghöhe erweitert.

Durch Einsetzen des modifizierten VEM in den eigenen Querkraftbemessungsvorschlag konnten die Versuche mit und ohne Öffnungen zielsicher nachgerechnet werden (Bild 7-1). Der Variationskoeffizient bei $n=70$ Versuchen betrug $\nu=0,108$ und der statistische 5%-Quantilwert $Q_{0,05}=0,83$. Zwischen den Öffnungen ist dabei ein konstruktiver Mindestabstand einzuhalten. Diese Bedingung wird von den Versuchen V3a, T8a und T13a nicht erfüllt, die daher auszuschließen sind. Neben dem Maßstabsfaktor der Faserwirkung im modifizierten Fasermodell VEM wurden keine weiteren Maßstabsfaktoren nötig, um die Tragfähigkeit bei verschiedenen Trägerhöhen zu beschreiben. Die geometrische Beschreibung der Träger im Bemessungsmodell führte bereits zu einer nahezu trendfreien Nachrechnung.

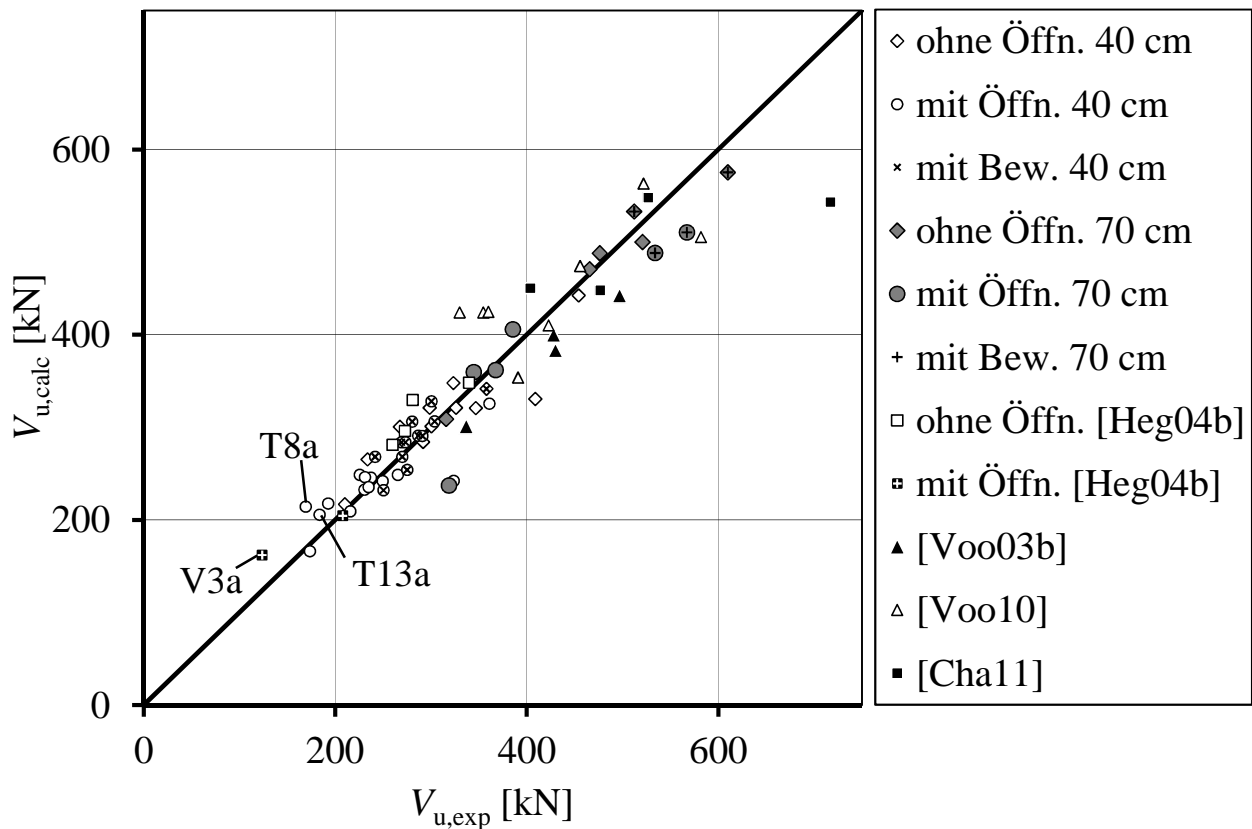


Bild 7-1 Vergleich der rechnerischen und experimentellen Querkrafttragfähigkeiten nach eigenem Modell für 70 Versuche mit und ohne Öffnungen sowie mit und ohne Zulagebewehrung (Versuche V3a, T8a und T13a sind auszuschließen)

Der verwendete UHPC, der entweder mit Mikrostauffasern oder teilweise mit größeren Fasern bewehrt war, wurde umfassend hinsichtlich seiner Festbetoneigenschaften und dem Verhalten in vorgespannten Bauteilen unter Querkraftbeanspruchung untersucht. Die Querkrafttragfähigkeiten für Träger bis 70 cm Höhe können zielsicher nachgerechnet werden, allerdings können die Mindestfasergehalte in Abhängigkeit der Trägerhöhe, der Vorspannung und der Fasertypen nicht angegeben werden. Während eine Faserzugabe von 0,9 Vol-% bei $h = 40$ cm deutlich über der Mindestfaserzugabe liegt, scheint sie bei $h = 70$ cm etwa im Bereich der Mindestmenge und bei $h = 100$ cm unterhalb zu liegen. Da die Stauffasermenge einen wesentlichen Einfluss auf die Wirtschaftlichkeit hat, sollte die Mindestmenge neben der Betonfestigkeit in Abhängigkeit der Bauteilhöhe und des Fasertyps definiert werden. Zudem erhöht die Vorspannung die Erstrisslast und damit die Mindestfasermenge. Gezielte Versuche mit kleineren Faser Mengen an 40 cm hohen Trägern bzw. größere Faser Mengen an 100 cm hohen Trägern sollten hierzu durchgeführt werden.

Die Vorspannung sorgt in erster Linie für geringe Durchbiegungen und hohe Risslasten. Der Einfluss auf die Tragfähigkeit von profilierten Trägern ist hingegen weniger ausgeprägt, da die Schubrisse in der Regel über die gesamte Steghöhe verlaufen und somit die Druckzonenhöhe vorrangig bestimmen. Bei den eigenen Versuchen wurden vergleichend sieben und neun Litzen bei gleicher Spannbettvorspannung je Litze getestet. Wie das Querkraftmodell in Kapitel 6.8.4 vermuten lässt, werden die Eigentraganteile der Gurte von der Längsbewehrung beeinflusst. Um den Einfluss der Vorspannung genauer zu bestimmen, sollten Querkraftversuche mit gleicher Litzenanzahl aber geringerer Spannbettvorspannung durchgeführt werden (z.B. $h = 40$ cm, neun Litzen, 0 und 50 % der Spannbettvorspannung: 0 bzw. $0,5 \cdot 1350$ N/mm²).

Die Höhe des Querschnitts und die bezogene Steghöhe bzw. die Gurtabmessungen verursachen einen Maßstabseinfluss der Fasern und beeinflussen höchstwahrscheinlich das Nachrissverhalten im Bauteil. Durch höhere Gurtsteifigkeiten findet nach der Schubrissebildung die Umlagerung auf die Gurte mit geringeren Verformungen statt, was die Rissbreite und die Faserwirkung ebenfalls beeinflusst. Bei den eigenen Versuchen wurden jeweils drei Litzenreihen angeordnet unabhängig von der Trägerhöhe. In T30 und T31 mit $h = 100$ cm wurden 18 Litzen in drei Reihen verwendet. Um das Nachrissverhalten zu verbessern, könnte eine um 90° gedrehte Litzenanordnung zielführend sein. Der Untergurt wird dadurch entsprechend steifer und die Steghöhe bzw. Risslänge im Steg kleiner. Gleichzeitig wird allerdings auch die statische Nutzhöhe kleiner.

Ein analytisches Fasermodell zur Beschreibung der Nachrisszugfestigkeit unterstützt die internationale Vergleichbarkeit und eliminiert den Einfluss von Streuungen aus Biegezugversuchen. Ein wesentlicher verbleibender streuender Parameter ist die Verbundfestigkeit der Fasern. Die Kalibrierung des Fasermodells sollte daher an kleinformatischen Faser-Pull-out-Versuchen erfolgen. Zudem sollte das Modell über das gesamte Rissbreitenspektrum definiert sein und die bei der Bauteilbemessung anzusetzende Rissbreite sollte bauteilabhängig bestimmt werden.

8 Literaturverzeichnis

- [Abo64] Abolitz, A. L.; Agbim, C. C. et al: Discussion of the paper by Romualdi J. P.; Mandel, J. A.: Tensile strength of concrete affected by uniformly distributed and closely spaced short lengths of wire reinforcement. ACI-Journal, Proceeding Vol. 61, No. 6, June 1964.
- [AGFC02] Association Francaise de Génie Civil (AGFC/SETRA), Groupe de Travail Betons Fibrés à Ultra-hautes Performances: Recommandations Provisoires. Januar 2002.
- [Alb11] Albrecht, C.; Schnell, J.: Wirksamkeit örtlicher Bewehrungselemente zur Querkrafttragfähigkeit von Deckenplatten mit integrierten Leitungsführungen. In: Beton- und Stahlbeton 106 (2011), Heft 8, S. 522 - 389.
- [BAEL91] Règles BAEL 91 modifiées 99; Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites; Editions Eyrolles.
- [Bah68] Bahl, N. S.: Über den Einfluss der Balkenhöhe auf die Schubtragfähigkeit von einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung. Schriftenreihe des Otto-Graf-Instituts, Nr. 35, Stuttgart, 1968.
- [Bar02] Barragan, B. E.: Failure and toughness of steel fiber reinforced concrete under tension and shear. Dissertation, Universität Politecnica de Catalunya, Barcelona/Spanien, 2002.
- [Barn10] Barnett, S. J.; Lataste, J.-F.; Parry, T.; Millard, S. G.; Soutsos, M. N.: Assessment of fibre orientation in ultra high performance fibre reinforced concrete and its effect on flexural strength. Materials and Structures, Vol. 43 (2010), pp. 1009-1023.
- [Baž98] Bažant, Z.P.; Planas, J.; Fracture and Size Effect in Concrete and other Quasibrittle Materials. CRC Press LLC, 1998.
- [Baž00] Bažant, Z.P.; Caner, F.C.; Carol, I.; Adley, M.D; Akers, S.A.: Microplane model M4 for concrete. I: Formulation with work-conjugate deviatoric stress. Journal for Engineering Mechanics 126(9), 2000, pp. 944-953.
- [Ben05] Bentz, E. C.: Empirical Modeling of Reinforced Concrete Shear Strength - Size Effect for Members without Stirrups. ACI Structural Journal, Vol. 102. No. 2, March-April 2005, pp. 232-241.
- [Ben06] Bentz, E. C.; Vecchio, F. J.; Collins, M. P.: Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. In: ACI Structural Journal, Vol. 103, No. 4, July-Aug 2006, pp. 614-624.
- [Ber08] Bertram, G.; Hegger, J.: Shear Carrying Capacity of Ultra-High Performance Concrete Beams, Proceedings, 8th International Symposium

on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete, Tokyo, Japan in 2008, CD S3-3-5, S. 915-920.

- [Ber12] Bertram, G.; Hegger, J.: Verbundverhalten von vorgespannten Litzen in UHPC - Teil 2: Ableitung eines Verbundmodells zur Berechnung der Übertragungslänge. In: Beton- und Stahlbeton 107 (2012), Heft 1, S. 23 - 31.
- [Bier05] Bierwagen, D.; and Abu-Hawash, A.: Ultra high performance concrete highway bridge, Proc. of the 2005 Mid-Continent Transportation Research Symposium, Ames, Iowa, 2005, pp. 1-14.
- [Bru01] Bruggeling, A. S. G.: Übertragung der Vorspannung mittels Verbund, In: Beton- und Stahlbetonbau 96, 2001, S.109 – 123.
- [Bül08] Bülte, S.: Zum Verbundverhalten von Spannstahl mit sofortigem Verbund unter Betriebsbeanspruchung. Dissertation, Schriftenreihe des Lehrstuhls und Instituts für Massivbau (IMB) der RWTH Aachen, 2008, ISBN 3-939051-04-7.
- [Bor01] Bornemann, R.; Schmidt, M.; Fehling, E.; Middendorf, B.: Ultra-hochleistungsbeton UHPC – Herstellung, Eigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten. In: Beton- und Stahlbeton 96 (2001), Heft 7, S. 458 - 467.
- [Bor07] Bornemann, R.; Schmidt, M.; Fehling, E.; Middendorf, B.: Ultra-Hochleistungsbeton UHPC – Herstellung, Eigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten. In: Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 7, Ultra High Performance Concrete (UHPC), Kassel, 2007, Seite 432-451.
- [Bre99] Breitenbücher, R.; Rahm, H.: Zerstörungsfreie Bestimmung des Stahlfasergehalts und der Stahlfaserorientierung im Frisch- und Festbeton, Bau + Technik Verlag, Beton, 3 / 2009.
- [BPEL93] Règles B.P.E.L. 91: règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états-limites. Paris, France, 1993.
- [Cas97] Casanova P.; Rossi P.; Schaller I.: Can steel fibres replace transverse reinforcements in reinforced concrete beams? ACI Materials Journal, Vol. 94, No. 5, 1997, pp. 341-353.
- [Cha11] Changbin, J.; Jungwoo, L.; In Hwan, Y.; Byung-Suk, K.: Shear Tests of Ultra High Performance Concrete Girders without Stirrups. 9th International Symposium on High Performance Concrete, Rotorua, New Zealand, 2011, Session B7, Paper 5.
- [Col93] Collins, M.P.; Mitchel, D.; Adebar, P.; and Vecchio, F.J. 1996. A general shear design method. ACI Structural Journal, Vol. 93. No. 1, Jan.-Feb. 1993, pp. 36-45.

- [Col99] Collins, M. P.; Kuchma, D.: How safe are our large, lightly reinforced Concrete Beams, Slabs and Footings? In: ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 4, July-August 1999, pp. 482-490.
- [Col08] Collins, M. P.; Bentz, E. C.; Sherwood, E. C.: Where is Shear Reinforcement required – Review of Research Results and Design Procedures + appendix. In: ACI Structural Journal, No. 5, 2008, pp. 590-600.
- [DAfStb81] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Zum Schubtragverhalten stabförmiger Stahlbetonelemente. Heft 323, 1981.
- [DAfStb94] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton. Heft 444, 1994.
- [DAfStb99] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Tragverhalten von Stahlfaserbeton. Heft 494, 1999.
- [DAfStb03a] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 525: Erläuterungen zur DIN 1045-1. Berlin, 2003.
- [DAfStb03b] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): DAfStb-Richtlinie Selbstverdichtender Beton. Beuth-Verlag, Berlin, 2003.
- [DAfStb05] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“, Ergänzung zu DIN 1045, Teile 1 bis 3 (07/2001) und DIN EN 206-1, 21. Entwurf April 2005.
- [DAfStb07] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 561: Sachstandsbericht UHFB. Beuth-Verlag, Berlin, 2007.
- [DAfStb10] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“, Ergänzung zu DIN 1045, Teile 1 bis 3 (08/2008) und DIN EN 206-1, Ausgabe März 2010.
- [DBV01] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e. V. (DBV): Merkblatt „Stahlfaserbeton“, Oktober 2001.
- [DIBt80] DIBt: Richtlinie für die Prüfung von Spannstählen auf ihre Eignung zur Verankerung durch sofortigen Verbund. Mitteilungen Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, Juni 1980.
- [DIN53] DIN 4227: Spannbeton – Richtlinien für die Bemessung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung; Berlin, 1953.
- [DIN08a] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, August 2008.
- [DIN08b] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. Beuth Verlag, August 2008.

- [DIN09] DIN EN 12350: Prüfung von Frischbeton – Teil 2: Setzmaß; Deutsche Fassung EN 12350-2:2009. Beuth-Verlag, Berlin, 2009.
- [DIN10] DIN EN 12350: Prüfung von Frischbeton – Teil 8: Selbstverdichtender Beton – Setzfließversuch. Beuth-Verlag, Berlin, 2010.
- [Dup05] Dupont, D.; Vandewalle, L.: „Distribution of steel fibres in rectangular sections“. Cement & Concrete Composites Vol. 27, 2005, pp. 391–398.
- [Edg72] Edgington, J.; Hannant, D. J.: Steel fibre reinforced concrete. The effect on fibre orientation of compaction by vibration. In: „Materials and Structures 1972, Vol. 5, No. 1, January 1972, pp. 41-44.
- [Ehm02] Ehmman, S.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonträgern mit großen Öffnungen. Dissertation, Fortschritt-Berichte VDI, Nr. 182, 2002.
- [Eli93] Eligehausen, R.; Gerster, R.: Das Bewehren von Stahlbetonbauteilen - Erläuterungen zu verschiedenen gebräuchlichen Bauteilen, DAfStb, Heft 399, 1993.
- [Emp95] Empelmann, M.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stabtragwerken aus Konstruktionsbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebsbeanspruchungen. Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, Heft 2, 1995.
- [Emp11] Empelmann, M.; Teutsch, M.; Wichers, M.: Baukonstruktionen aus Faserbeton. In: Beton-Kalender 2011, Teil 2. Berlin: Ernst und Sohn, 2011. S. 89-139.
- [Erd02] Erdem, E.: Probabilistisch basierte Auslegung stahlfasermodifizierter Bauteile auf experimenteller Grundlage. Dissertation, Bochum, 2002.
- [Eur04] 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.
- [Fal05] Falkner, H.: Selbstverdichtender Stahlfaserbeton – vorgespannte Fertigteile ohne Betonstahlbewehrung, Teil 1: Theorie, Forschung, Hintergrund. In: Vorträge zum Deutschen Bautechnik-Tag am 28. und 29. April 2005 in Düsseldorf. Berlin: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein, 2005. S. 107-108.
- [Fal06] Falkner, H.; Teutsch, M.: Stahlfaserbeton – Anwendungen und Richtlinie. In: Beton-Kalender 2006, Teil 1, Berlin, 2006, S. 665-703.
- [Fal11] Falkner, H.; Grunert, J.P.: Faserbeton. In: Beton-Kalender 2011, Teil 2, Berlin, 2011. S. 1-17.

- [Get05] Gettu, R.; Gardner, D. R.; Saldívar, H.; Barragán, B. E.: Study of the distribution and orientation of fibers in SFRC specimens. In: Materials and Structures, Vol. 38, January-February 2005, pp.31-37.
- [Gör04] Görtz, S.: Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen aus Normal- und Hochleistungsbeton. Dissertation, Schriftenreihe des Lehrstuhls und Instituts für Massivbau (IMB) der RWTH Aachen, 2004, ISBN 3-9807302-8-X.
- [Gray08] Graybeal, B.: UHPC in the U.S. Highway Transportation System. In: Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, 05-07.07.2008 in Kassel, Seite 11-17.
- [Gru06] Grunert, J.P.: Zum Tragverhalten von Spannbetonfertigteilbalken aus Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung. Technische Universität Braunschweig, Dissertation, 2006. ISBN-13: 978-3-89288-176-6.
- [Grü02] Grünewald, S.; Walraven, J. C.: High strength self-compacting fibre reinforced concrete: behaviour in the fresh and hardened state. fib Conference Leipzig/Germany, 2002.
- [Hau94] Hauri, H.: Der durchlöcherter Träger – Lehren aus einem Schadenfall. In: Bautechnik, Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 14, S. 227-230, März 1994.
- [Heg99a] Hegger, J.; Kerkeni, N.; Nitsch, A.: Gutachten zum Tragverhalten und zur Bemessung der vorgespannten Elementdecke „Wing“. Gutachten G99/12, Oktober 1999.
- [Heg99b] Hegger, J.; Beutel, R.; Hoffmann, S.: Statistische Auswertung von Versuchen – Beurteilung von Bemessungsansätzen. Beton- und Stahlbetonbau 94, 1999, Heft 11, S. 457 – 465.
- [Heg03] Hegger, J.; Will, N.; Bülte, S.: Teilvorgefertigte Deckensysteme im Wohnungsbau. Bericht-Nr. 82/2003 - Lehrstuhl und Institut für Massivbau, Rheinisch-Westfälischen Technische Hochschule Aachen, 2003.
- [Heg04a] Hegger, J.; Sherif, A.; Görtz, S.; Investigation of Pre- and Postcracking Shear Behavior of Prestressed Concrete Beams Using Innovative Measuring Techniques, ACI Structural Journal, Vol. 101, pp. 183-192, Farmington Hills, USA, Mär.-Apr. 2004.
- [Heg04b] Hegger, J.; Tuchlinshi, D.; and Kommer, B.: Bond anchorage Behavior and Shear Capacity of Ultra High Performance Concrete Beams. Ultra High Performance Concrete (UHPC), No. 3, International Symposium on Ultra High Performance Concrete, 13.-15.09.2004, Seite 351-360.

- [Heg06a] Hegger, J.; Tuchlinski, D.; Kommer, B.: Untersuchungen an Spannbetonträgern aus UHPC. Betonwerk + Fertigteil-Technik BFT (72) Heft 1/2006, S. 14-20.
- [Heg06b] Hegger, J.; Bertram, G.: Shear carrying capacity of steel fiber reinforced UHPC. Proceedings, 2nd International Symposium on UHPC, Kassel, Germany in 2008.
- [Heg07] Hegger, J.; Bülte, S.; Kommer, B.: Structural Behavior of Prestressed Beams Made With Self-consolidating Concrete. In: PCI Journal - Volume 52, Number 4 (July-August 2007), pp. 34-42. ISSN 0887-9672.
- [Heg08] Hegger, J.; Bertram, G.: Hegger, J.; Bertram, G.: Shear carrying capacity of steel fiber reinforced UHPC, Proceedings, 2nd International Symposium on UHPC, Kassel, Germany in 2008, S. 513 - 520.
- [Heg09] Hegger, J.; Karakas, A.; Pelke, E.; Schölch, U.: Zur Querkraftgefährdung bestehender Spannbetonbrücken. Beton- und Stahlbetonbau 104, Heft 11; Berlin, 2009.
- [Heg10a] Hegger, J.; Bertram, G.: Verbundverhalten von vorgespannten Litzen in UHPC - Teil 1: Versuche zur Verbundfestigkeit und zur Übertragungslänge. In: Beton- und Stahlbeton 105 (2010), Heft 6, S. 379 - 389.
- [Heg10b] Hegger, J.; Will, N.; Roggendorf, T.; Häusler, V.: Spannkrafteinleitung und Endverankerung bei Vorspannung mit sofortigem Verbund. In: Bauingenieur Band 85, Oktober 2010, Seite 445-454.
- [Hil83] Hillerborg, A.: Analysis of one single Crack. Fracture Mechanics of Concrete; F.H. Wittman (Herausgeber), Elsevier Science Publishers, Amsterdam, 1983.
- [Hils85] Hilsdorf, H. K.; Brameshuber, W.; Kottas, R.: Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben „Weiterentwicklung und Optimierung der Materialeigenschaften faserbewehrten Betons und Spritzbetons als Stabilisierungselement der Felssicherung“, Universität Karlsruhe, 1985.
- [Hol04] Holschemacher, K.; Weiße, D.; Klotz, S.: Bond of Reinforcement in Ultra High Strength Concrete. In: Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 3, International Symposium on Ultra High Performance Concrete, 13-15.09.2004 in Kassel, Seite 375-387.
- [Hol11] Holschemacher, K.; Dehn, F.; Klug, Y.: Faserbeton. In: Beton-Kalender 2011, Teil 2, Berlin, 2011, S.19-88.
- [Hot96] Hottmann, H.U.; Schäfer, K.: Bemessen von Stahlbetonbalken und –wandscheiben mit Öffnungen, DAfStb, Heft 459, 1996.
- [Hoy39] Hoyer, E.: Der Stahlsaitenbeton. Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin Wien Leipzig, 1939.

- [JSCE06] JSCE – USC Guideline for Concrete No. 9: Recommendations for Design and Construction of Ultra-High Strength Fiber-Reinforced Concrete Structures. Tokyo, Japan, 2006.
- [Jun06] Jungwirth, J.: Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton. Dissertation, Lausanne, 2006.
- [Kan67] Kani, G. N. J.: How save are our large Reinforced Concrete Beams. ACI Journal, März 1967.
- [Kas78] Kasperkiewicz, J.: Determination of fibre content, distribution and orientation in steel fibre concrete by x-ray technique. Testing and Test Methods of Fibre Cement Composites, RILEM Symposium, 1978.
- [Kei10] Keierleber, B.; Bierwagen, D.; Wipf, T.; Abu-Hawash, A.: FHWA, Iowa optimize pi girder. In: *Aspire*, Winter 2010, pp 24-29.
- [Ker04] Kerkeni, N.: Dokumentation und Beschreibung des Finite Elemente Programms LIMFES (unveröffentlicht), 2004.
- [Kim08] Kim, S. W.; Kang, S. T.; Park, J. J.; Ryu, G. S.: Effect of Filling Method on Fibre Orientation & Dispersion and Mechanical Properties of UHPC. In: *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau*, Heft 10, Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, 05-07.07.2008 in Kassel, Seite 185-193.
- [Küt99] Kützing, L.: Ein Beitrag zur Tragfähigkeitsermittlung stahlfaserbewehrter Betone unter besonderer Berücksichtigung bruchmechanischer Kenngrößen. Dissertation, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie Universität Leipzig, 1999.
- [Kup94] Kupfer, H.: Bemessung von Spannbetonbauteilen nach DIN 4227 – einschließlich teilweiser Vorspannung. *Betonkalender 1994 Teil I*, Seite 589 – 670.
- [Lan09] Lange, J.: Mess- und Auswertungstechnik zur Riss- und Faserdetektion bei Betonbauteilen. Dissertation. RWTH Aachen, 2009.
- [Leo77] Leonhardt, F.: *Vorlesungen über Massivbau*, dritter Teil, Springer Verlag, Berlin 1977.
- [Leu07] Leutbecher, T.: Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC). Dissertation, *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau*, Heft 9, kassel university press GmbH, Kassel 2008. ISBN: 978-3-89958-374-8
- [Leu09] Leutbecher, T.; Fehling, E.: Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Fasern verstärktem Stahlbeton am Beispiel ultrahochfesten Betons - Teil 1: Rissmechanische Zusammenhänge. In: *Beton- und Stahlbetonbau 104* (2009), Heft 6, S. 357 - 367.

- [Lin96] Lin, Y.-Z.: Tragverhalten von Stahlfaserbeton. Dissertation, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Universität Karlsruhe (TH), 1996.
- [Ling08] Lingemann, J.; Zilch, K.: Influence of the fiber orientation and fiber distribution on the load carrying efficiency of steel fibers in fiber reinforced concrete. Proceedings, 3rd International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, 10-12 September 2007, Cape Town, South Africa, pp. 1395-1399.
- [Lins02] Linsel, S.; Dehn, F.: Determination of Fibre Distribution in Self-Compacting Steel Fibre Reinforced Concrete (SCSFC) by Computer Tomography (CT). Proceedings, 6th International Symposium on High Strength / High Performance Concrete, Vol. 2, Leipzig/Germany, June 2002, pp. 1129-1137.
- [Man99a] Mansur, M.A.; Tan, K.-H.; Weng, W.: Effects of Creating an Opening in Existing Beams. ACI Structural Journal, Vol. 96, pp. 899-906, Farmington Hills, USA, Nov.-Dec. 1999.
- [Man99b] Mansur, M.A.; Tan, K.-H.: Concrete Beams with Openings, CRC Press, New York, 1999.
- [Man01] Mansur, M.A.; Tan, K.-H.; Weng, W.: Design of Reinforced Concrete Beams with Circular Openings. ACI Structural Journal, Vol. 98, pp. 407-415, Farmington Hills, USA, May-June 2001.
- [Mar06] Markovic, I.: High-performance hybrid-fibre concrete: development and utilisation. Dissertation. TU Delft, Delft University of Technology, 2006.
- [MC90] CEB-FIP Model Code 1990 - First Draft, Lausanne/Schweiz, 1990.
- [Mit74] Mitchell, D.; Collins, M. P.: Diagonal Compression Field Theory – A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion. ACI Journal, August 1974, pp. 396-408.
- [Mus11] Musha, H.; Ohkuma, H.; Watanabe, N.: UFC Technology and Applications in Japan. 9th International Symposium on High Performance Concrete, Rotorua, New Zealand, 2011, Session B5, Paper 4.
- [Mut05] Muttoni, A.; Jungwirth, J.: Bericht 00.02.R8, Versuche zum Tragverhalten von ultrahochfestem Beton, Lausanne/Schweiz, 2005.
- [Moc08] Mochizuki, O. et al: Design, Experiments and Mass Production of UFC Slab in Tokyo International Airport (Haneda) D Runway. Proceedings, 8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete, Tokyo, Japan in 2008, CD S3-3-3.
- [NAD10] Nationaler Anhang - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau: Entwurf 2010.

- [Nef05] Neff, C.: Neues Bemessungskonzept für Stahlbeton- und Spannbetonträger mit Öffnungen. In: 100. Jahrgang Beton- und Stahlbetonbau (2005), 45. Forschungskolloquium des DAfStb, S. 149-152.
- [Nit01] Nitsch, A.: Spannbetonfertigteile mit teilweiser Vorspannung aus hochfestem Beton. Dissertation, Schriftenreihe des Lehrstuhls und Instituts für Massivbau (IMB) der RWTH Aachen, Heft 13, 2001. ISBN 3-9807302-0.
- [Noa78] Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangbeanspruchung infolge Temperatur. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 296, Berlin, 1978.
- [Ohs08] Ohser, J; Schladitz, K.: „Visualisation, processing and analysis of tomographic data“. In Banhart, John (Hrsg.), Advanced tomographic methods in materials research and engineering, Oxford, 2008.
- [Ožb95] Ožbolt, J.: Maßstabeffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen. Habilitationsschrift, Stuttgart, 1995. ISBN 3-9803044-7-7.
- [Par74] Parimi, S. R.; Rao, J. K. S.: On the fracture toughness of fiber reinforced concrete. ACI, Special Publication 44, Detroit, 1974, p. 79-92.
- [Pfy03] Pfyl, T.: Tragverhalten von Stahlfaserbeton. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Schweiz, Nr.15005, 2003.
- [Rck90] Reineck, K.: Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen. Dissertation, Universität Stuttgart, 1990.
- [Rck05] Reineck, K.: Modellierung der D-Bereiche von Fertigteilen. In: Betonkalender 2005, S. 243-296.
- [Rdt81] Reinhardt, H.-W.: Maßstabseinfluss bei Schubversuchen im Licht der Bruchmechanik. In: Beton- und Stahlbetonbau 1/1981, S.19-21.
- [Reb08] Rebentrost, M.; Wight, G.: Experience and Applications on Ultra-high Performance Concrete in Asia. In: Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, 05-07.07.2008 in Kassel, Seite 19-30.
- [Reh58a] Rehm, G.: The Fundamental Law of Bond. RILEM Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm, Schweden, 1958, pp. 491-498.
- [Reh58b] Rehm, G.: Stress Distribution in Reinforcing Bars Embedded in Concrete. RILEM Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm, Schweden, 1958, pp. 499-505.
- [Ric95] Richard, P.; Cheyrezy, M.: Composition of reactive powder concretes. In: Cement and Concrete Research 25 (1995), Heft 7, S. 1501-1511.

- [Rilem83] Rilem RC6 TC9-RC: Bond test for reinforcement steel. 2. Pull-out test. In: Materials and Structures, Vol. 6, No. 32, March-April 1973, Rilem Publications, 2nd edition May 1983.
- [Rilem03a] Rilem TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. In: Materials and Structures, Vol. 36, Nov. 2003, Rilem Publications.
- [Rilem03b] Rilem TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete – σ - ε -design method – Final Recommendation. In: Materials and Structures, Vol. 36, Rilem Publications, Okt. 2003, pp. 560-567.
- [Rilem03c] Rilem TC 162-TDF: Round-robin analysis of the RILEM TC 162-TDF beam bending test: Part 1 - Test method evaluation. In: Materials and Structures, Vol. 36, Rilem Publications, Nov. 2003, pp. 609-620.
- [Rilem03d] Rilem TC 162-TDF: Round-robin analysis of the RILEM TC 162-TDF uni-axial tensile test: Part 2 - Fiber distribution. In: Materials and Structures, Vol. 36, Rilem Publications, May 2003, pp. 275-280.
- [Rom64] Romualdi J., Mandel, J.: Tensile Strength of Concrete Affected by uniformly distributed and closely spaced short Lengths of Wire Reinforcement. ACI Journal, Vol. 61, No. 6, 1964, pp. 657-671.
- [Ros03a] Rosenbusch, J.: Zur Querkrafttragfähigkeit von Balken aus stahlfaserverstärktem Stahlbeton. Technische Universität Braunschweig, Dissertation, 2003.
- [Ros03b] Rosenbusch, J.; Teutsch, M.: Shear Design with σ - ε -Method. Proceedings, Rilem TC 162-TDF Workshop, Bochum, Germany, 2003.
- [Ros04] Rosenbusch, J.: Einfluss der Faserorientierung auf die Beanspruchbarkeit von Bauteilen aus Stahlfaserbeton. Beton- und Stahlbetonbau 99, Heft 5, 2004.
- [Rsy02] Rostásy, F.S.; Krauß, M.; Budelmann, H.: Planungswerkzeug zur Kontrolle der frühen Rissbildung in massigen Betonbauteilen. In: Bautechnik 79(2002). 6 Teile: H.7, S.431-435; H.8, S.523-527; H.9, S.641-647; H.10, S.697-703; H.11, S.778-789; H.12, S.869-874.
- [Ruh77] Ruhnau, J.; Kupfer, H.: Spaltzug-, Stirnzug- und Schubbewehrung im Eintragungsbereich von Spannbett-Trägern. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 7, S. 175-179, 1977.
- [Schl89] Schlaich, J.; Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau. Betonkalender 1989, Teil II, S. 563-715, Ernst und Sohn-Verlag, Berlin, 1989.
- [Schm06] Schmidt, M.; Bunje, K.; Fehling, E.; Teichmann, T.: Brückenfamilie aus Ultra-hochfestem Beton in Niestetal und Kassel. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006) Heft 6, S. 198-204.

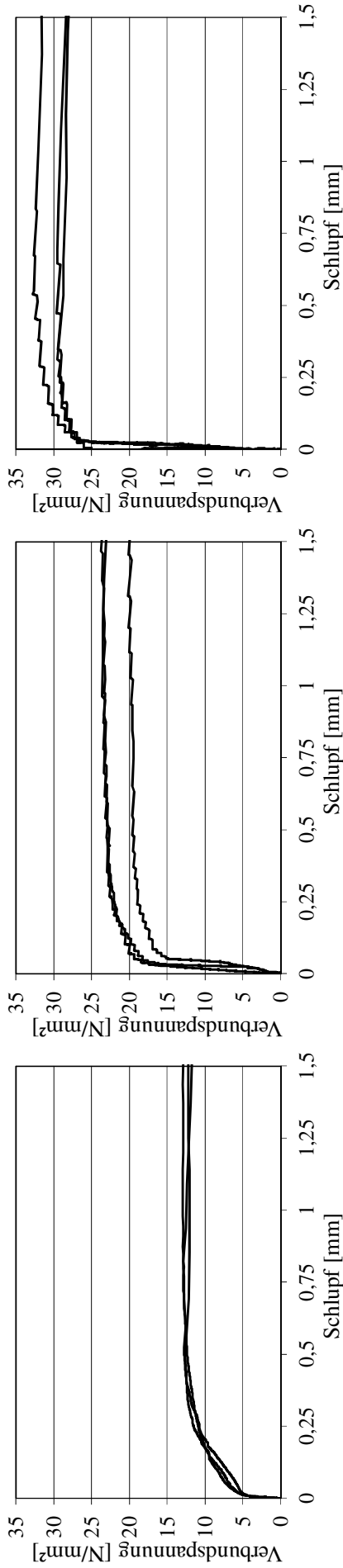
- [Schn06a] Schnell, J.; Thiele, C.: Abminderung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken im Bereich von Leitungsführungen. In: Beton- und Fertigteiltechnik (2006), Heft 1, S. 118-119.
- [Schn06b] Schnell, J.: Anwendungsgrenzen für Luftkanäle in Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung. DBV-Abschlussbericht des Instituts für Massivbau der Technischen Universität Kaiserslautern, 2006.
- [Schn08] Schnell, J.; Ackermann, F.; Rösch, R.; Sych, T.: „Statistical analysis of fibre distribution in ultra high performance concrete using computer tomography“. 2nd International Symposium on Ultra High Performance Concrete, March 2008, Kassel, Germany, pp. 145-152.
- [Schn10] Schnell, J.; Schladitz, K.; Schuler, F.: „Richtungsanalyse von Fasern in Betonen auf Basis der Computer-Tomographie“. Beton- und Stahlbetonbau 105, Heft 2, 2010.
- [SchH06] Schnellenbach-Held, M.; Neff, C.: Stahlbetonträger mit Öffnungen - Ein vereinfachtes Bemessungskonzept. In: Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Heft 7, S. 499-510.
- [Schö88] Schönlin, K.: „Ermittlung der Orientierung, Menge und Verteilung der Fasern in faserbewehrtem Beton“; In „Beton- und Stahlbetonbau 83 (1988)“, Jg.1988, Heft 6; S.168-171.
- [Schnü05] Schnütgen, B.: Stahlfaserbeton. In: Stahlbetonbau aktuell. Praxishandbuch 2005. Bauwerk Verlag, Berlin, 2005.
- [Schz06] Schladitz, K.; Ohser, J.; Nagel, N.: „Measurement of intrinsic volumes of sets observed on lattices“. Discrete Geometry for Computer Imagery, 13th International Conference, Szeged/Ungarn 2006, S. 247-258.
- [Sok11] Sokhwan, C. et al.: Tensile cracking behavior of Ultra High Performance Concrete examined with digital Image Correlation. 9th International Symposium on High Performance Concrete, Rotorua, New Zealand, 2011, CD, Session B10, Paper 4.
- [Som74] Somes, N. F.; Corley W. G.: Circular openings in webs of continuous beams. In: ACI Publication SP 42: Shear in Reinforced Concrete, Vol. 17, 1974.
- [Sor90] Soroushian, P.; Lee, C.-D.: Distribution and Orientation of Fibers in Steel Fibre Reinforced Concrete. ACI Materials Journal, Vol. 87, No. 5, Sept.-Oct., 1990.
- [Spa08] Spasojevic, A.; Muttoni, A.; Ruiz, M. F.; Redaelli, D.: Influence of Tensile Properties of UHPFRC on Size Effect in Bending. Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 2008.
- [SPP05] Deutsche Forschungsgemeinschaft: Schwerpunktprogramm SPP 1182, Nachhaltig Bauen mit UHPC, <http://www.spp1182.de/>, Beginn 2005.

- [Stä08] Stähli, P.; Custer R.; Van Mier, J. G. M.: On flow properties, fibre distribution, fibre orientation and flexural behaviour of FRC. In: „Materials and Structures 41, 2008“, 2008, pp. 189-196.
- [Sti04] Stiel, T.; Fehling, E.; Karihaloo, B. L.: Effect of Casting Direction on the Mechanical Properties of CARDIFRC®. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC). Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 3, Universität Kassel, Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, Germany, 2004; S. 481-493.
- [Sto69] Stocker, M.F.; Sozen, M.A.: Bond characteristics of prestressed strand. Investigations of prestressed reinforced concrete of Highway bridges, University Illinois, Structural Research, Series No. 344, 1969.
- [Str77] Stroeven, P.: The analysis of fibre distributions in fibre reinforced materials. Journal of Microscopy 111 (1977), pp. 283-295.
- [Str78] Stroeven, P.; Shah, S. P.: Use of radiography-image analysis for steel fibre reinforced concrete. Testing and Test Methods of Fiber Cement Composites, RILEM Symposium, 1978.
- [Tan02] Tanaka, Y.; Ootake, A.; Uzawa, T.; Tsuka, T.; Kano, K.; Shimoyama, Y.: Structural performance of a 50 m span footbridge applying fiber reinforced reactive powder concrete. In: Proceedings of the JCI International Workshop on Ductile Fiber Reinforced Cementitious Composites (DFRCC) – Application and Evaluation. Takayama, Japan, 21-22 October 2002, p. 209 – 218.
- [Teu11] Teutsch, M.; Wiens, U.; Alfes, C.: Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton. In: Beton-Kalender 2011, Teil 2, Berlin, 2011. S. 141-175.
- [Tou98] Toutanji, H.; Bayasi, Z.: Effects of manufacturing techniques on the flexural behaviour of steel fiber-reinforced concrete. In: Cement and Concrete Research, Vol. 28, No. 1 (1998), pp. 115-124.
- [Tue07] Tue, N. V.; Henze, S.; Kuchler, M.; Schenck, G.; Wille, K.: Ein optoanalytisches Verfahren zur Bestimmung der Faserverteilung und -orientierung in Stahlfaserverstärktem UHFB. Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007), Heft 10; Verlag Ernst & Sohn, Berlin, S. 674-680.
- [Uij92] den Uijl, J.: Bond and splitting action of prestressing strand. Proceedings, Bond in Concrete, Riga, Oktober 1992, S. 2/79-2/88.
- [USDT06] US Department of Transportation, Federal Highway Administration: Structural Behavior of Ultra-High Performance Concrete Prestressed I-Girders. Publication No. FHWA-HRT-06-115, Georgetown Pike, August 2006.

- [Vec86] Vecchio, F. J.; Collins, M. P.: The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI Journal*, Vol. 83, No. 2, Mar.-Apr. 1986, pp. 219-231.
- [Vec88] Vecchio, F.J.; Collins, M.P.: Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using modified compression field theory. *ACI Structural Journal*, Vol. 85, 1988: 258-268.
- [Vec93] Vecchio, F. J.; Collins, M. P.: Compression response of cracked reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 12, December 1993, S. 3590 – 3610.
- [Voo03a] Voo, Y.L.; Foster, S.: Variable Engagement Model for Fibre Reinforced Concrete in Tension. University of New South Wales, Sydney Australia; Report No. R-420; June 2003.
- [Voo03b] Voo, Y. L.; Foster, S.; Gilbert, I. R.: Shear Strength of Fibre Reinforced Reactive Powder Concrete Girders without Stirrups. University of New South Wales, Sydney Australia; Report No. R-421; November 2003.
- [Voo04] Voo, Y. L.; Foster, S.: Tensile-Fracture of Fiber-Reinforced Concrete: Variable Engagement Model. 6th Rilem Symposium on Fiber-Reinforced Concrete (FRC), BEFIB2004 in Varenna/Italy, September 2004.
- [Voo06] Voo, Y. L.; Foster, S.; Gilbert, I. R.: Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Reactive Powder Concrete Prestressed Girders without Stirrups. *Journal of advanced Technology* Vol. 4, No. 1, S. 123-132, Februar 2006.
- [Voo08] Voo, Y. L.; Foster, S.: Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Ultra-High-Performance Concrete Beams without Stirrups. 5th International Specialty Conference on Fibre Reinforced Materials; Singapur, 28-29 August 2008.
- [Voo10] Voo, Y. L.; Poon, W. K.; Foster, S.: Shear Strength of Steel Fibre Reinforced UHPC Beams without Stirrups. *Journal of Structural Engineering*, Issue 4/2010.
- [Wag86] Wagner, K.: Einflüsse auf das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonträgern mit Stegöffnungen. In: *Bauplanung – Bautechnik* 1986, Heft 1, S. 36-39.
- [Wal90] Walraven, J.; Lehwalter, N.: Einfluss des Maßstabs in schubbeanspruchten Bauteilen ohne Schubbewehrung, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 85 (1990), Heft 9, S. 228-232.
- [Yak11] Yakoub, H. E.: Shear Stress Prediction: Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrups. *ACI Structural Journal*, Vol. 108, No. 3, pp. 304-314 + Appendix, Farmington Hills, USA, May-June 2011.

- [Zak00] Zak, G.; Park, C. B.; Benhabib, B.: „Estimation of Three-Dimensional Fibre-Orientation Distribution in Short-Fibre Composites by a Two-Section Method. Journal of Composite Materials, Vol. 35, No. 04, 2001.
- [Zha94] Zhang, J.P.; Strength of Cracked Concrete. Part 1 – Shear Strength of Conventional Concrete Beams, Deep Beams, Corbels, and Prestressed Reinforced Concrete Beams without Shear Reinforcement. Technical University of Denmark, Department of Structural Engineering, Report No. 311, Lyngby, 1994, 106 pp.
- [Zin99] Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Dissertation TU Leipzig 1999.
- [Zul07a] Allgemein Bauaufsichtliche Zulassung Z-71.3-27: Stahlfaserverstärkte Spannbeton-Balken mit Rechteck- oder Trapezquerschnitt. Zulassungsinhaber Max Bögl Bauunternehmung GmbH & Co. KG, Geltungsdauer 30.06.2010, Berlin, 2007.
- [Zul07b] Allgemein Bauaufsichtliche Zulassung Z-71.3-31: Stahlfaserverstärkte Spannbetonbinder. Zulassungsinhaber Max Bögl Fertigteilwerke Betonwerk GmbH & Co. KG, Geltungsdauer 30.04.2012, Berlin, 2008.
- [Zul08a] Allgemein Bauaufsichtliche Zulassung Z-71.3-33: Vorgespannte Binder aus Stahlfaserbeton. Zulassungsinhaber Rekers Betonwerk GmbH & Co. KG, Geltungsdauer 30.09.2013, Berlin, 2008.
- [Zul08b] Allgemein Bauaufsichtliche Zulassung Z-71.3-35: Vorgespannte Balken aus Stahlfaserbeton. Zulassungsinhaber Rekers Betonwerk GmbH & Co. KG, Geltungsdauer 30.11.2013, Berlin, 2008.
- [Zul11] Allgemein Bauaufsichtliche Zulassung Z-71.3-37: Vorgespannte Balken aus Stahlfaserbeton. Zulassungsinhaber Bremer AG Geschäftsbereich Fertigteilbau, Geltungsdauer 12.04.2016, Berlin. 2011.

Anlage A

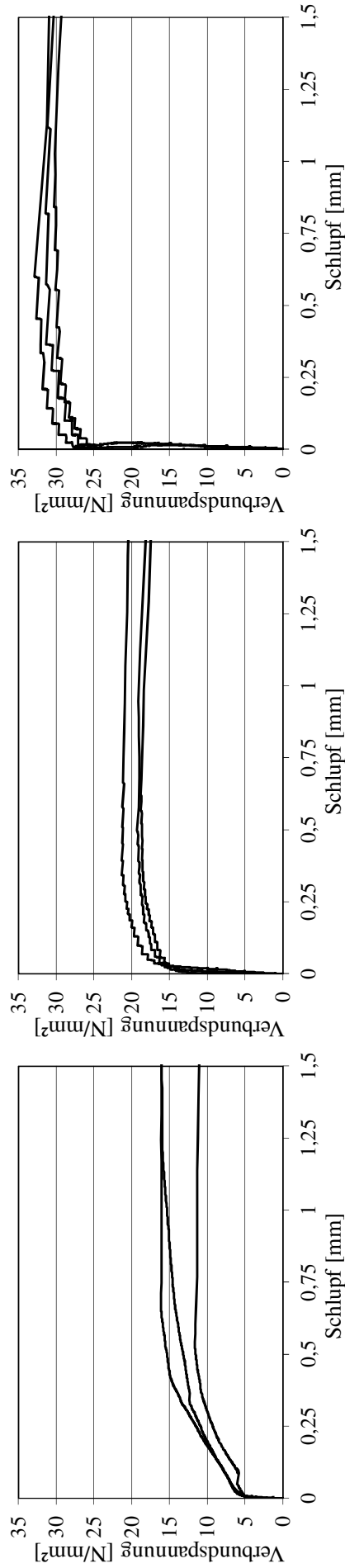


a) PO1: ohne Änderung der Litzenspannung

b) PO2: $\Delta\sigma_p = 600 \text{ N/mm}^2$ (50 %)

c) PO2: $\Delta\sigma_p = 1200 \text{ N/mm}^2$ (100 %)

Bild A 1: PO1 – PO3 (M1, $c/d_p = 4,4 ; 0,6^{**}; f_{c,cube100} = 116 \text{ N/cm}^2$)

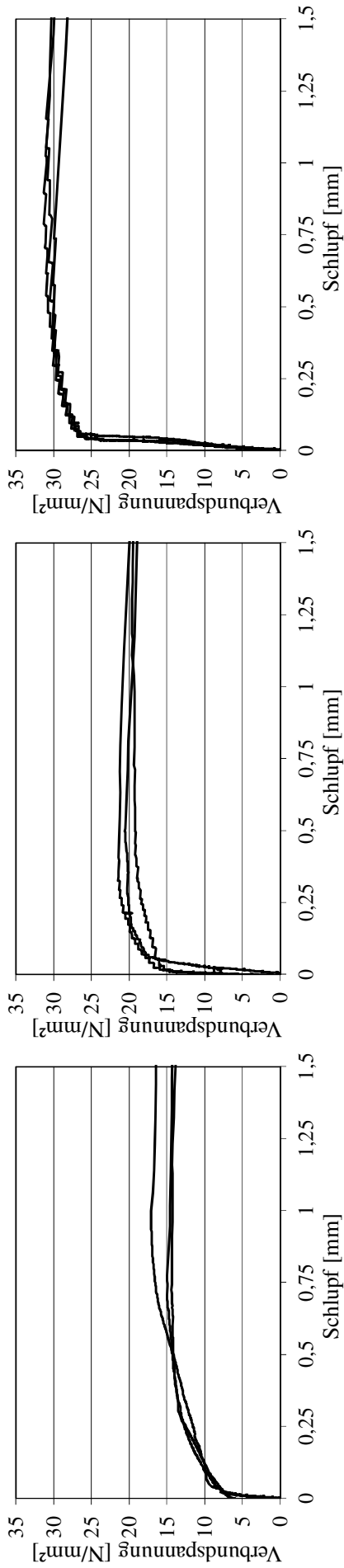


a) PO4: ohne Änderung der Litzenspannung

b) PO5: $\Delta\sigma_p = 600 \text{ N/mm}^2$ (50 %)

c) PO6: $\Delta\sigma_p = 1200 \text{ N/mm}^2$ (100 %)

Bild A 2: PO4 – PO6 (M0, $c/d_p = 4,4 ; 0,6^{**}; f_{c,cube100} = 118 \text{ N/cm}^2$)

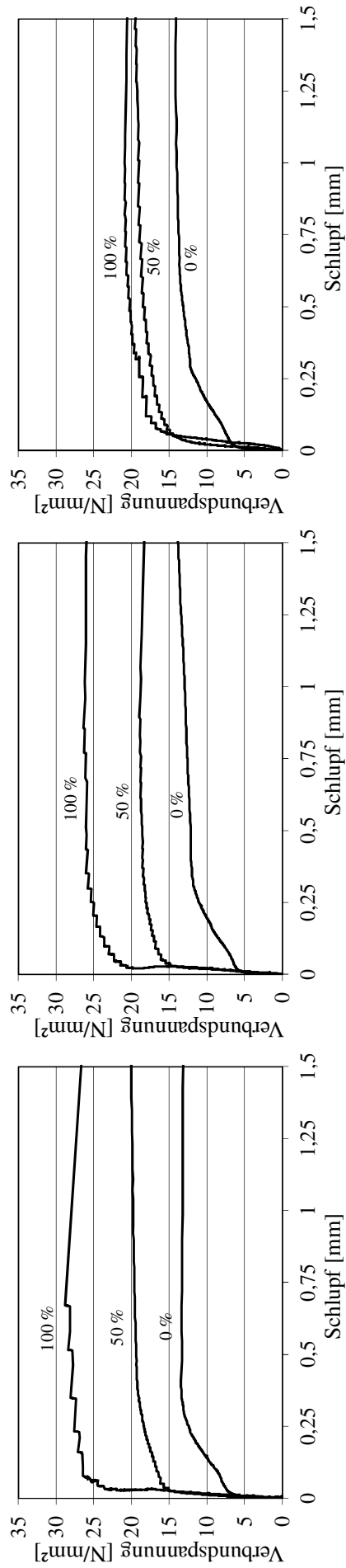


a) PO7: ohne Änderung der Litzenspannung

b) PO8: $\Delta\sigma_p = 600 \text{ N/mm}^2$ (50 %)

c) PO9: $\Delta\sigma_p = 1200 \text{ N/mm}^2$ (100 %)

Bild A 3: PO7 – PO9 (M7, $c/d_p = 4,4$; $0,6^{**}$; $f_{c,cube100} = 113 \text{ N/cm}^2$)

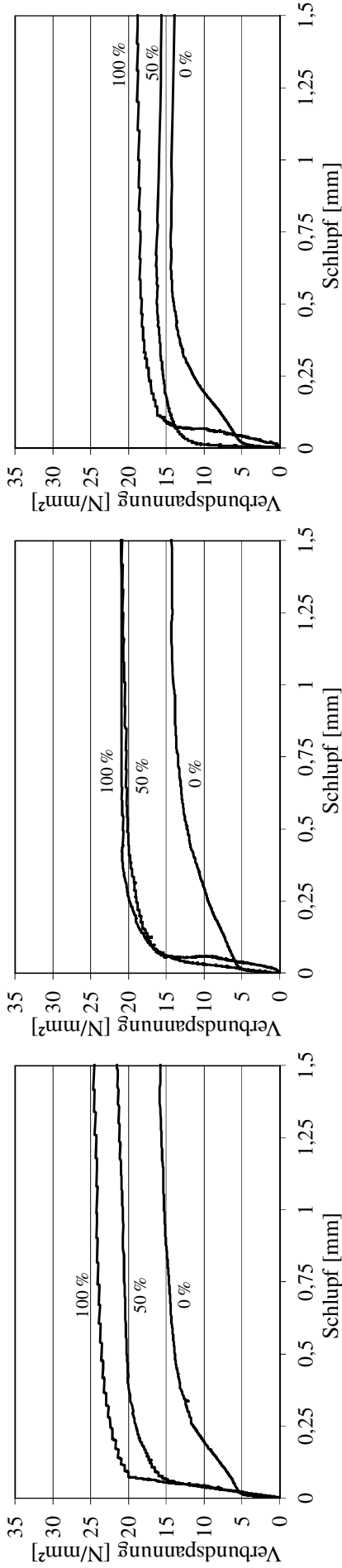


a) PO10: $c/d_p = 2,5$

b) PO11: $c/d_p = 2,0$

c) PO12: $c/d_p = 1,5$

Bild A 4: PO10 – PO12 (M1 ; $0,6^{**}$; $f_{c,cube100} = 113 \text{ N/cm}^2$)

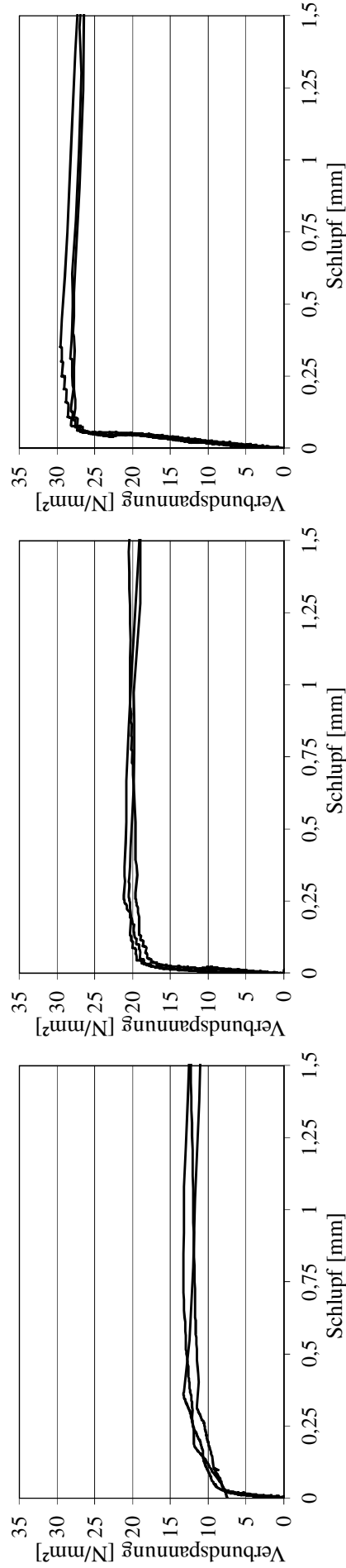


a) PO13: $c/d_p = 2,5$

b) PO14: $c/d_p = 2,0$

c) PO15: $c/d_p = 1,5$

Bild A 5: PO13 – PO15 (M1, $c/d_p = 4,4 ; 0,6^{**}; f_{c,cube100} = 112 \text{ N/cm}^2$)

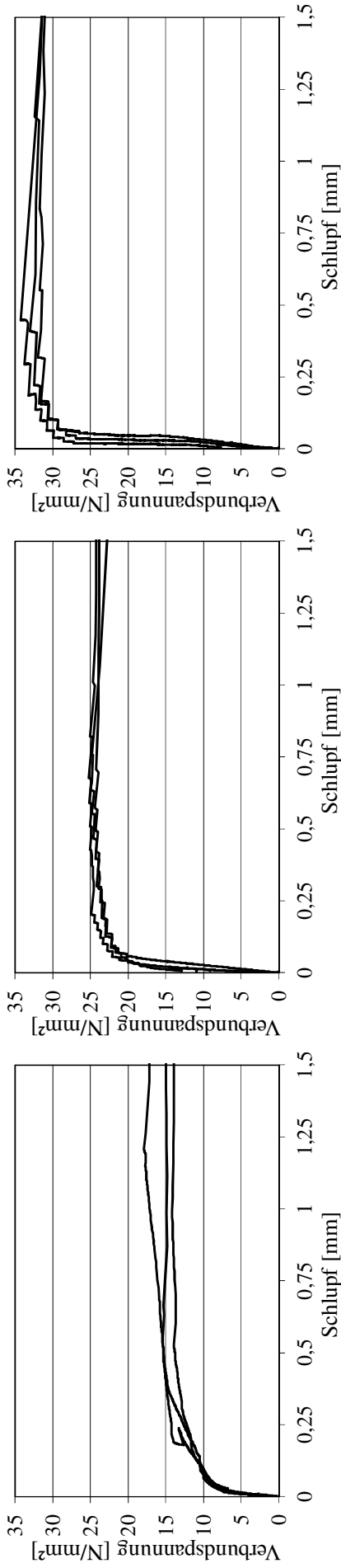


a) PO16: ohne Änderung der Litzenspannung

b) PO17: $\Delta\sigma_p = 600 \text{ N/mm}^2$ (50 %)

c) PO18: $\Delta\sigma_p = 1200 \text{ N/mm}^2$ (100 %)

Bild A 6: PO16 – PO18 (M1, $c/d_p = 5,5 ; 0,5^{**}; f_{c,cube100} = 107 \text{ N/cm}^2$)

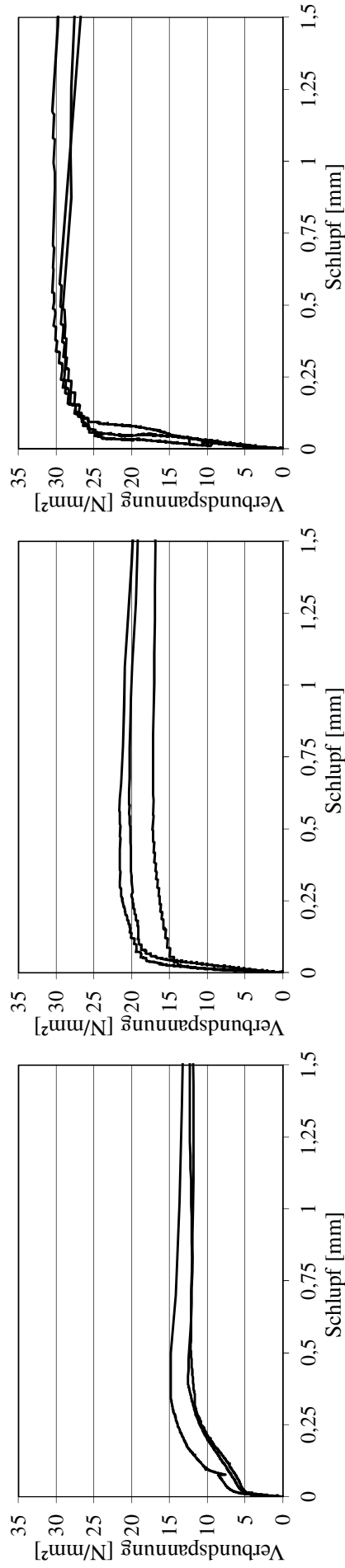


a) PO19: ohne Änderung der Litzenspannung

b) PO20: $\Delta\sigma_p = 600 \text{ N/mm}^2$ (50 %)

c) PO21: $\Delta\sigma_p = 1200 \text{ N/mm}^2$ (100 %)

Bild A 7: PO19 – PO21 (M1, $c/d_p = 4,4 ; 0,6^{**}$; $f_{c,cube100} = 154 \text{ N/cm}^2$)



a) PO22: ohne Änderung der Litzenspannung

b) PO23: $\Delta\sigma_p = 600 \text{ N/mm}^2$ (50 %)

c) PO24: $\Delta\sigma_p = 1200 \text{ N/mm}^2$ (100 %)

Bild A 8: PO22 – PO24 (ohne Fasern, $c/d_p = 4,4 ; 0,6^{**}$; $f_{c,cube100} = 93 \text{ N/cm}^2$)

Anlage B

Spannkrafteinleitungsversuche

Spannkrafteinleitungsversuche SE1 – SE14

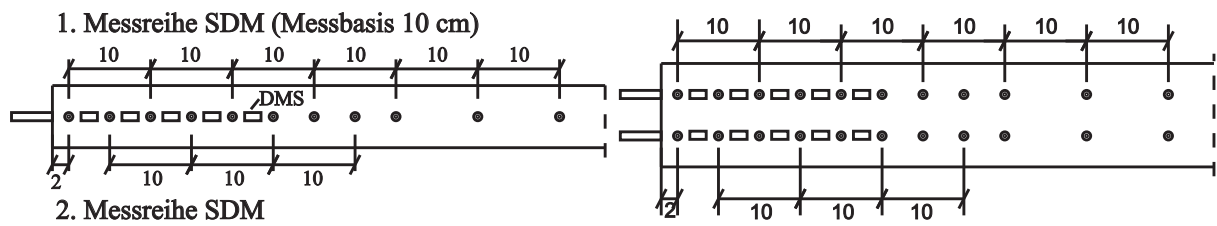


Bild B1.1: Ansicht der Versuchskörper mit 2 und 4 Litzen (DMS nur bei ausgewählten Versuchskörpern)

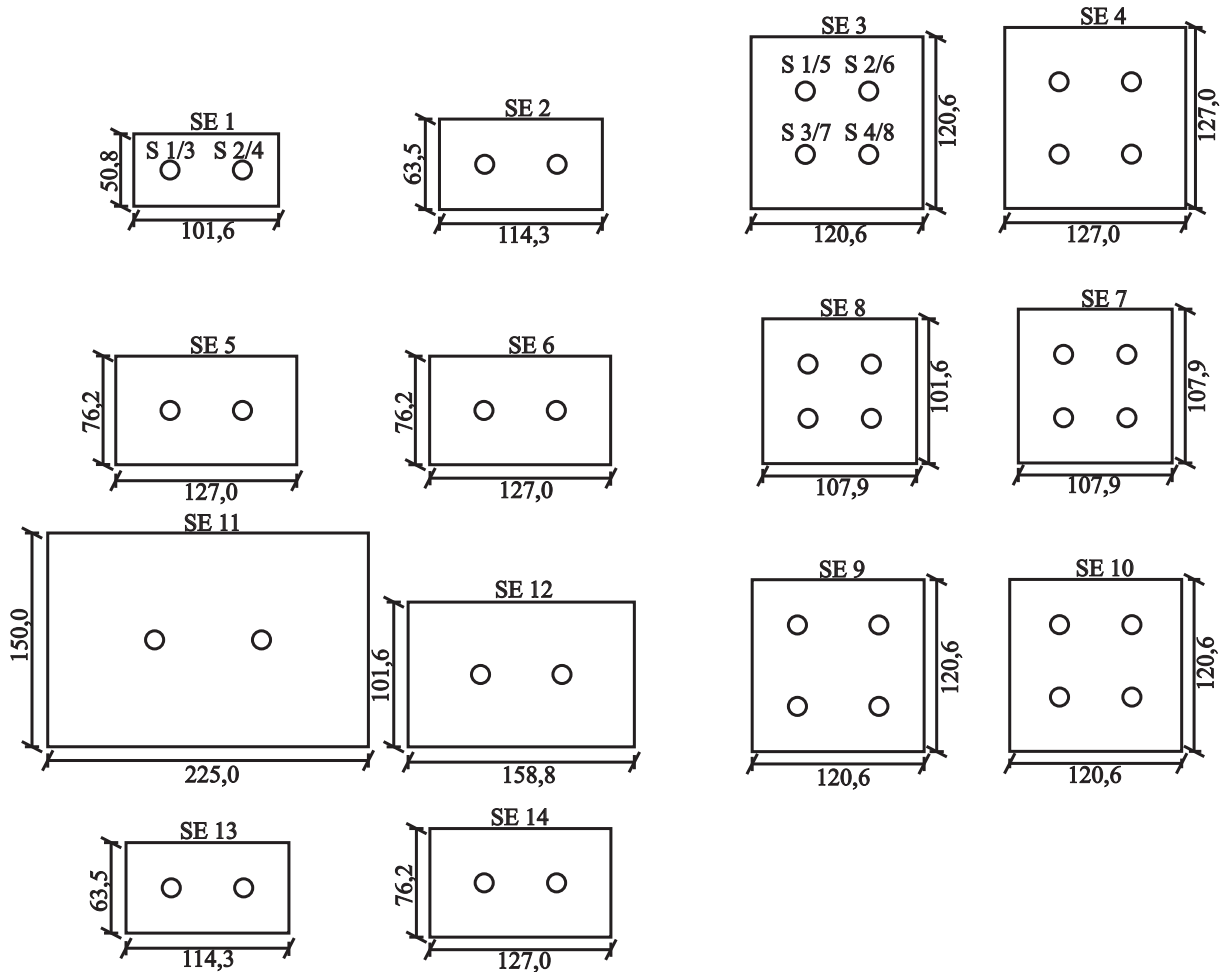


Bild B1.2: Querschnitte der Versuchskörper SE1 bis SE14

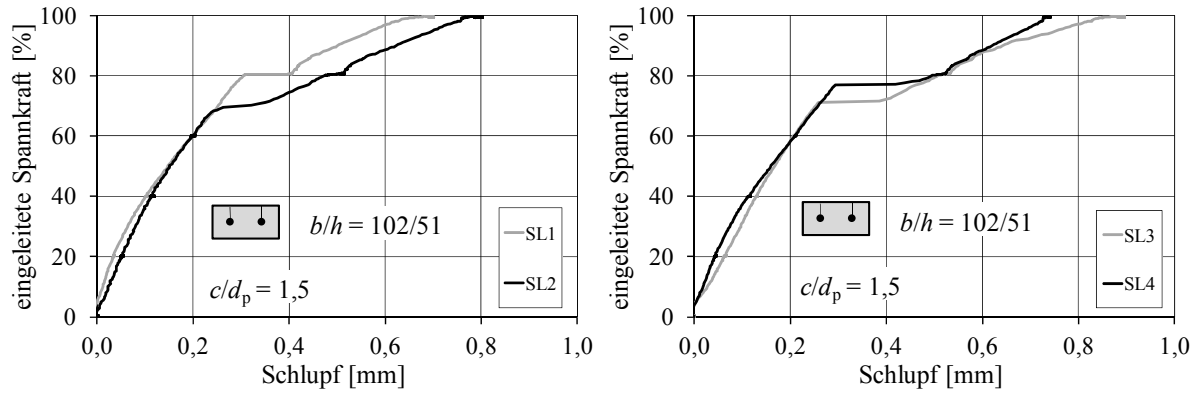


Bild B 1.1: Endschlupf der Litzen SE1, linke und rechte Seite

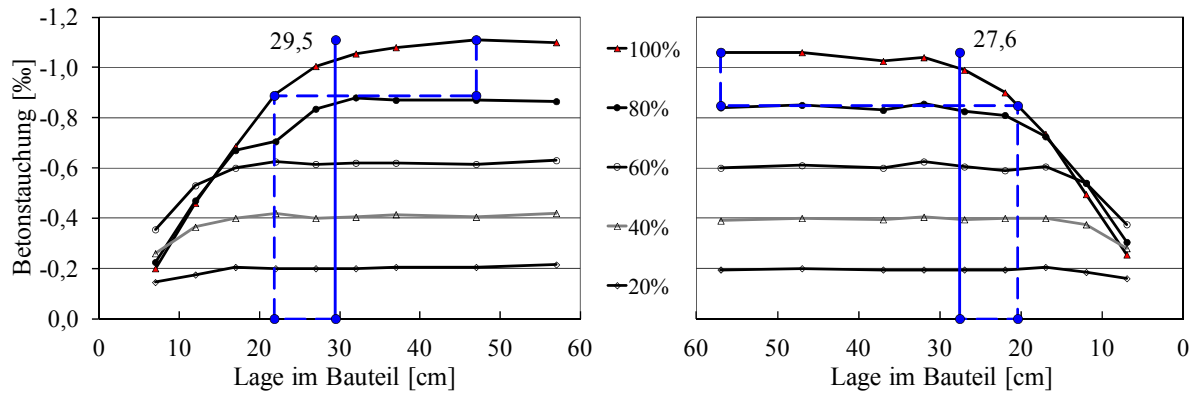


Bild B 1.2: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung SE1

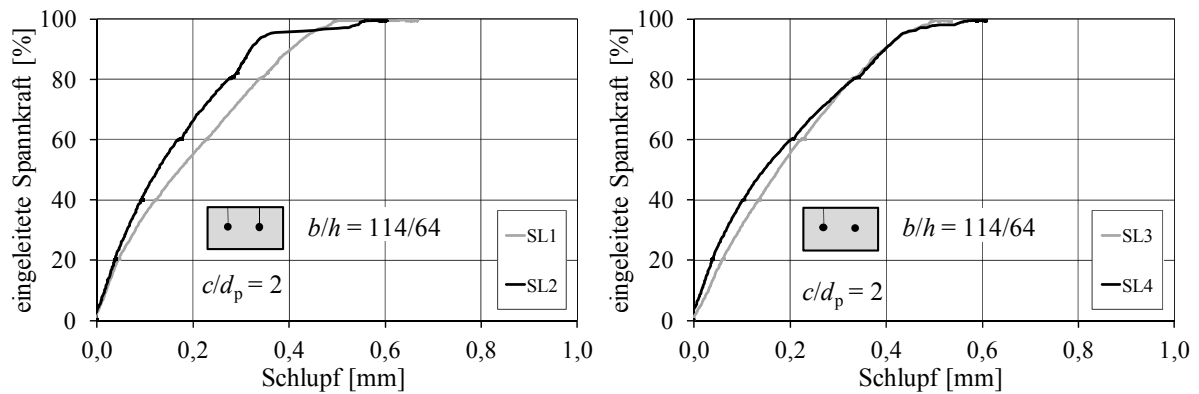


Bild B 2.1: Endschlupf der Litzen SE2, linke und rechte Seite

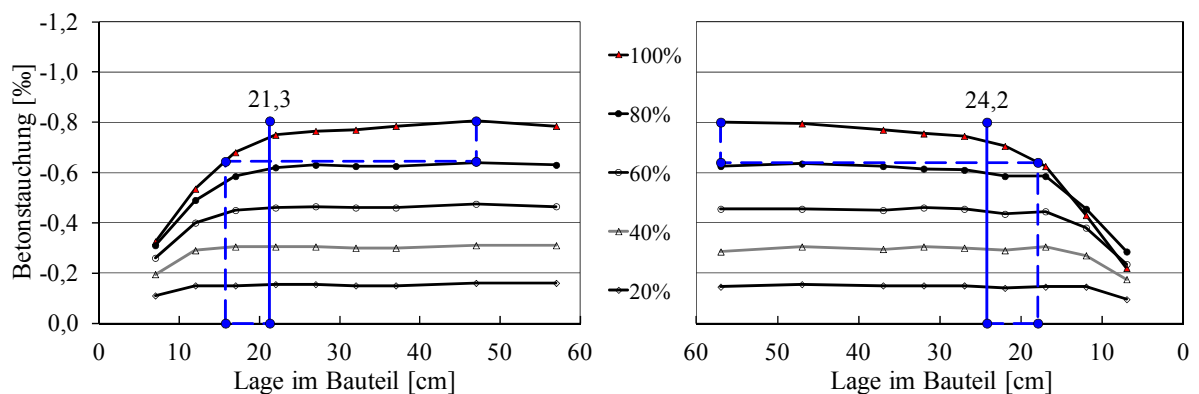


Bild B 2.2: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung SE2

Spannkrafteinleitungsversuche

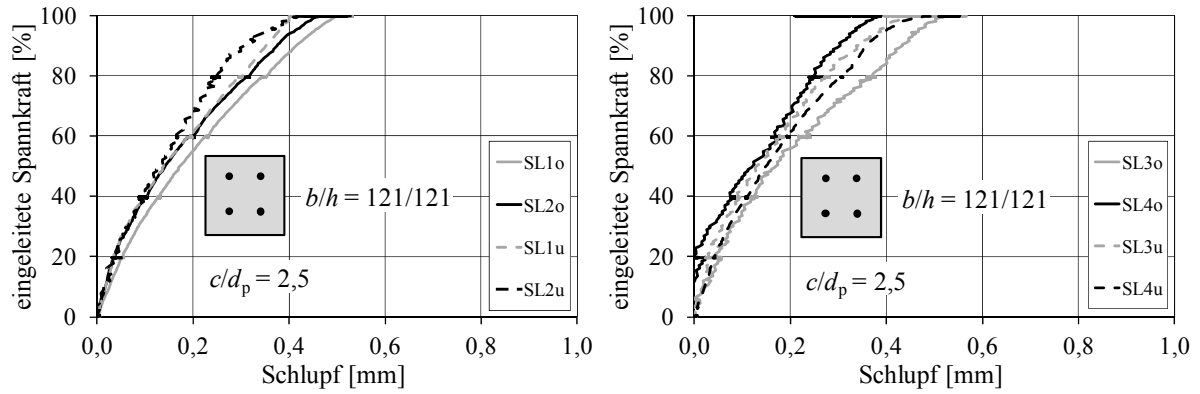


Bild B 3.1: Endschlupf der Litzen SE3, linke und rechte Seite

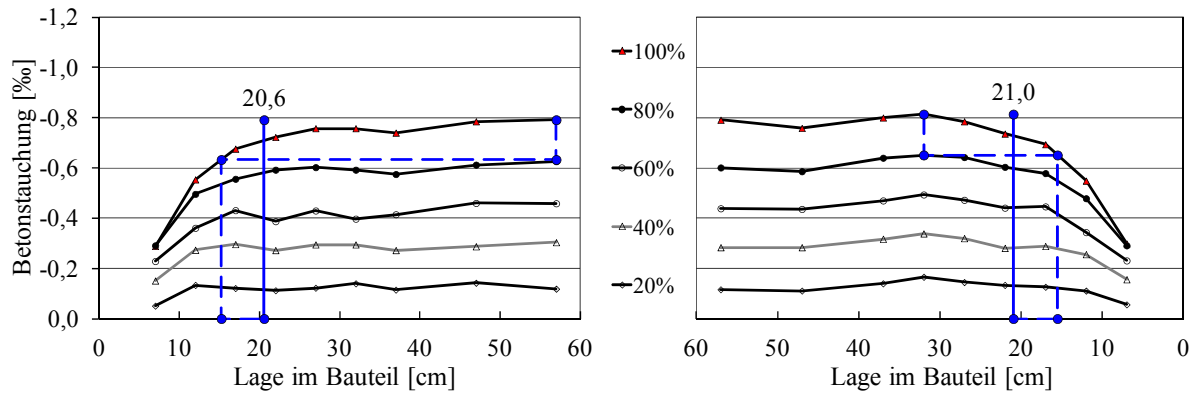


Bild B 3.2: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung SE3

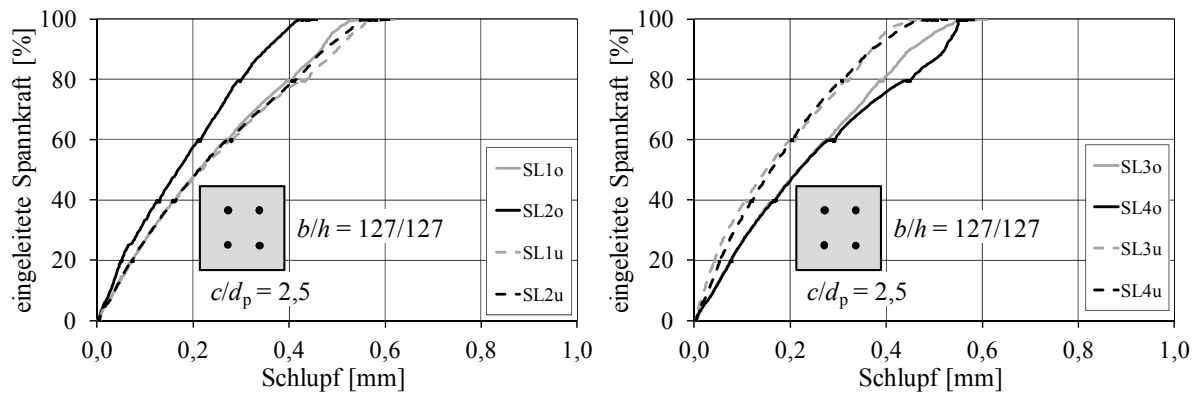


Bild B 4.1: Endschlupf der Litzen SE4, linke und rechte Seite

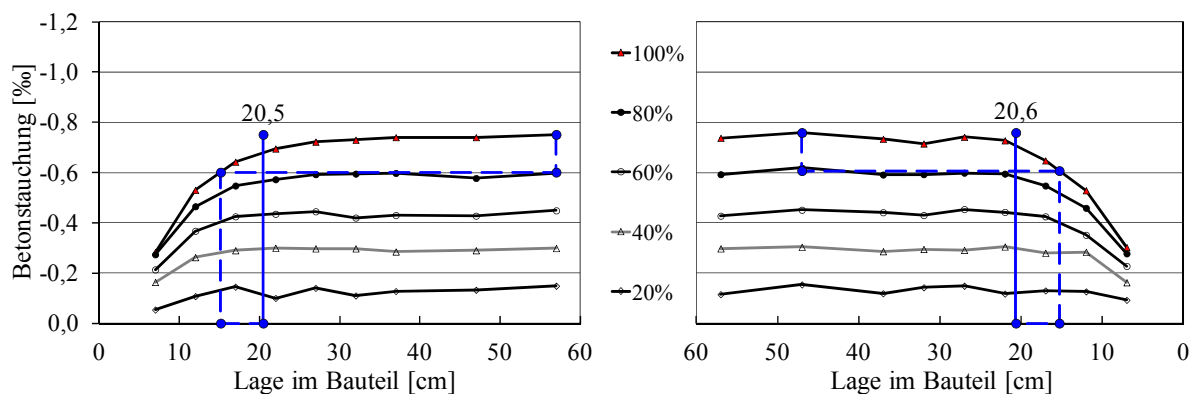


Bild B 4.2: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung SE4

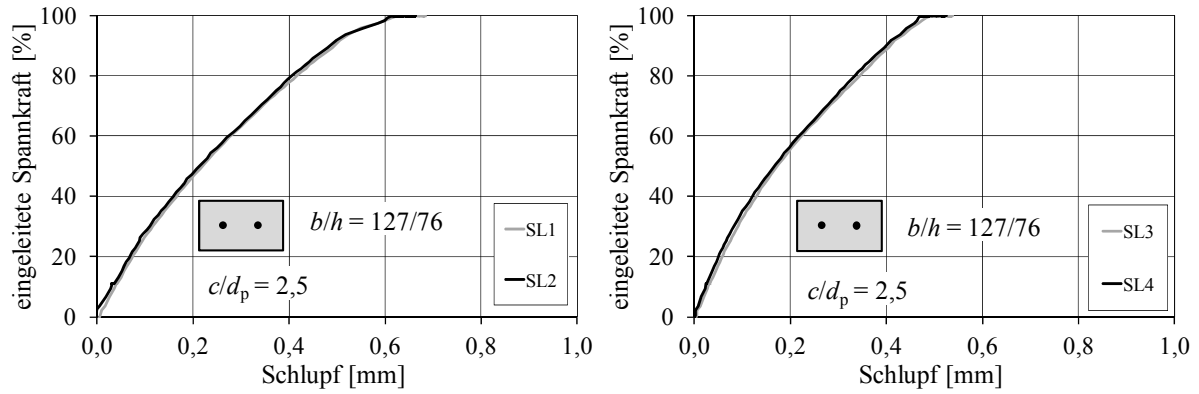


Bild B 5.1: Endschlupf der Litzen SE5, linke und rechte Seite

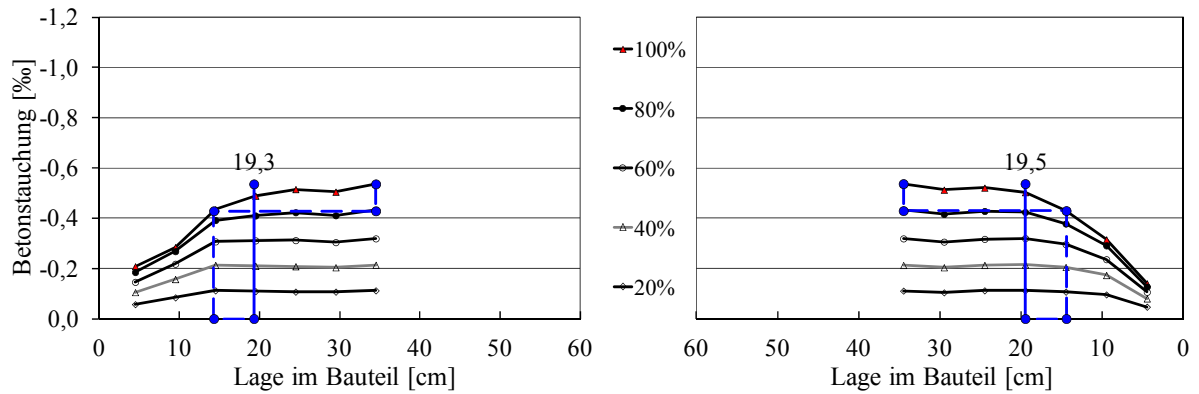


Bild B 5.2: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung SE5

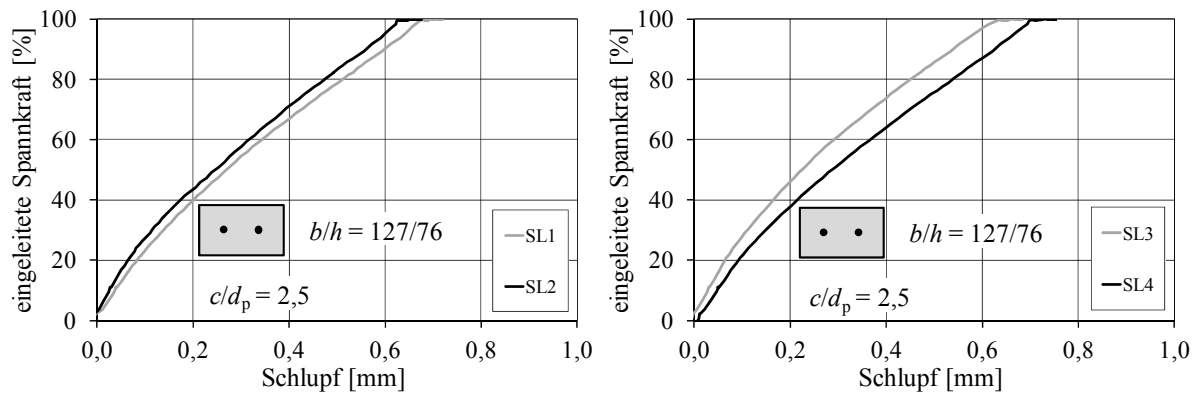


Bild B 6.1: Endschlupf der Litzen SE6, linke und rechte Seite

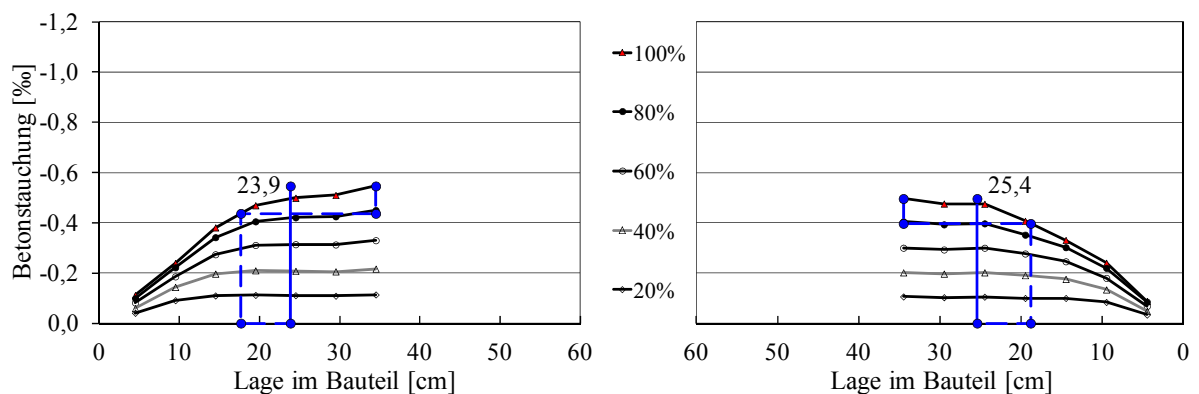


Bild B 6.2: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung SE6

Spannkrafteinleitungsversuche

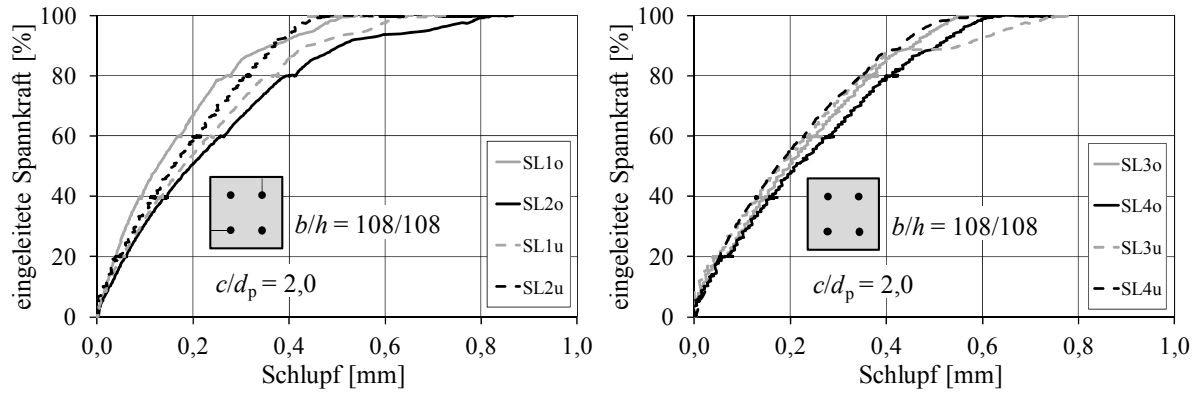


Bild B 7.1: Endschlupf der Litzen SE7, linke und rechte Seite

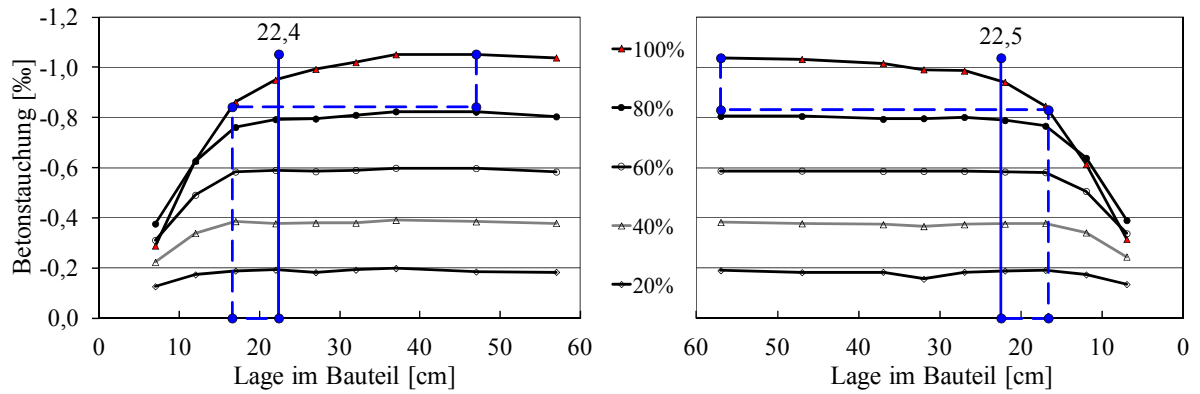


Bild B 7.2: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung SE7

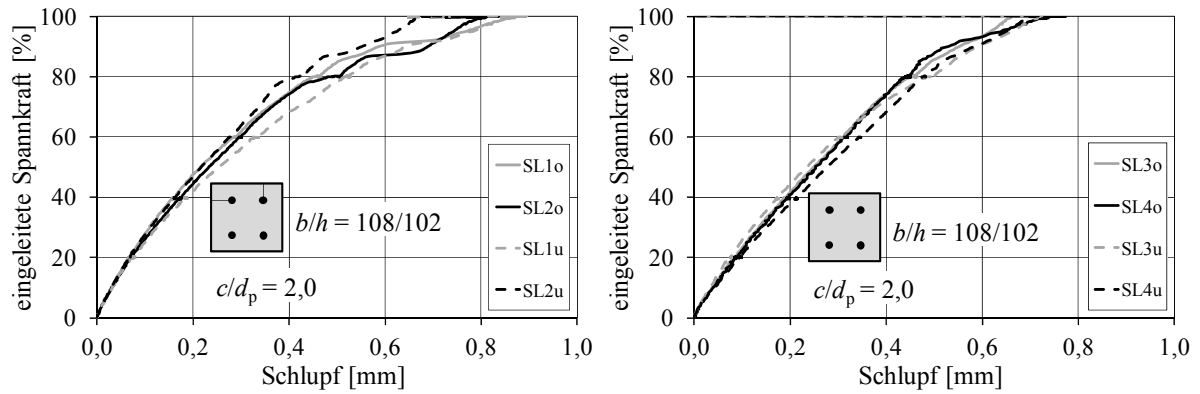


Bild B 8.1: Endschlupf der Litzen SE8, linke und rechte Seite

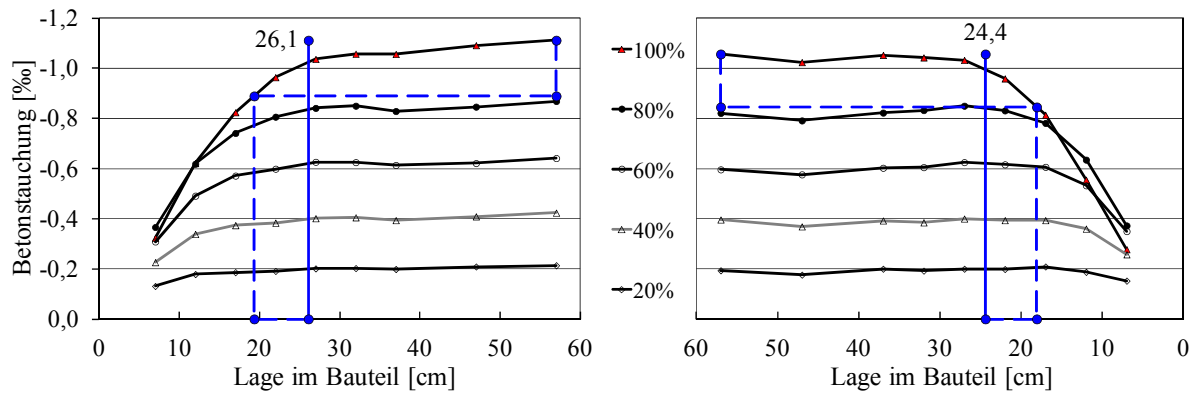


Bild B 8.2: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung SE8

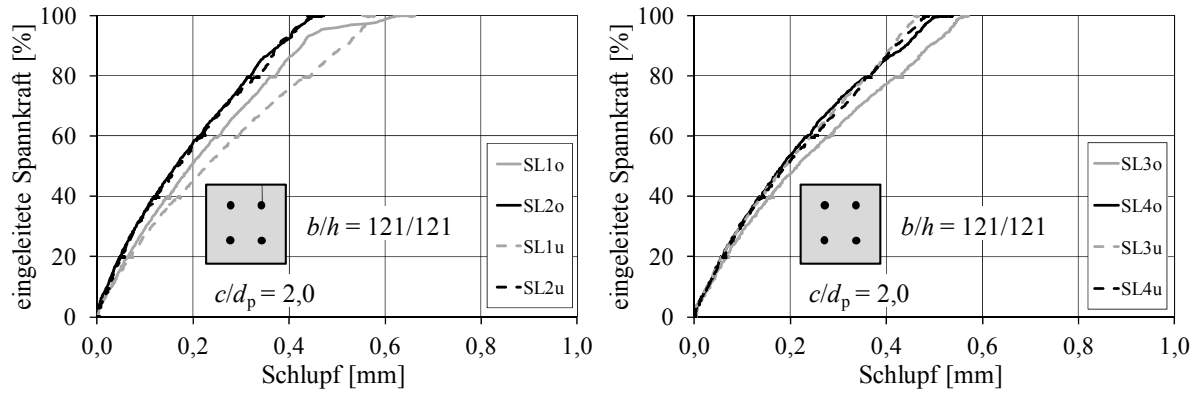


Bild B 9.1: Endschlupf der Litzen SE9, linke und rechte Seite

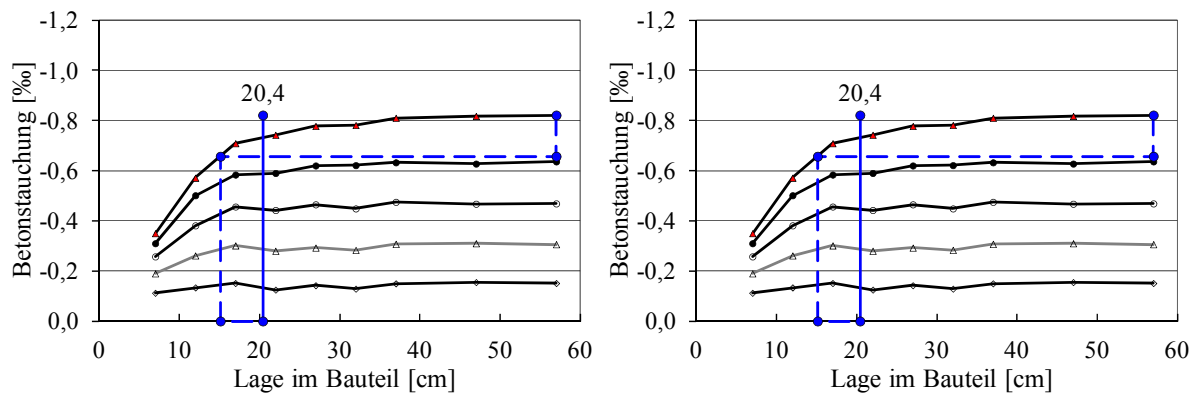


Bild B 9.2: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung SE9

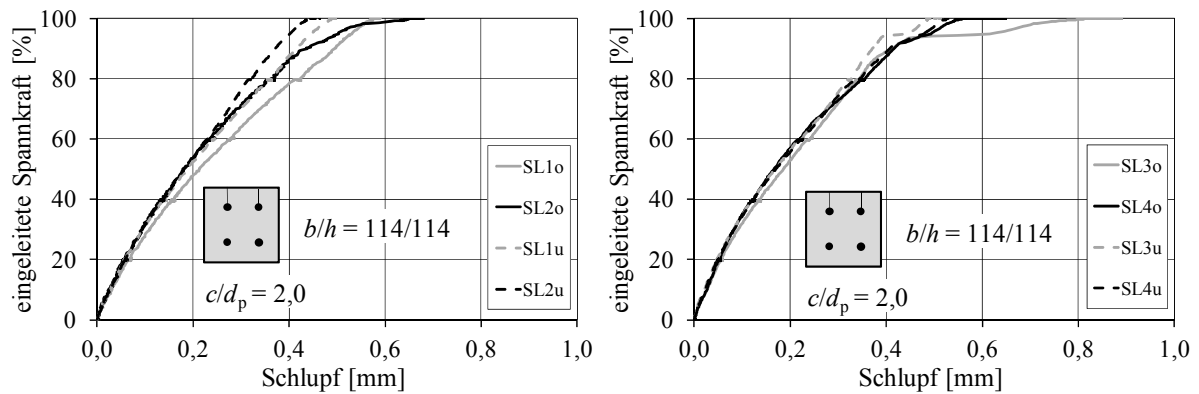


Bild B 10.1: Endschlupf der Litzen SE10, linke und rechte Seite

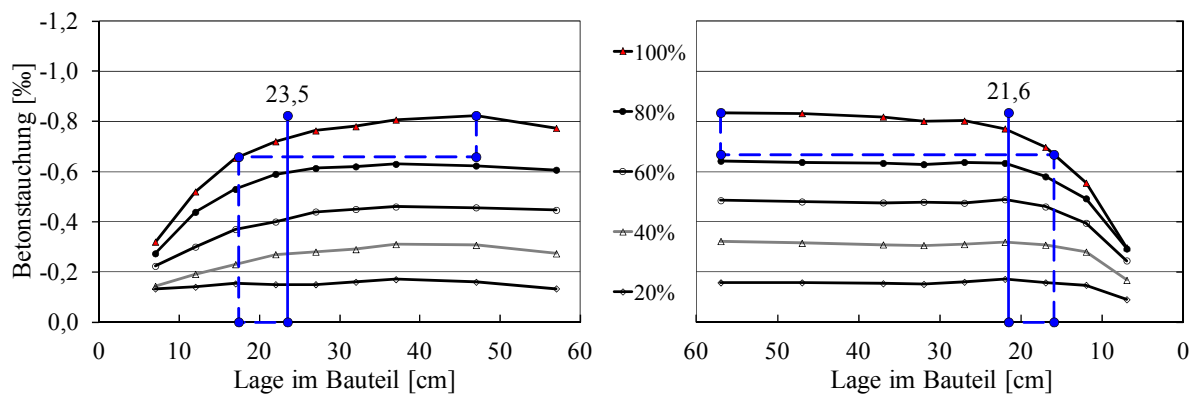


Bild B 10.2: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung SE10

Spannkrafteinleitungsversuche

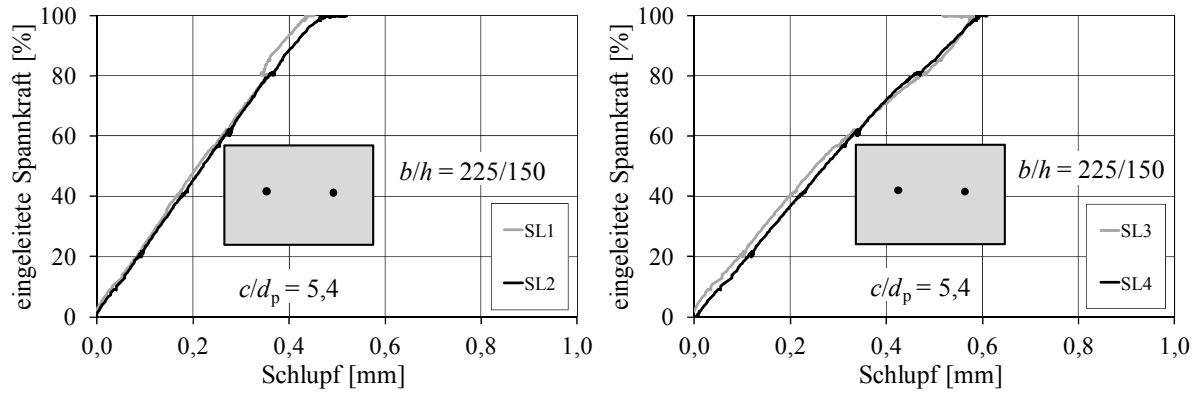


Bild B 11.1: Endschlupf der Litzen SE11, linke und rechte Seite

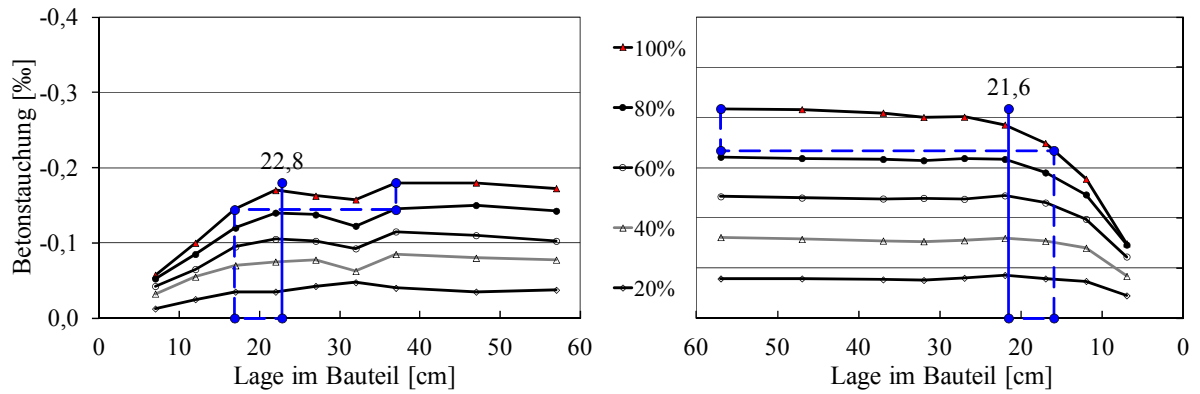


Bild B 11.2: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung SE11

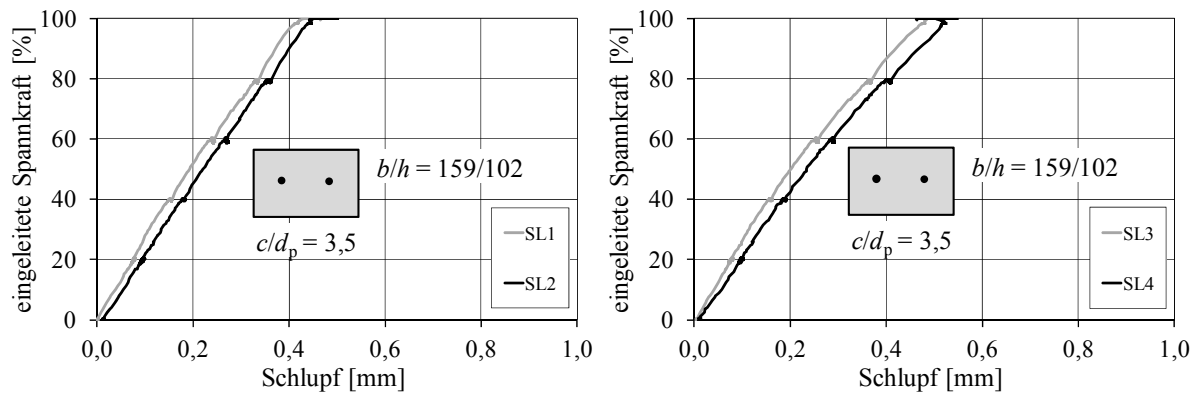


Bild B 12.1: Endschlupf der Litzen SE12, linke und rechte Seite

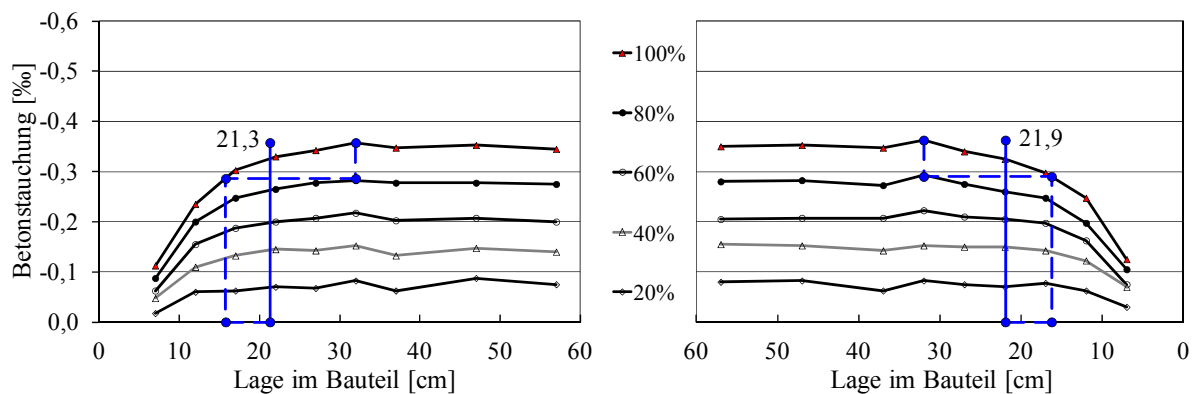


Bild B 12.2: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung SE12

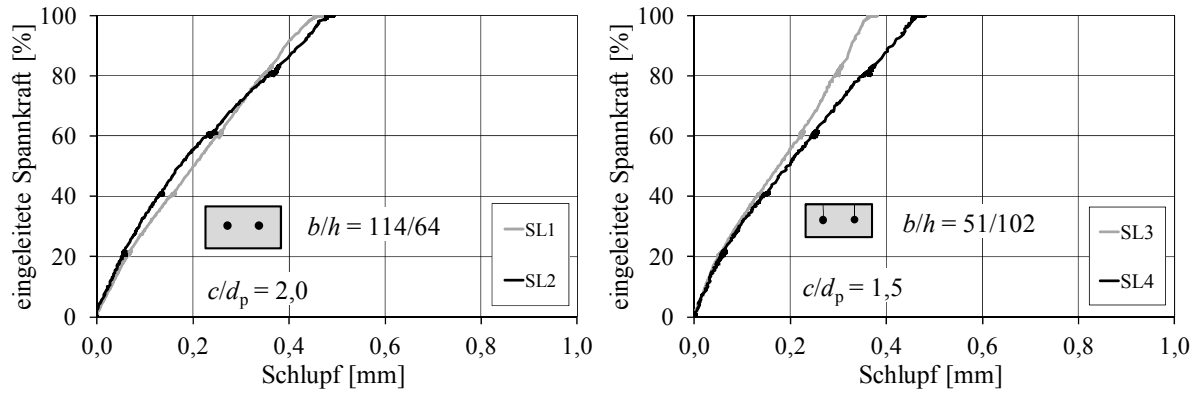


Bild B 13.1: Endschlupf der Litzen SE13, linke und rechte Seite

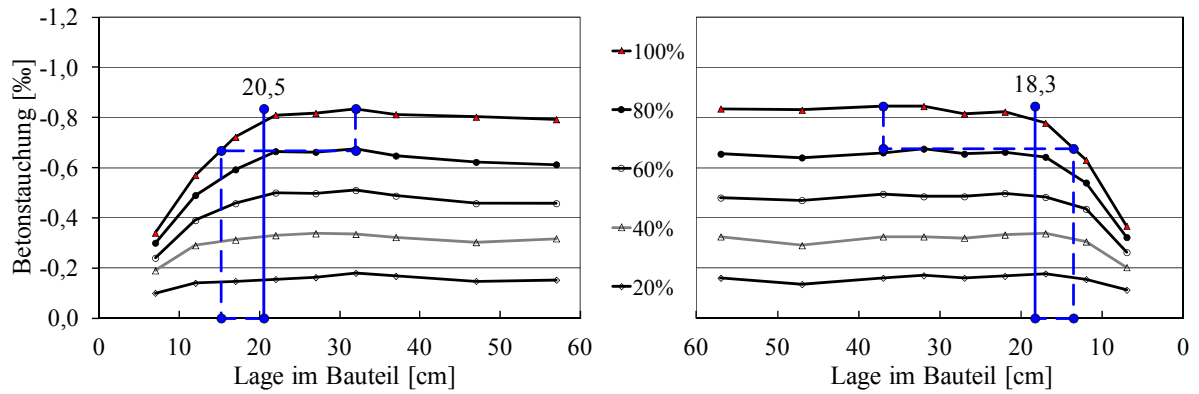


Bild B 13.2: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung SE13

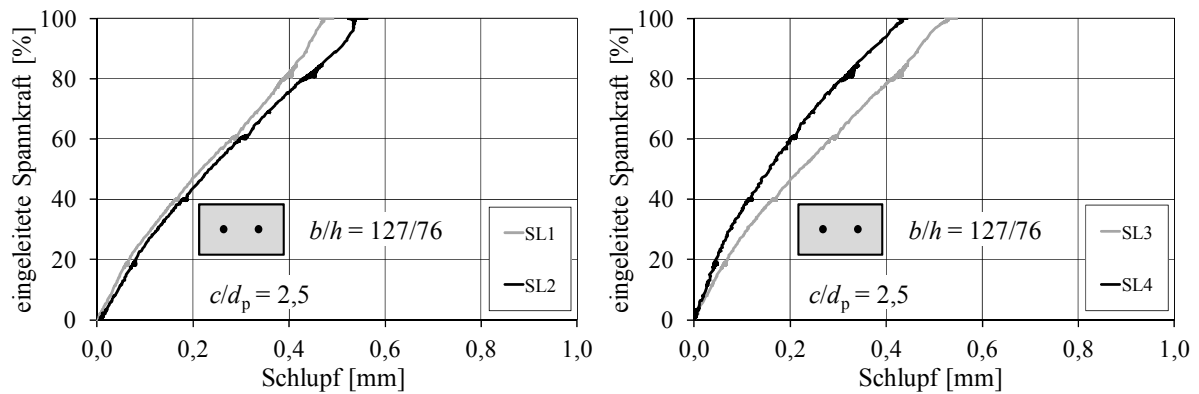


Bild B 14.1: Endschlupf der Litzen SE14, linke und rechte Seite

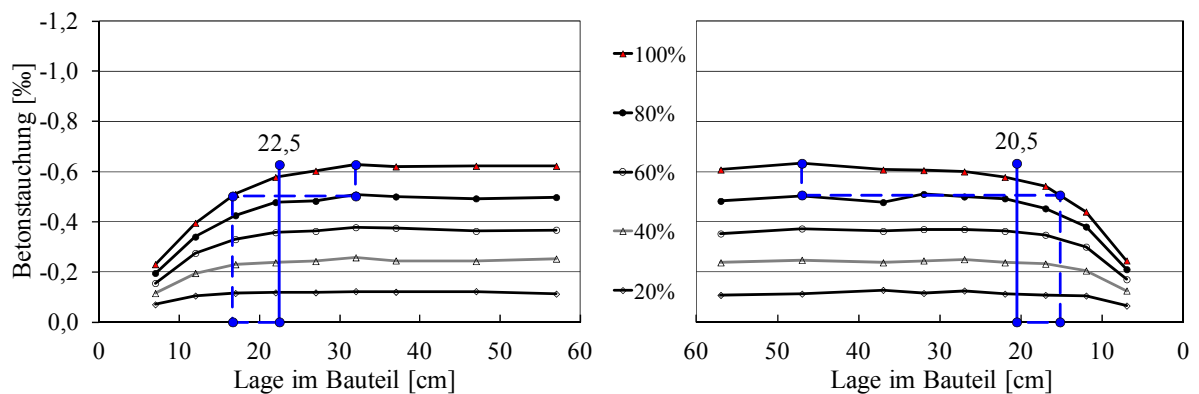


Bild B 14.2: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung SE14

Anlage C

Inhaltsverzeichnis

Spannbetonträger T1	C2
Spannbetonträger T2	C4
Spannbetonträger T3	C6
Spannbetonträger T4	C8
Spannbetonträger T5	C10
Spannbetonträger T6	C12
Spannbetonträger T7	C14
Spannbetonträger T8	C16
Spannbetonträger T9	C18
Spannbetonträger T10	C20
Spannbetonträger T11	C22
Spannbetonträger T12	C24
Spannbetonträger T13	C26
Spannbetonträger T14	C28
Spannbetonträger T15	C31
Spannbetonträger T16	C34
Spannbetonträger T17	C37
Spannbetonträger T18	C40
Spannbetonträger T19	C43
Spannbetonträger T20	C46
Spannbetonträger T21	C49
Spannbetonträger T22	C52
Spannbetonträger T23	C54
Spannbetonträger T24	C56
Spannbetonträger T25	C58
Spannbetonträger T26	C60
Spannbetonträger T27	C62
Spannbetonträger T28	C65
Spannbetonträger T29	C68
Spannbetonträger T30	C70
Spannbetonträger T31	C72

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

Spannbetonträger T1

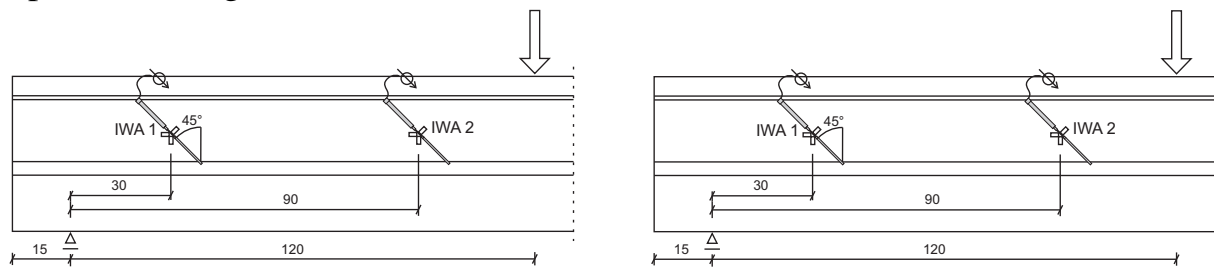


Bild C 1.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T1a und T1b

Tabelle C 1.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
09.01.2007 Spannbett	-	-	-	875/1125*	6,75
12.01.2007 Ablassen 3 Tage	-	88,9	-	771/958*	5,95/5,75*
30.01.2007 1.TV 29 Tage	22,7	151	-	713	5,50
06.02.2007 2.TV 30 Tage	21,2	174	-	858	5,15

Tabelle C 1.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	- / -	- / -	234	267	215	245

* erste und zweite Trägerseite

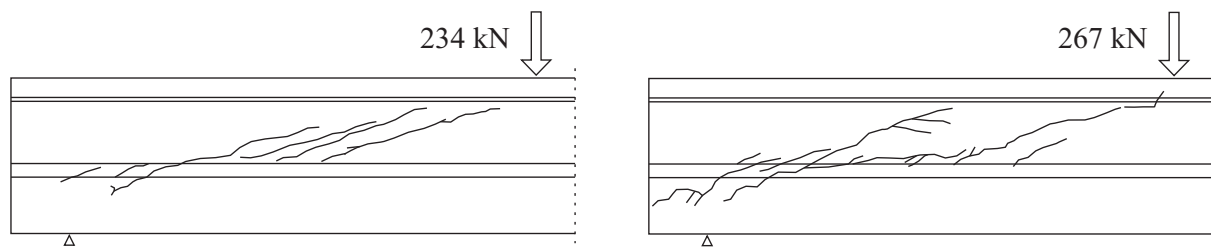


Bild C 1.2: Rissbilder bei T1a und T1b (Biegerisse nicht dokumentiert)

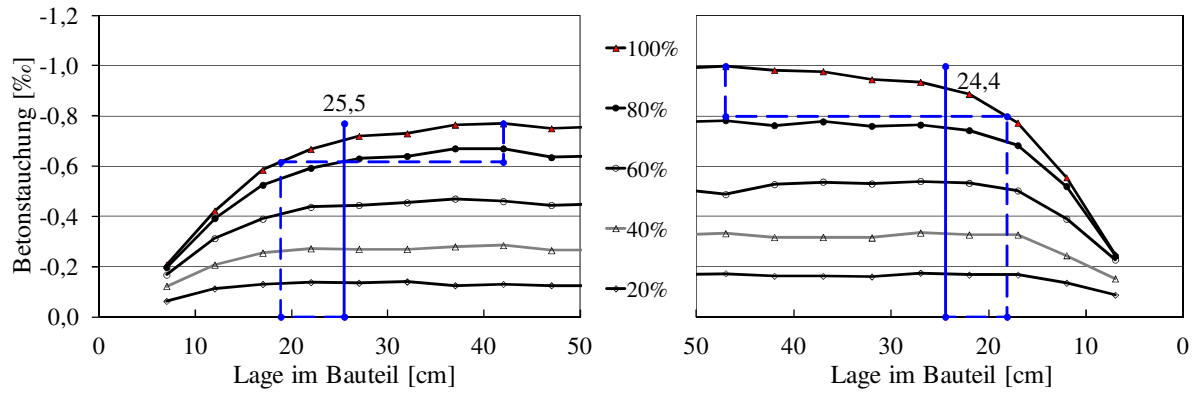


Bild C 1.3: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

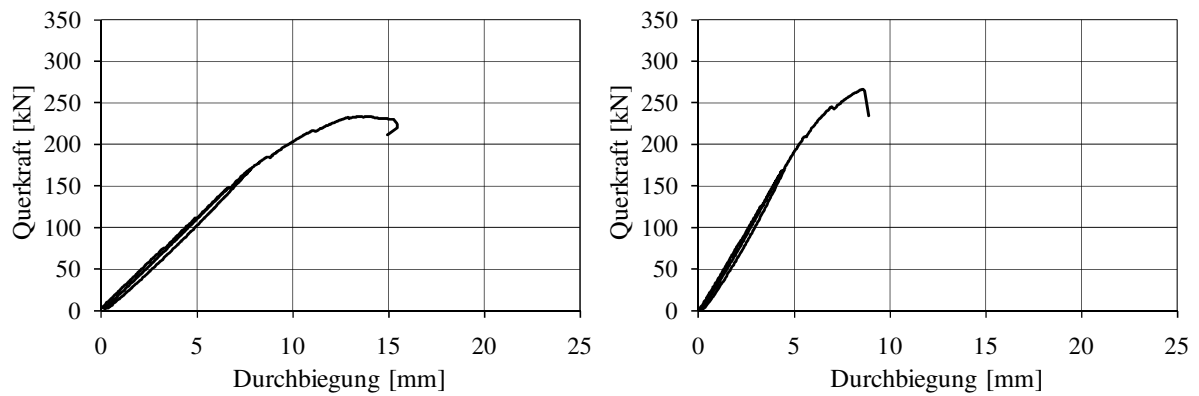


Bild C 1.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

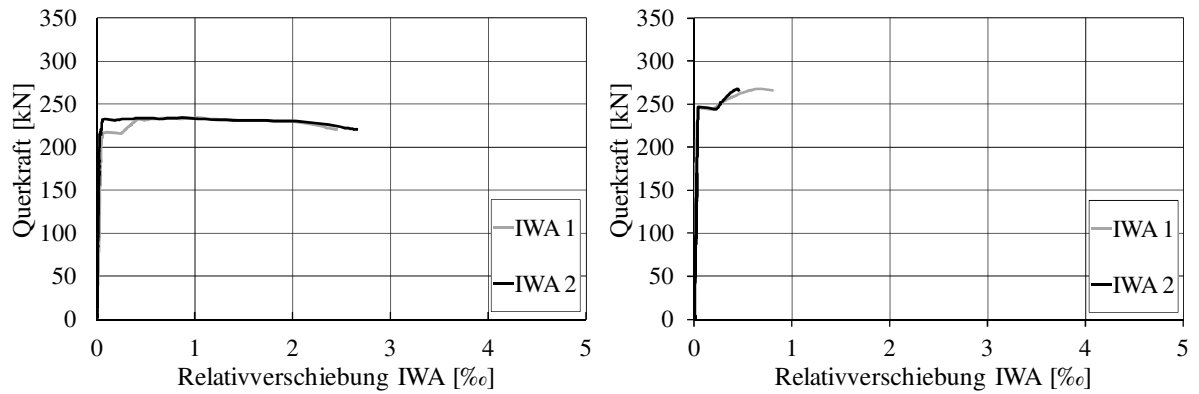


Bild C 1.5: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

Spannbetonträger T2

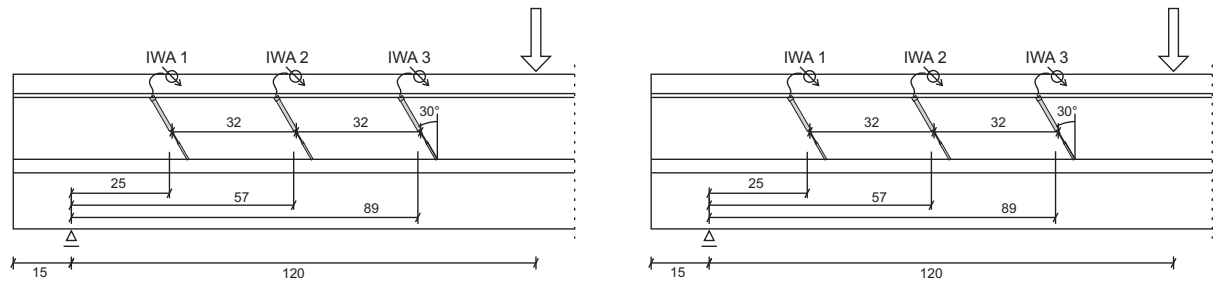


Bild C 2.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T2a und T2b

Tabelle C 2.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [‰]
13.03.2007 Spannbett	-	-	-	875/1125*	6,75
16.03.2007 Ablassen 3 Tage	8,9	87	-	778/967*	6,00/5,80*
10.04.2007 1.TV 29 Tage	10,7	134	-	719	5,55
12.04.2007 2.TV 30 Tage	12,3	134	-	858	5,15

Tabelle C 2.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
MR	3,8	- / -	- / -	134	147	134	147

* erste und zweite Trägerseite

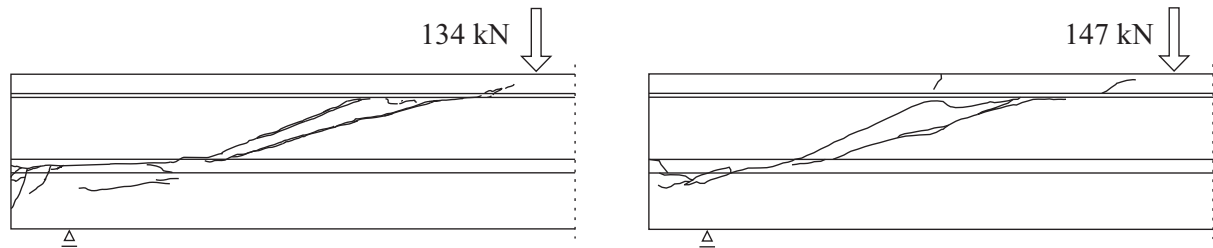


Bild C 2.2: Rissbilder bei T2a und T2b

Beide Versuche versagten unmittelbar nach der Schubrissbildung. Der obere Bereich wurde jeweils vom Rest des Trägers abgelöst.

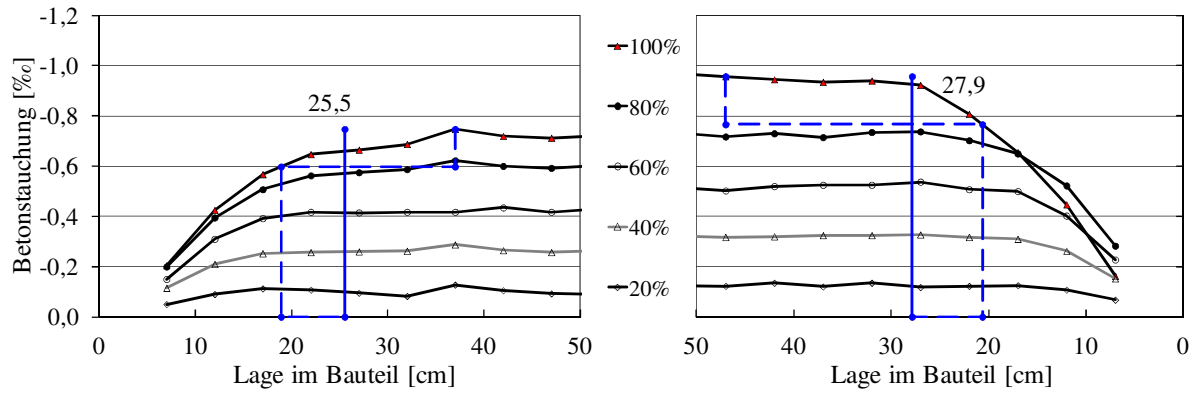


Bild C 2.3: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

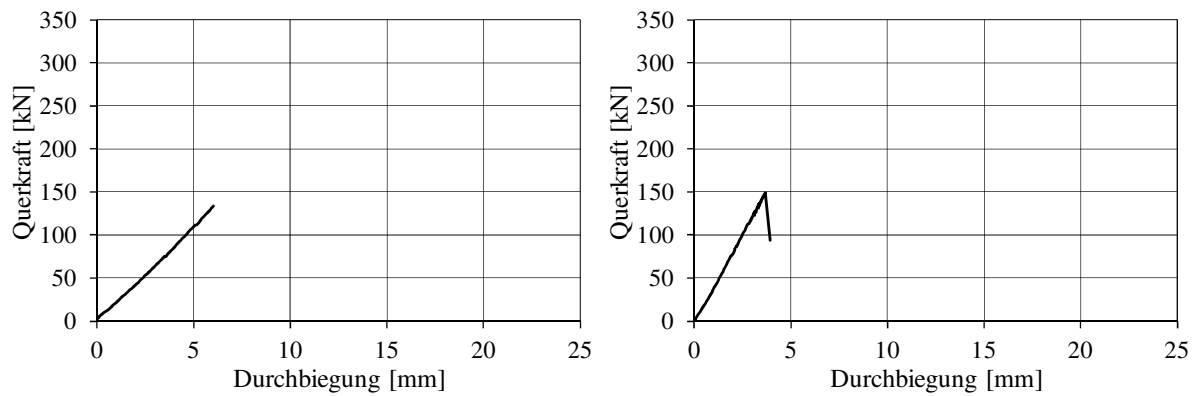


Bild C 2.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

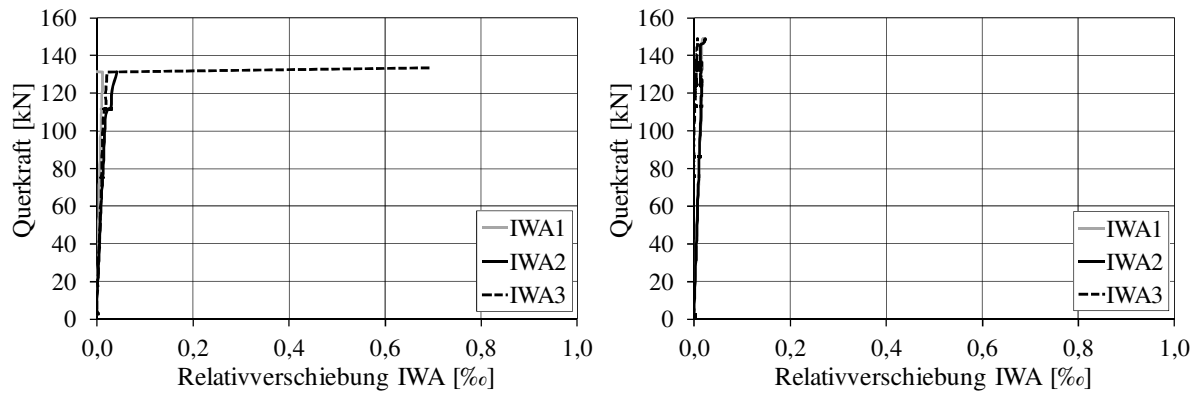


Bild C 2.5: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

Spannbetonträger T3

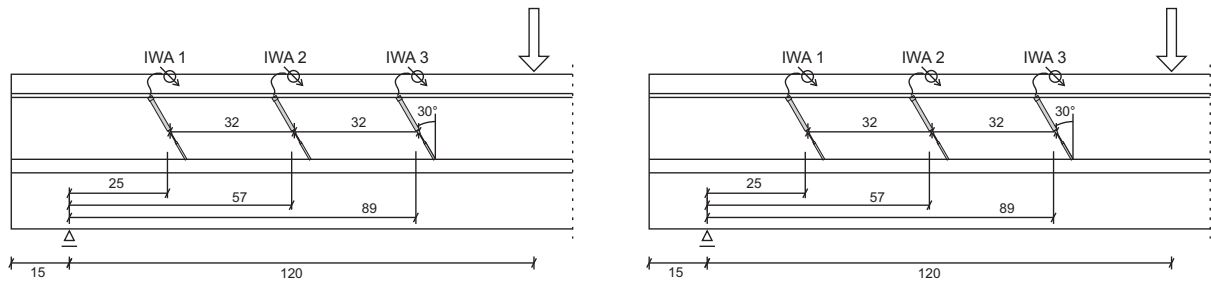


Bild C 3.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T3a und T3b

Tabelle C 3.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
27.03.2007 Spannbett	-	-	-	875/1125*	6,75
30.03.2007 Ablassen 3 Tage	22,1	103	-	784/975*	6,05/5,85*
23.04.2007 1.TV 29 Tage	23,1	170	49700	719	5,55
24.04.2007 2.TV 30 Tage	24,1	162	51700	875	5,25

Tabelle C 3.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M0	3,8	- / -	- / -	-	408	274	291

* erste und zweite Trägerseite

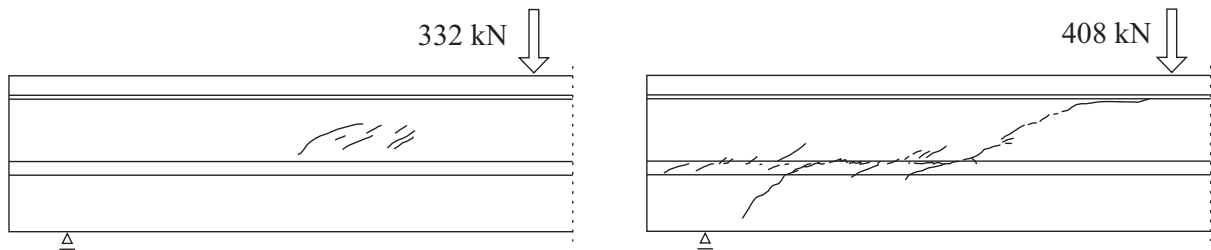


Bild C 3.2: Rissbilder bei T3a und T3b (Biegerisse nicht dokumentiert)

Der erste Teilversuch wurde nach Erreichen der Biegetragfähigkeit bei einer Querkraft von 332 kN abgebrochen. Das Biegeversagen kündigte sich durch breite Biegerisse und entsprechend große Dehnungen der Litzen an.

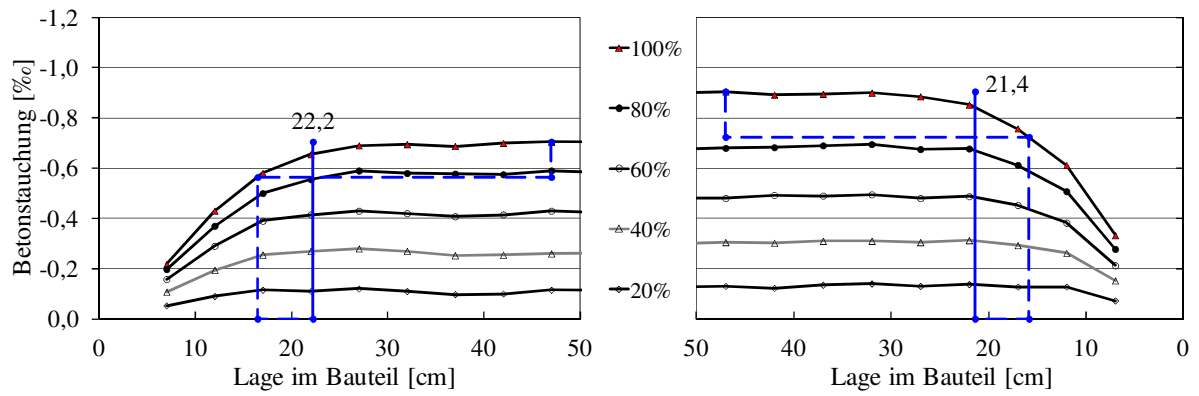


Bild C 3.3: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

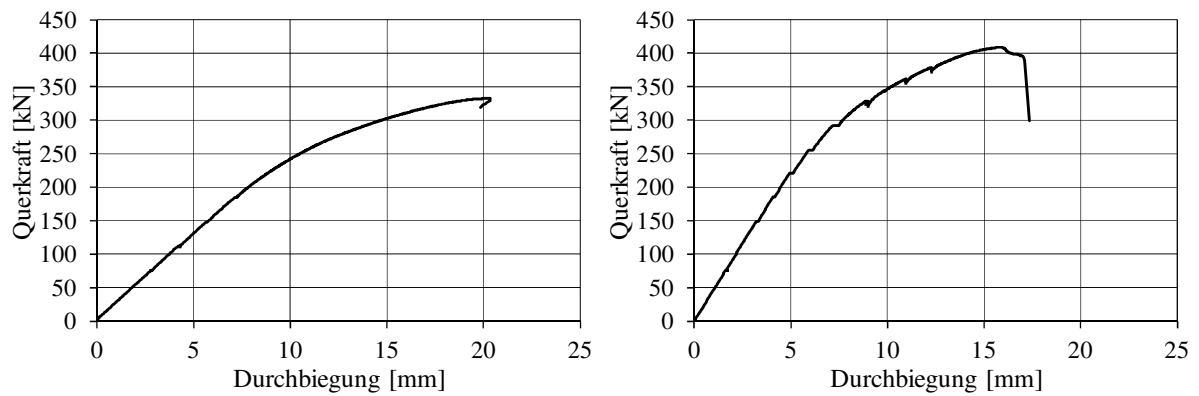


Bild C 3.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

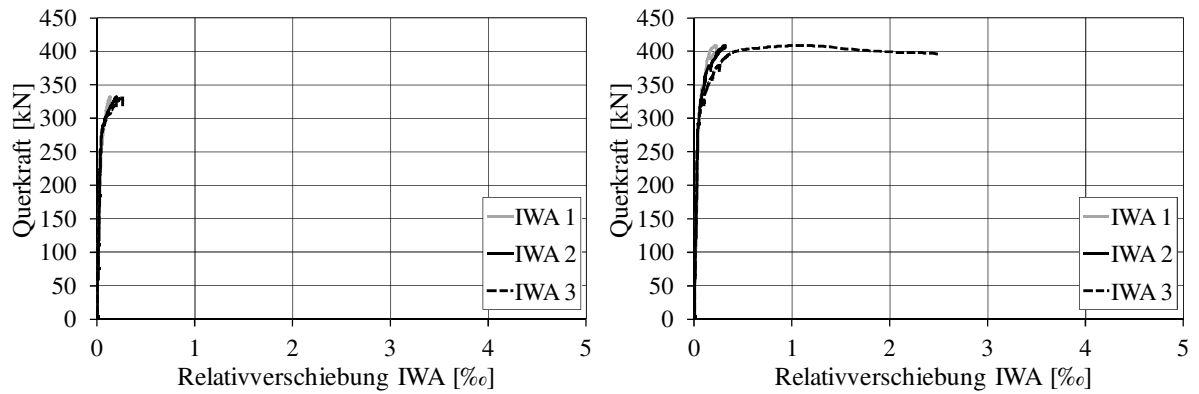


Bild C 3.5: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

Spannbetonträger T4

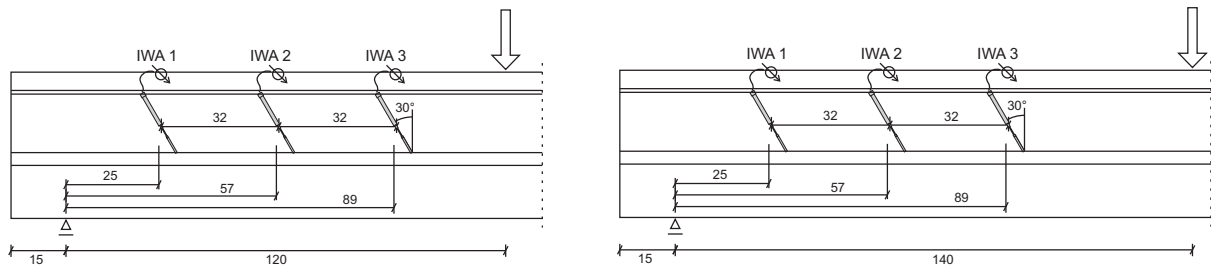


Bild C 4.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T4a und T4b

Tabelle C 4.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
08.05.2007 Spannbett	-	-	-	1125/1125*	6,75
11.05.2007 Ablassen 3 Tage	16,5	100	-	970/968*	5,82/5,81*
04.06.2007 1.TV 29 Tage	19,1	176	-	863	5,18
06.06.2007 2.TV 30 Tage	20,2	183	-	867	5,2

Tabelle C 4.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d^*	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8/4,4	- / -	- / -	347	292	249	271

* erste und zweite Trägerseite

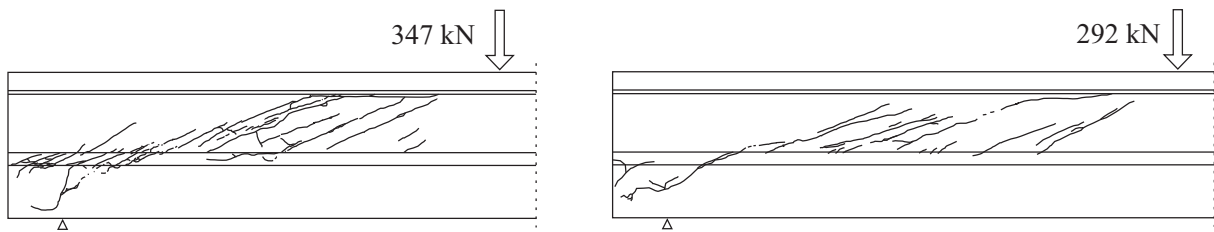


Bild C 4.2: Rissbilder bei T4a und T4b (Biegerisse nicht dokumentiert)

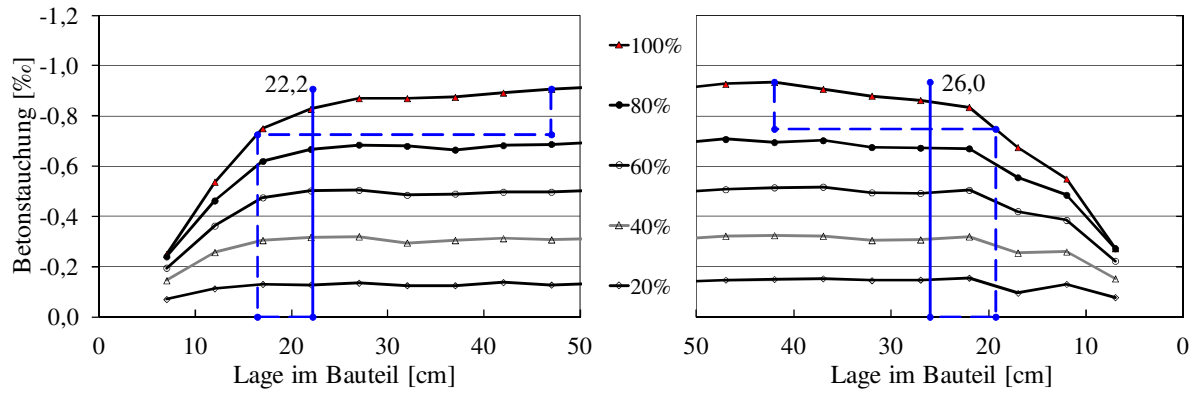


Bild C 4.3: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

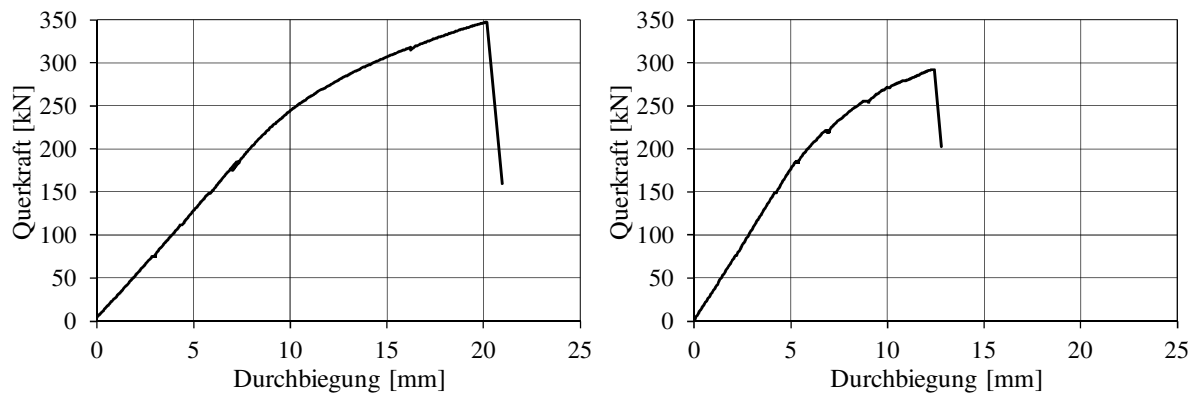


Bild C 4.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

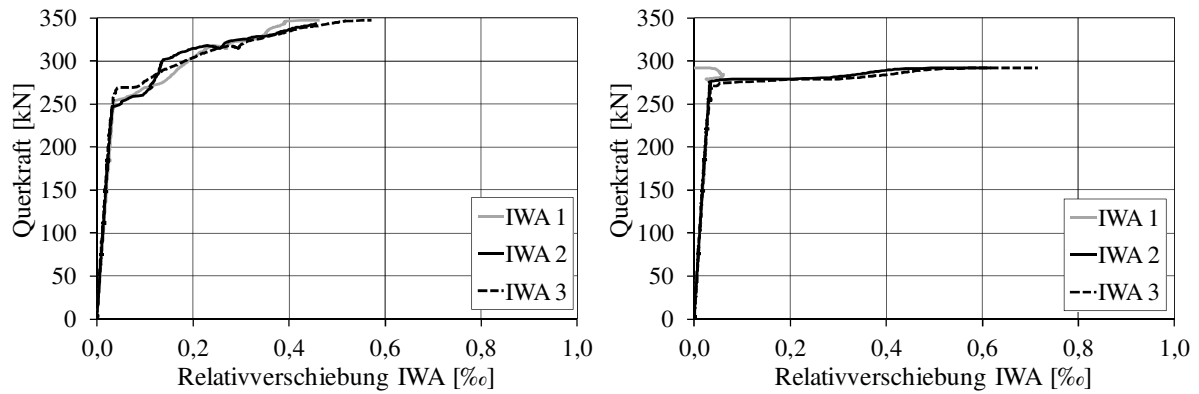


Bild C 4.5: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

Spannbetonträger T5

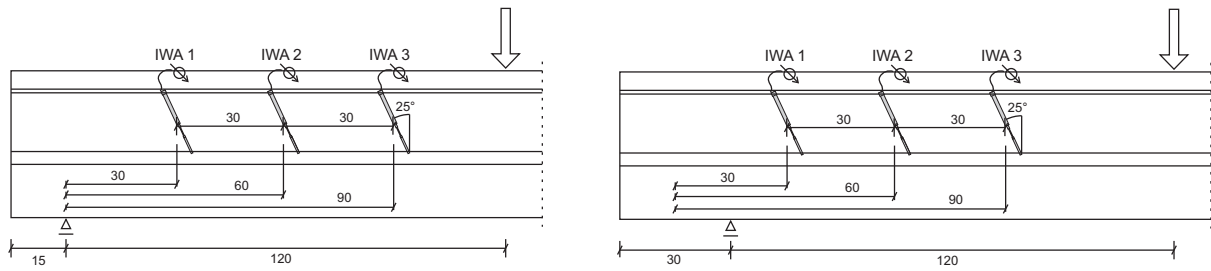


Bild C 5.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T5a und T5b

Tabelle C 5.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
09.12.2008 Spannbett	-	-	-	1125/1125*	6,75
12.12.2008 Ablassen 3 Tage	14,6	103	40600	958/962*	5,75/5,77*
07.01.2009 1.TV 29 Tage	-	177	51000	858	5,15
08.01.2009 2.TV 30 Tage	20,1	179	50800	862	5,17

* erste und zweite Trägerseite

Tabelle C 5.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d [-]	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
		a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	- / -	- / -	326	299	207	210

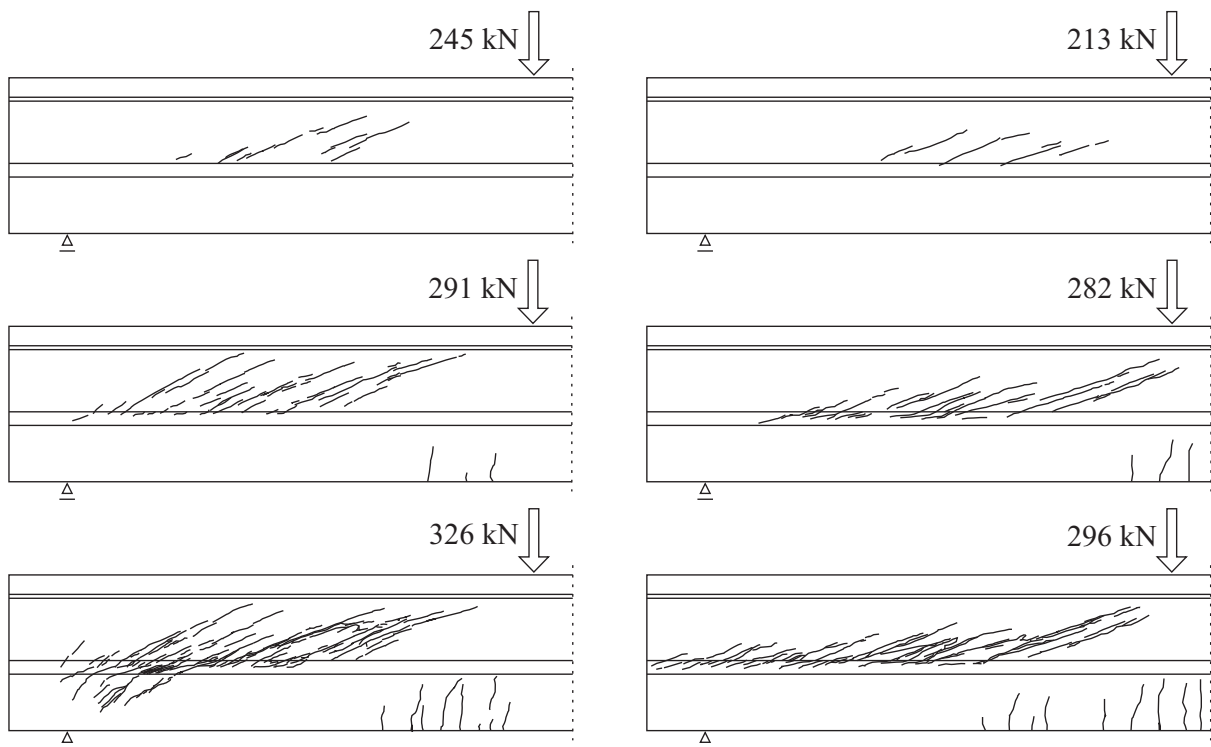


Bild C 5.2: Rissbilder bei T5a und T5b

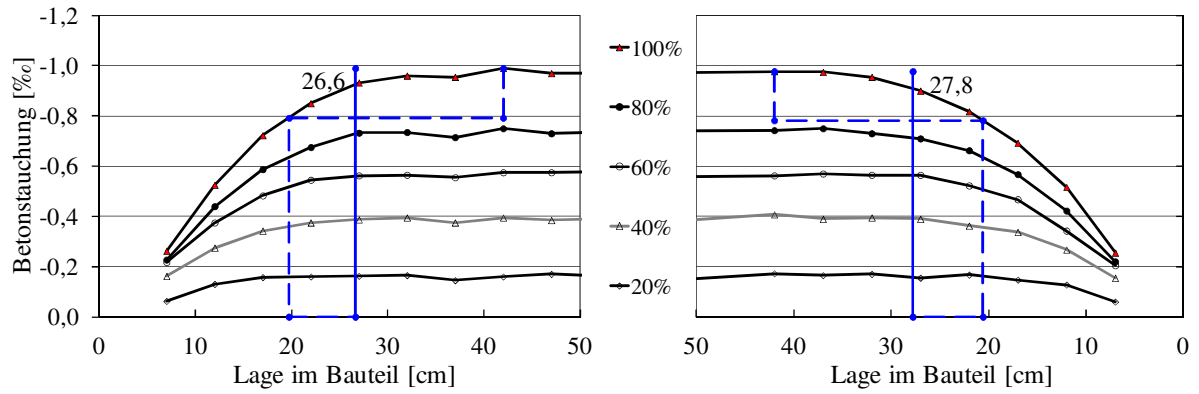


Bild C 5.3: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

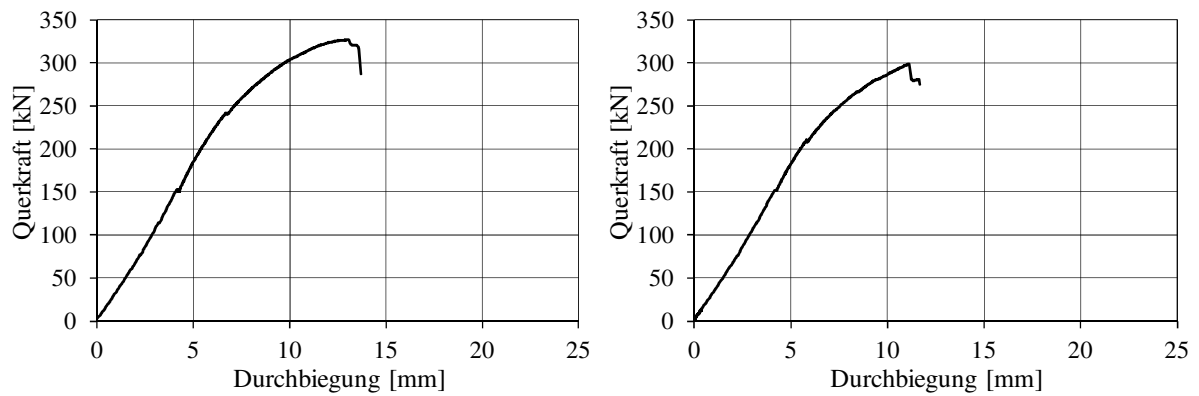


Bild C 5.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

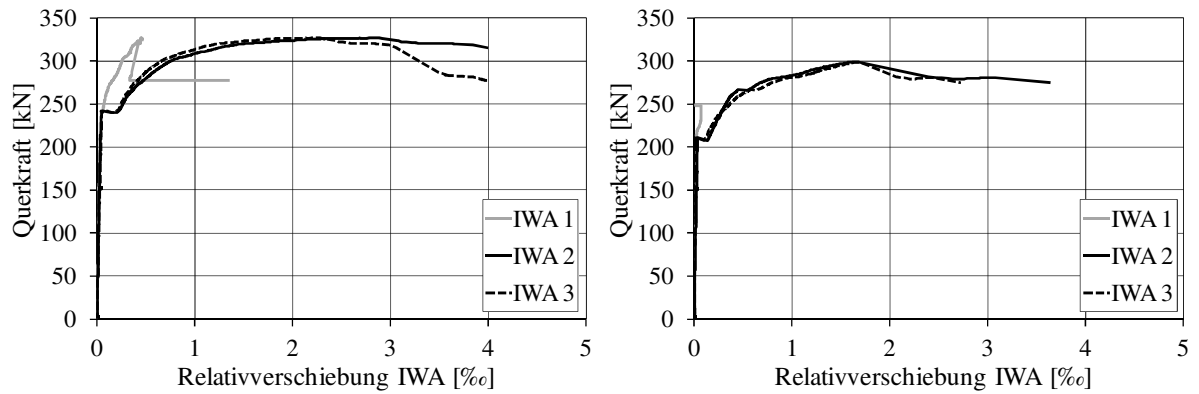


Bild C 5.5: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

Spannbetonträger T6

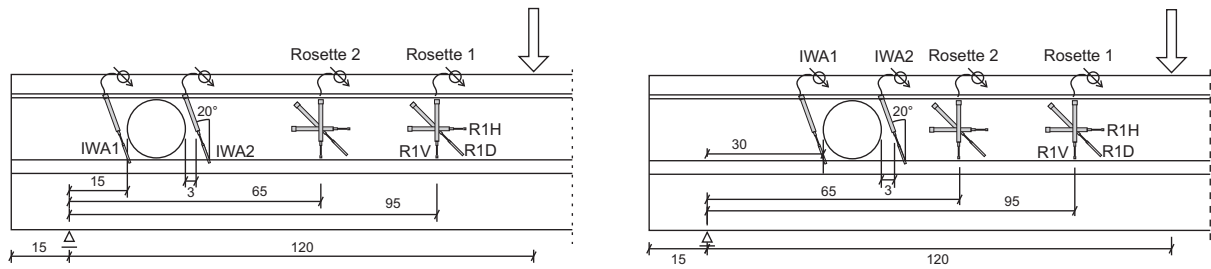


Bild C 6.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T6a und T6b

Tabelle C 6.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
23.10.2007 Spannbett	-	-	-	1125/1125*	6,75
26.10.2007 Ablassen 3 Tage	18,8	89,0	41500	962/962*	5,77/5,77*
20.11.2007 1.TV 29 Tage	22,8	142	48200	858	5,15
22.11.2007 2.TV 31 Tage	23,0	155	48900	858	5,15

Tabelle C 6.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	0,5/1,0	- / -	266	226	87	75

* erste und zweite Trägerseite

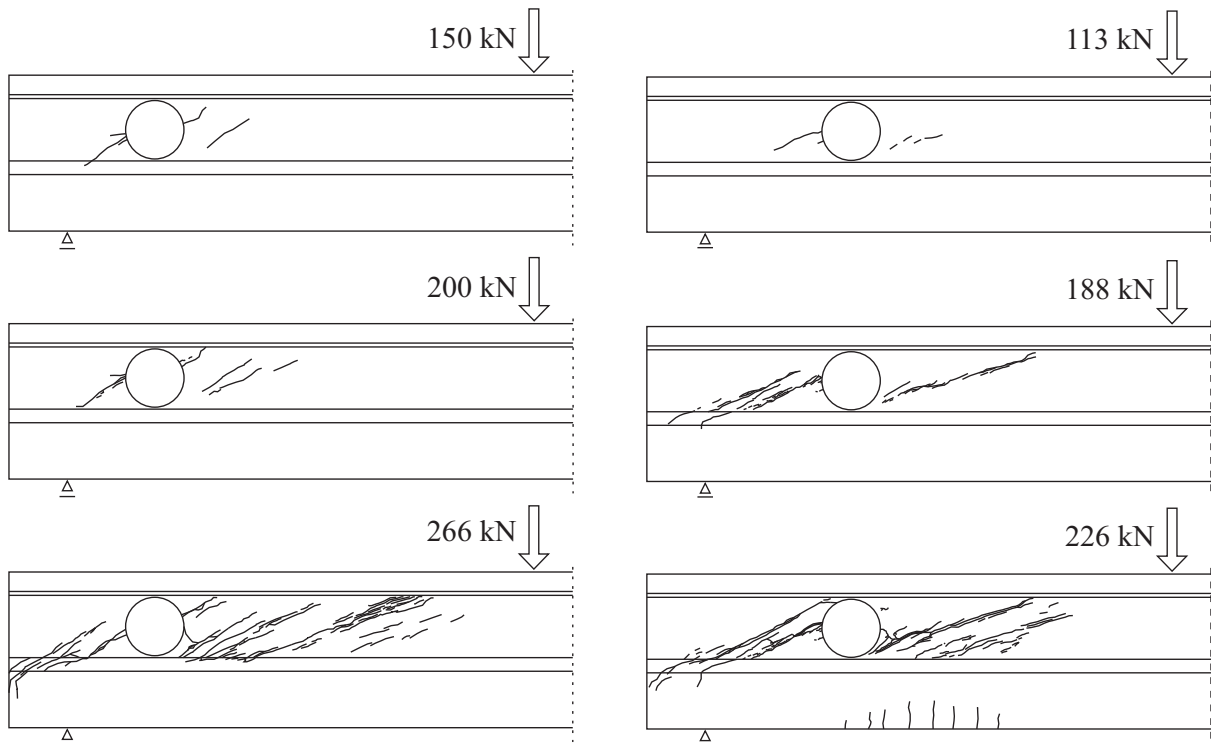


Bild C 6.2: Rissbilder bei T6a und T6b

Bei Versuch T6b wurde der Trägerbereich oberhalb des auflagernahen Schubrisses bei etwa 175 kN nahezu abgetrennt (sehr große Rissbreite).

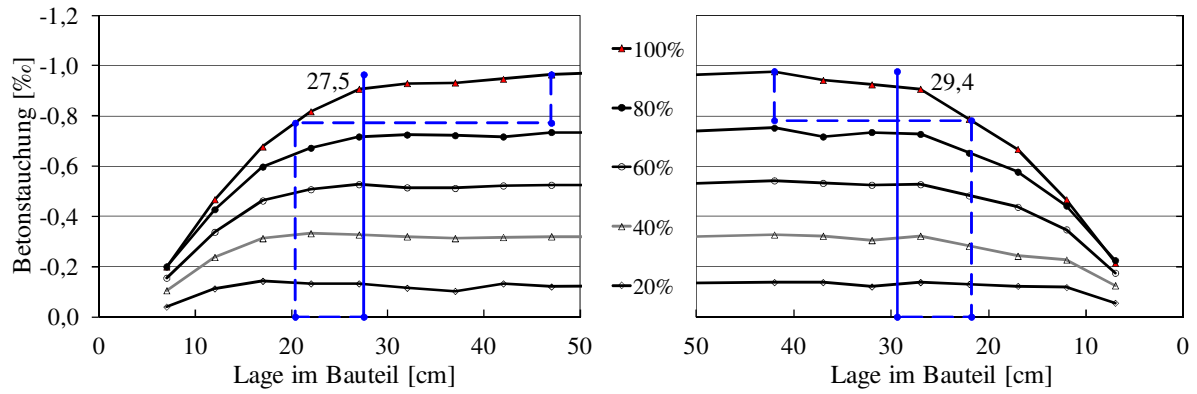


Bild C 6.3: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

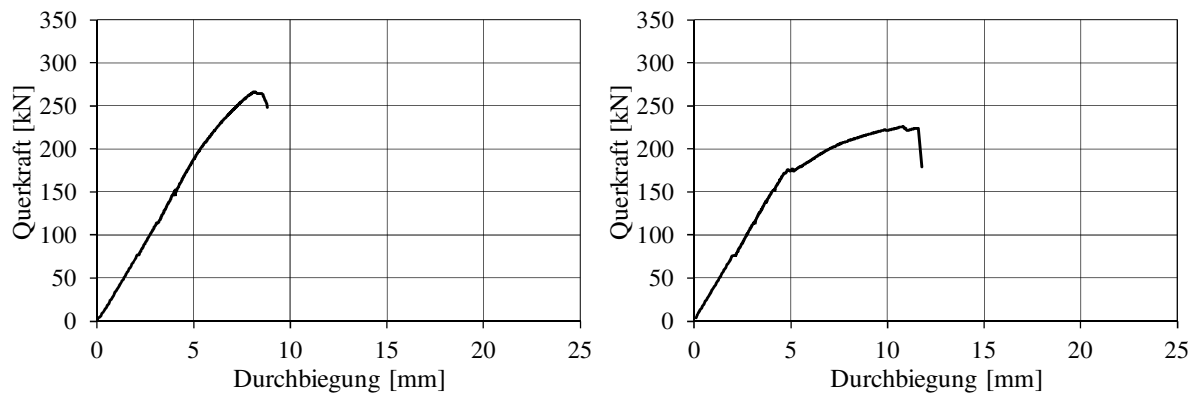


Bild C 6.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

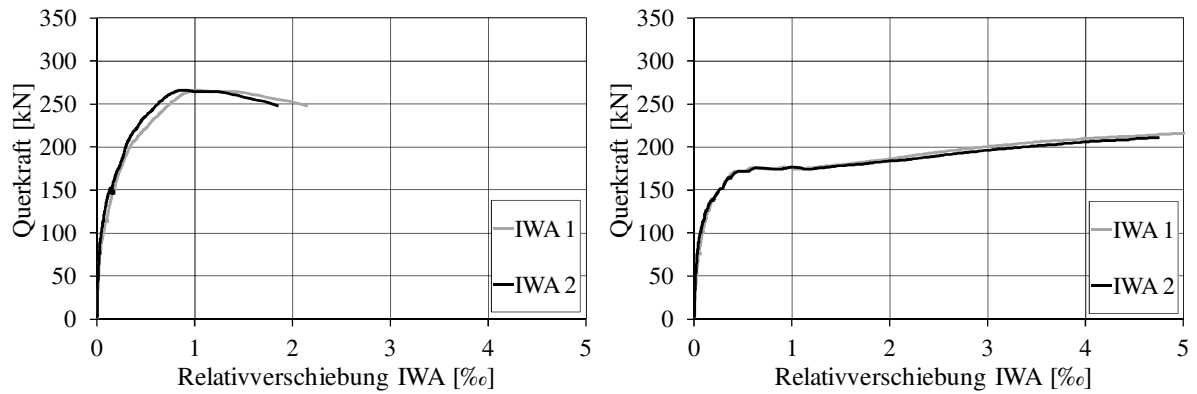


Bild C 6.5: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

Spannbetonträger T7

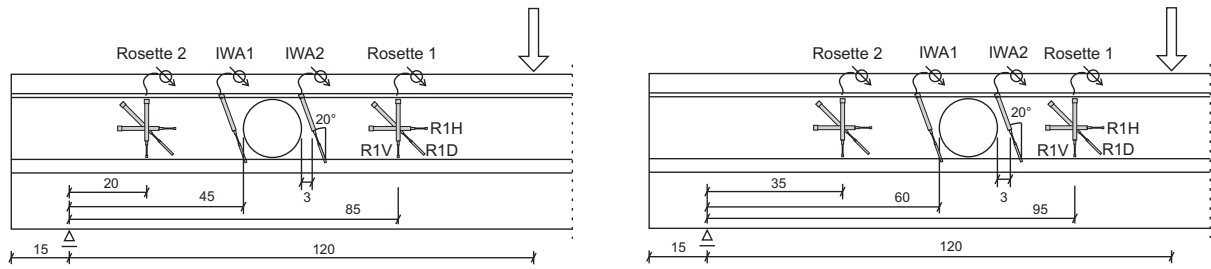


Bild C 7.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T7a und T7b

Tabelle C 7.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
11.12.2007 Spannbett	-	-	-	1125/1125*	6,75
14.12.2007 Ablassen 3 Tage	16,9	113	40500	975/975*	5,85/5,85*
08.01.2008 1.TV 25 Tage	26,0	192	50100	877	5,26
16.01.2008 2.TV 31 Tage	24,7	183	50700	868	5,21

Tabelle C 7.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	1,5/2,0	- / -	234	232	75	75

* erste und zweite Trägerseite

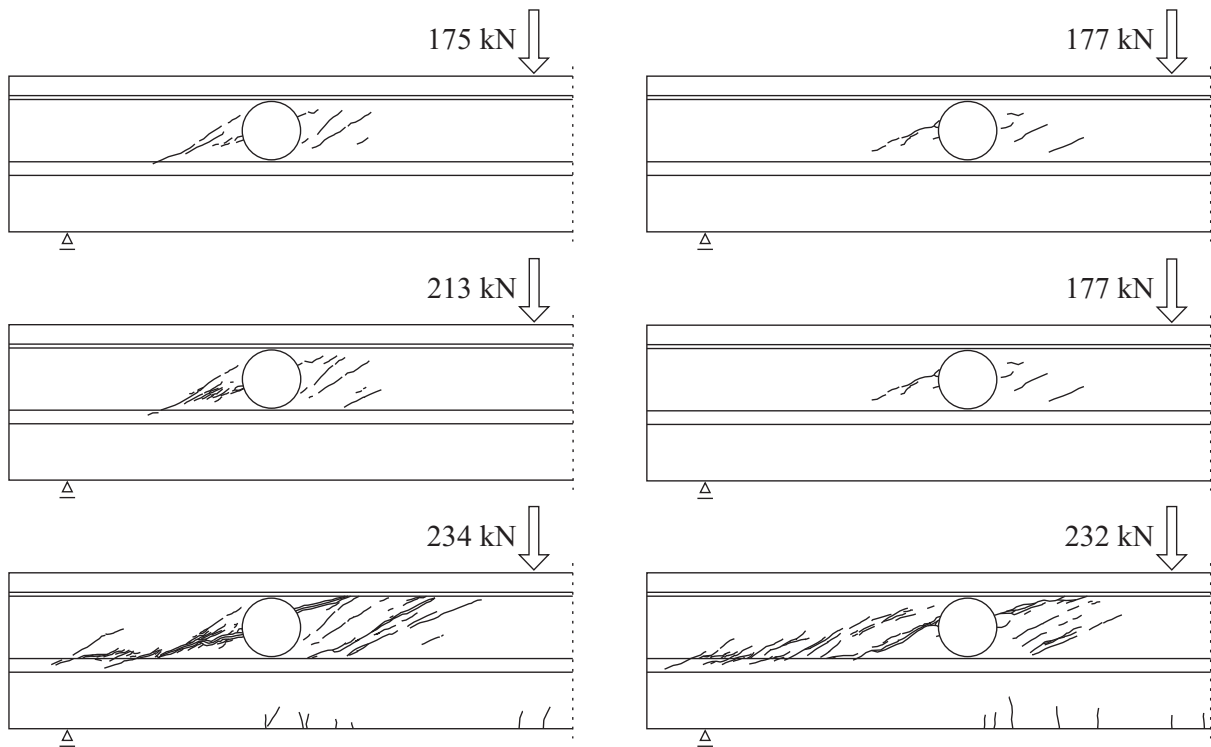


Bild C 7.2: Rissbilder bei T7a und T7b

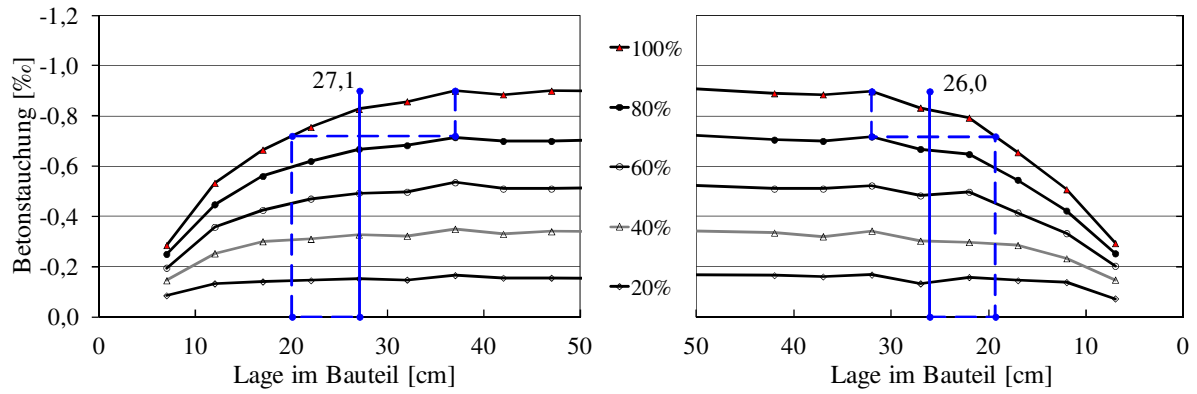


Bild C 7.3: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

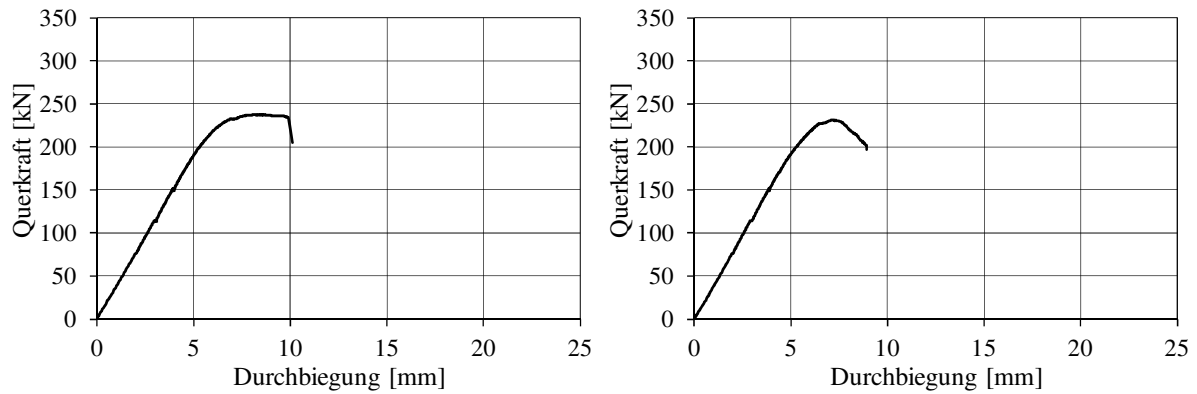


Bild C 7.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

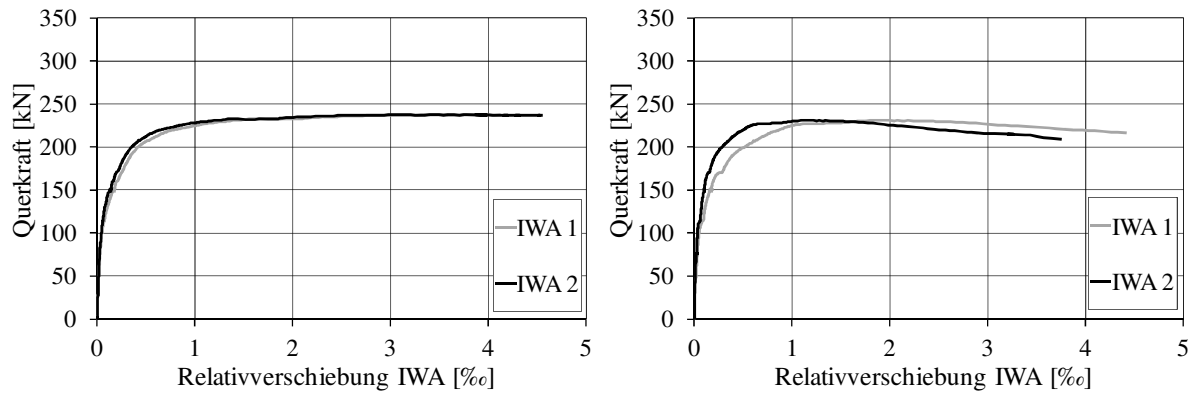


Bild C 7.5: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

Spannbetonträger T8

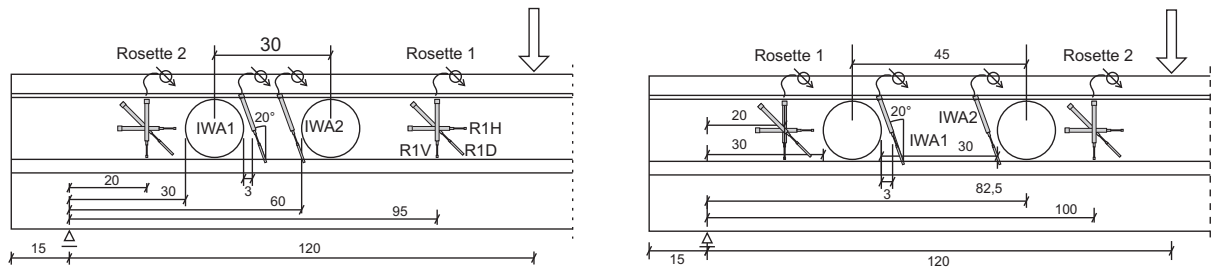


Bild C 8.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T8a und T8b

Tabelle C 8.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
22.01.2008 Spannbett	-	-	-	1125/1125*	6,75
25.01.2008 Ablassen 3 Tage	-	111	42300	975/967*	5,85/5,80*
19.02.2008 1.TV 29 Tage	-	175	41800	875	5,25
20.02.2008 2.TV 30 Tage	-	177	49800	875	5,25

Tabelle C 8.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	1,0/1,0	0,5/1,0	169	192	75	75

* erste und zweite Trägerseite

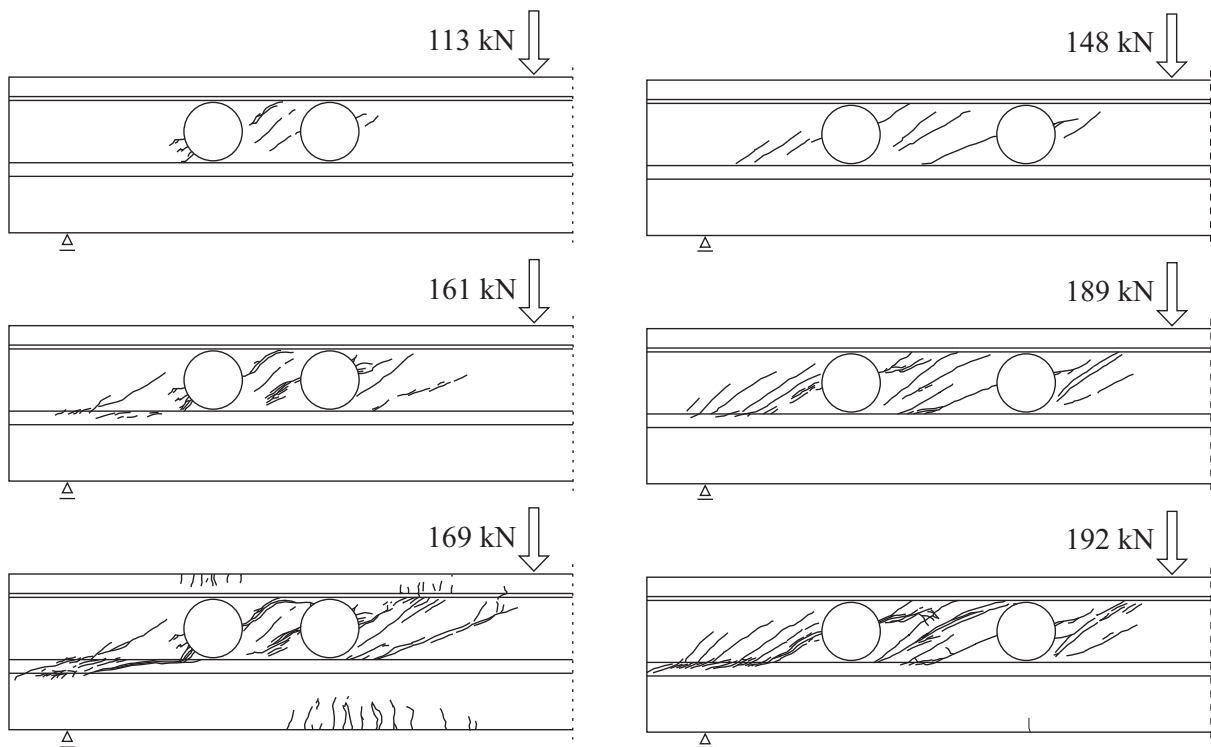


Bild C 8.2: Rissbilder bei T8a und T8b

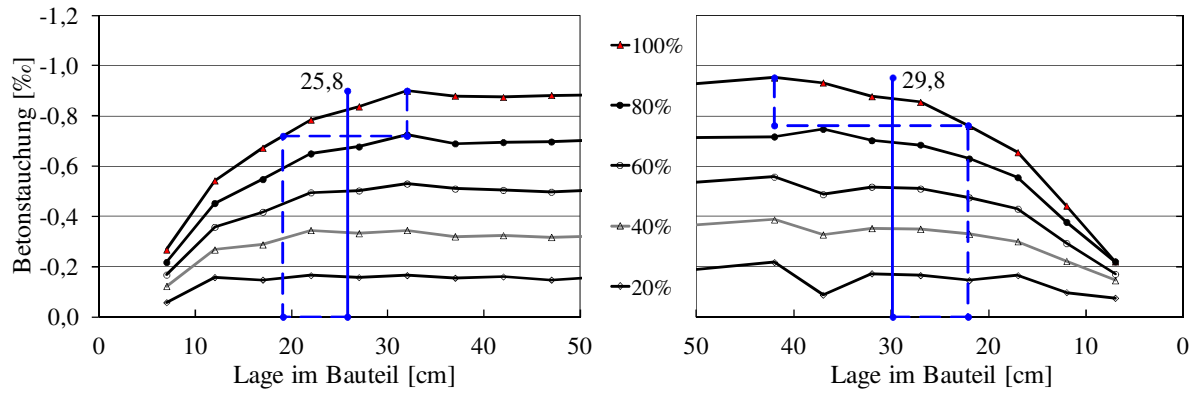


Bild C 8.3: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

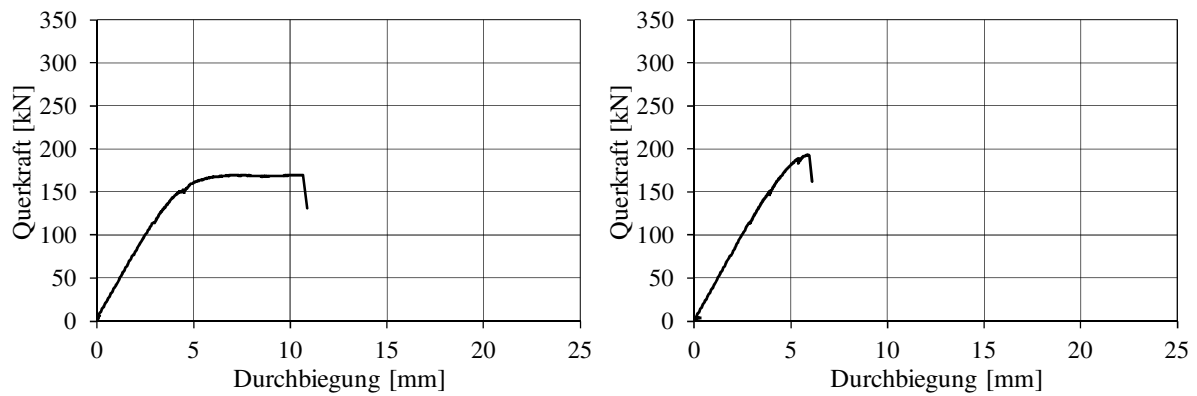


Bild C 8.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

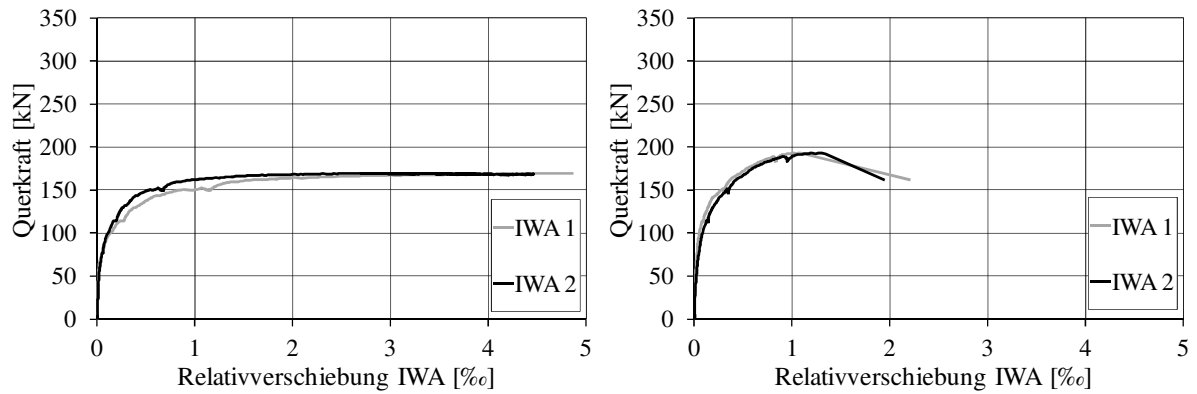


Bild C 8.5: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

Spannbetonträger T9

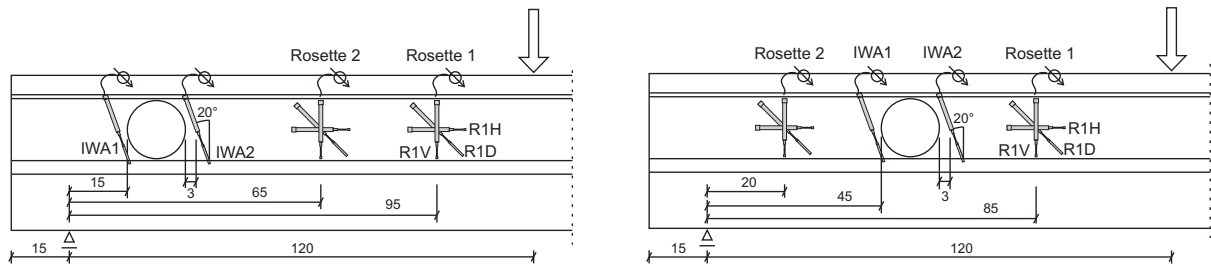


Bild C 9.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T9a und T9b

Tabelle C 9.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
12.02.2008 Spannbett	-	-	-	1125/1125*	6,75
15.02.2008 Ablassen 3 Tage	8,3	109	47400	975/973*	5,85/5,84*
10.03.2008 1.TV 29 Tage	12,8	162	48500	883	5,30
12.03.2008 2.TV 30 Tage	15,4	157	48700	878	5,27

Tabelle C 9.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
MR	3,8	0,5/1,5	- / -	116	101	59	39

* erste und zweite Trägerseite

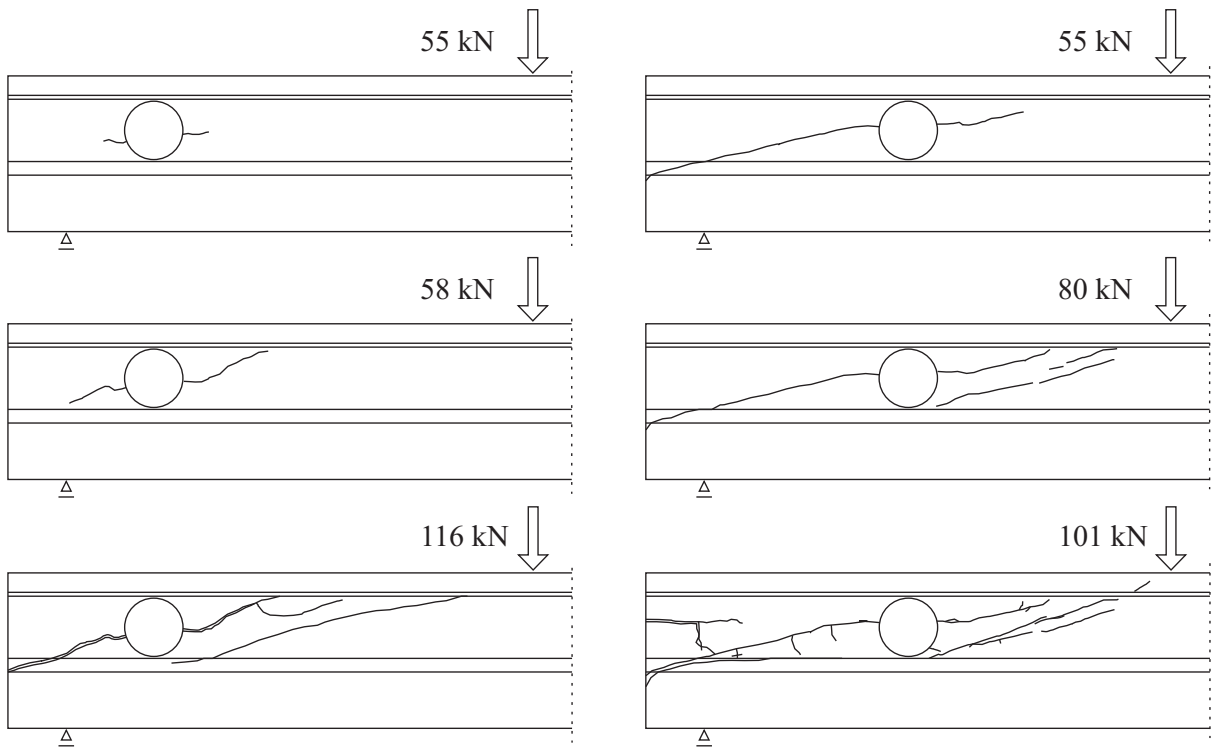


Bild C 9.2: Rissbilder bei T9a und T9b

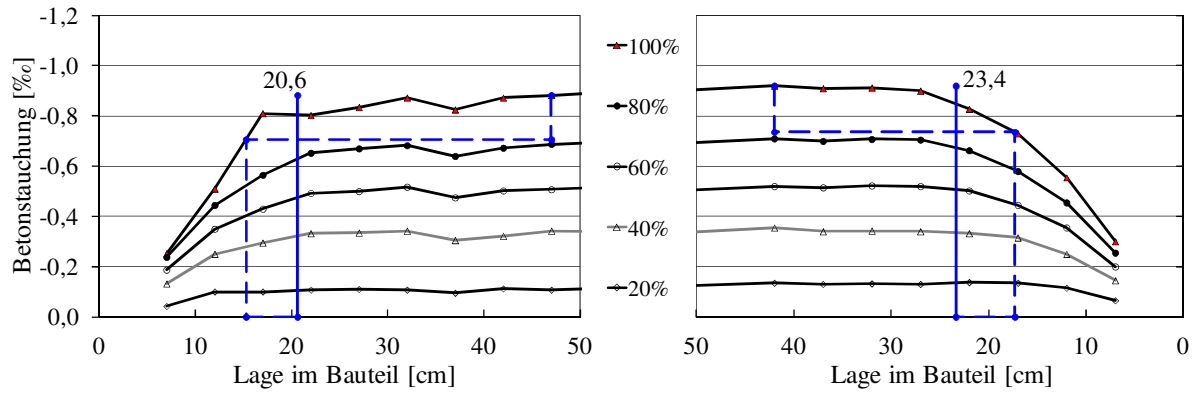


Bild C 9.3: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

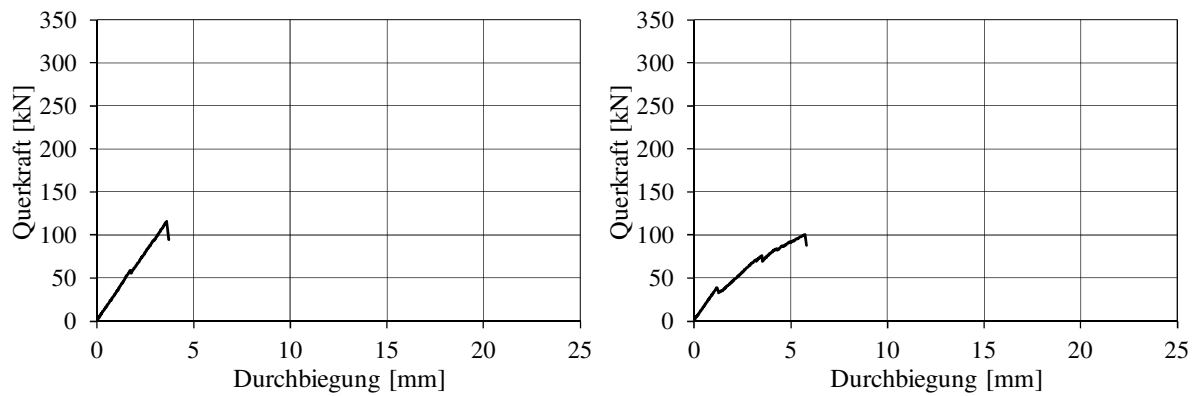


Bild C 9.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

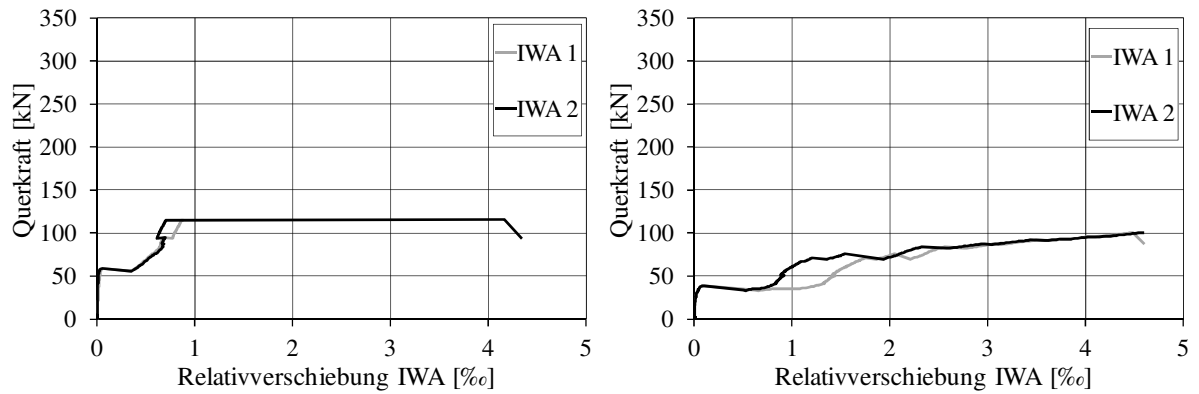


Bild C 9.5: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

Spannbetonträger T10

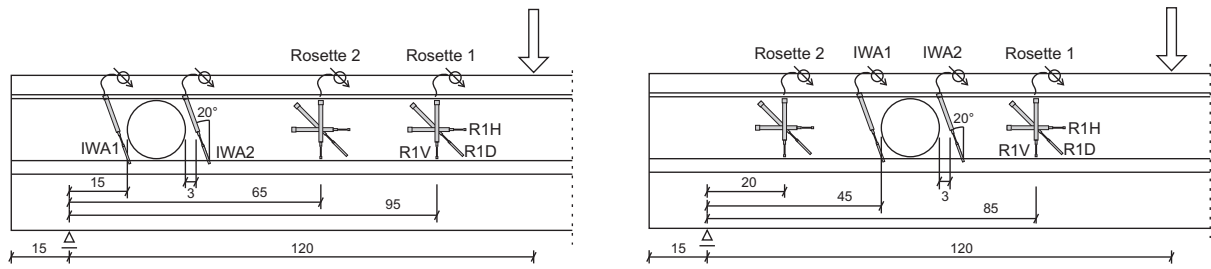


Bild C 10.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T10a und T10b

Tabelle C 10.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
10.06.2008 Spannbett	-	-	-	1125/1125*	6,75
13.06.2008 Ablassen 3 Tage	31,5	121	44600	972/970*	5,83/5,82*
08.07.2008 1.TV 28 Tage	35,9	202	54200	850	5,10
10.07.2008 2.TV 30 Tage	36,3	201	52700	858	5,15

Tabelle C 10.2: Versuchparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	0,5/1,5	- / -	257	241	128	75

* erste und zweite Trägerseite

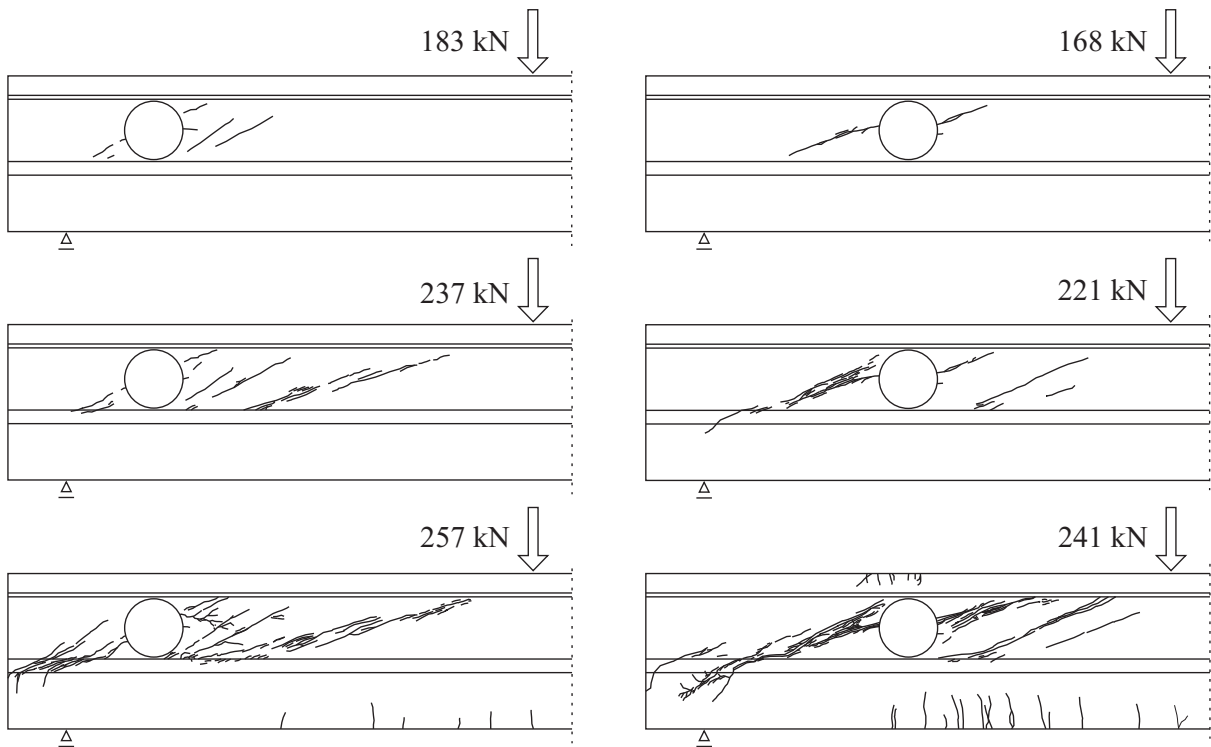


Bild C 10.2: Rissbilder bei T10a und T10b

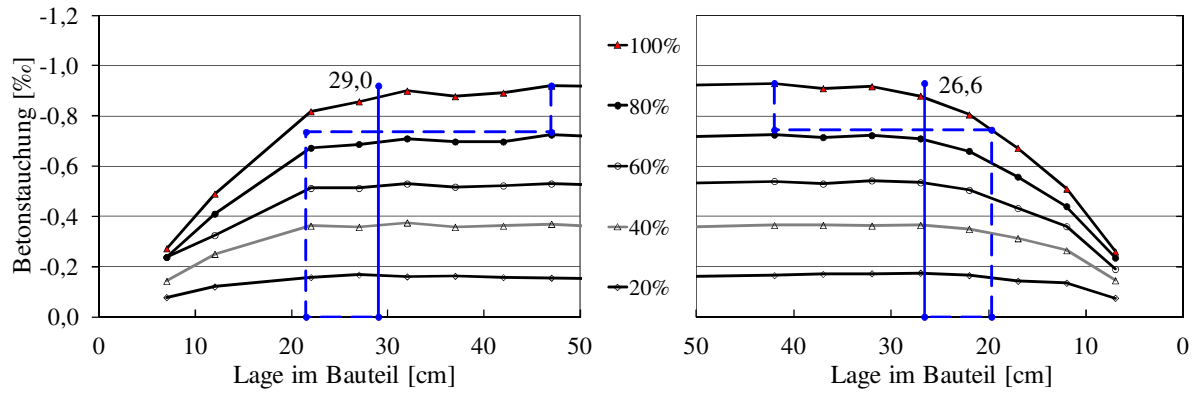


Bild C 10.3: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

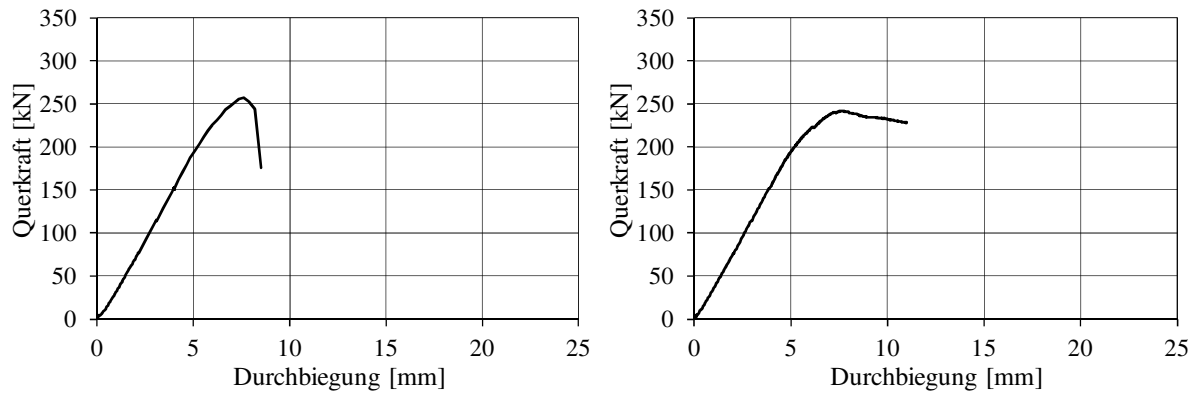


Bild C 10.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

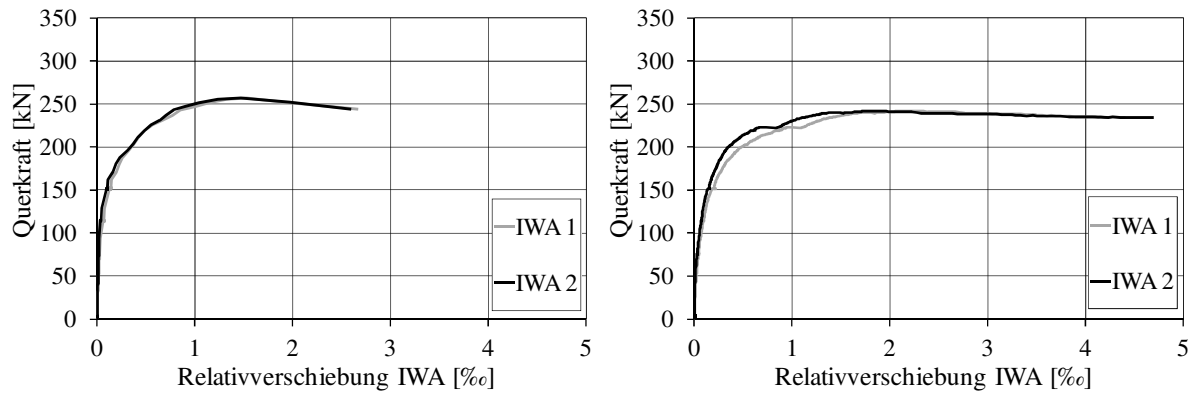


Bild C 10.5: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

Spannbetonträger T11

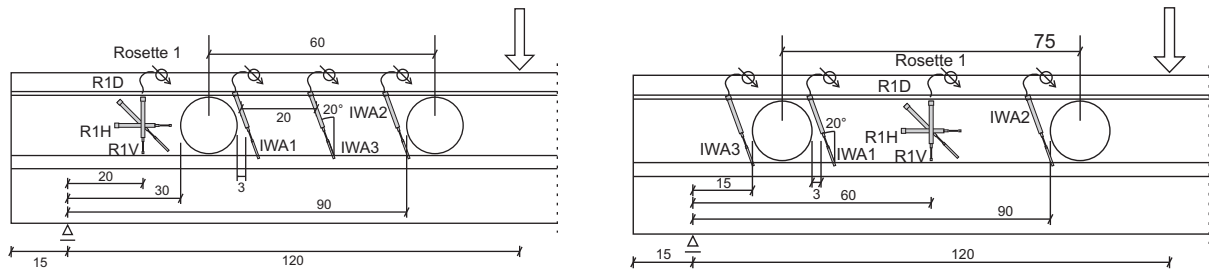


Bild C 11.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T11a und T11b

Tabelle C 11.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
15.07.2008 Spannbett	-	-	-	1125/1125*	6,75
18.07.2008 Ablassen 3 Tage	22,0	111	43400	972/970*	5,83/5,82*
12.08.2008 1.TV 28 Tage	27,8	181	50100	868	5,21
14.08.2008 2.TV 30 Tage	31,0	181	50700	865	5,19

Tabelle C 11.2: Versuchsparemeter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	1,0/0,5	1,5/2,0	230	250	113	113

* erste und zweite Trägerseite

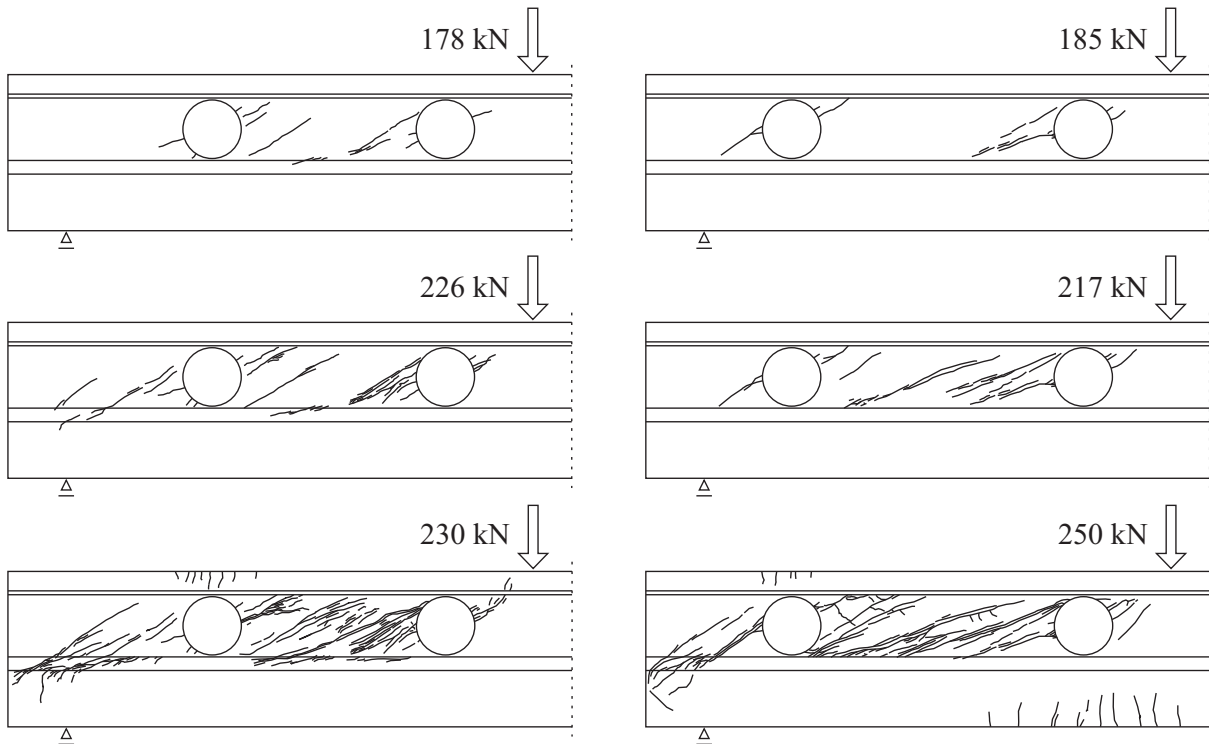


Bild C 11.2: Rissbilder bei T11a und T11b

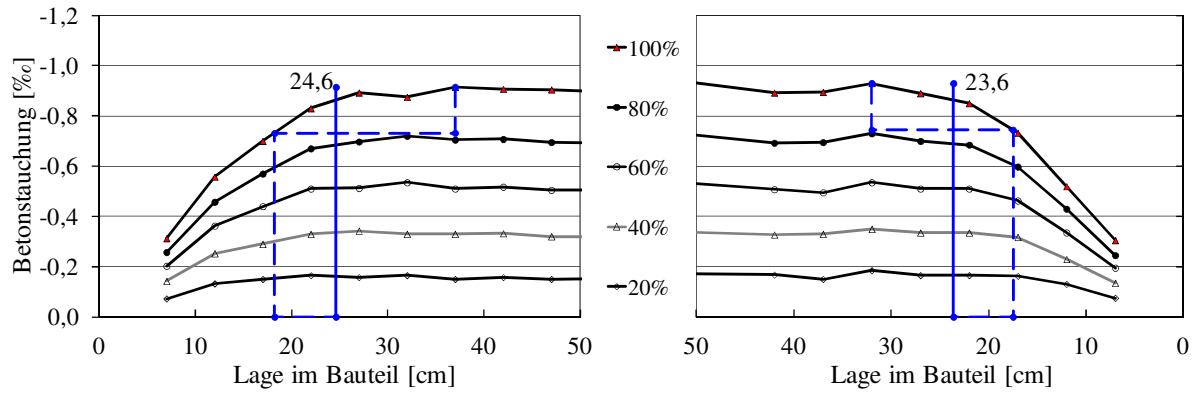


Bild C 11.3: Betonestauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

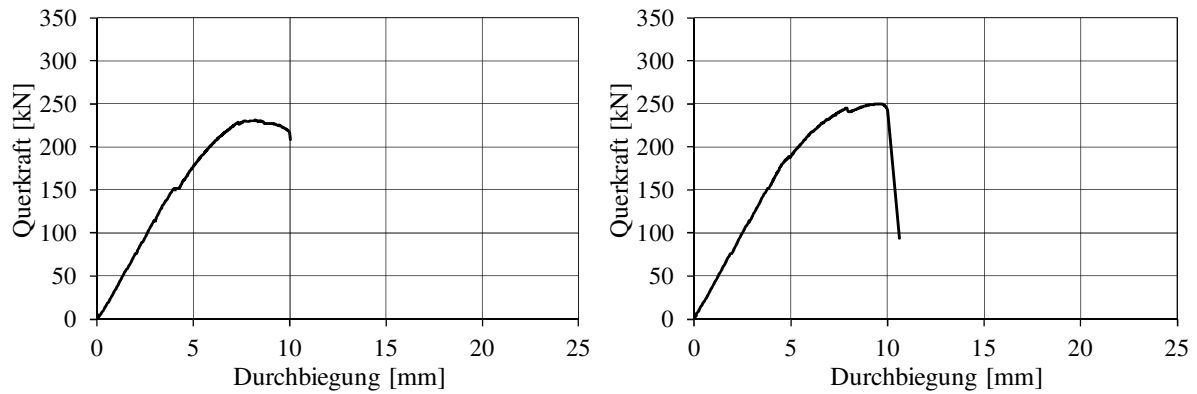


Bild C 11.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

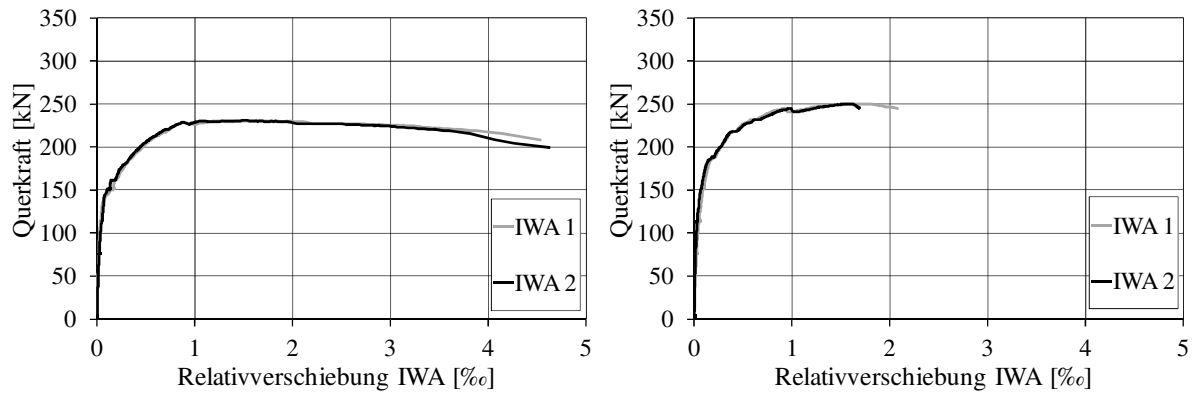


Bild C 11.5: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

Spannbetonträger T12

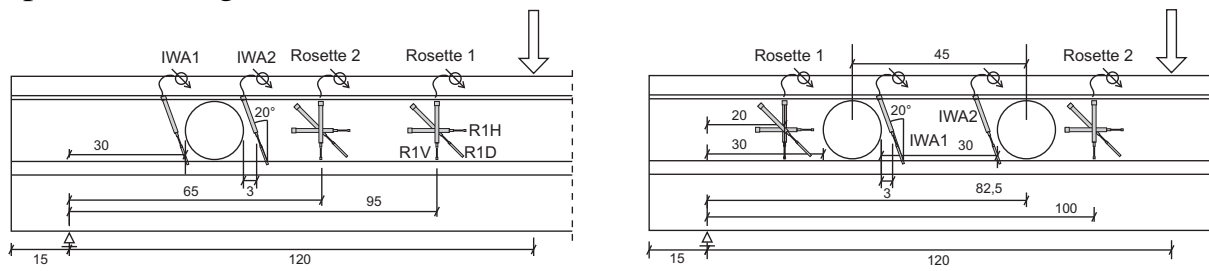


Bild C 12.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T12a und T12b

Tabelle C 12.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
09.09.2008 Spannbett	-	-	-	1125/1125*	6,75
12.09.2008 Ablassen 3 Tage	24,6	124	41500	973/970*	5,84/5,82*
07.10.2008 1.TV 28 Tage	30,0	181	48000	875	5,25
09.10.2008 2.TV 30 Tage	26,8	185	50600	872	5,23

Tabelle C 12.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M0	3,8	1,0/1,0	- /1,0	323	216	208	124

* erste und zweite Trägerseite

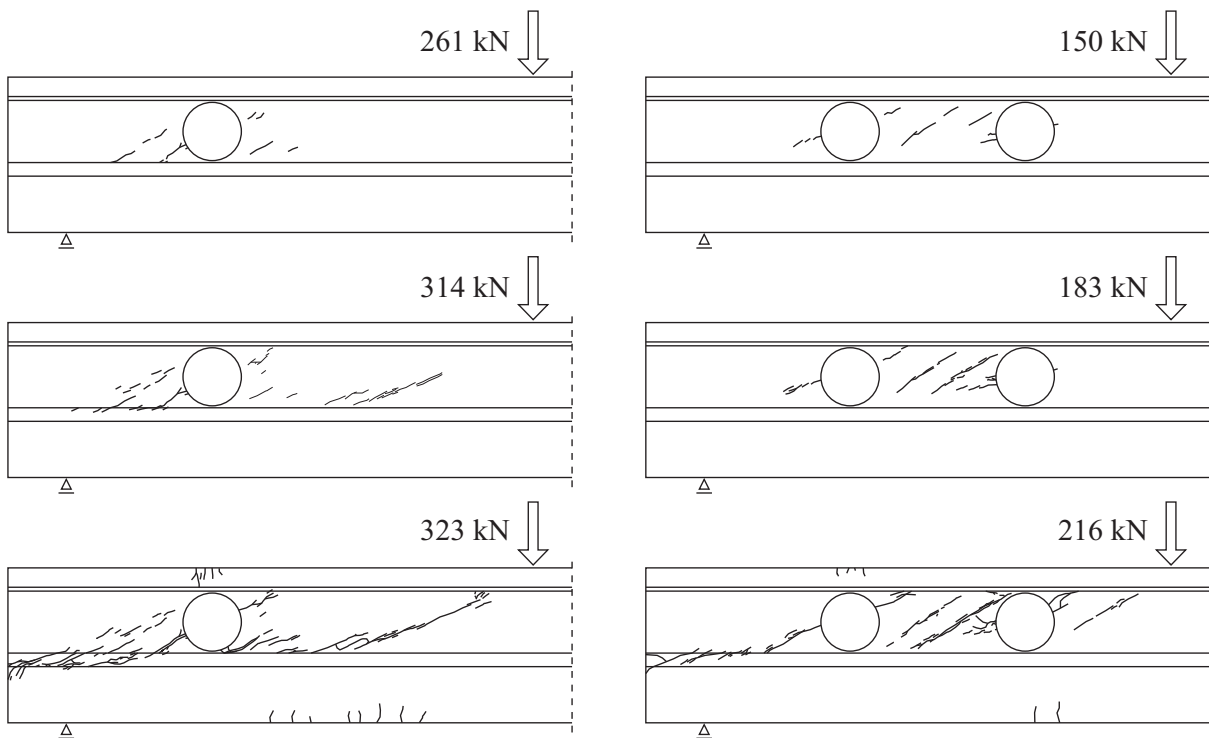


Bild C 12.2: Rissbilder bei T12a und T12b

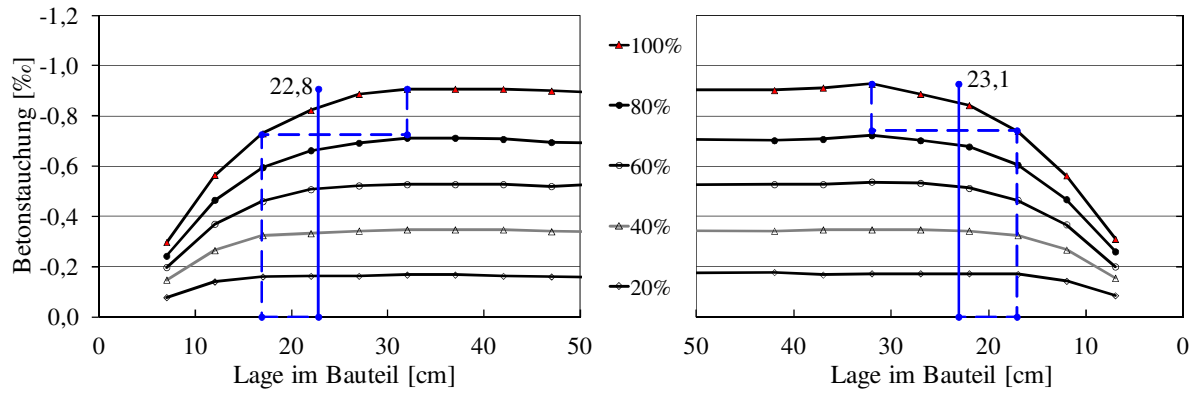


Bild C 12.3: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

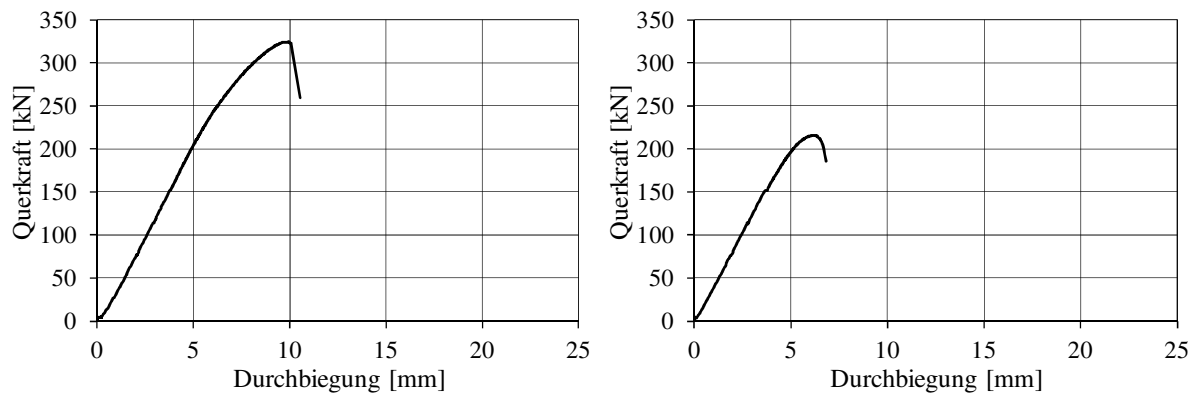


Bild C 12.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

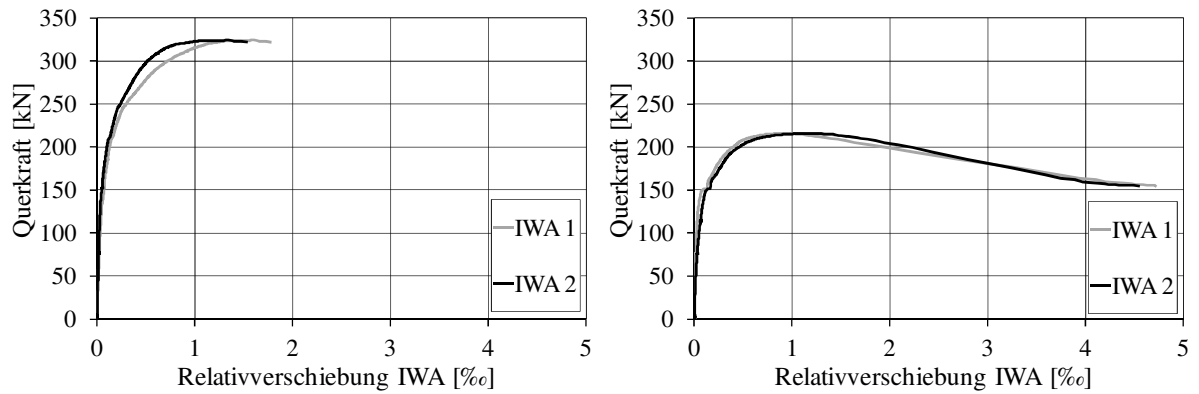


Bild C 12.5: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

Spannbetonträger T13

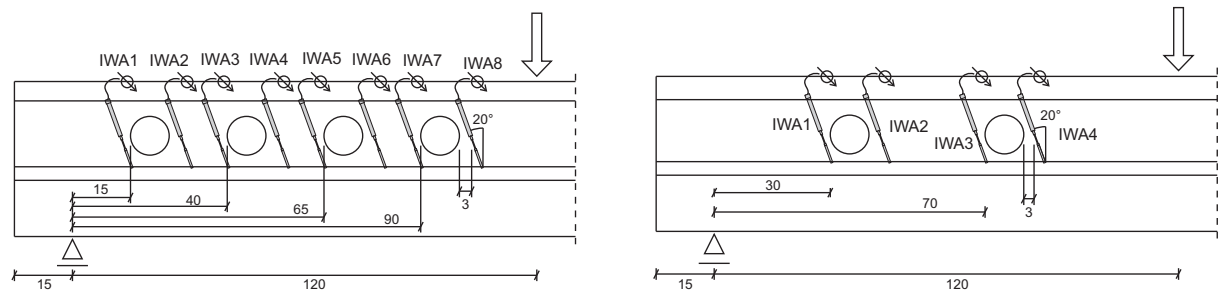


Bild C 13.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T13a und T13b

Tabelle C 13.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
14.10.2008 Spannbett	-	-	-	1125/1125*	6,75
17.10.2008 Ablassen 3 Tage	20,1	104	41100	960/965*	5,76/5,79*
11.11.2008 1.TV 29 Tage	27,7	176	48100	845	5,07
13.11.2008 2.TV 30 Tage	25,0	181	50100	853	5,12

Tabelle C 13.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	0,5/1,0	0,5/1,0	184	235	96	113

* erste und zweite Trägerseite

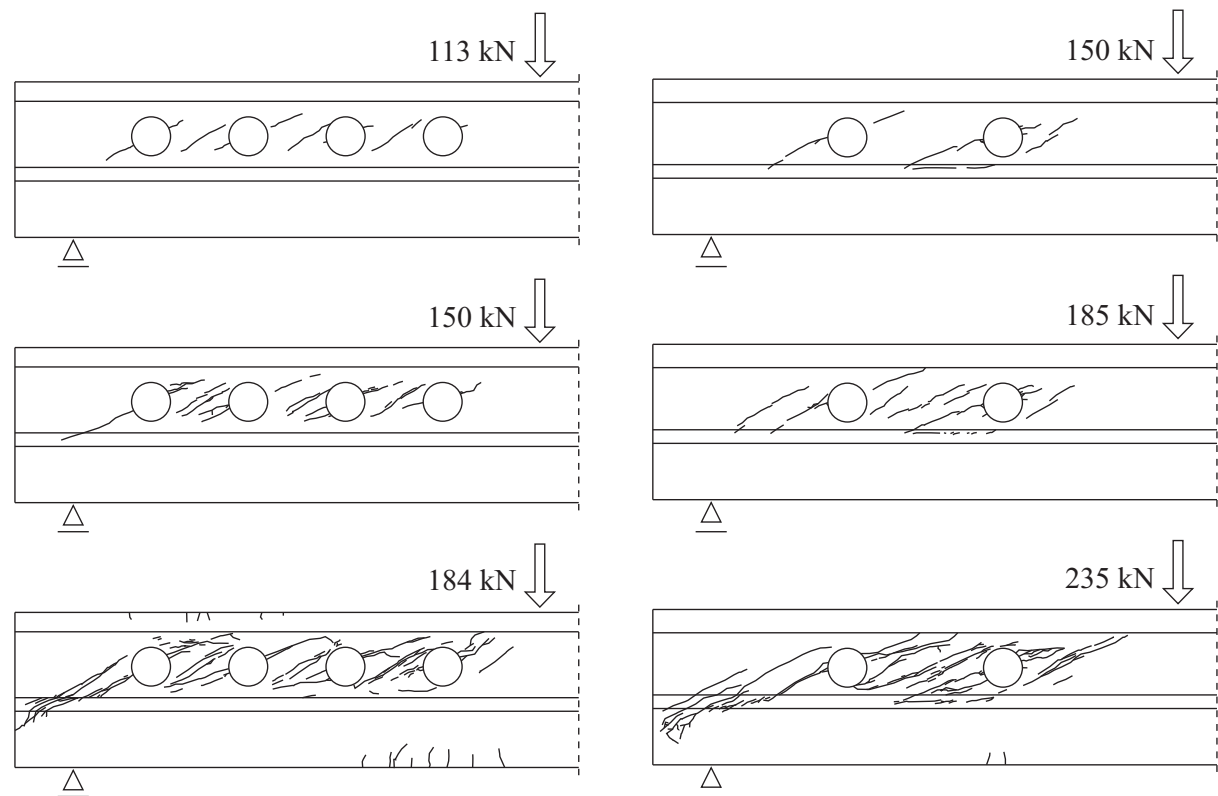


Bild C 13.2: Rissbilder bei T13a und T13b

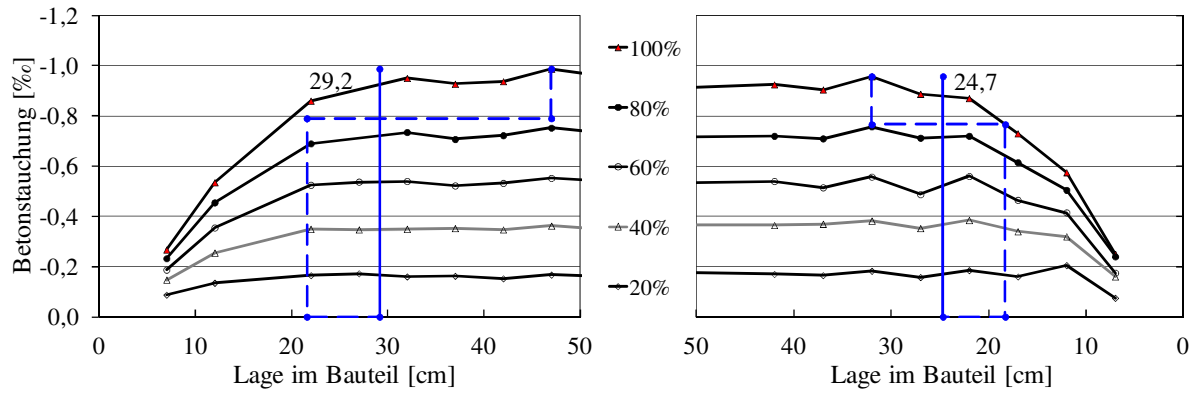


Bild C 13.3: Betonestauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

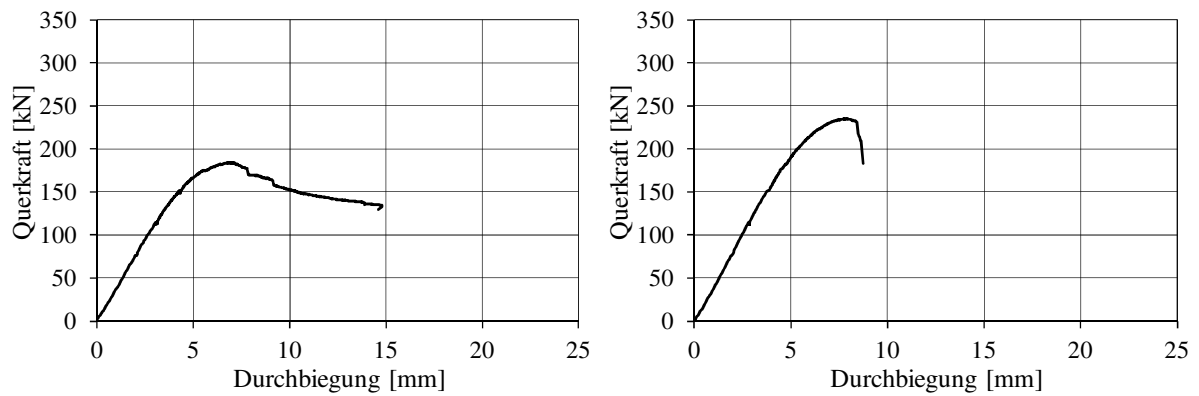


Bild C 13.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

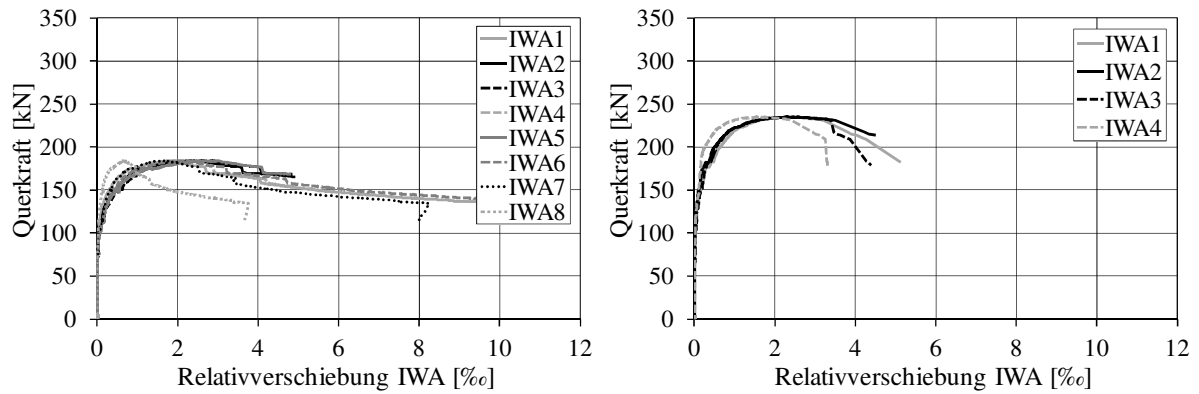


Bild C 13.5: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

Spannbetonträger T14

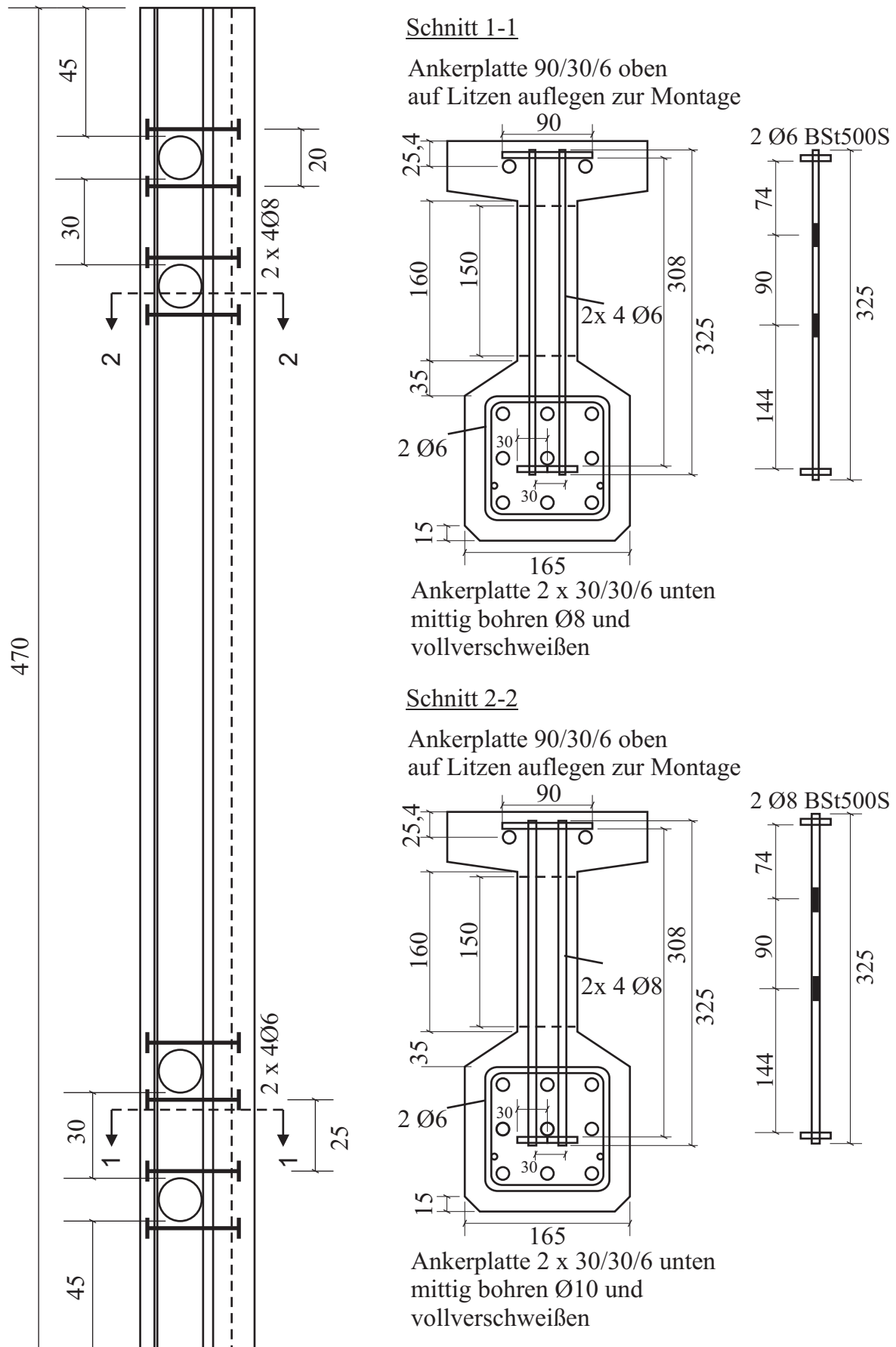


Bild C 14.1: Bewehrungszeichnung T14

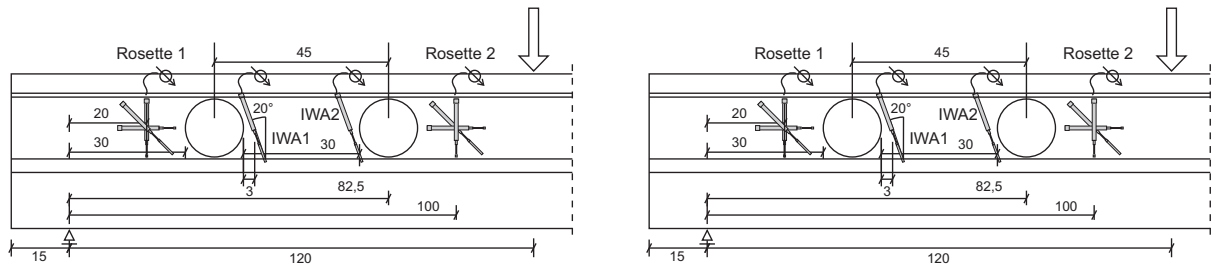


Bild C 14.2: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T14a und T14b

Tabelle C 14.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
08.04.2008 Spannbett	-	-	-	1125/1125*	6,75
11.04.2008 Ablassen 3 Tage	15,1	113	40400	965/970*	5,79/5,82*
06.05.2008 1.TV 28 Tage	21,8	178	54300	870	5,22
08.05.2008 2.TV 30 Tage	22,2	175	53100	872	5,23

Tabelle C 14.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	1,0/1,0	1,0/1,0	242	287	75	75

* erste und zweite Trägerseite

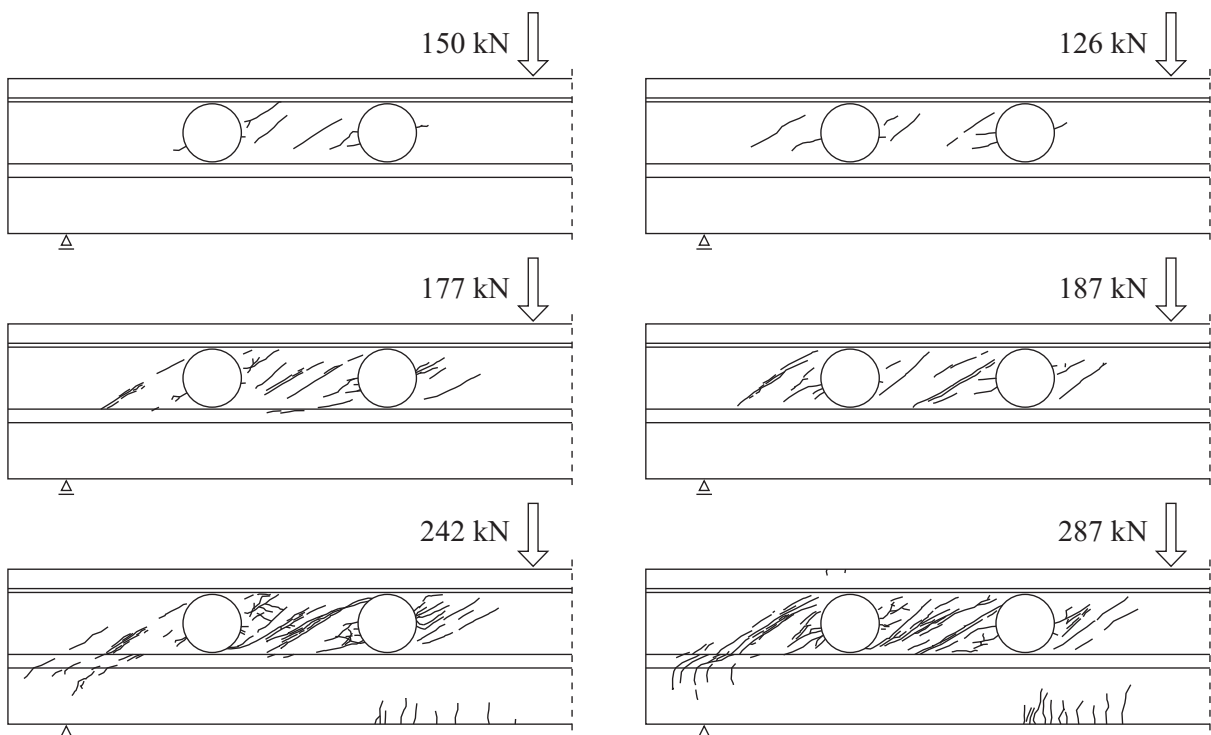


Bild C 14.3: Rissbilder bei T14a und T14b

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

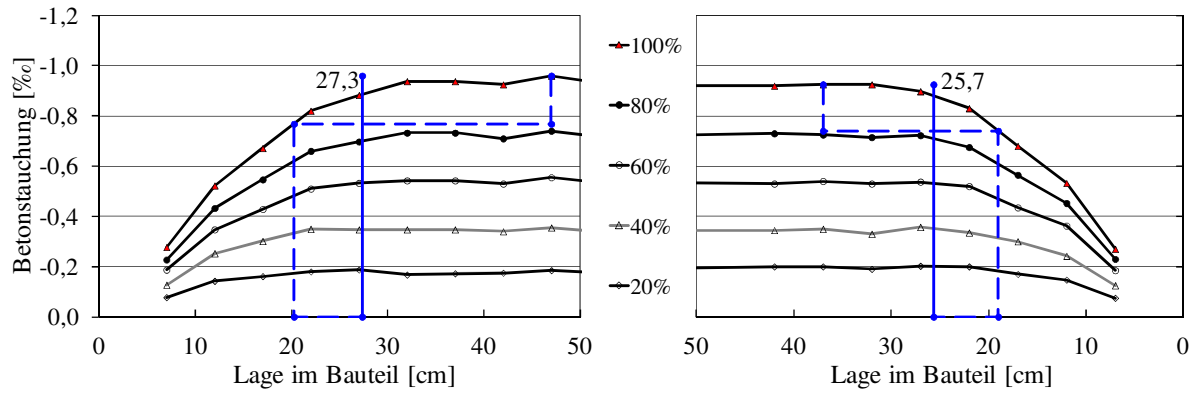


Bild C 14.4: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

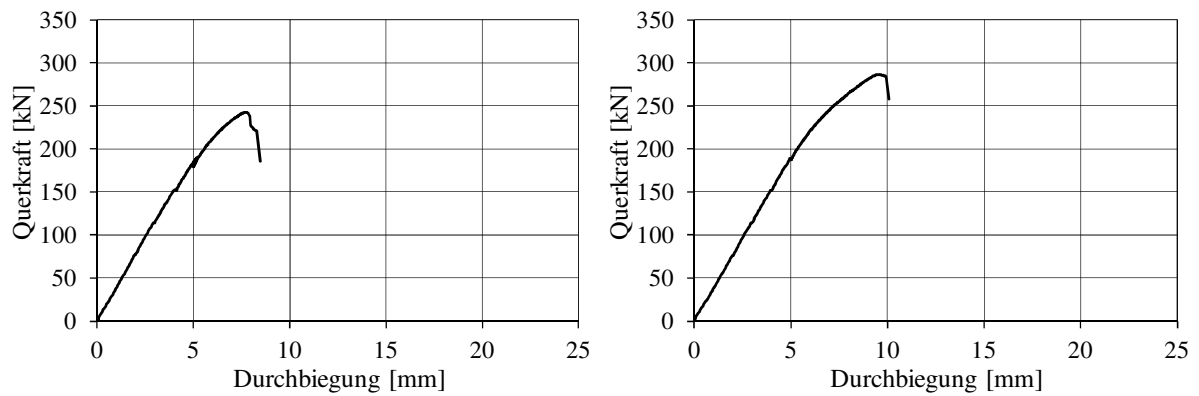


Bild C 14.5: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

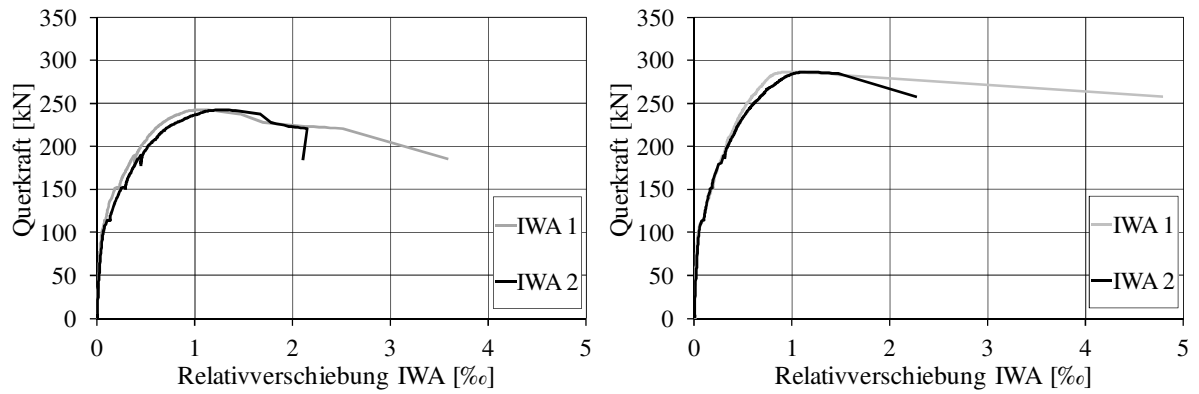


Bild C 14.6: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

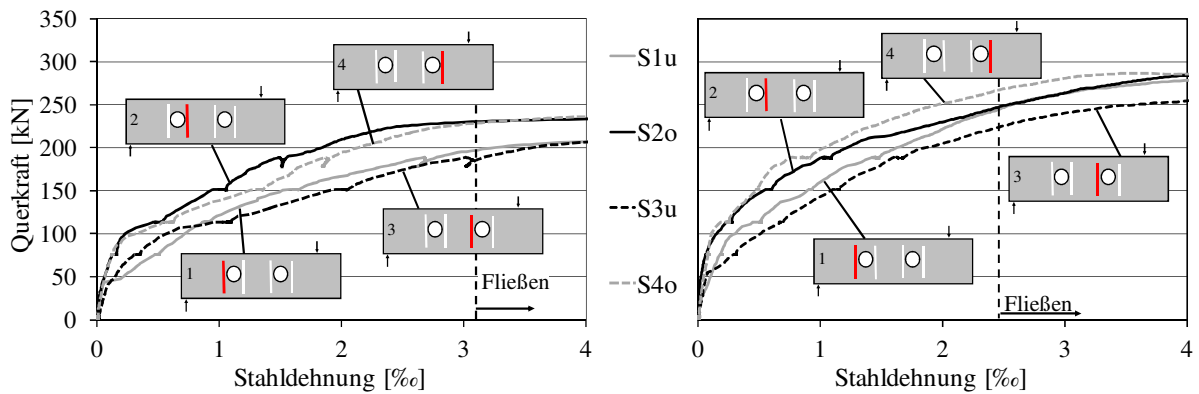
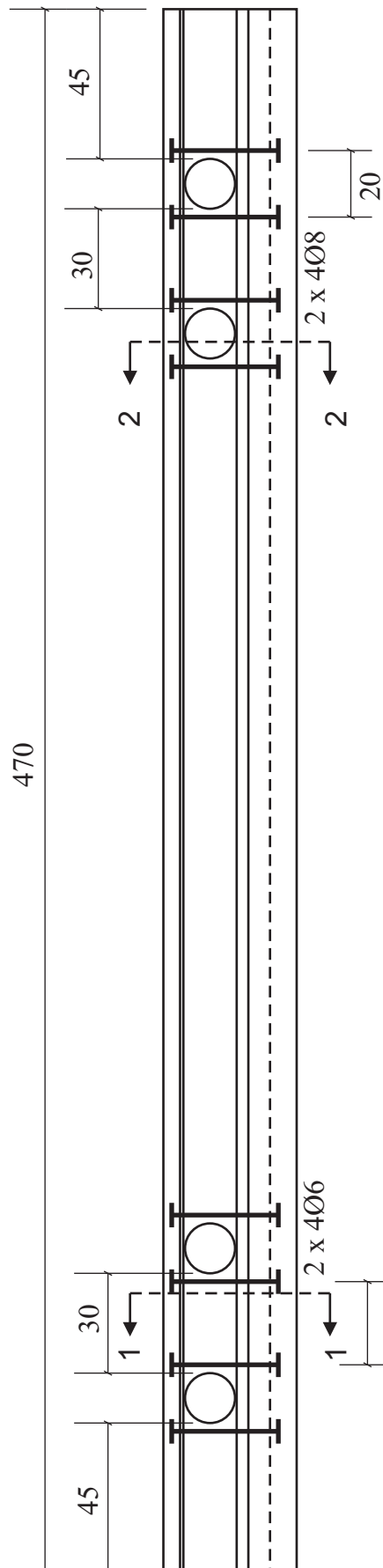


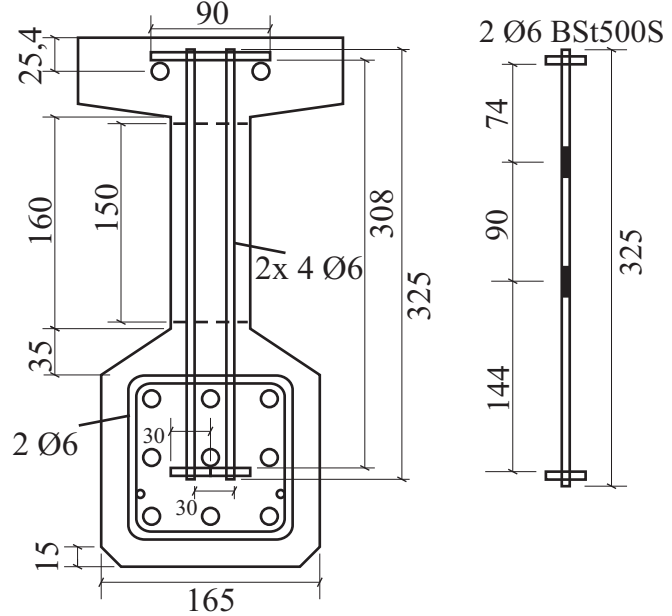
Bild C 14.7: Stahldehnung Teilversuche a und b

Spannbetonträger T15



Schnitt 1-1

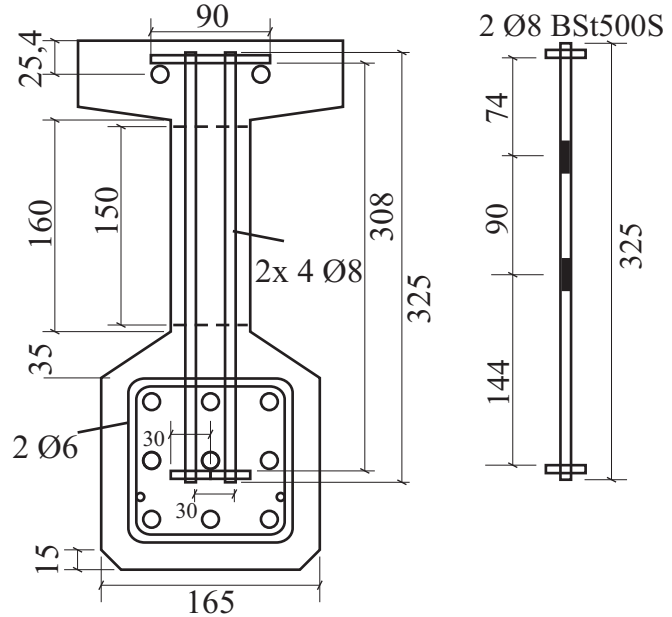
Ankerplatte 90/30/6 oben
auf Litzen auflegen zur Montage



Ankerplatte 2 x 30/30/6 unten
mittig bohren Ø8 und
vollverschweißen

Schnitt 2-2

Ankerplatte 90/30/6 oben
auf Litzen auflegen zur Montage



Ankerplatte 2 x 30/30/6 unten
mittig bohren Ø10 und
vollverschweißen

Bild C 15.1: Bewehrungszeichnung T15

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

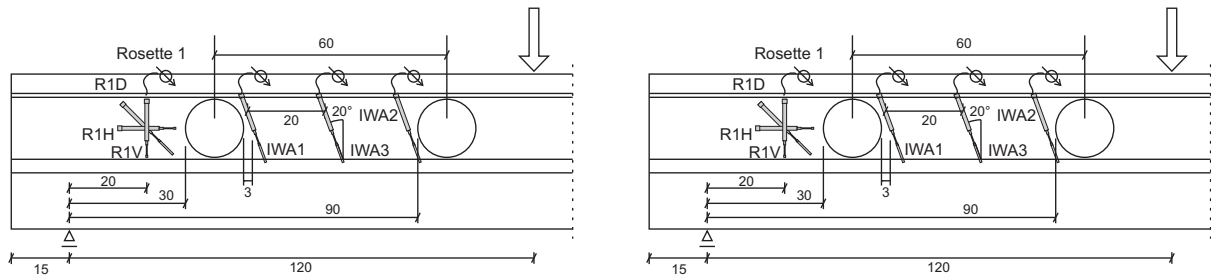


Bild C 15.2: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T15a und T15b

Tabelle C 15.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [‰]
27.05.2008 Spannbett	-	-	-	1125/1125*	6,75
30.05.2008 Ablassen 3 Tage	16,7	114	40300	970/967*	5,82/5,80*
24.06.2008 1.TV 29 Tage	24,7	186	49500	863	5,18
26.06.2008 2.TV 30 Tage	20,6	186	51700	860	5,16

Tabelle C 15.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	1,0/1,0	1,5/1,5	269	304	75	130

* erste und zweite Trägerseite

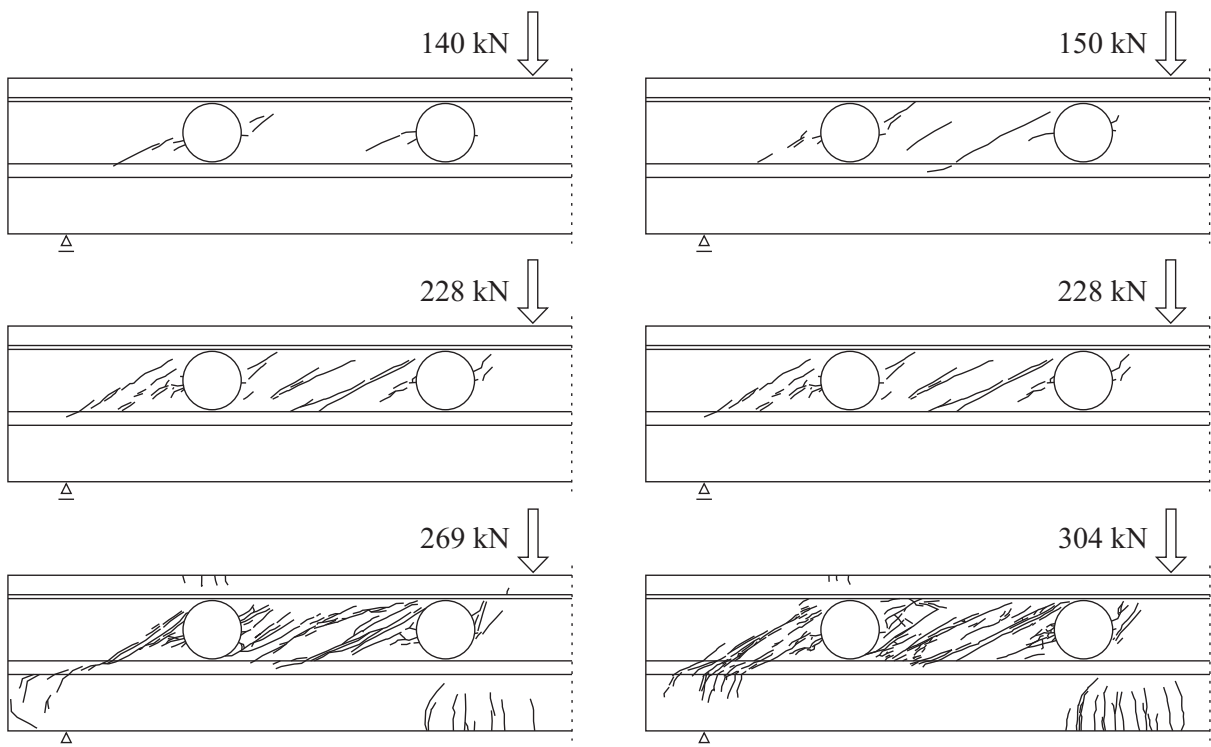


Bild C 15.3: Rissbilder bei T15a und T15b

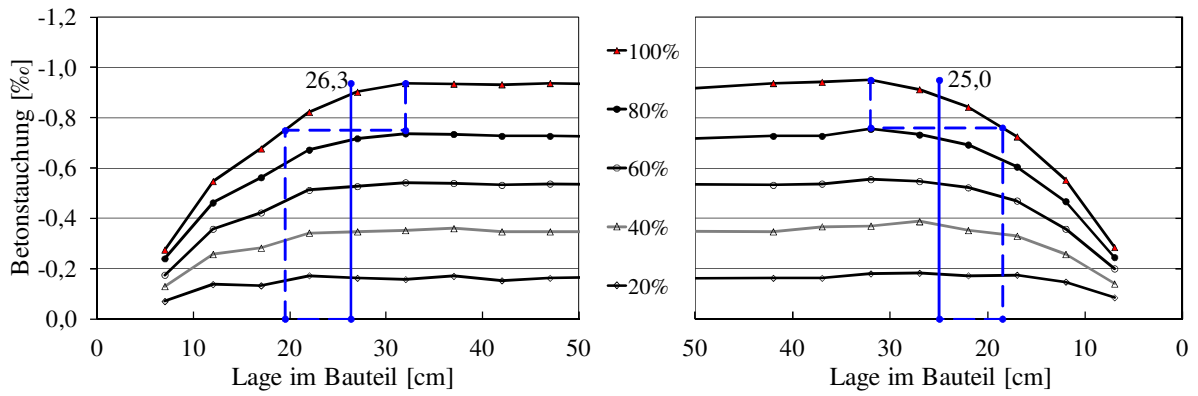


Bild C 15.4: Betonestauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

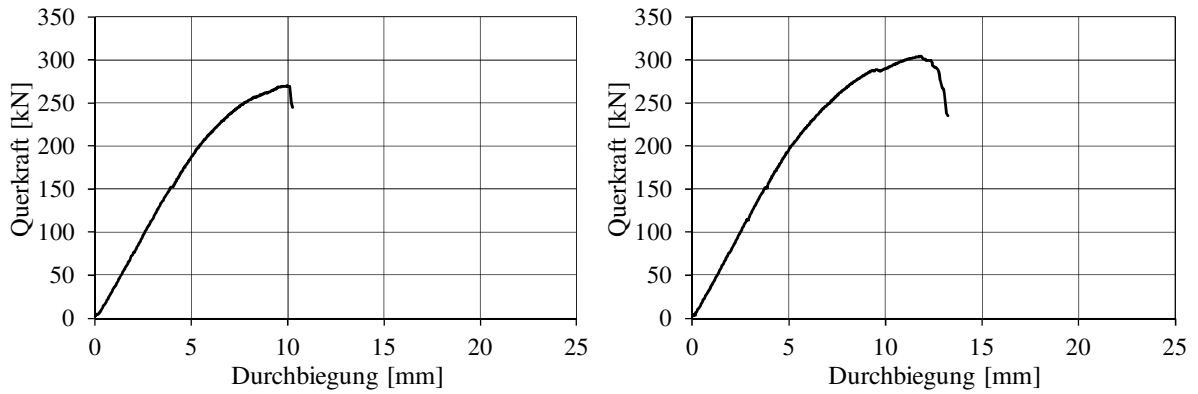


Bild C 15.5: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

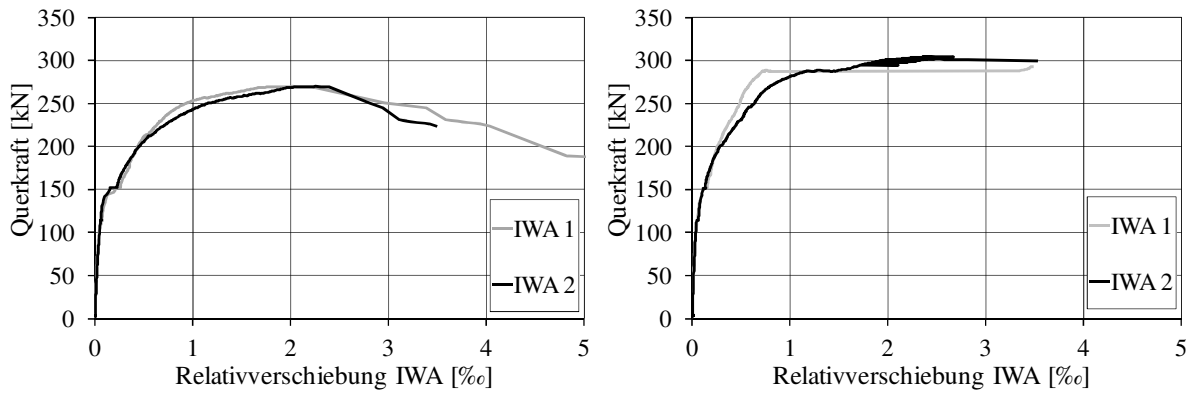


Bild C 15.6: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

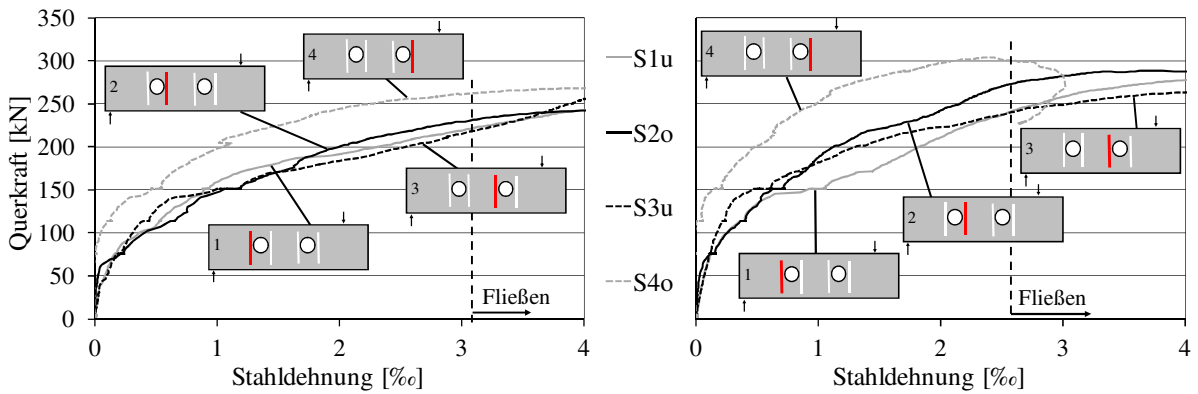


Bild C 15.7: Stahldehnung Teilversuche a und b

Spannbetonträger T16

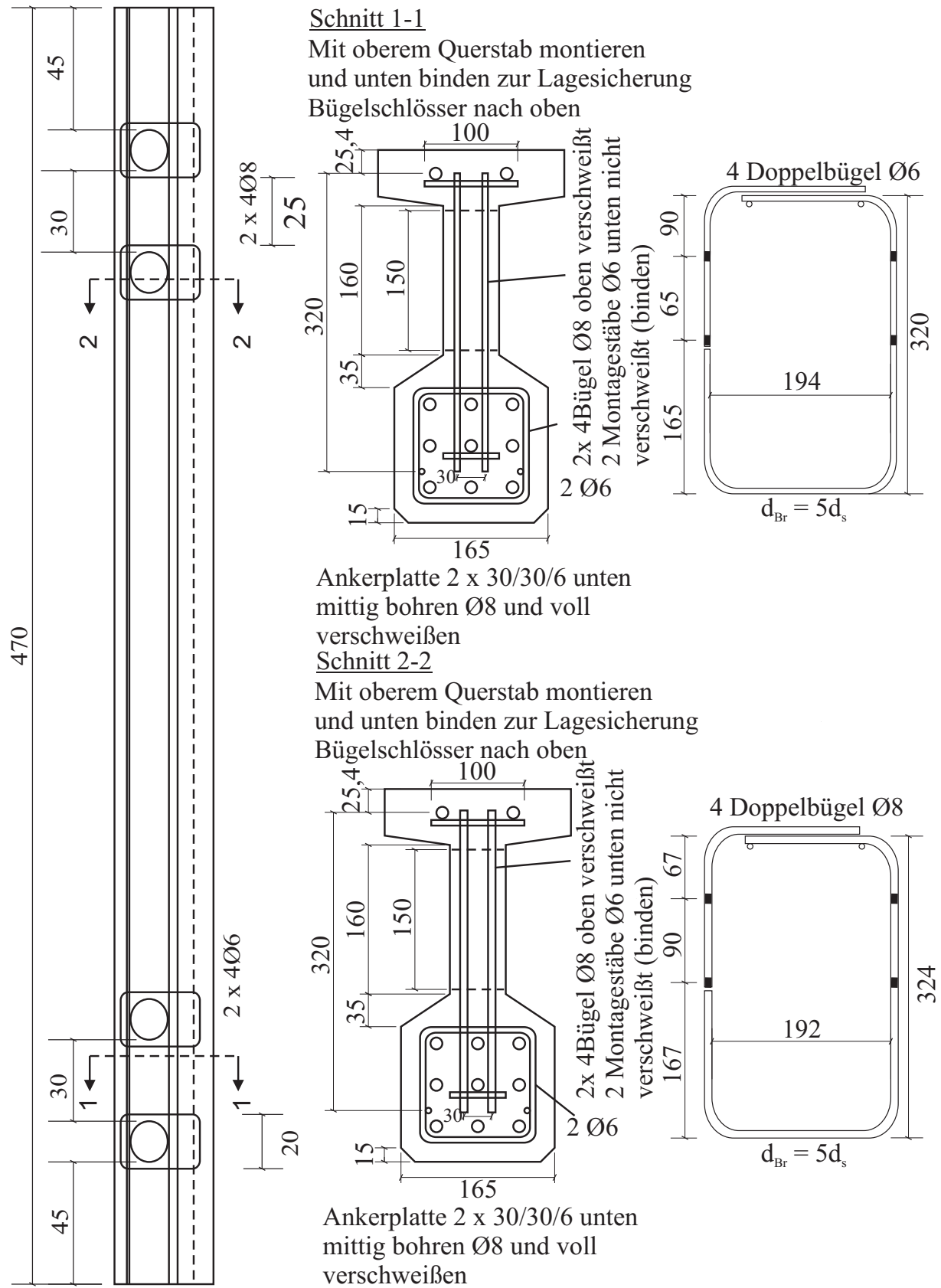


Bild C 16.1: Bewehrungszeichnung T16

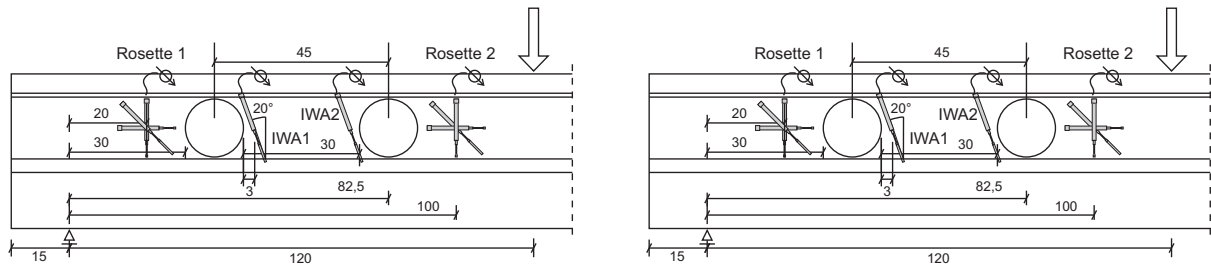


Bild C 16.2: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T16a und T16b

Tabelle C 16.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

Baustoffprüfung		$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [‰]
Datum/Versuche						
27.10.2009 Spannbett		-	-	-	1125/1125*	6,75
30.10.2009 Ablassen 3 Tage		28,0	122	41300	970/973*	5,82/5,84*
24.11.2009	1.TV 29 Tage	31,0	189	51200	858	5,15
26.11.2009	2.TV 30 Tage	30,0	184	52200	863	5,18

Tabelle C 16.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	1,0/1,0	1,0/1,0	274	281	75	75

* erste und zweite Trägerseite

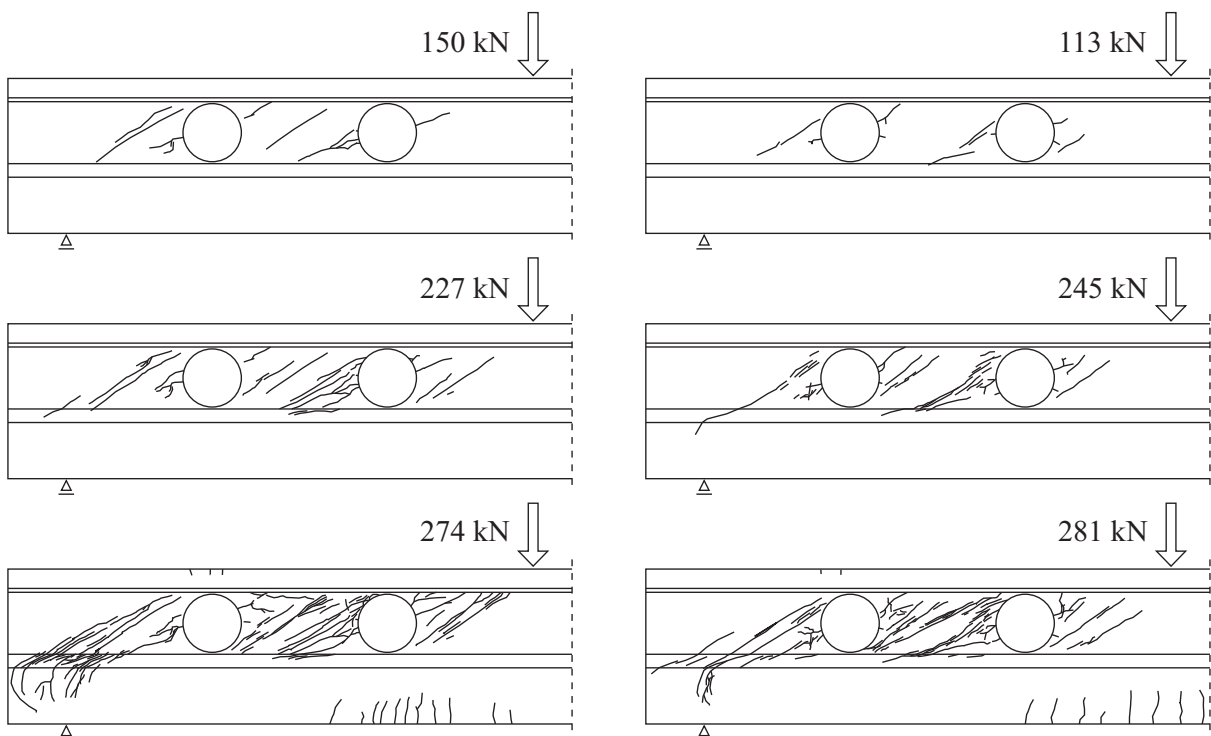


Bild C 16.3: Rissbilder bei T16a und T16b

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

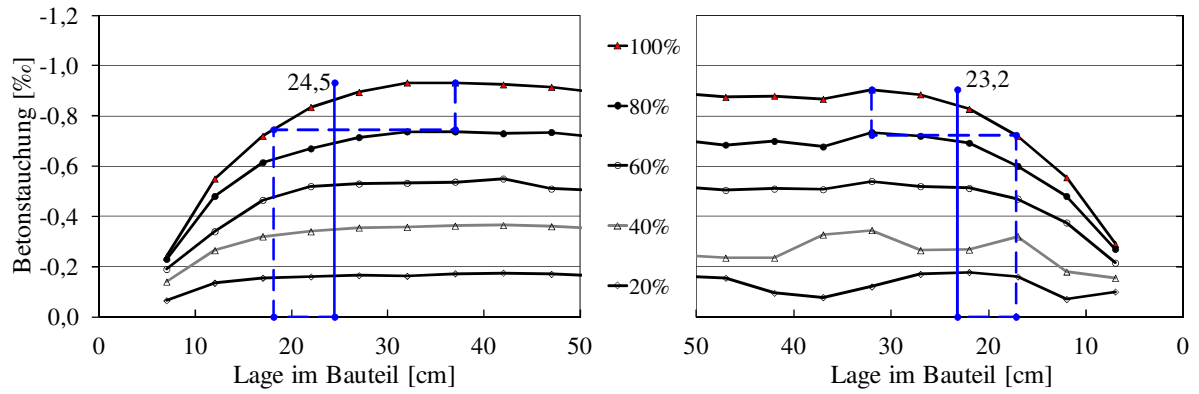


Bild C 16.4: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

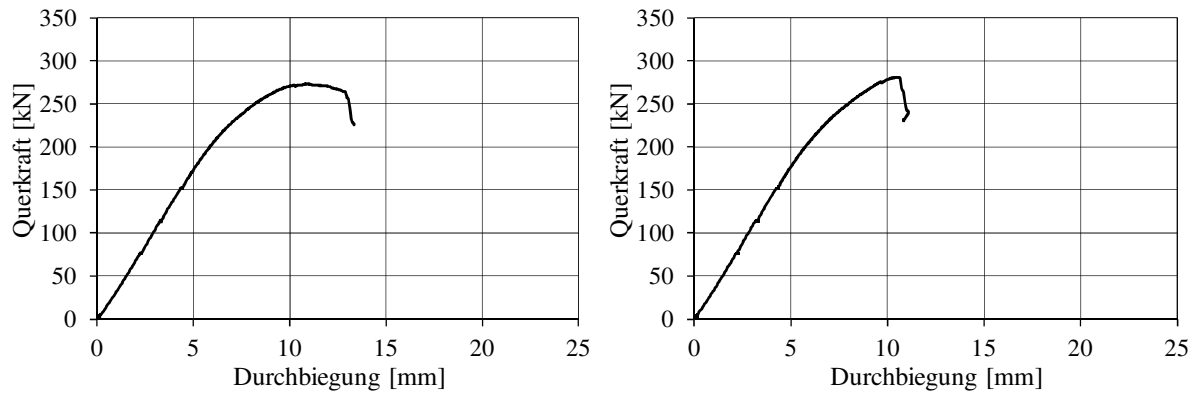


Bild C 16.5: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

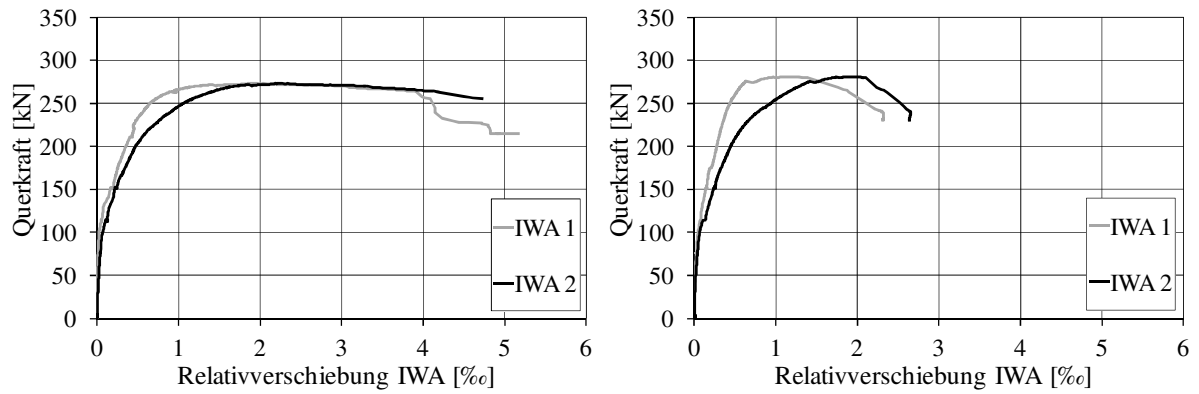


Bild C 16.6: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

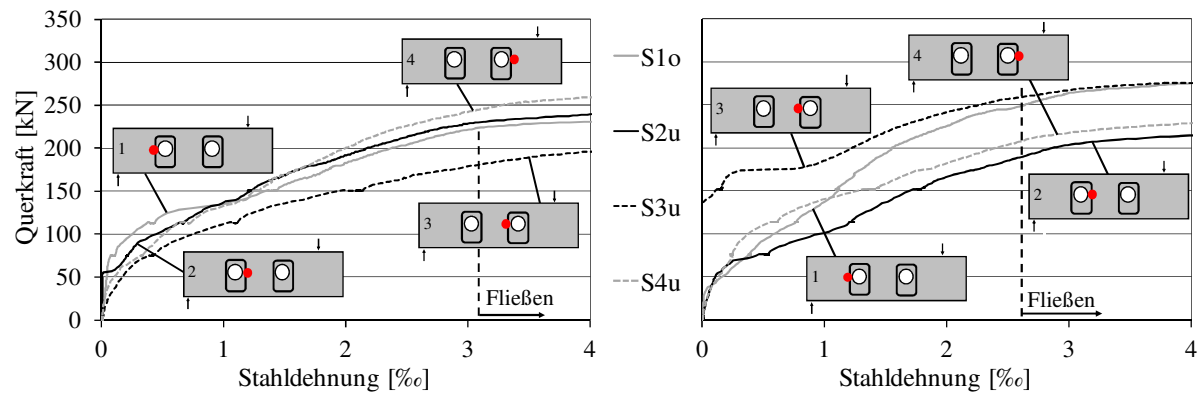


Bild C 16.7: Stahldehnung Teilversuche a und b

Spannbetonträger T17

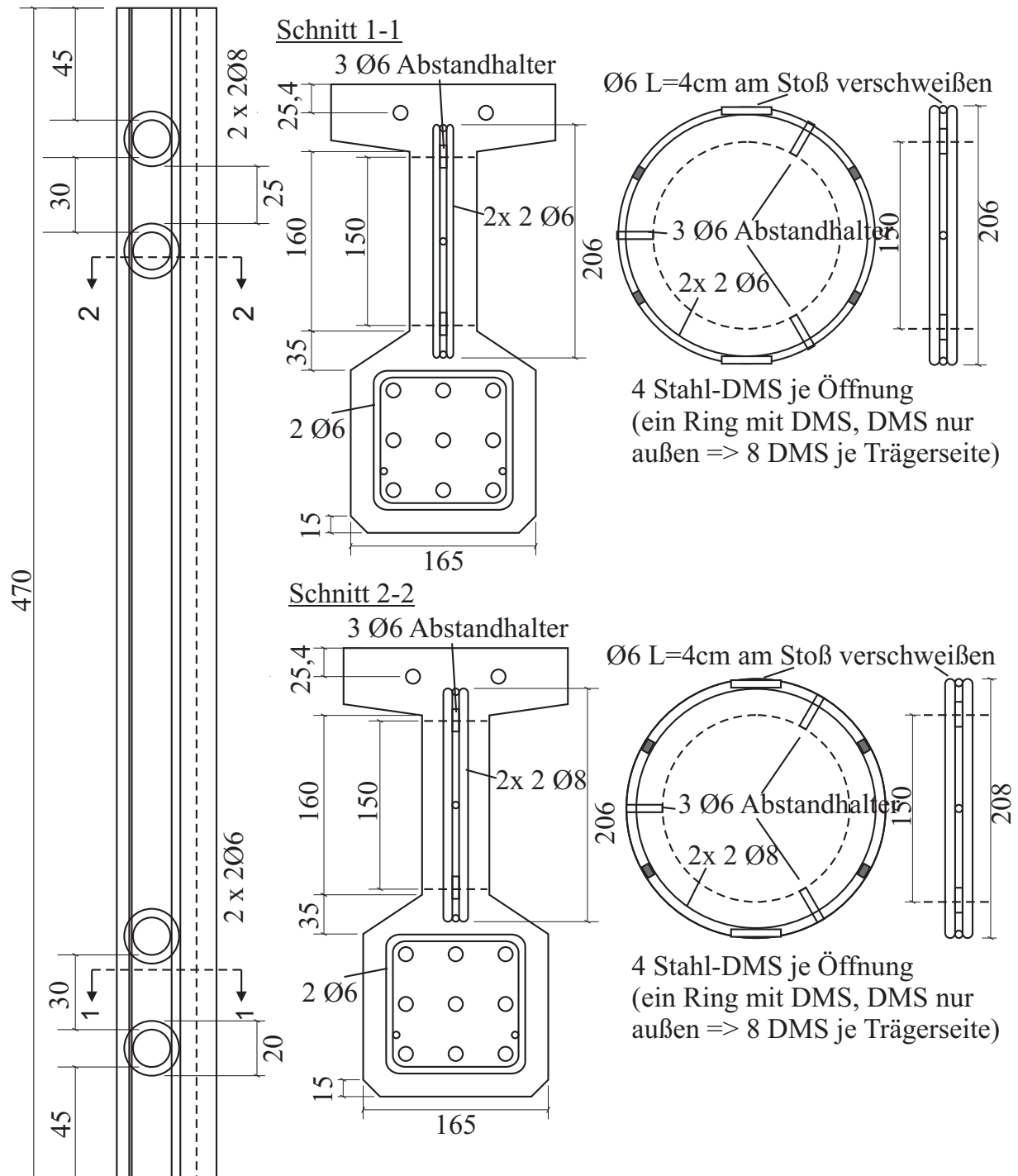


Bild C 17.1: Bewehrungszeichnung T17

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

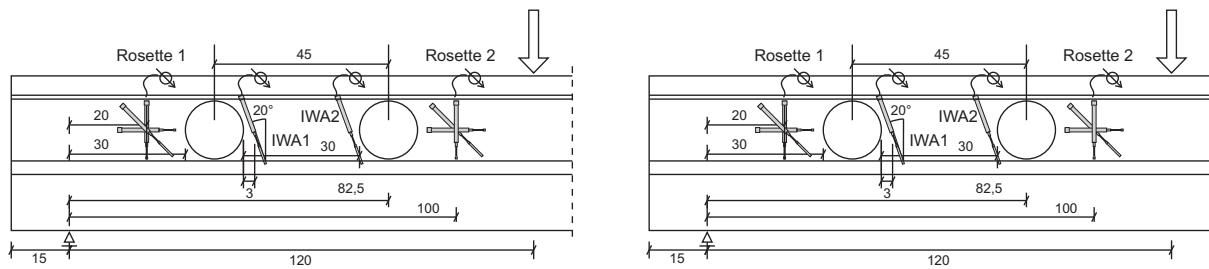


Bild C 17.2: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T17a und T17b

Tabelle C 17.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
28.10.2008 Spannbett	-	-	-	1125/1125*	6,75
31.10.2008 Ablassen 3 Tage	18,6	103	42500	960/955*	5,76/5,73*
25.11.2008 1.TV 28 Tage	23,2	162	49700	848	5,09
27.11.2008 2.TV 30 Tage	25,6	161	47700	842	5,05

Tabelle C 17.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	1,0/1,0	1,0/1,0	208	202	75	75

* erste und zweite Trägerseite

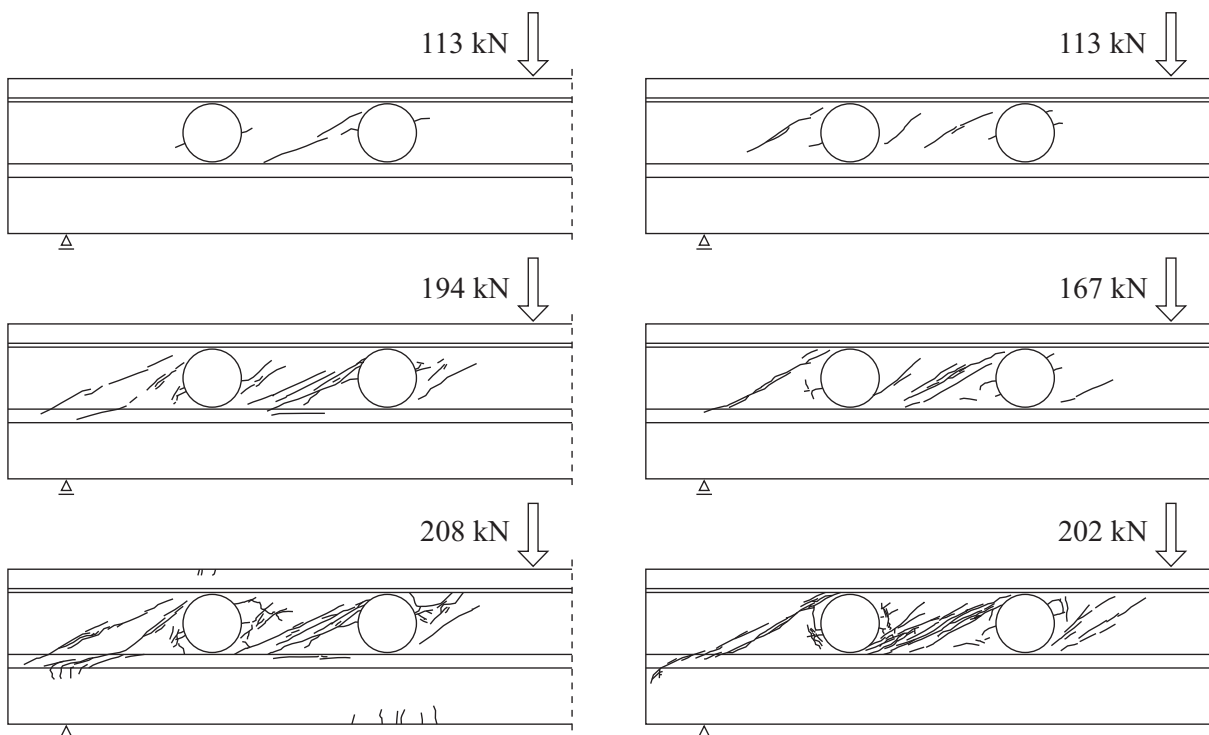


Bild C 17.3: Rissbilder bei T17a und T17b

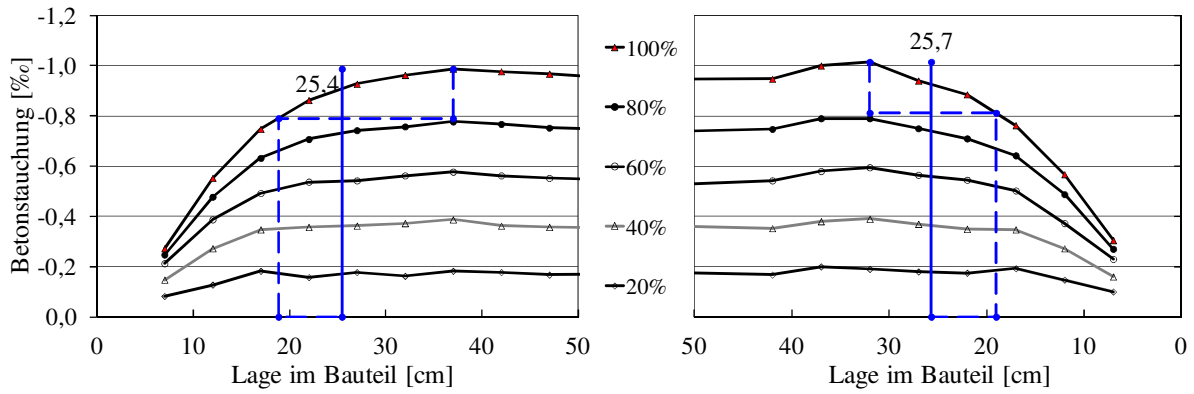


Bild C 17.4: Betonestauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

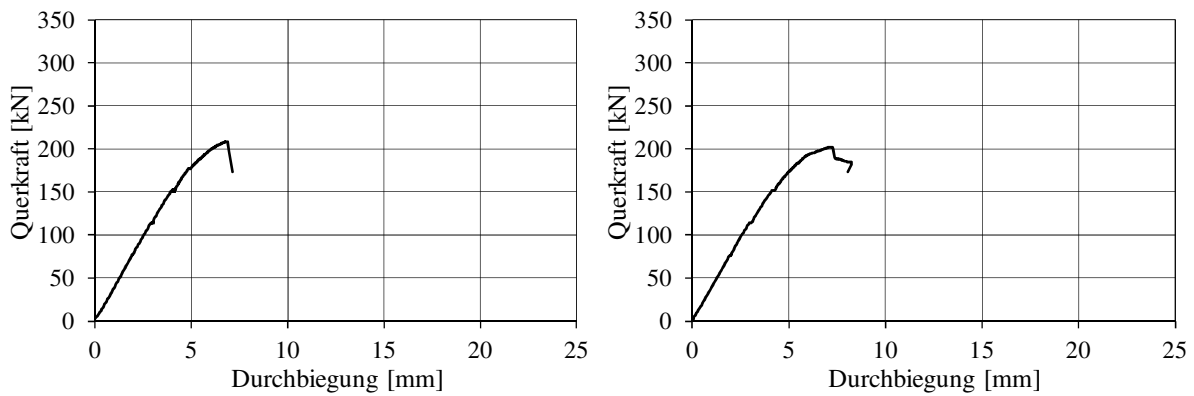


Bild C 17.5: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

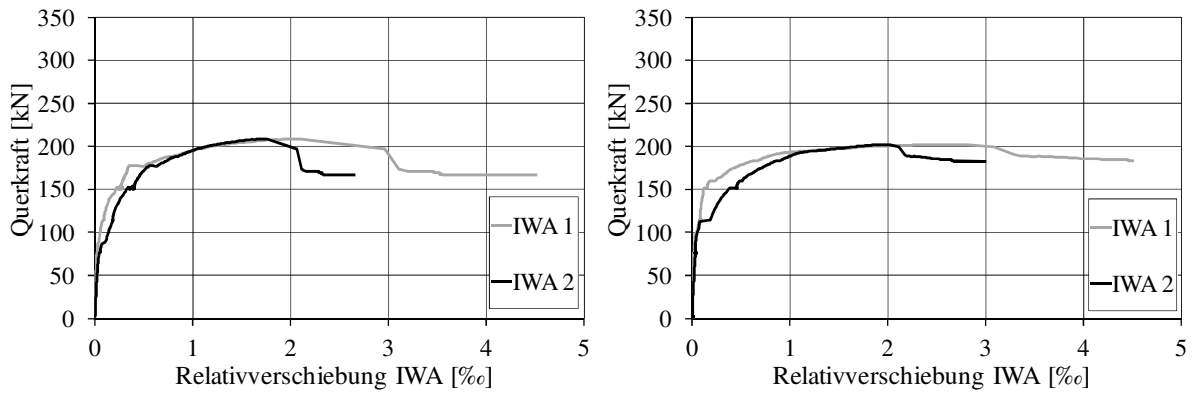


Bild C 17.6: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

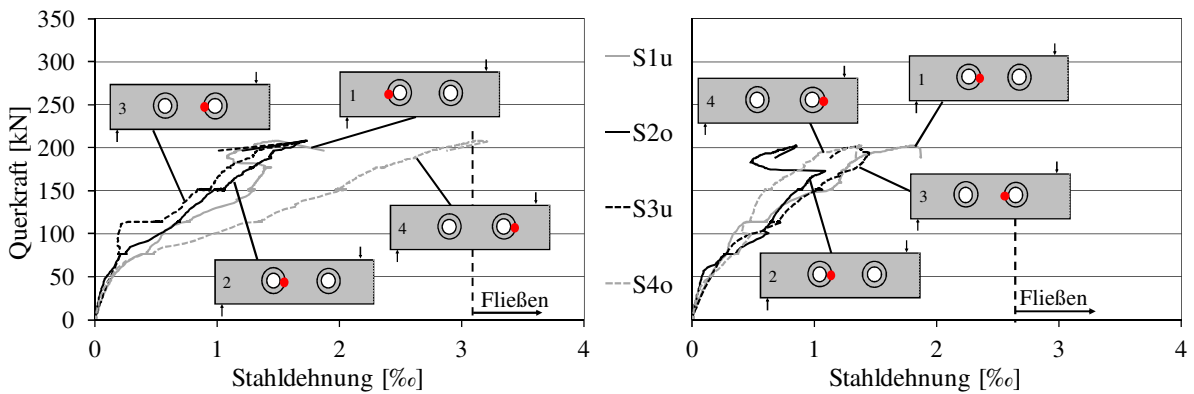


Bild C 17.7: Stahldehnung Teilversuche a und b

Spannbetonträger T18

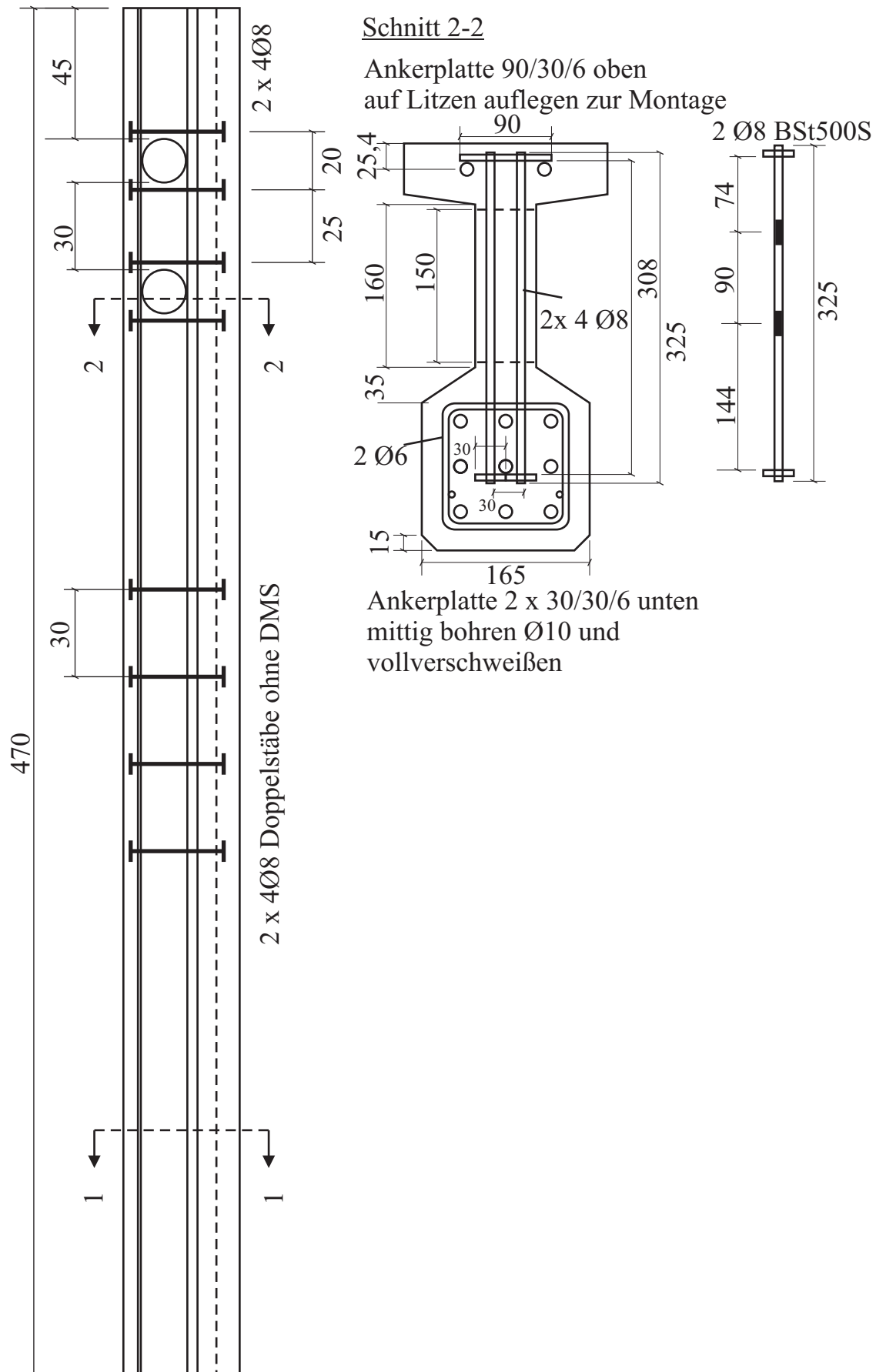


Bild C 18.1: Bewehrungszeichnung T18

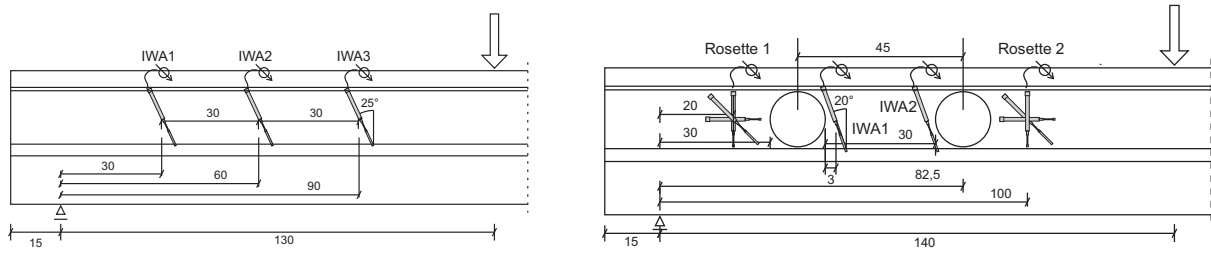


Bild C 18.2: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T18a und T18b

Tabelle C 18.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
03.11.2009 Spannbett	-	-	-	1125/1125*	6,75
06.11.2009 Ablassen 3 Tage	27,9	116	41200	977/973*	5,86/5,84*
01.12.2009 1.TV 29 Tage	34,1	185	52500	878	5,27
03.12.2009 2.TV 30 Tage	34,4	186	48900	867	5,20

Tabelle C 18.2: Versuchparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d^*	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	4,1/4,4	- /1,0	- /1,0	301	275	230	75

* erste und zweite Trägerseite

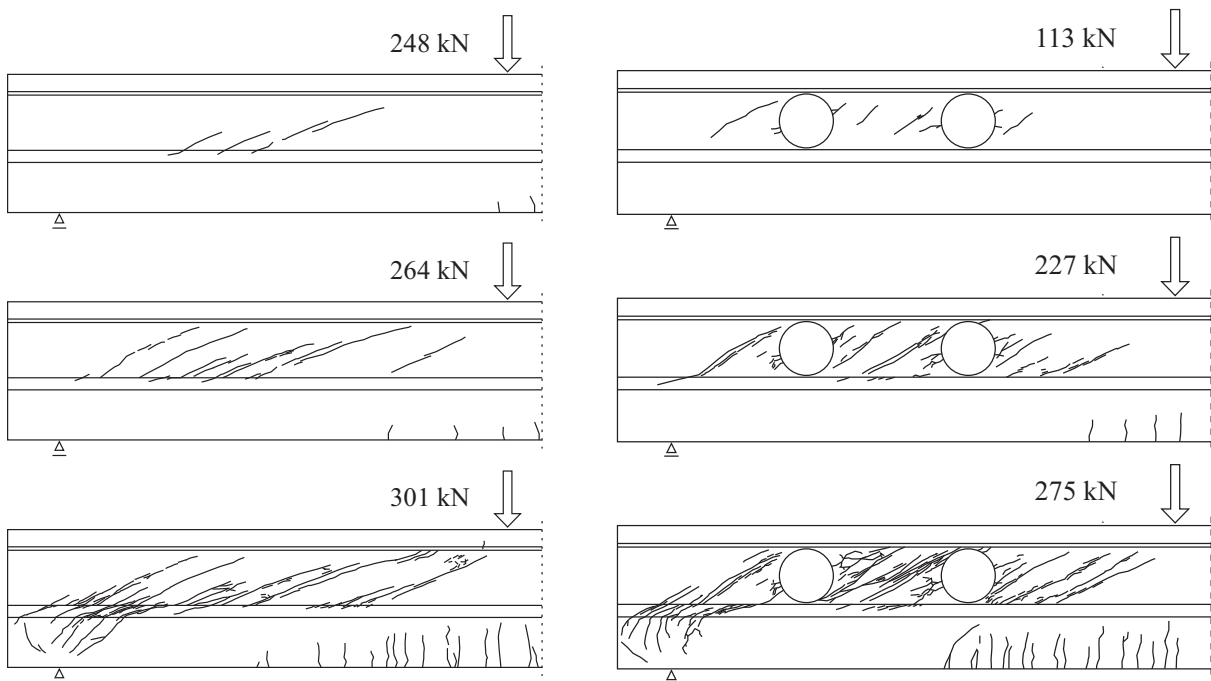


Bild C 18.2: Rissbilder bei T18a und T18b

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

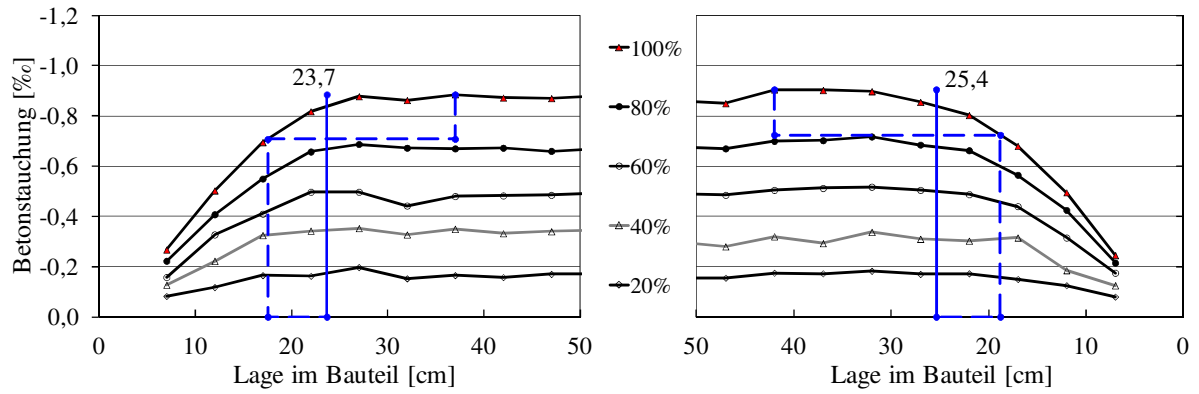


Bild C 18.4: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

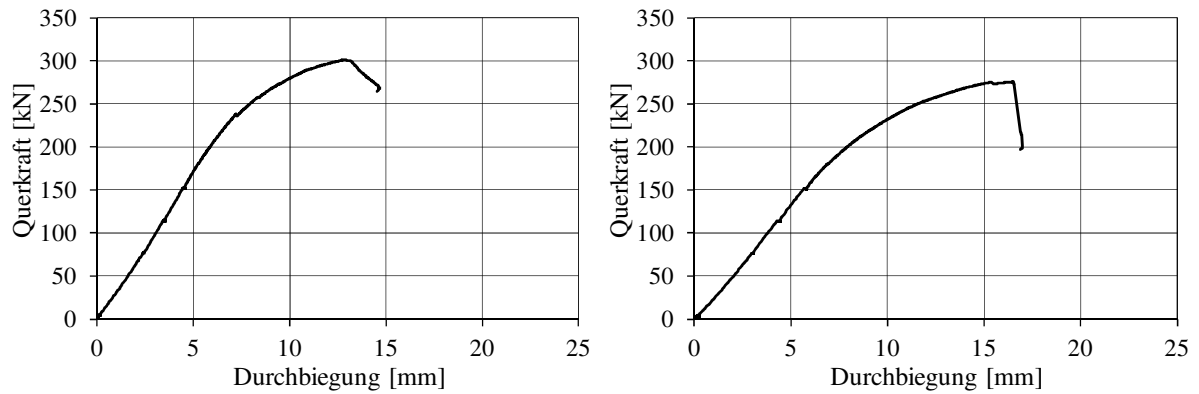


Bild C 18.5: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

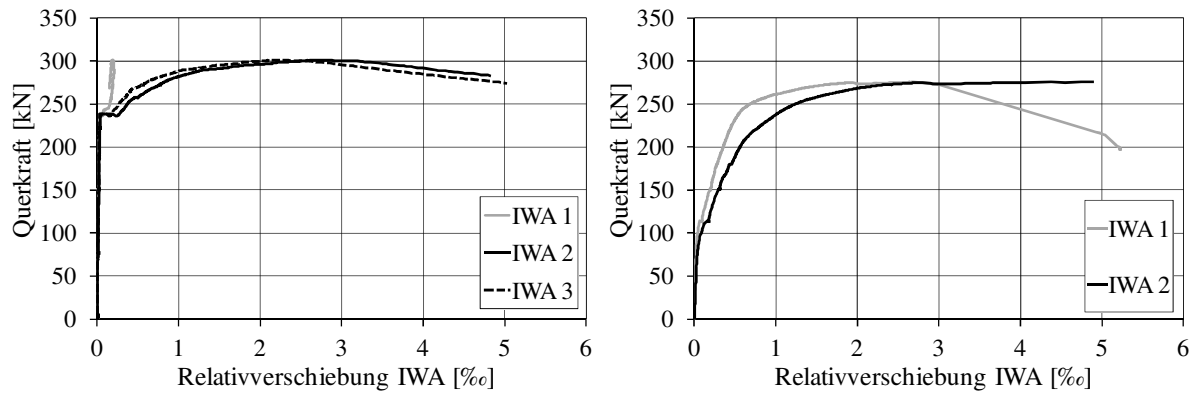


Bild C 18.6: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

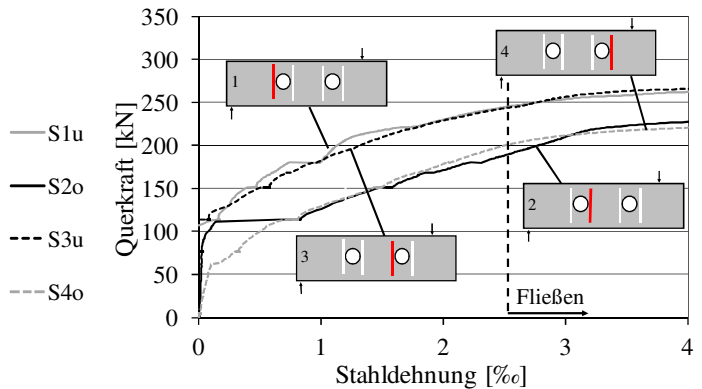


Bild C 18.7: Stahldehnung Teilversuch b
C42

Spannbetonträger T19

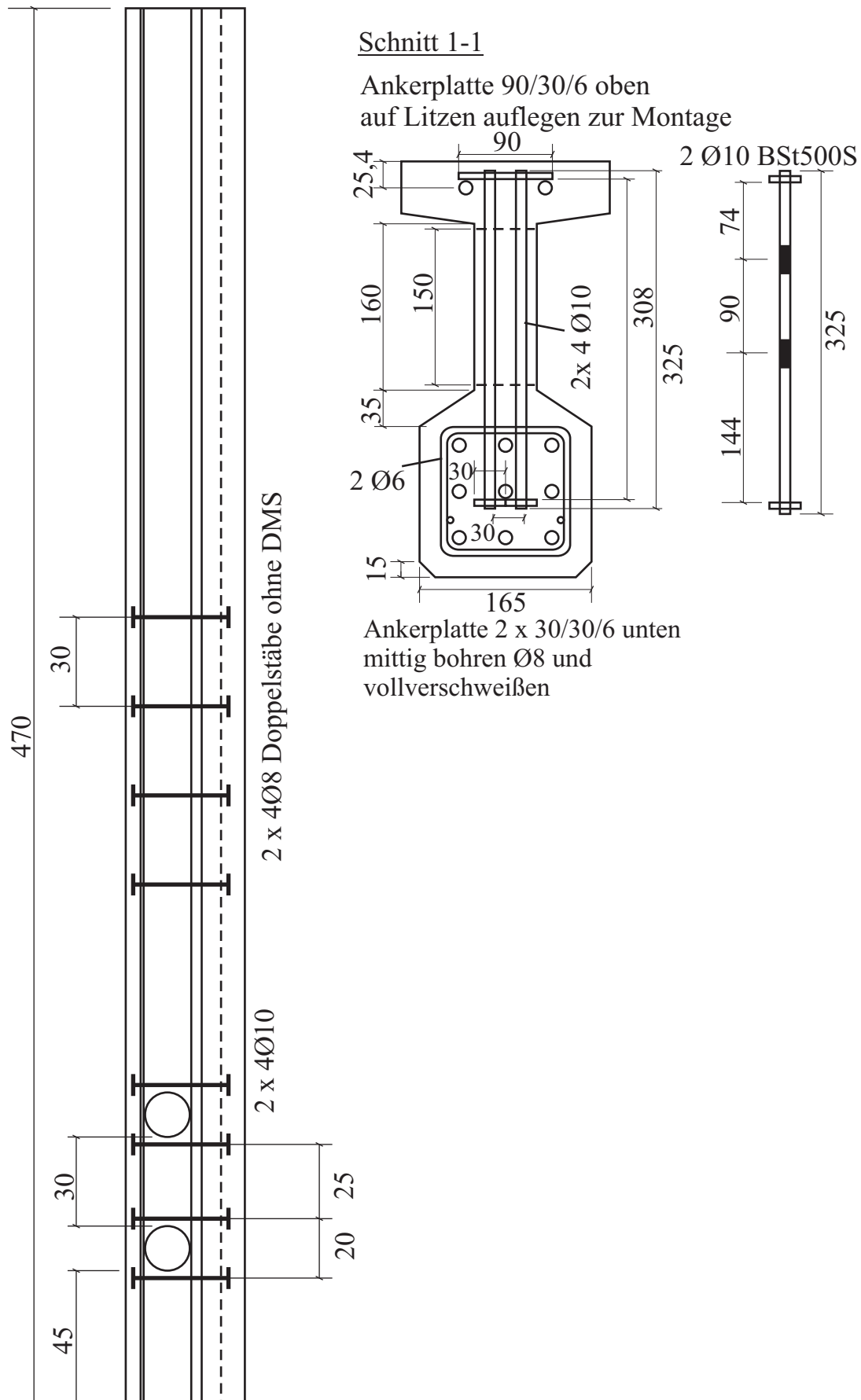


Bild C 19.1: Bewehrungszeichnung T19

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

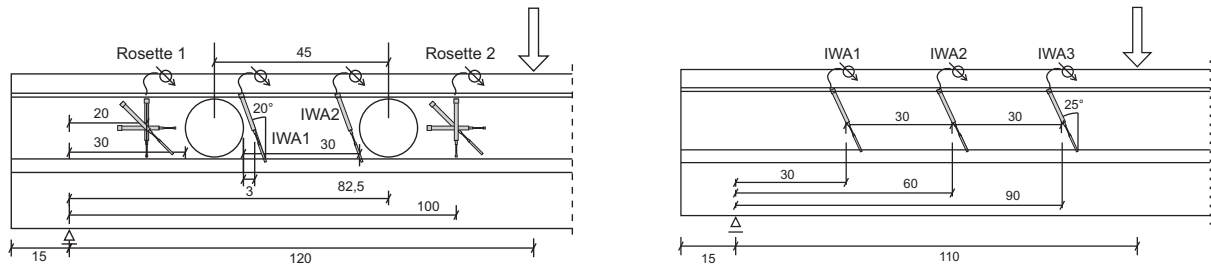


Bild C 19.2: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T19a und T19b

Tabelle C 19.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
15.12.2009 Spannbett	-	-	-	1125/1125*	6,75
18.12.2009 Ablassen 3 Tage	20,5	106	42700	972/965*	5,83/5,79*
13.01.2010 1.TV 29 Tage	25,3	178	47300	-	-
20.01.2010 2.TV 30 Tage	24,3	174	48500	-	-

Tabelle C 19.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d^*	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8/3,5	1,0/ -	1,0/ -	301	324	75	221

* erste und zweite Trägerseite

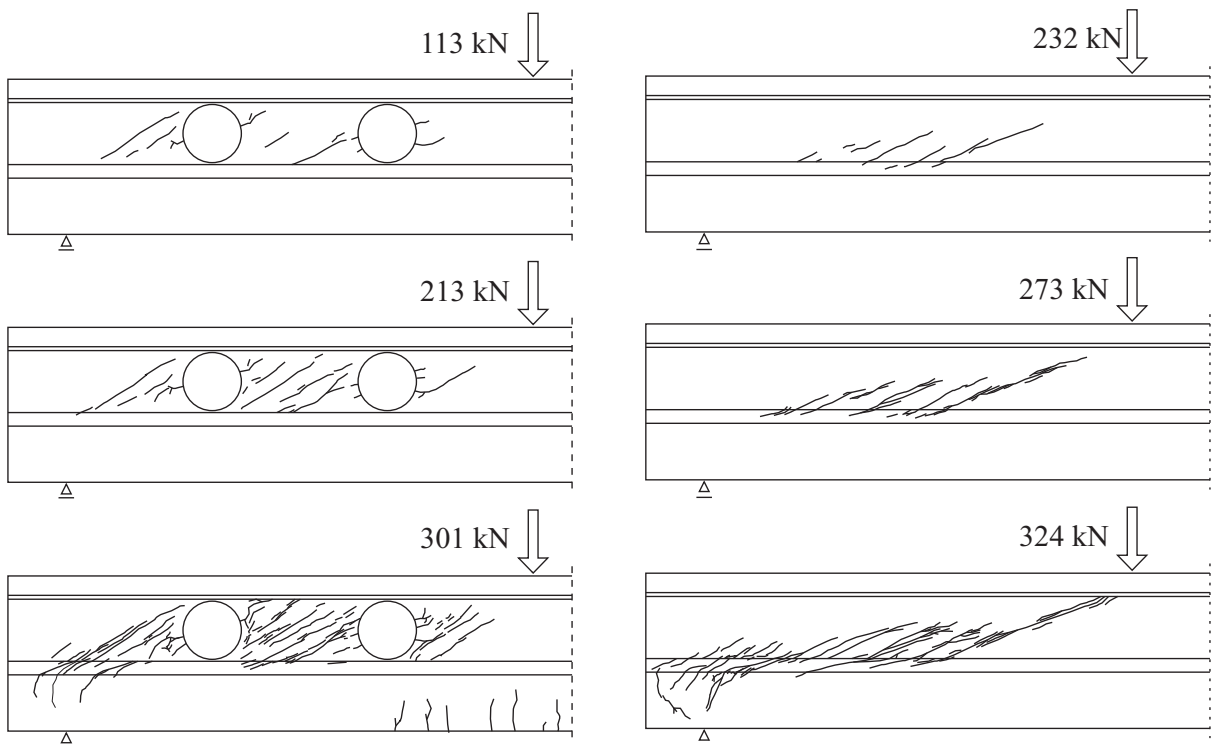


Bild C 19.3: Rissbilder bei T19a und T19b

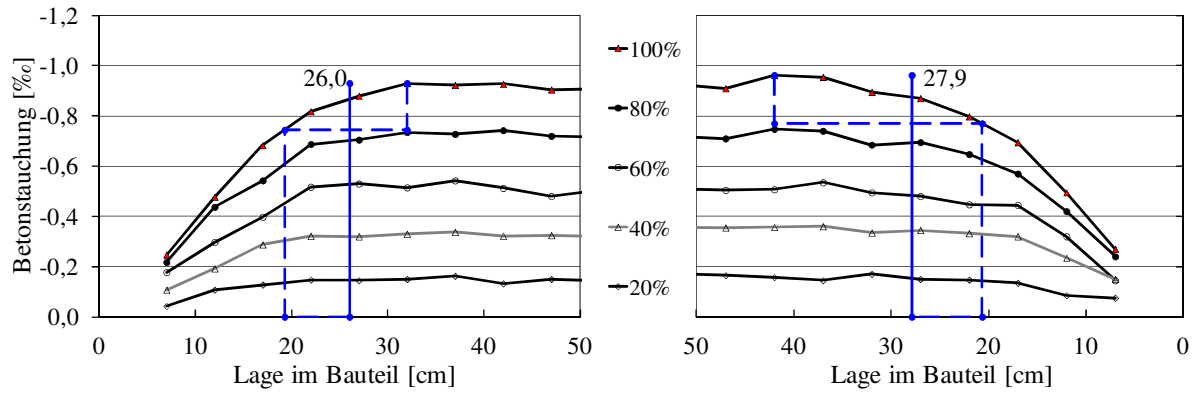


Bild C 19.4: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

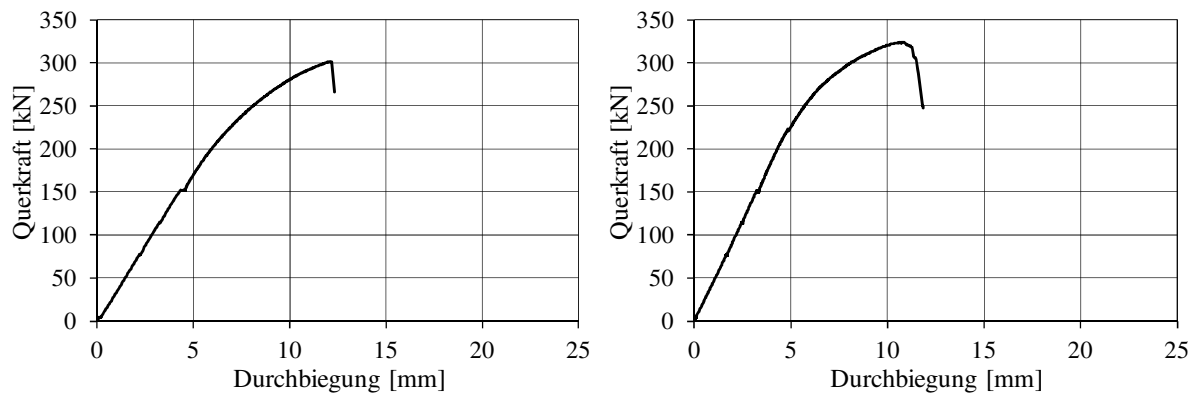


Bild C 19.5: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

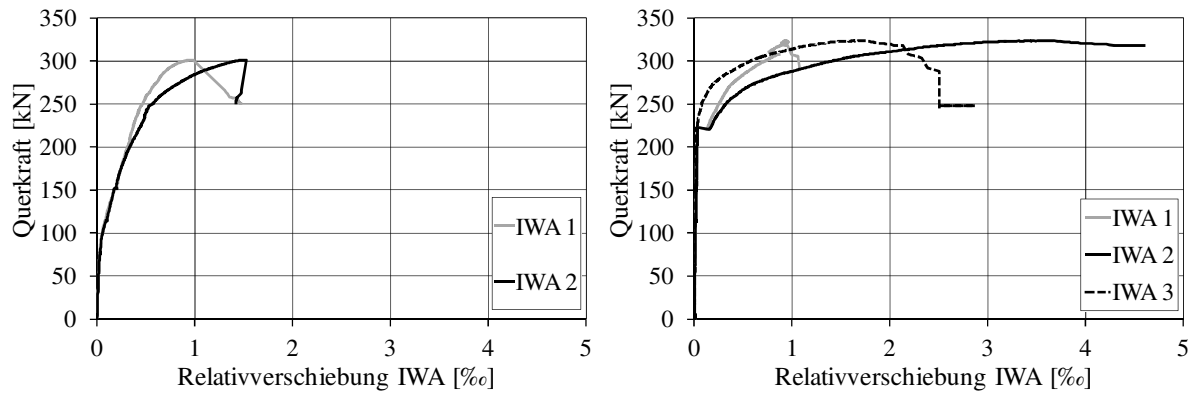


Bild C 19.6: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

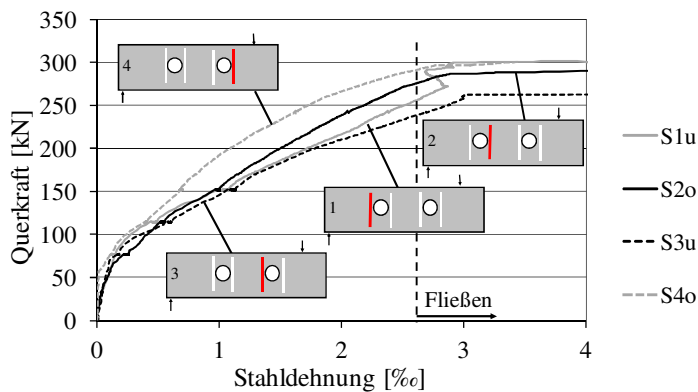


Bild C 19.7: Stahldehnung Teilversuch a

Spannbetonträger T20

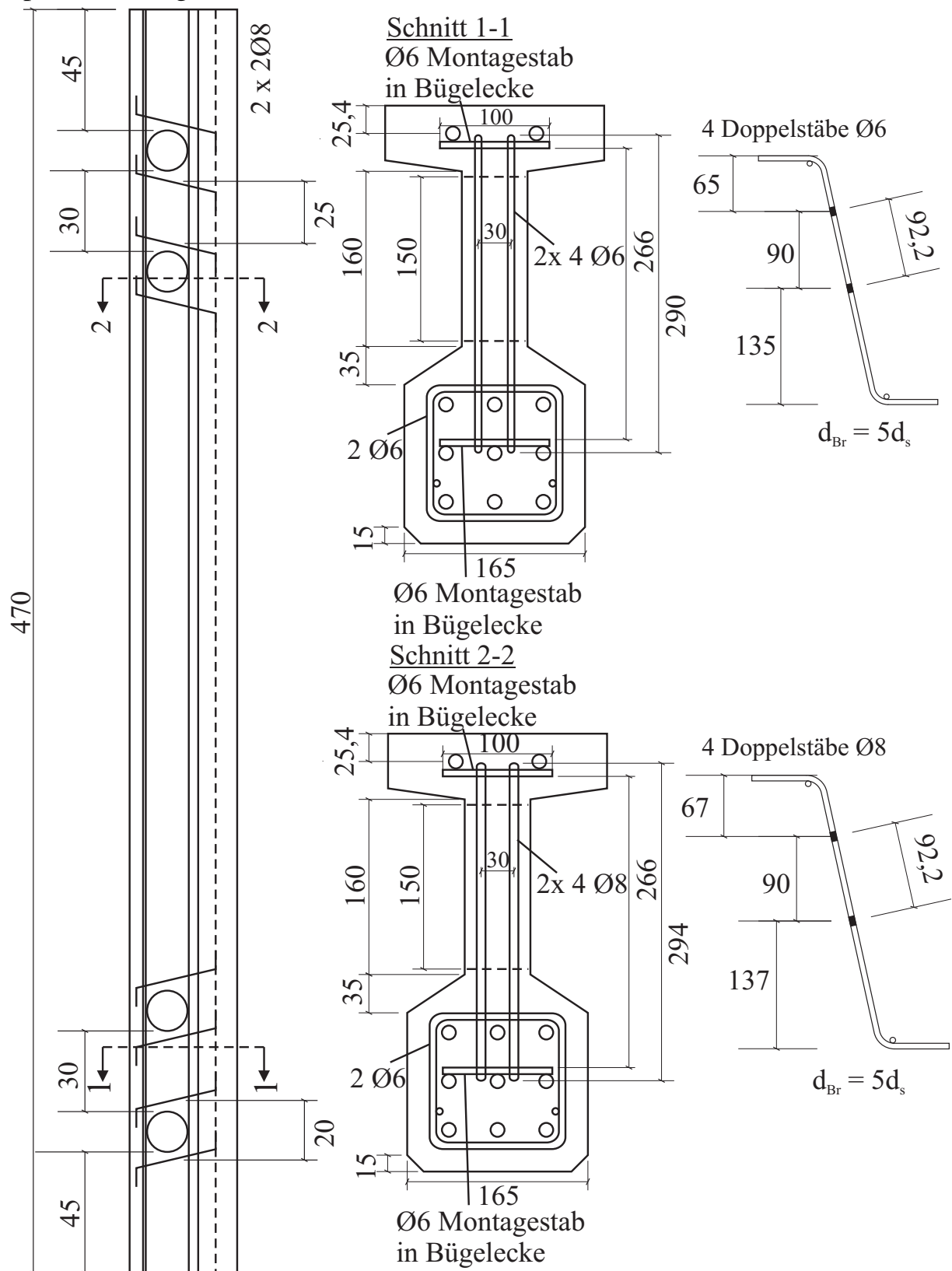


Bild C 20.1: Bewehrungszeichnung T20

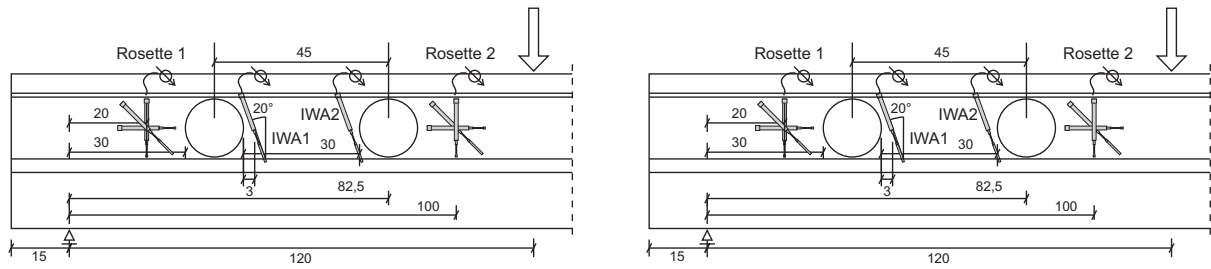


Bild C 20.2: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T20a und T20b

Tabelle C 20.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
04.11.2008 Spannbett	-	-	-	1125/1125*	6,75
07.11.2008 Ablassen 3 Tage	18,2	100	42000	957/957*	5,74/5,74*
02.12.2008 1.TV 28 Tage	23,8	164	51900	852	5,11
04.12.2008 2.TV 30 Tage	-	166	49700	853	5,12

Tabelle C 20.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	1,0/1,0	1,0/1,0	270	291	75	75

* erste und zweite Trägerseite

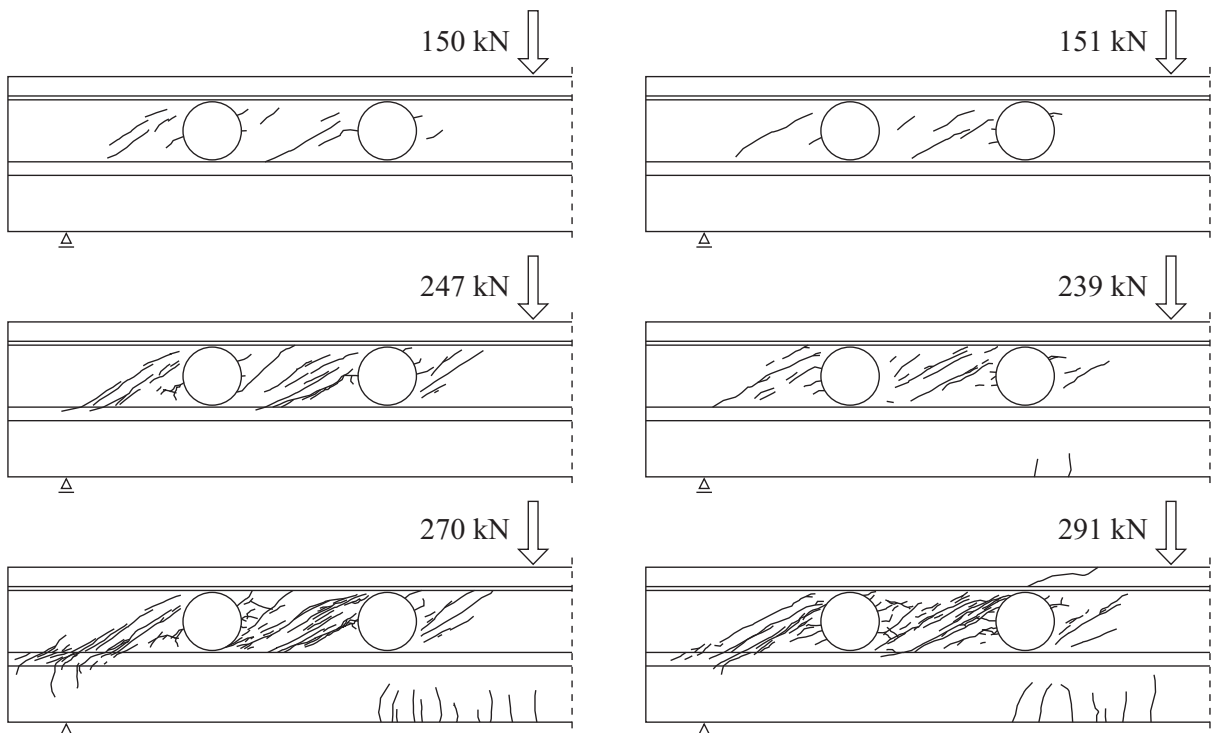


Bild C 20.3: Rissbilder bei T20a und T20b

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

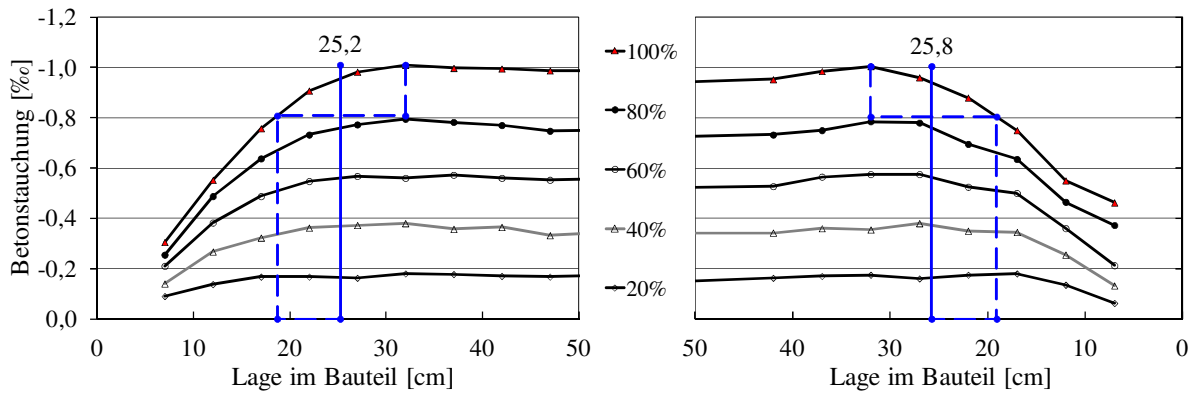


Bild C 20.4: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

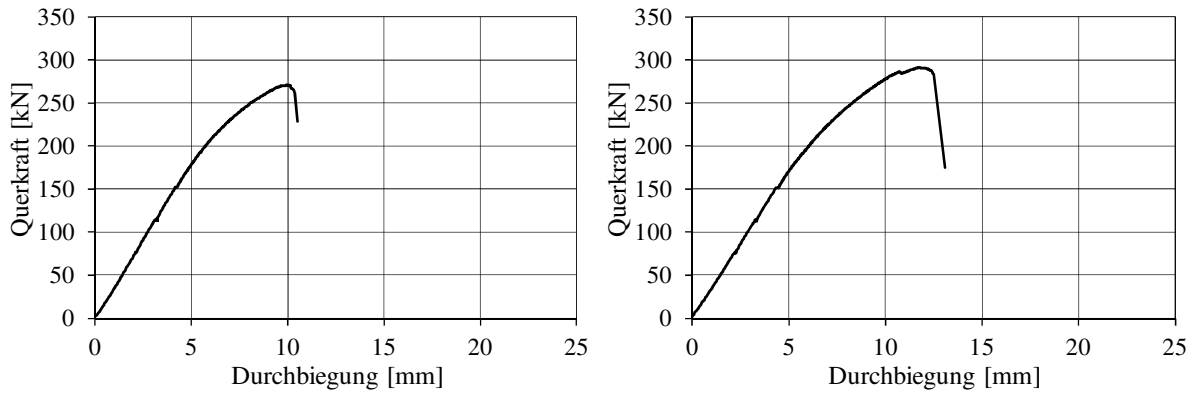


Bild C 20.5: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

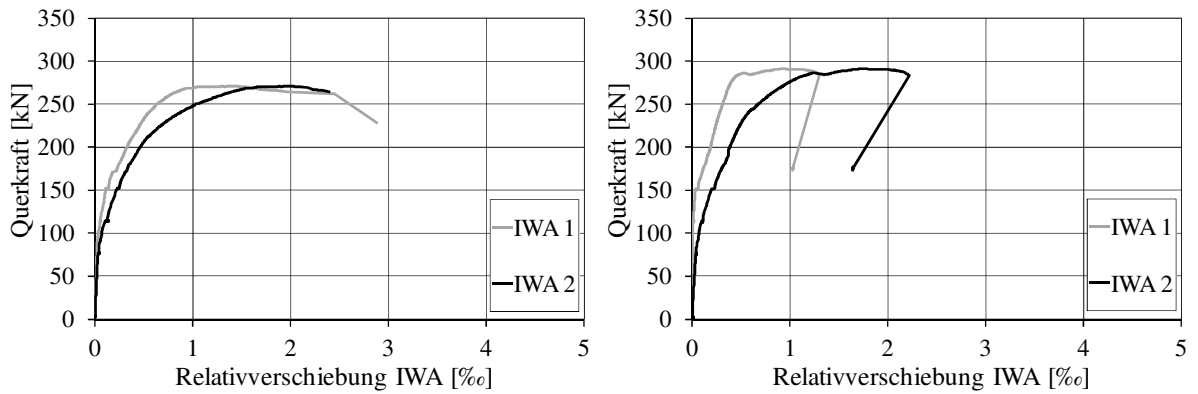


Bild C 20.6: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

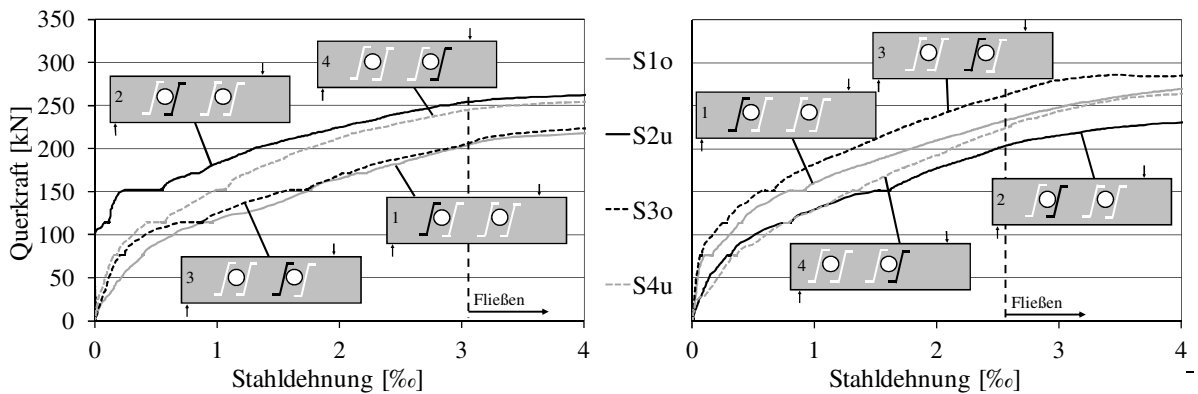


Bild C 20.7: Stahldehnung Teilversuche a und b

Spannbetonträger T21

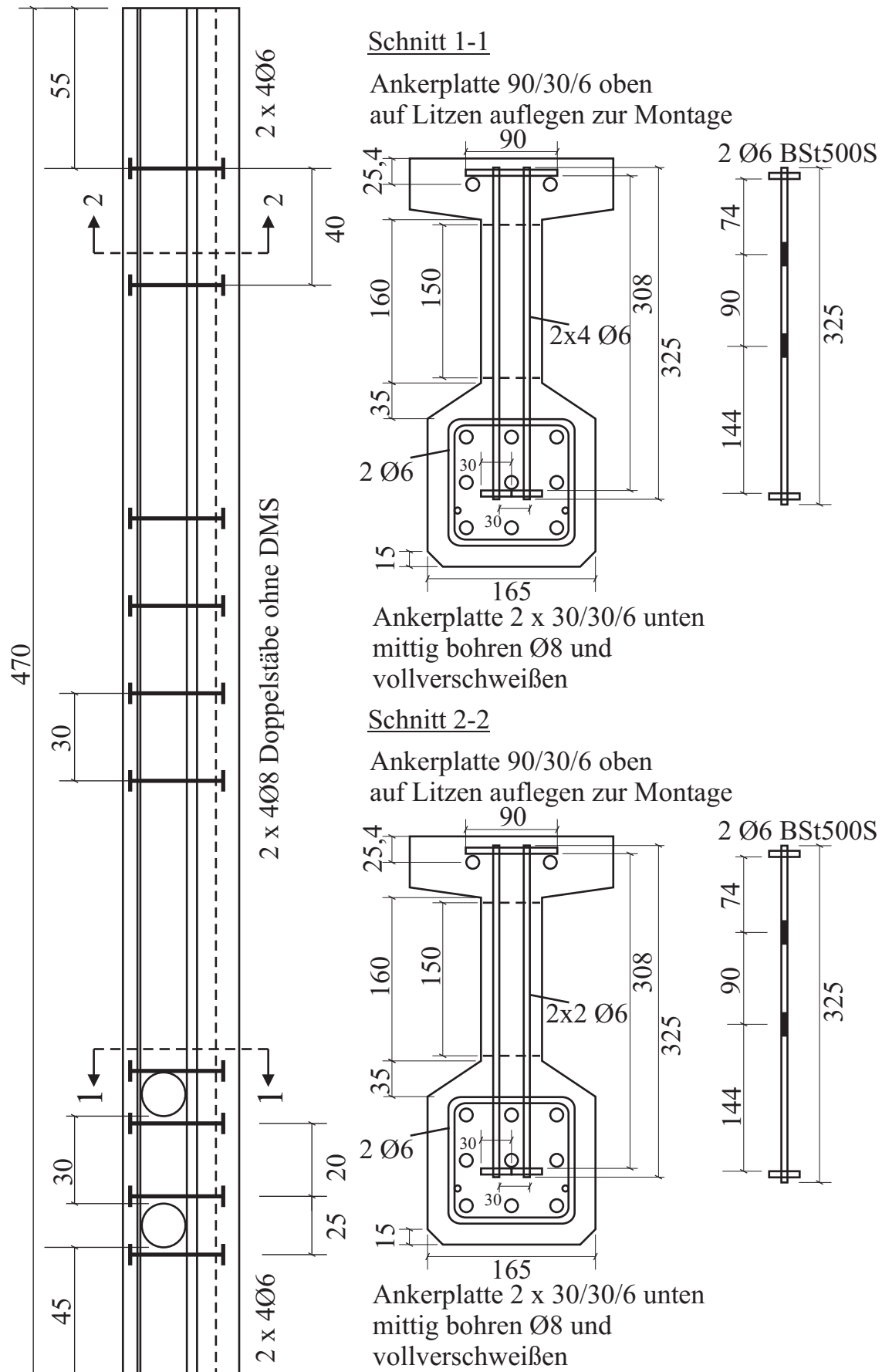


Bild C 21.1: Bewehrungszeichnung T21

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

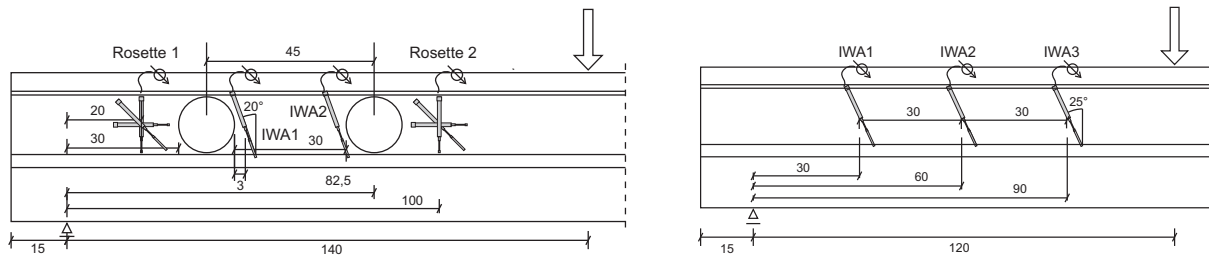


Bild C 21.2: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T21a und T21b

Tabelle C 21.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
14.07.2009 Spannbett	-	-	-	1125/1125*	6,75
17.07.2009 Ablassen 3 Tage	19,8	113	40200	973/970*	5,84/5,82*
14.08.2009 1.TV 29 Tage	25,0	174	50600	-	-
18.08.2009 2.TV 30 Tage	22,6	187	51300	-	-

Tabelle C 21.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d^*	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	4,4/3,8	1,0/ -	1,0/ -	251	358	96	240

* erste und zweite Trägerseite

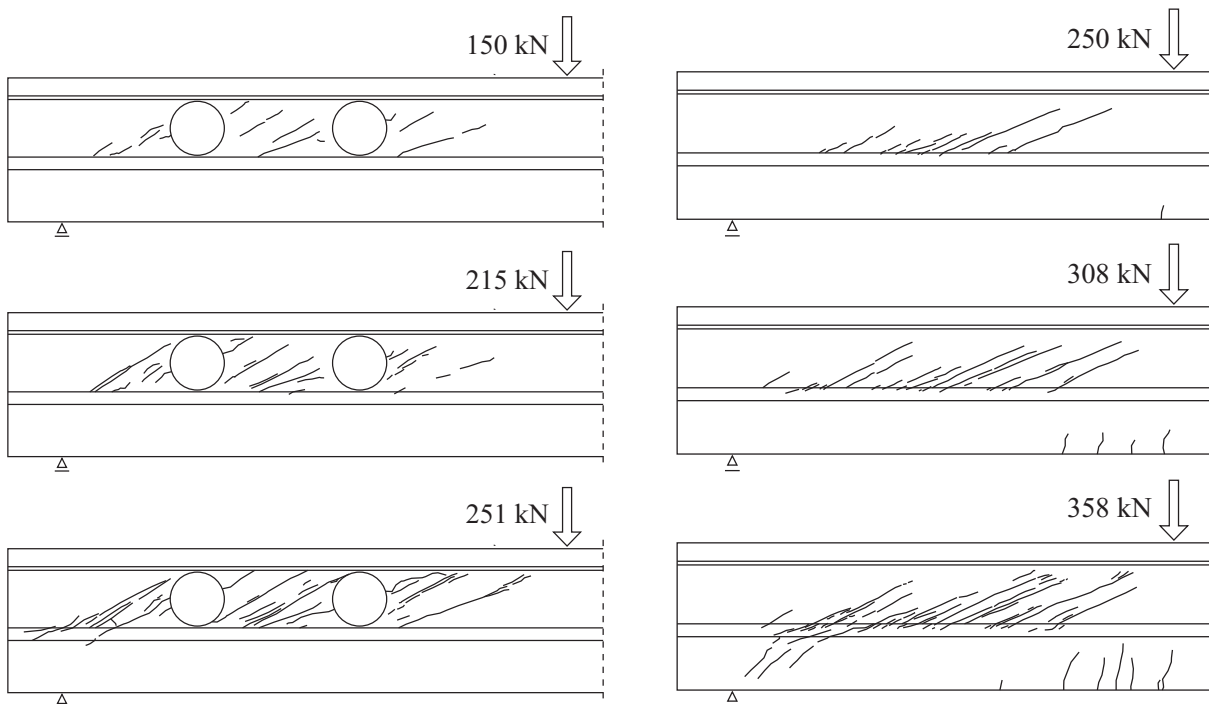


Bild C 21.3: Rissbilder bei T21a und T21b

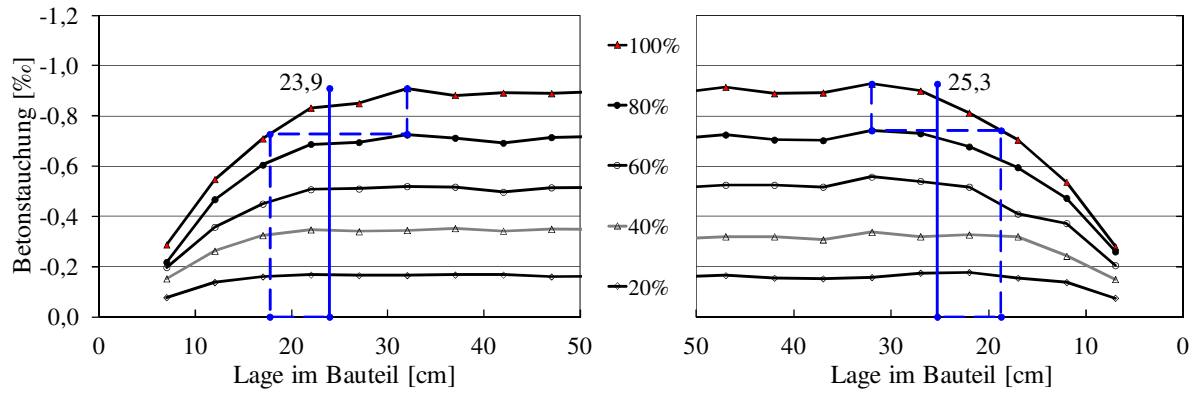


Bild C 21.4: Betonestauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

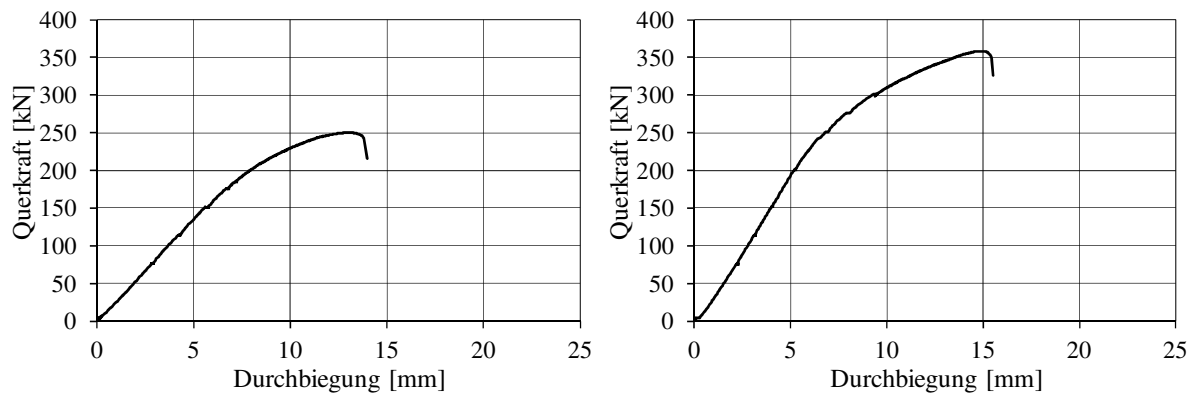


Bild C 21.5: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

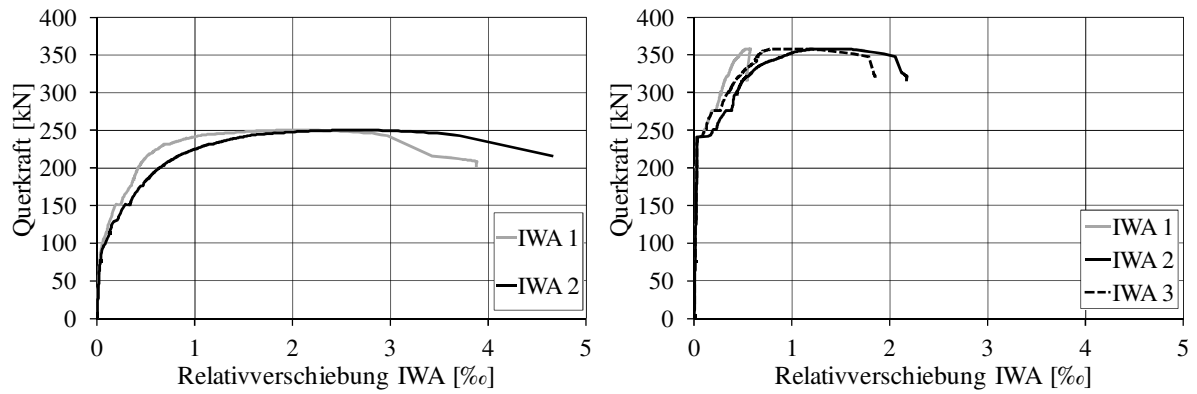


Bild C 21.6: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

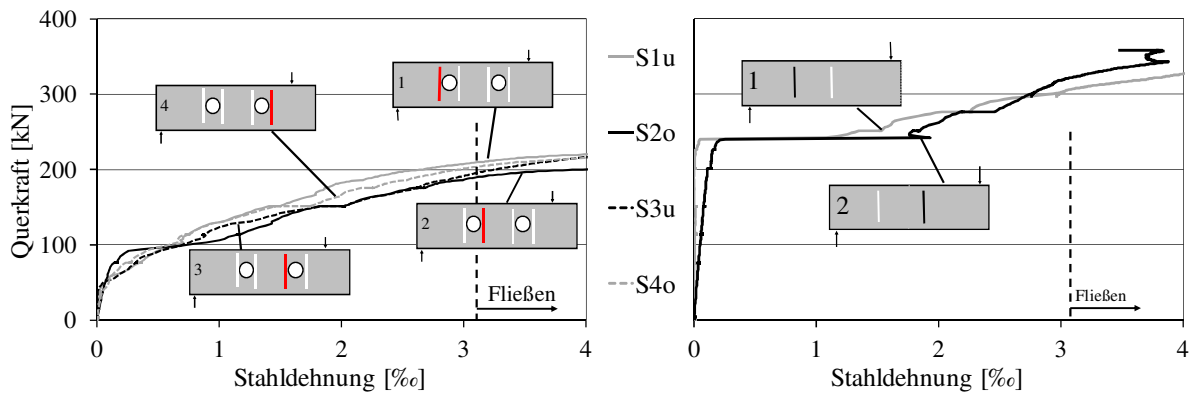


Bild C 21.7: Stahldehnung Teilversuche a und b

Spannbetonträger T22

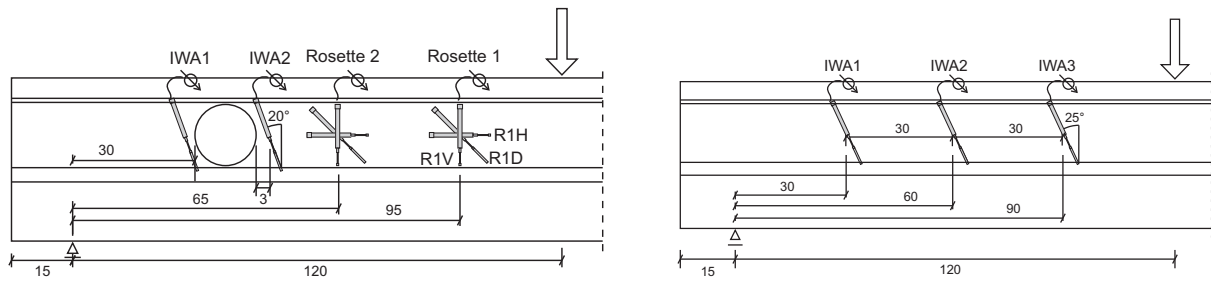


Bild C 22.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T22a und T22b

Tabelle C 22.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
29.03.2010 Spannbett	-	-	-	750/750*	6,75
01.04.2010 Ablassen 3 Tage	26,2	112	40500	650/650*	5,85/5,85*
27.04.2010 1.TV 28 Tage	31,9	187	51300	590	5,31
29.04.2010 2.TV 30 Tage	25,6	189	49400	589	5,30

Tabelle C 22.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	1,0/ -	-	274	210	48	145

* erste und zweite Trägerseite

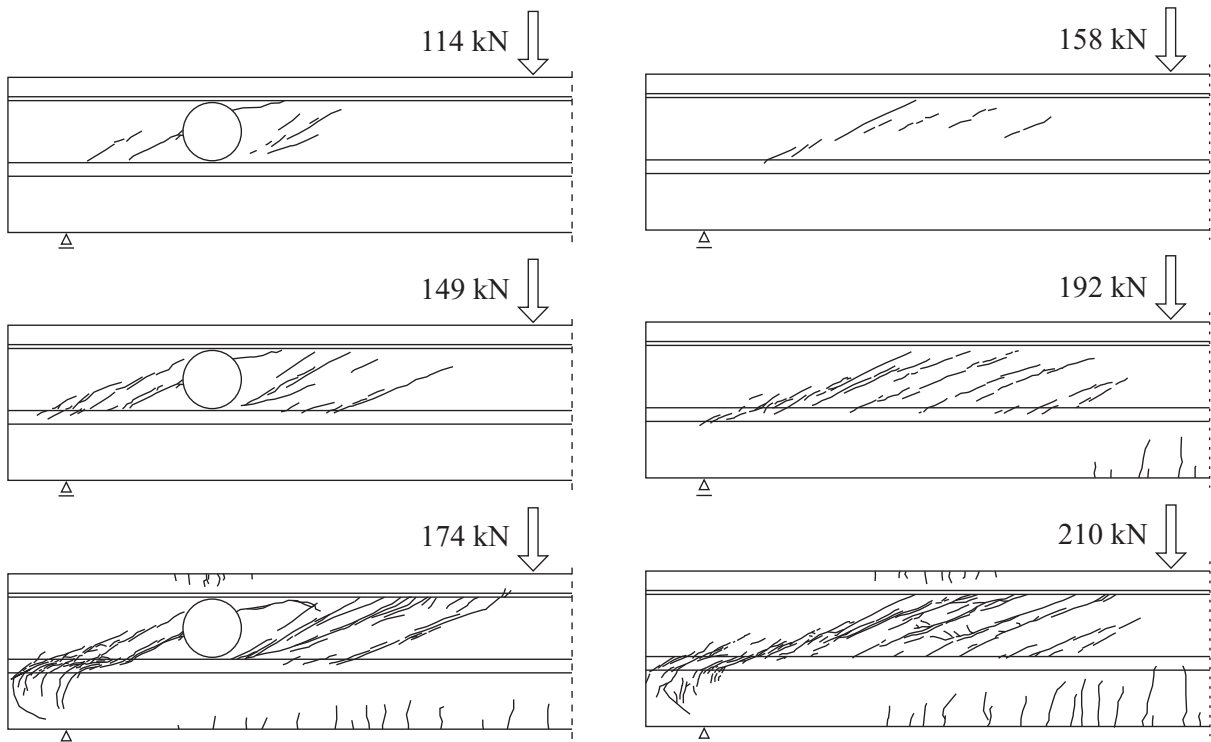


Bild C 22.2: Rissbilder bei T22a und T22b

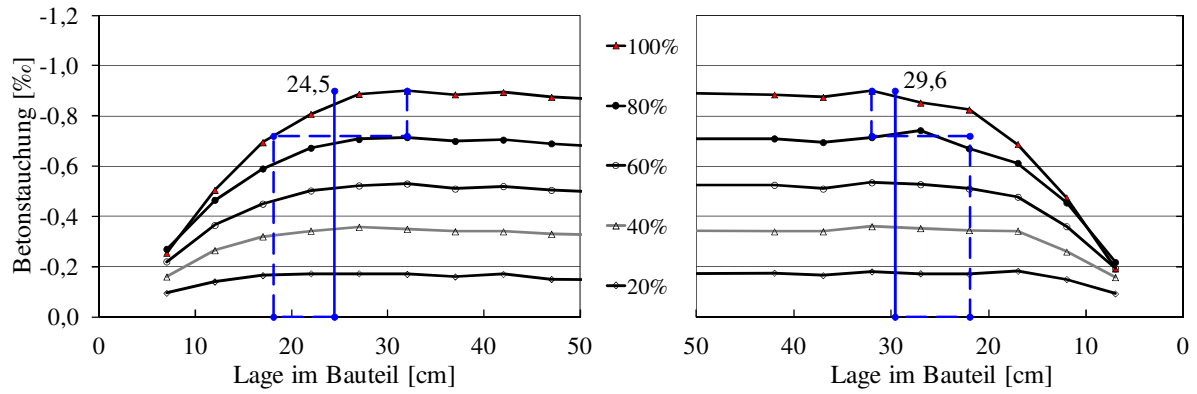


Bild C 22.3: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

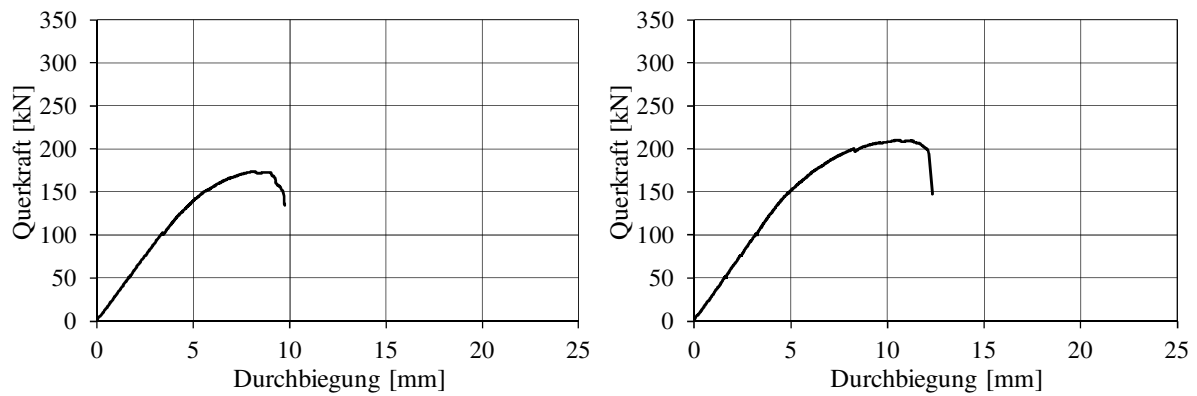


Bild C 22.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

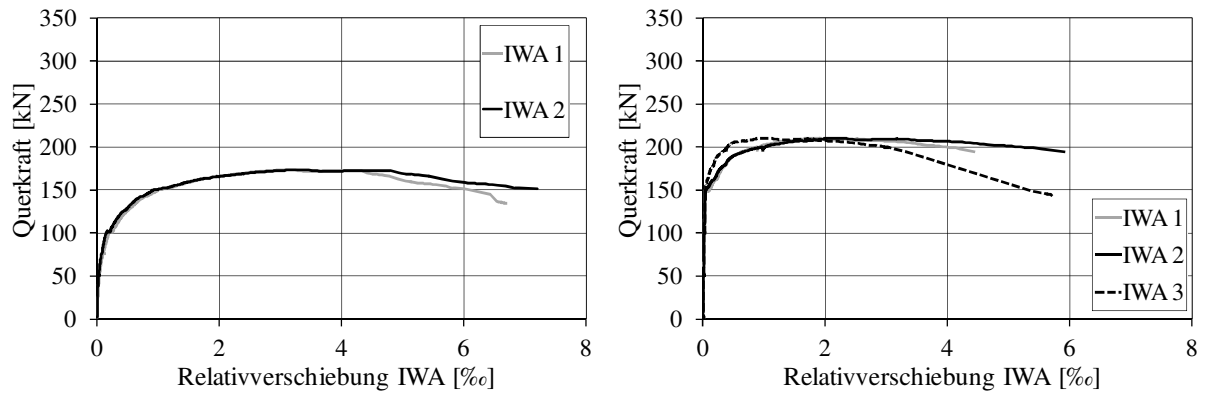


Bild C 22.5: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

Spannbetonträger T23

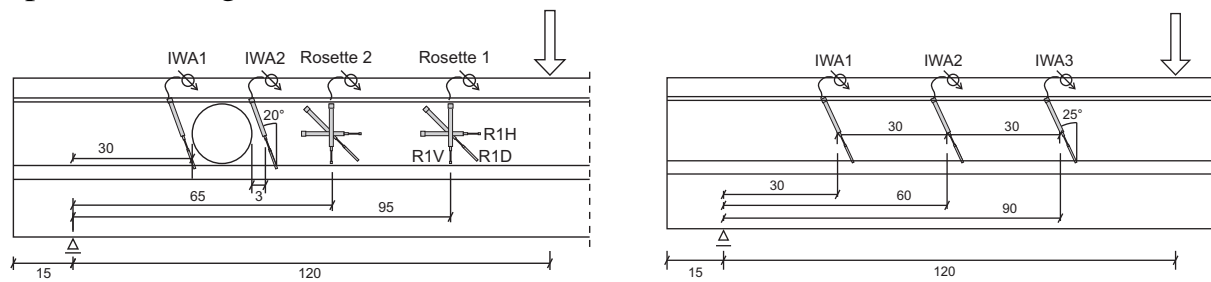


Bild C 23.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T23a und T23b

Tabelle C 23.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
06.07.2010 Spannbett	-	-	-	1500/1500*	6,75
09.07.2010 Ablassen 3 Tage	23,0	124	42200	1302/1300*	5,86/5,85*
03.08.2010 1.TV 28 Tage	25,2	178	53000	1133	5,10
05.08.2010 2.TV 30 Tage	-	184	50800	1144	5,15

Tabelle C 23.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	1,0/ -	-	361	454	138	354

* erste und zweite Trägerseite

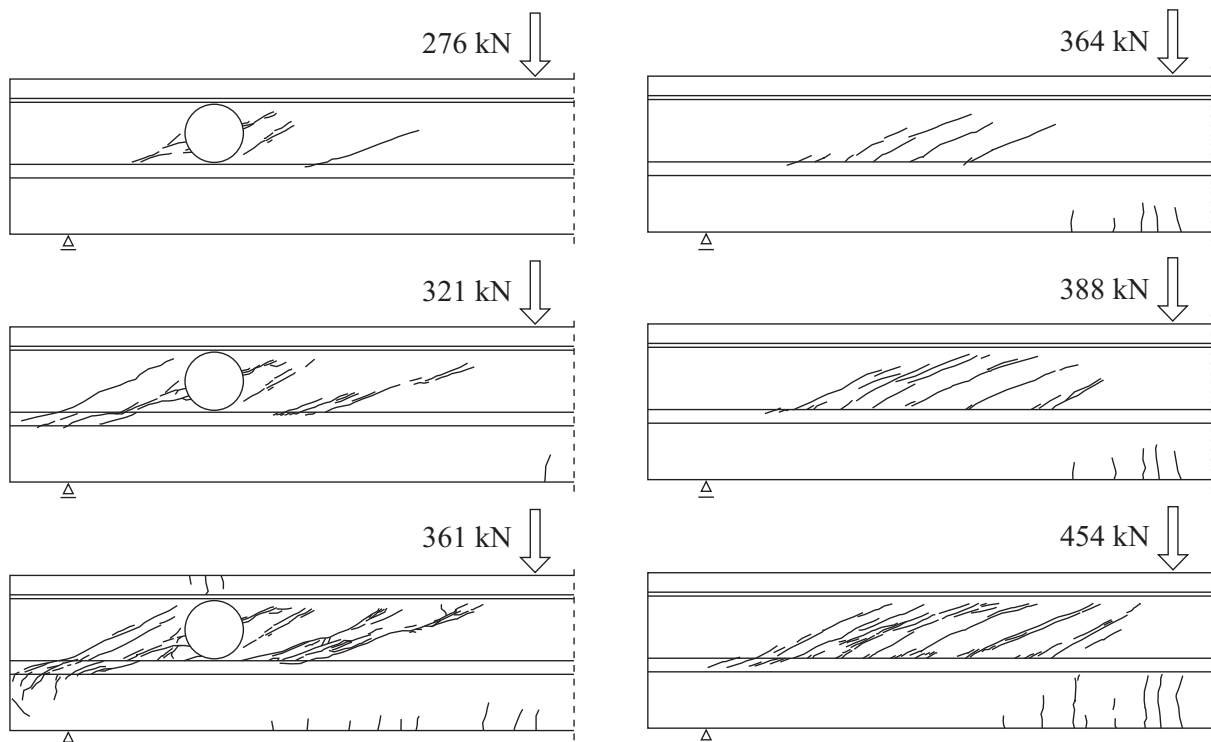


Bild C 23.2: Rissbilder bei T23a und T23b

Das Querkraftversagen bei T23b kündigte sich bereits durch Rissbreitenzunahme an als der Träger unplanmäßig in der Mitte versagte (Vorschädigung aus 1. TV).

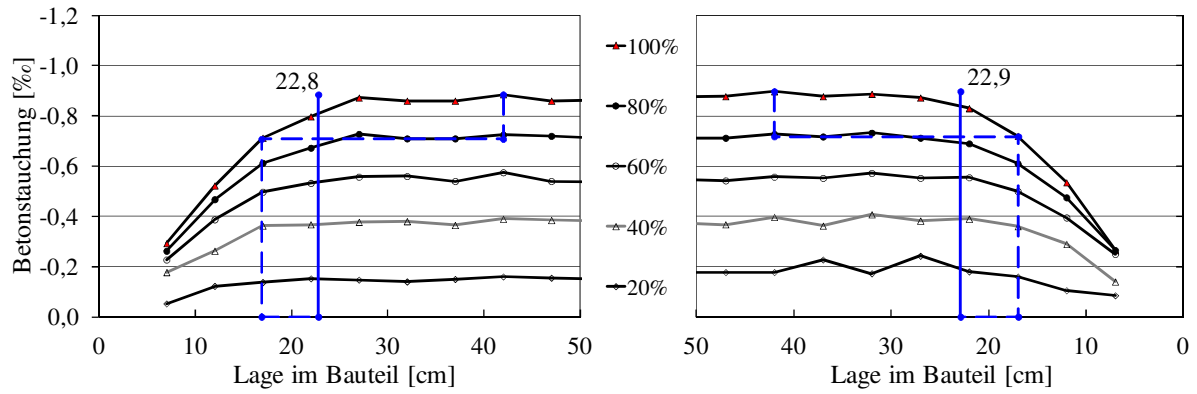


Bild C 23.3: Betonestauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

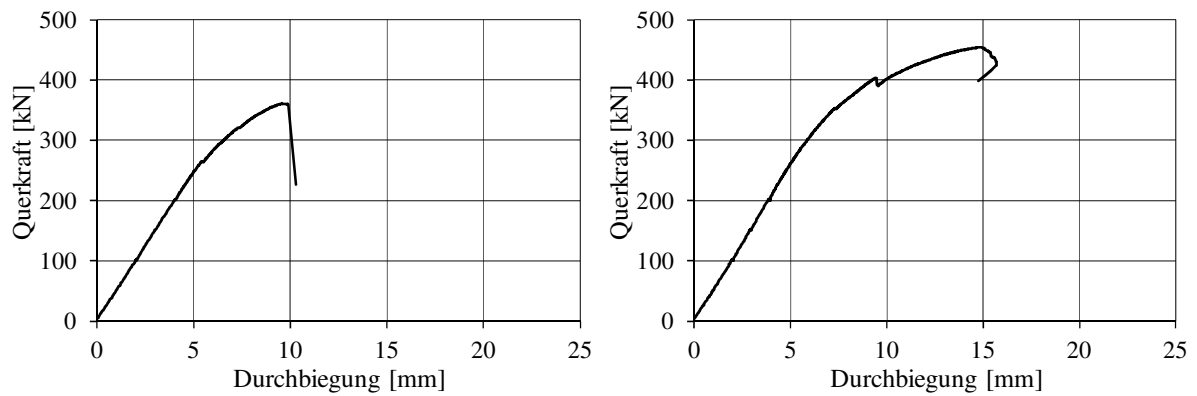


Bild C 23.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

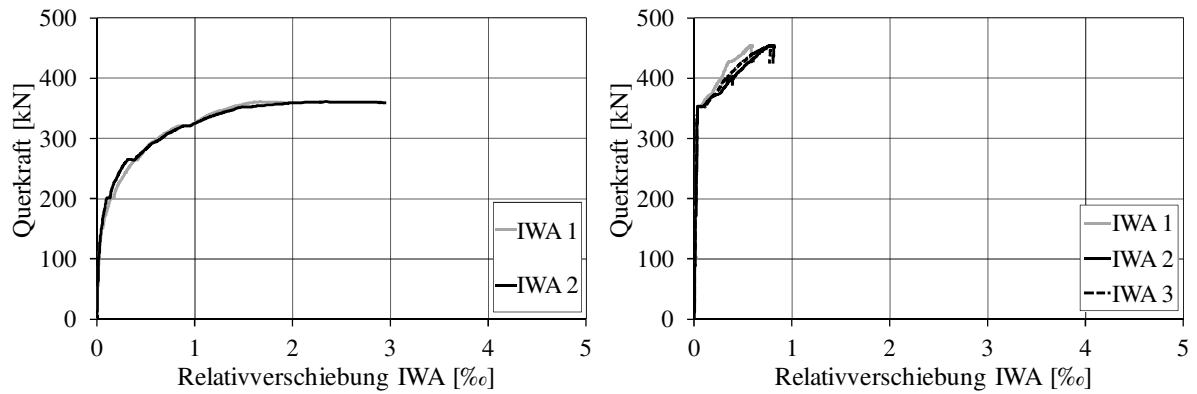


Bild C 23.5: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

Spannbetonträger T24

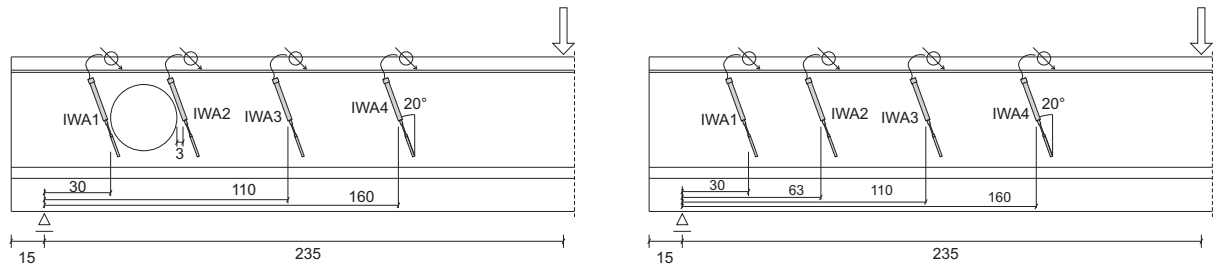


Bild C 24.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T24a und T24b

Tabelle C 24.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
31.08.2010 Spannbett	-	-	-	1500/1500*	6,75
03.09.2010 Ablassen 3 Tage	23,8	103	-	1298/1304*	5,84/5,87*
28.09.2010 1.TV 29 Tage	29,6	179	50950	1140	5,13
29.09.2010 2.TV 30 Tage	29,6	175	49700	1151	5,18

Tabelle C 24.2: Versuchsp Parameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	0,5/ -	-	319	316	150	275

* erste und zweite Trägerseite

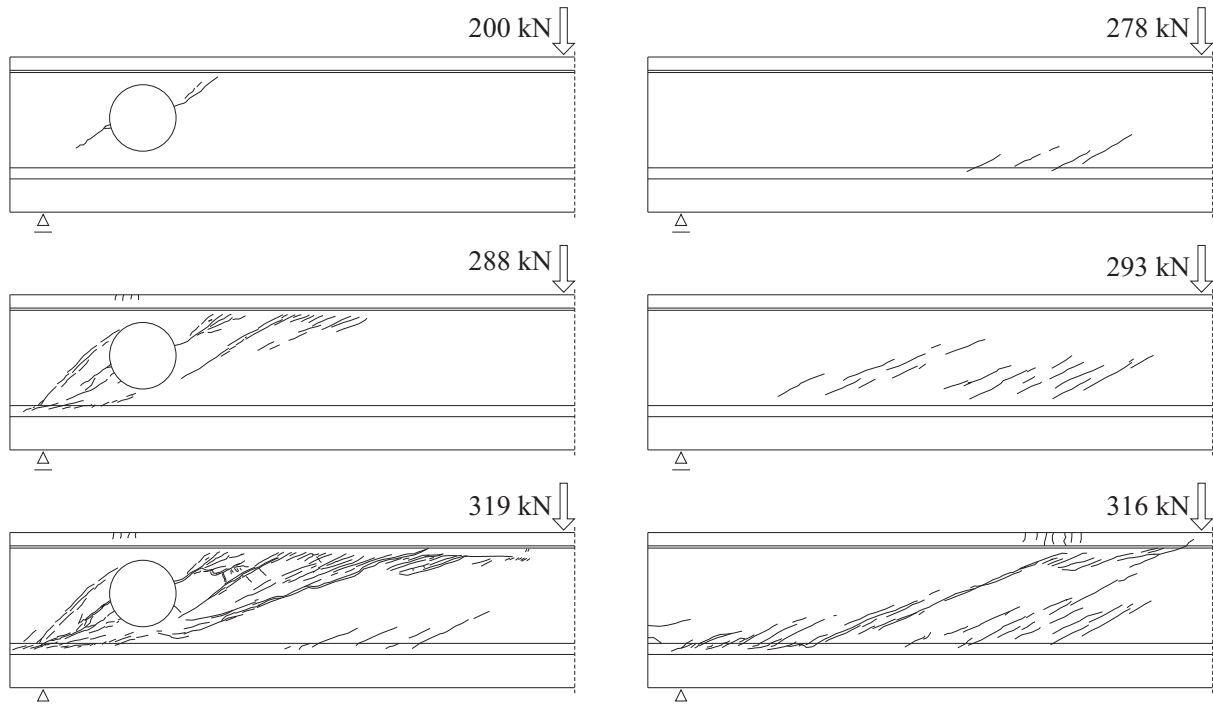


Bild C 24.2: Rissbilder bei T24a und T24b

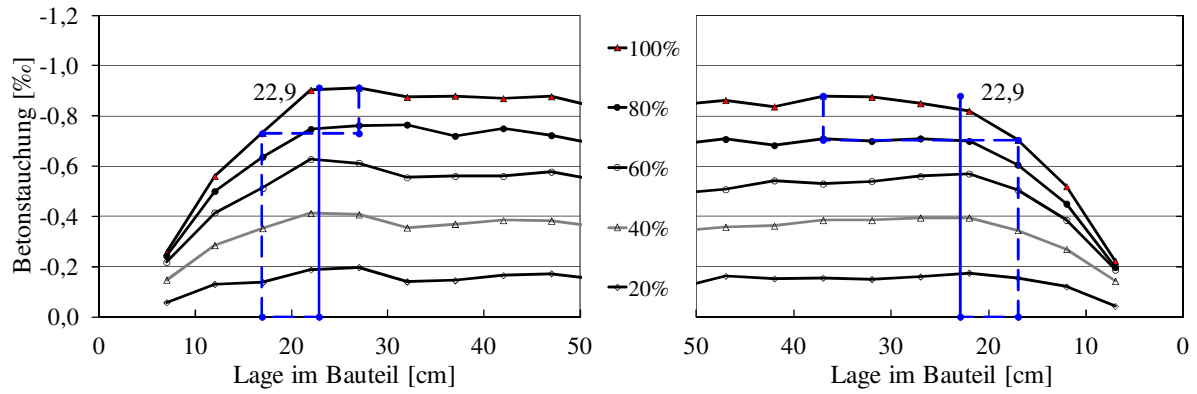


Bild C 24.3: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

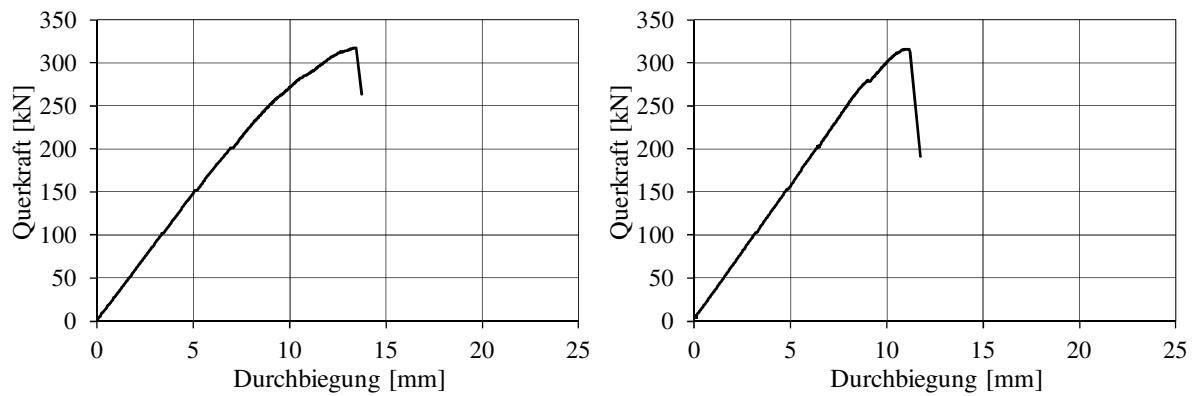


Bild C 24.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

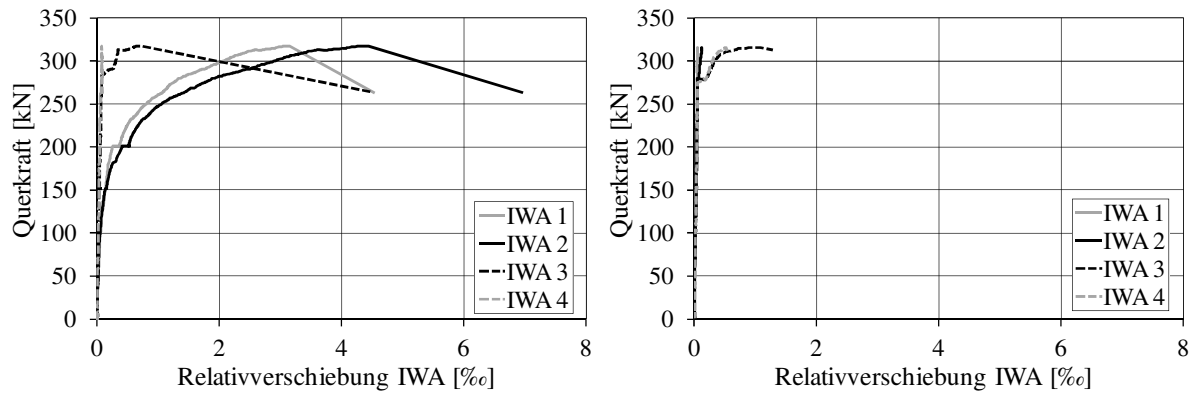


Bild C 24.5: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

Spannbetonträger T25

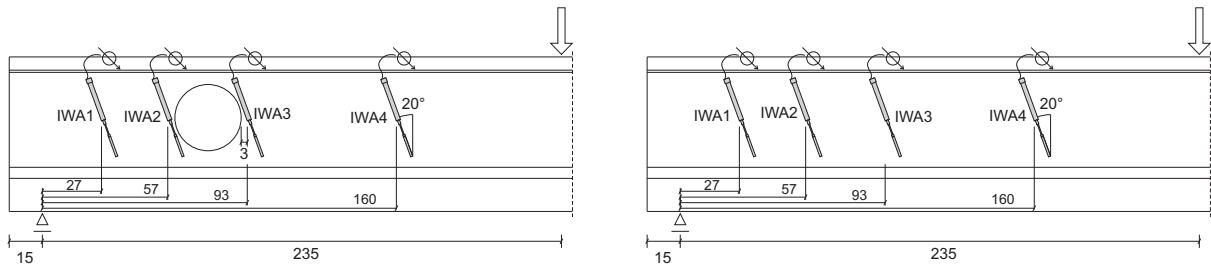


Bild C 25.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T25a und T25b

Tabelle C 25.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [‰]
12.10.2010 Spannbett	-	-	-	2250/2250*	6,75
15.10.2010 Ablassen 3 Tage	20,9	103	40300	1927/1950*	5,78/5,85*
09.11.2010 1.TV 29 Tage	24,9	172	48700	1713	5,14
10.11.2010 2.TV 30 Tage	23,7	169	47900	1813	5,44

Tabelle C 25.2: Versuchssparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	0,32/ -	-	344	465	150	454

* erste und zweite Trägerseite

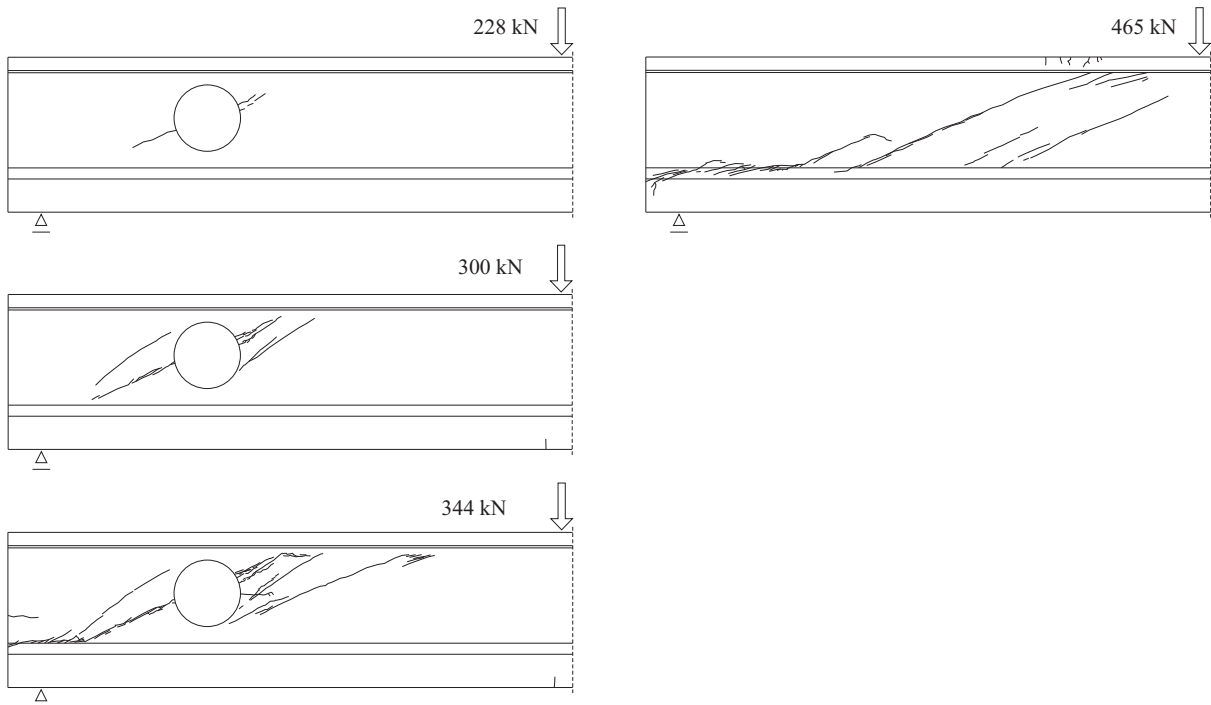


Bild C 25.2: Rissbilder bei T25a und T25b

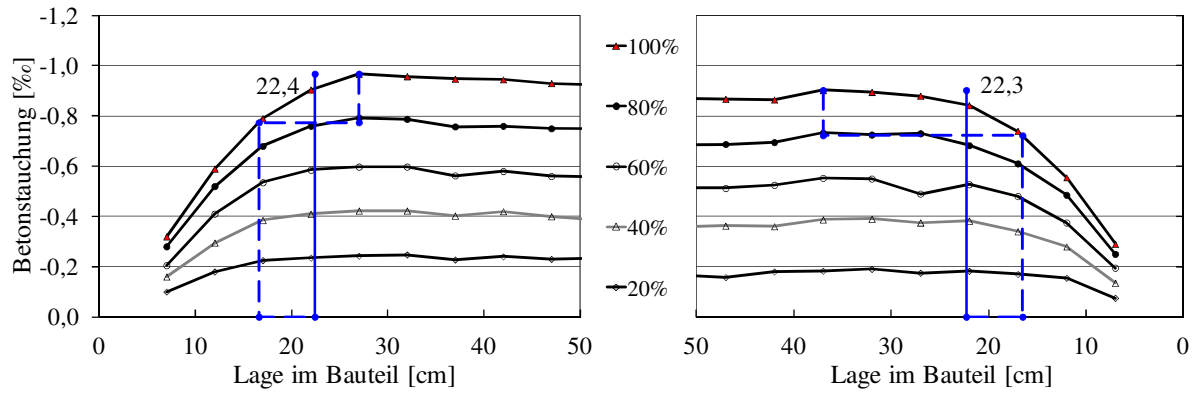


Bild C 25.3: Betonestauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

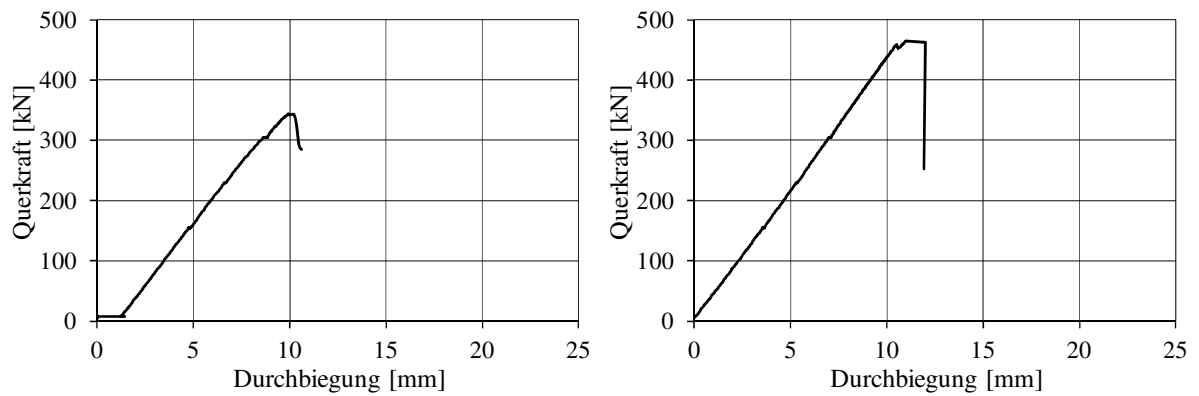


Bild C 25.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

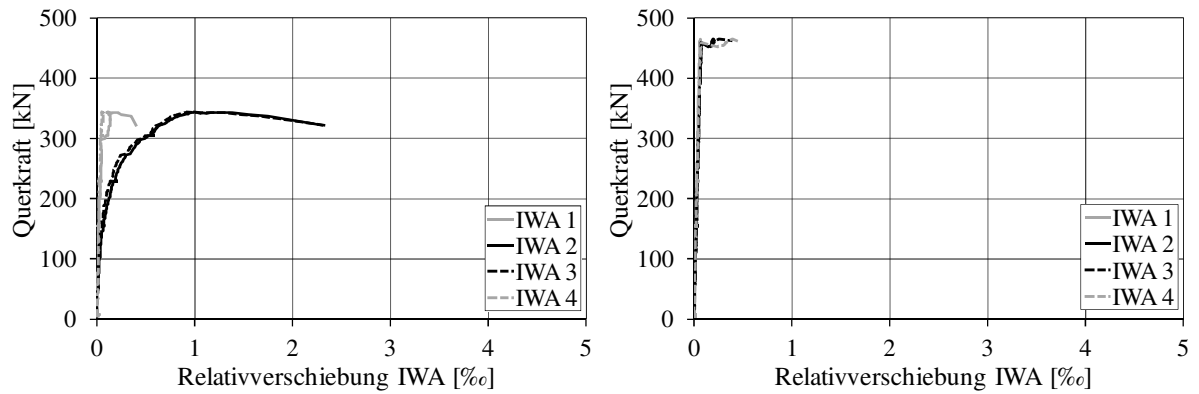


Bild C 25.5: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

Spannbetonträger T26

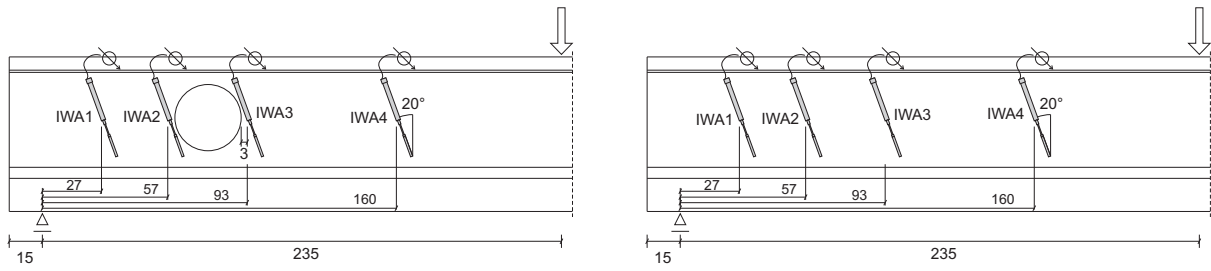


Bild C 26.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T26a und T26b

Tabelle C 26.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
01.03.2011 Spannbett	-	-	-	2250/2250*	6,75
04.03.2011 Ablassen 3 Tage	-	110	-	1933/1923*	5,80/5,77*
29.03.2011 1.TV 28 Tage	36,8	178	-	1720	5,16
31.03.2011 2.TV 30 Tage	31,5	172	-	1723	5,17

Tabelle C 26.2: Versuchssparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M0	3,8	1,0/ -	-	368	521	200	463

* erste und zweite Trägerseite

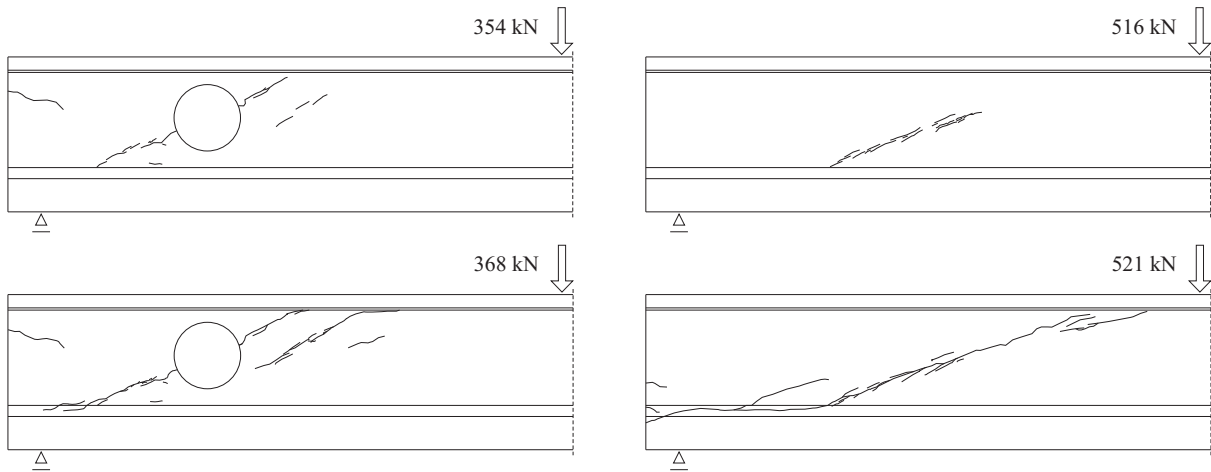


Bild C 26.2: Rissbilder bei T26a und T26b

Die Risse an den Stirnseiten sind während des Ablassens entstanden.

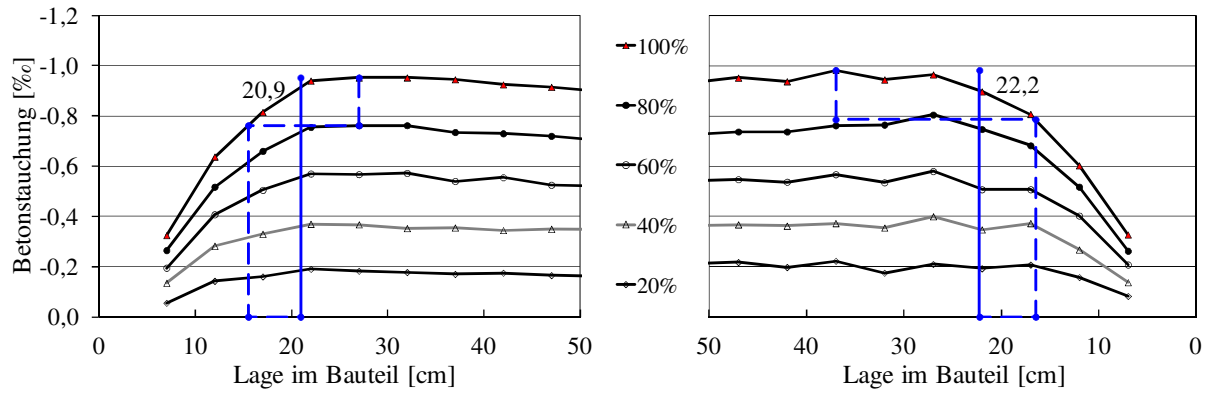


Bild C 26.3: Betonestauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

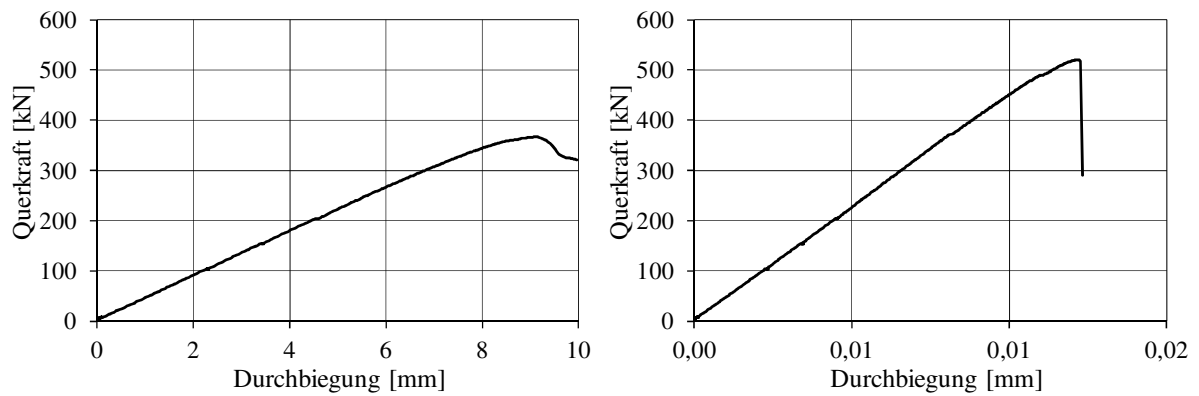


Bild C 26.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

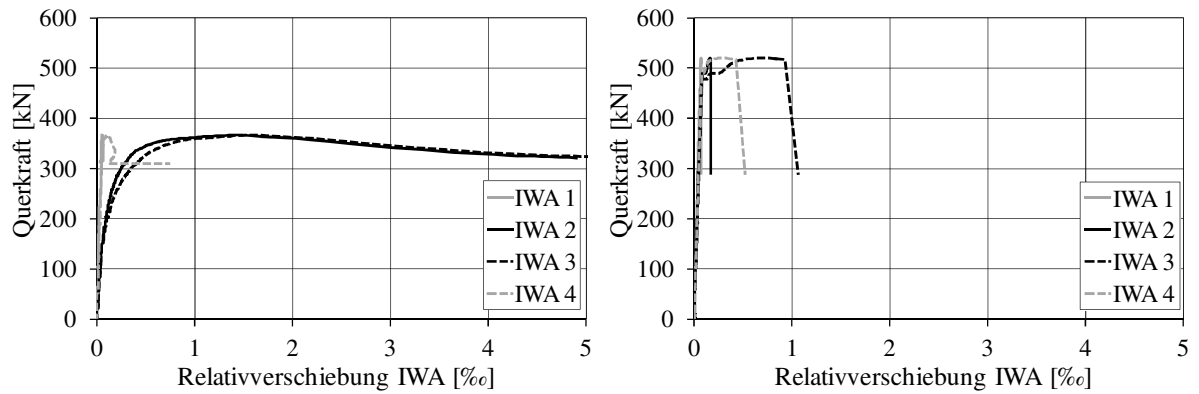


Bild C 26.5: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

Spannbetonträger T27

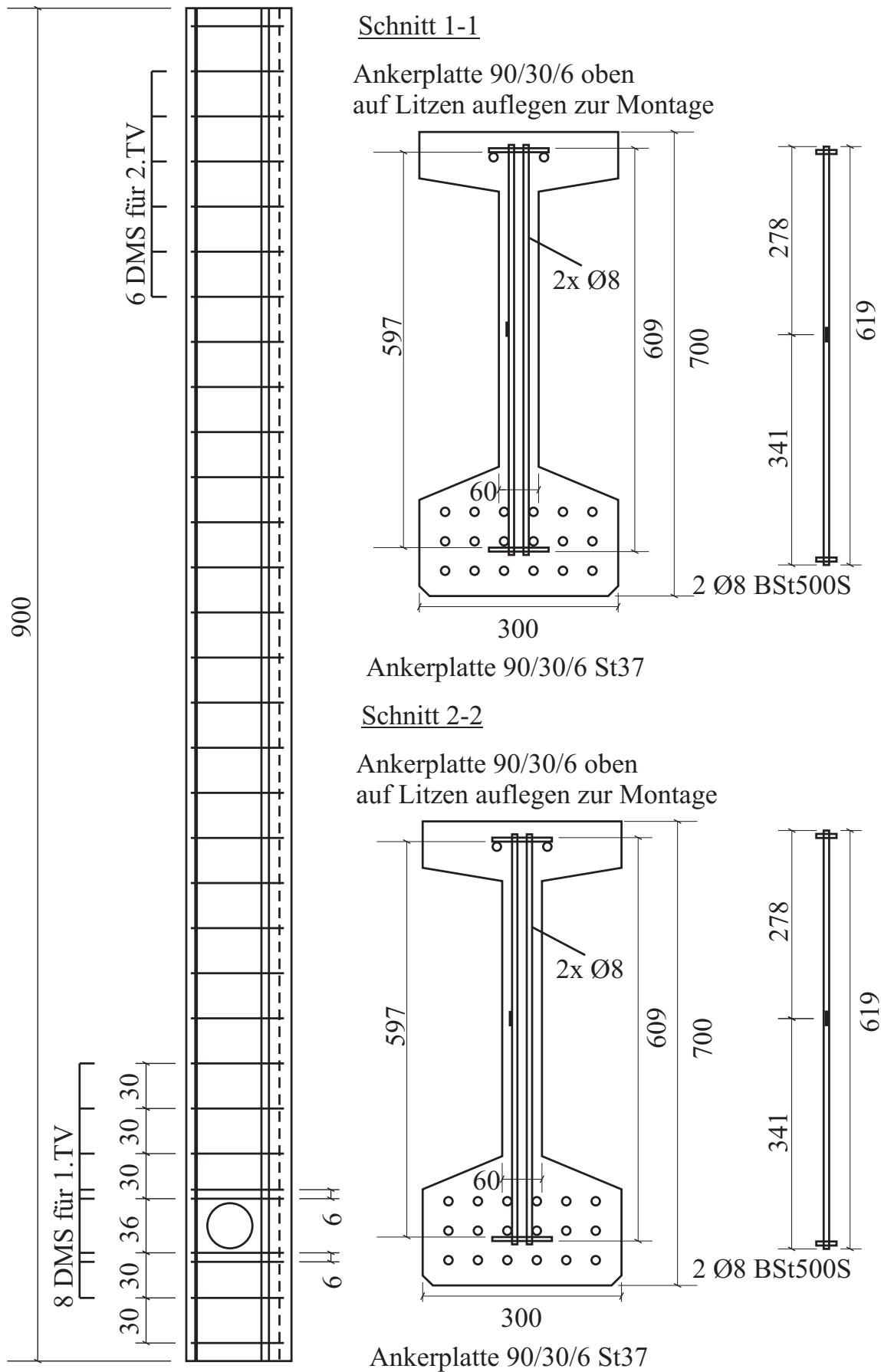


Bild C 27.1: Bewehrungszeichnung T27

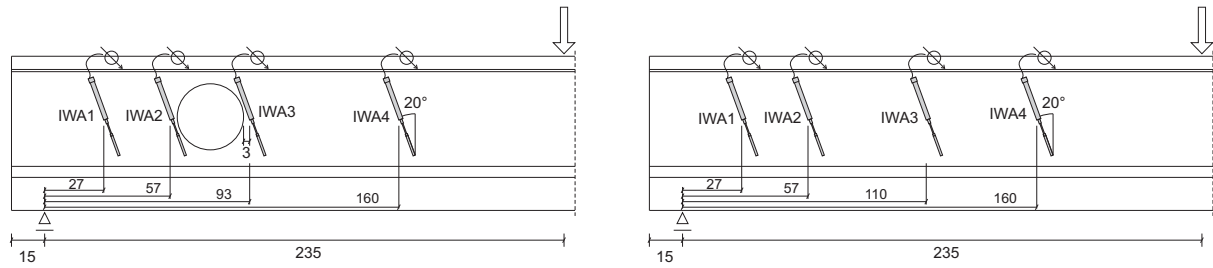


Bild C 27.2: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T27a und T27b

Tabelle C 27.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
10.05.2011 Spannbett	-	-	-	2250/2250*	6,75
13.05.2011 Ablassen 3 Tage	21,5	120	41400	- /1950*	- /5,85*
07.06.2011 1.TV 29 Tage	25,5	180	47400	1783	5,35
09.06.2011 2.TV 30 Tage	30,2	189	51900	1793	5,38

Tabelle C 27.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d [-]	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
		a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	1,0/ -	-	567	610	-	271

* erste und zweite Trägerseite

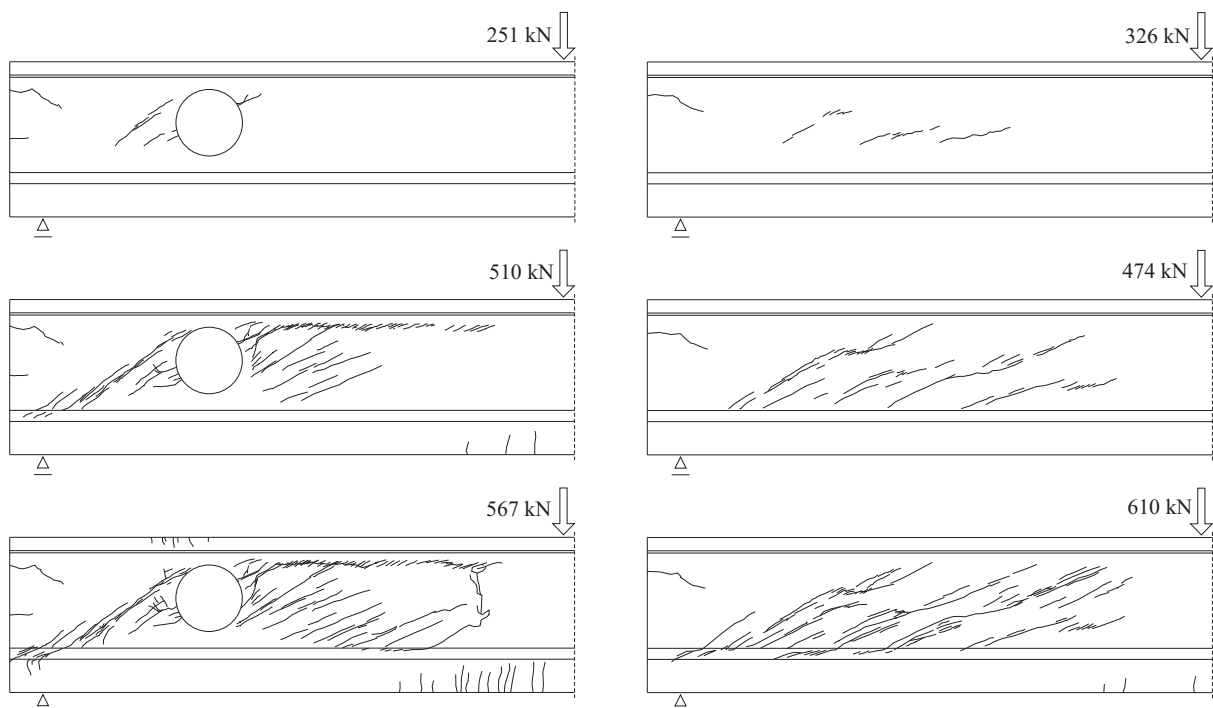


Bild C 27.3: Rissbilder bei T27a und T27b

Bei T27a riss der Obergurt am Versuchsende vom Steg ab und dann folgte ein lokales Betondruckversagen in Stegmitte nahe der Lasteinleitung.

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

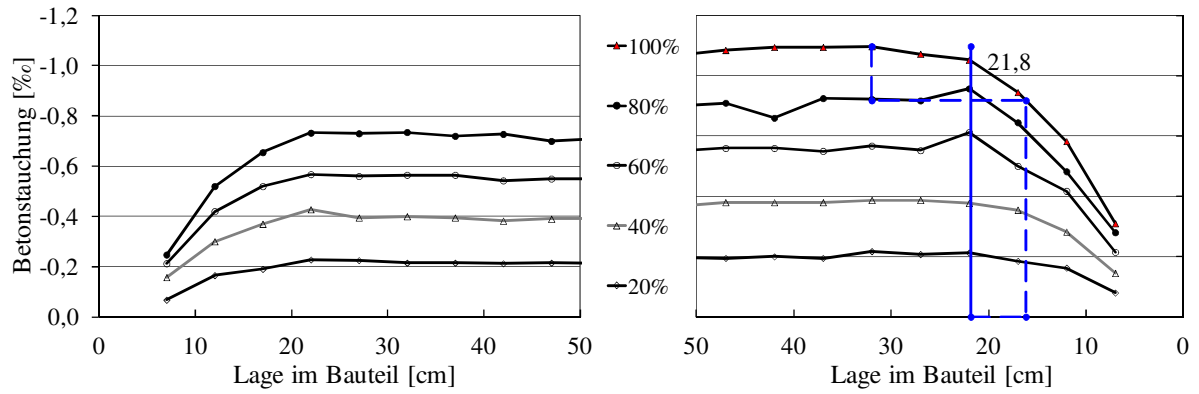


Bild C 27.4: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

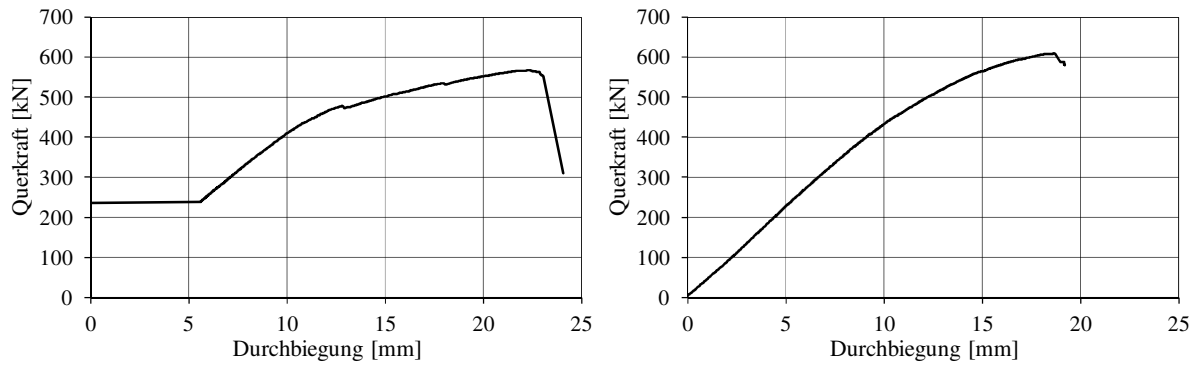


Bild C 27.5: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

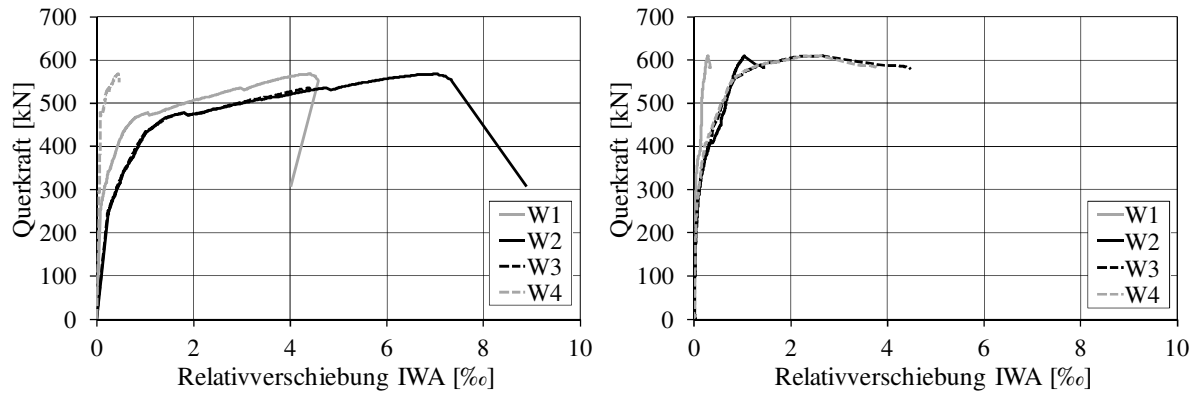


Bild C 27.6: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

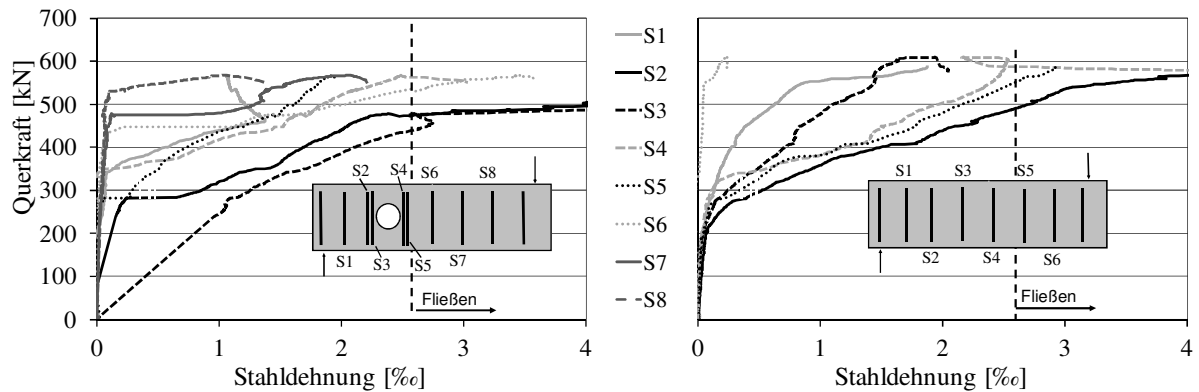
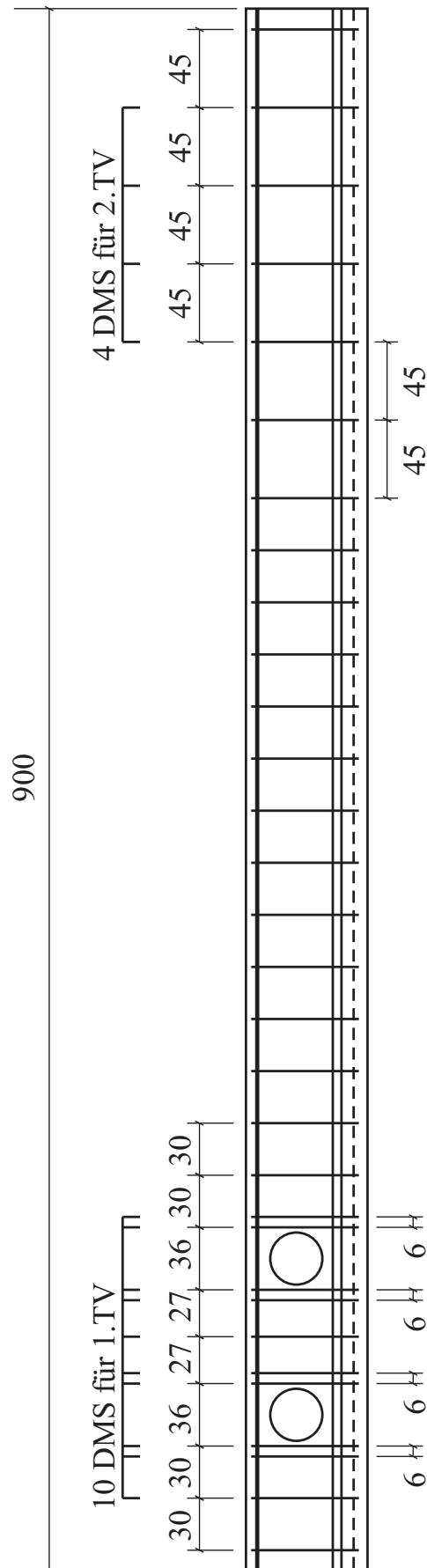


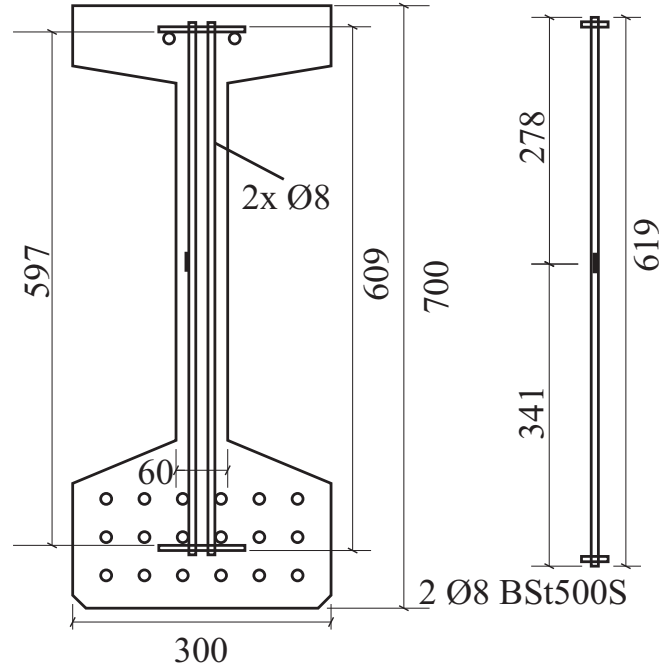
Bild C 27.7: Stahldehnung Teilversuche a und b

Spannbetontträger T28



Schnitt 1-1

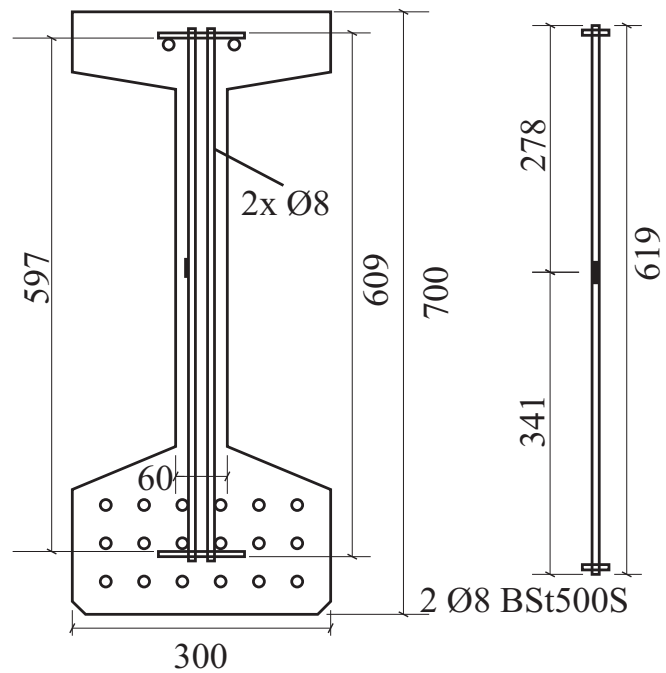
Ankerplatte 100/30/8 oben
auf Litzen auflegen zur Montage



Ankerplatte 100/30/8 St37

Schnitt 2-2

Ankerplatte 100/30/8 oben
auf Litzen auflegen zur Montage



Ankerplatte 100/30/8 St37

Bild C 28.1: Bewehrungszeichnung T28

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

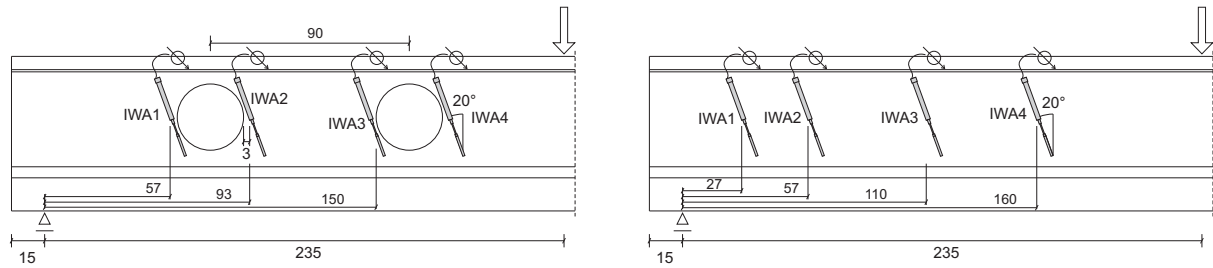


Bild C 28.2: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T28a und T28b

Tabelle C 28.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
24.05.2011 Spannbett	-	-	-	2250/2250*	6,75
27.05.2011 Ablassen 3 Tage	22,5	124	-	1927/1943*	5,78/5,83*
20.06.2011 1.TV 29 Tage	27,7	176	49500	1780	5,34
22.06.2011 2.TV 30 Tage	-	-	48100	1797	5,39

Tabelle C 28.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d [-]	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
		a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	1,0 / -	1,0 / -	534	512	100	360

* erste und zweite Trägerseite

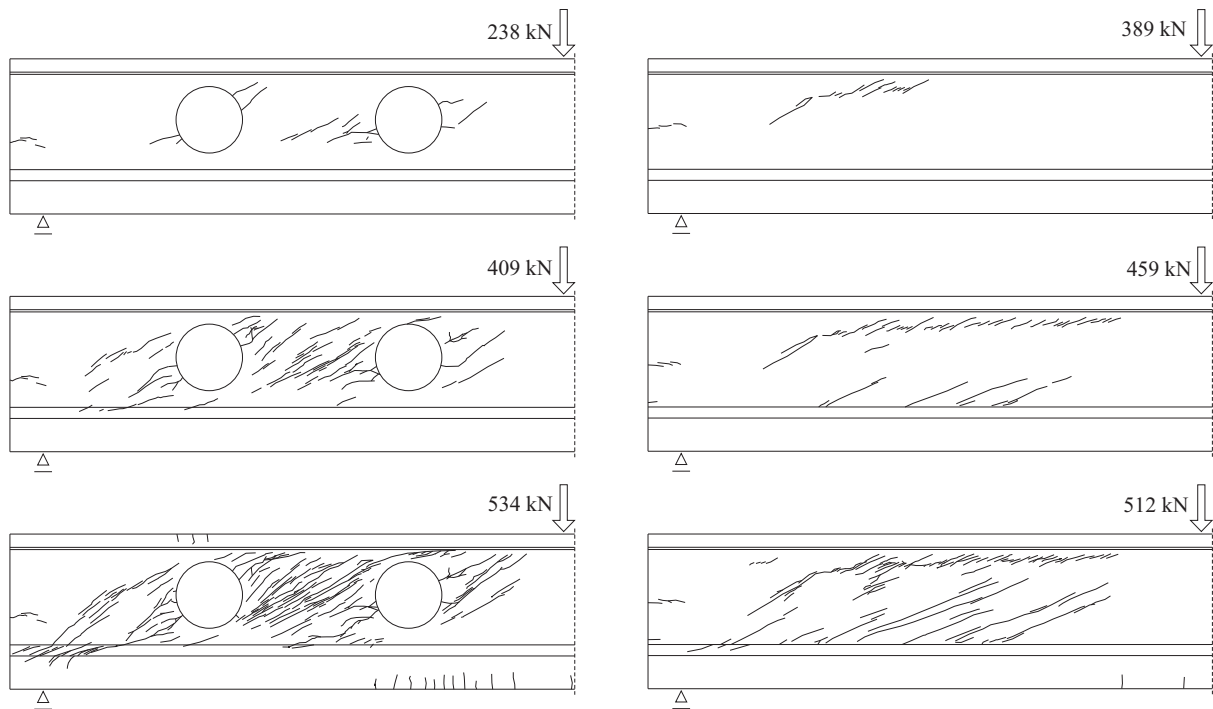


Bild C 28.3: Rissbilder bei T28a und T28b

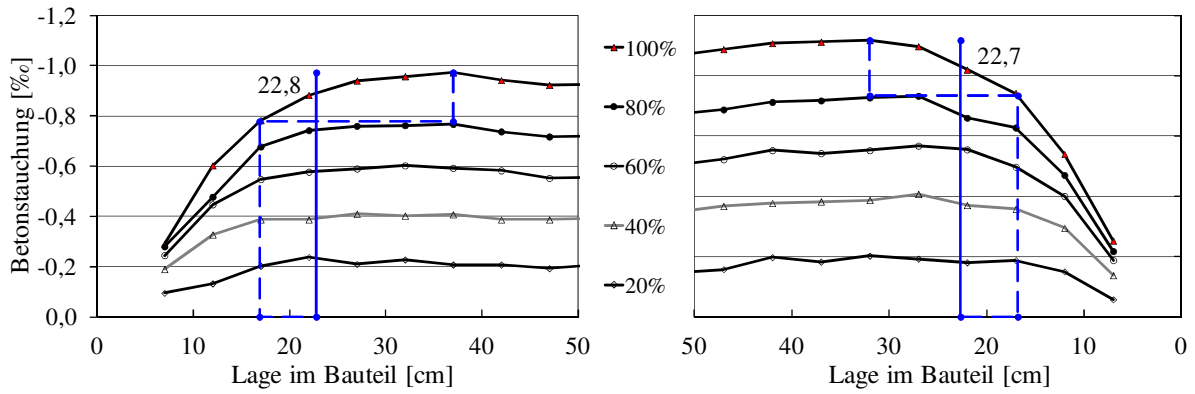


Bild C 28.4: Betonestauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

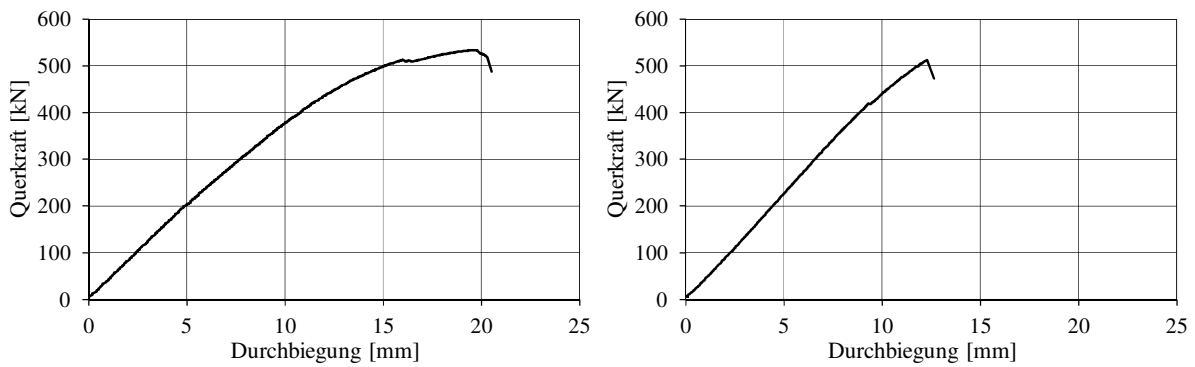


Bild C 28.5: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

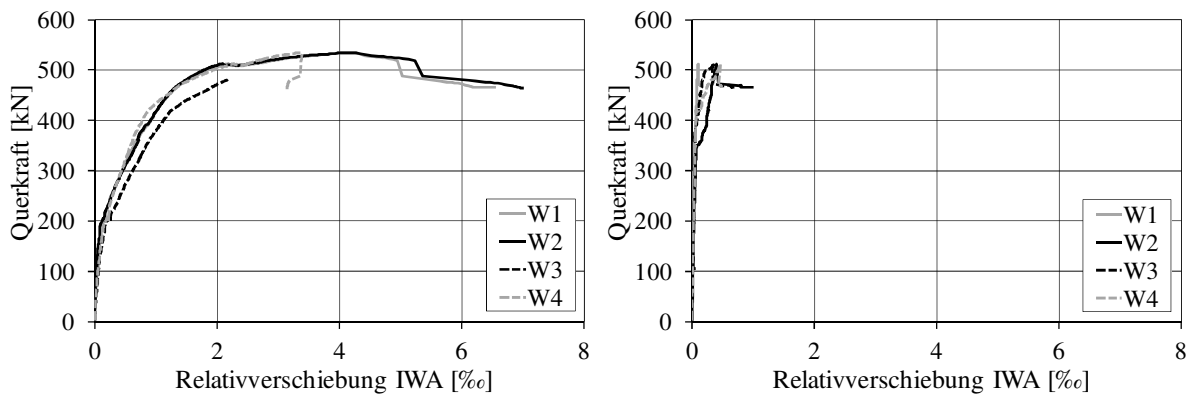


Bild C 28.6: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

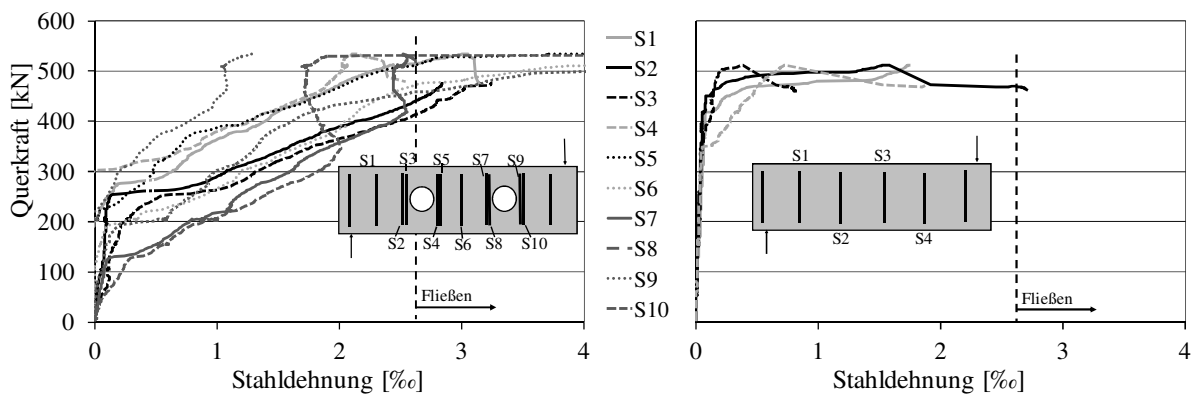


Bild C 28.7: Stahldehnung Teilversuche a und b

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

Spannbetonträger T29

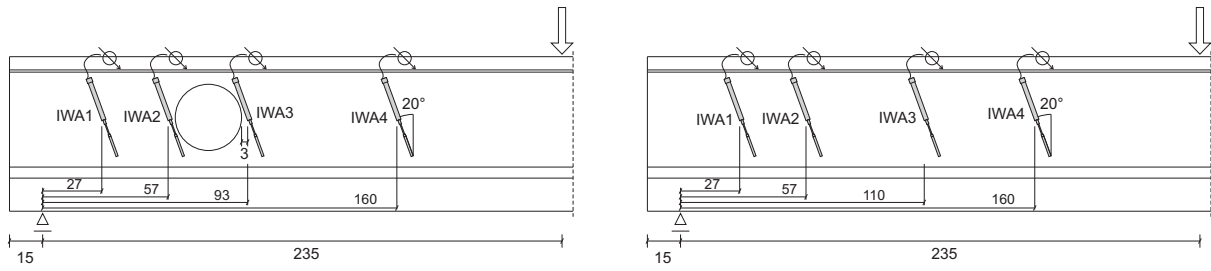


Bild C 29.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg bei T29a und T29b

Tabelle C 29.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [%]
11.07.2011 Spannbett	-	-	-	2250/2250*	6,75
15.07.2011 Ablassen 3 Tage	21,0	118	43400	1940/1950*	5,82/5,85*
09.08.2011 1.TV 29 Tage	24,3	181	49980	1790	5,37
11.08.2011 2.TV 30 Tage	25,1	183	50000	1817	5,45

Tabelle C 29.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen*		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1a	3,8	1,0 / -	- / -	386	476	150	399

* erste und zweite Trägerseite

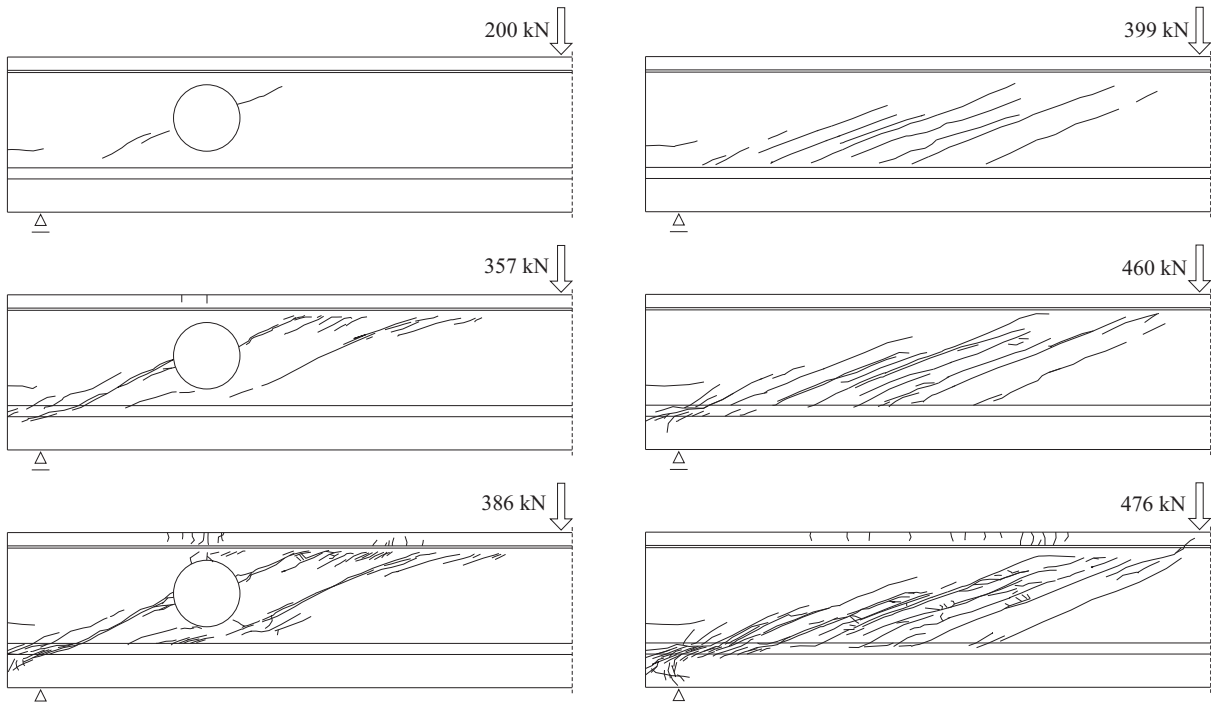


Bild C 29.2: Rissbilder bei T29a und T29b

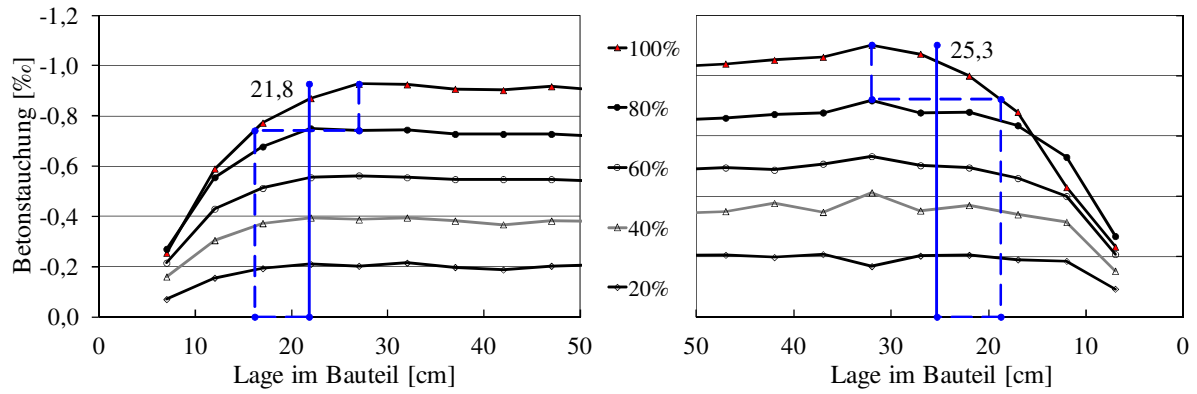


Bild C 29.3: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

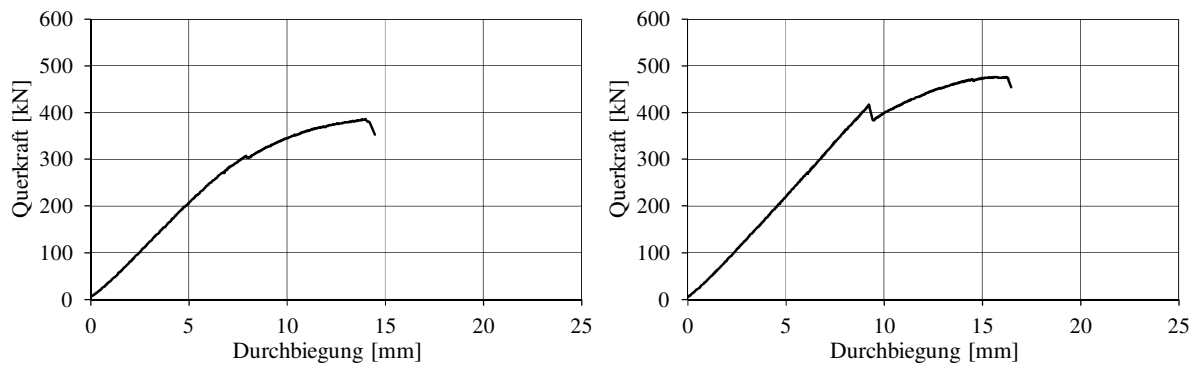


Bild C 29.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung Teilversuche a und b

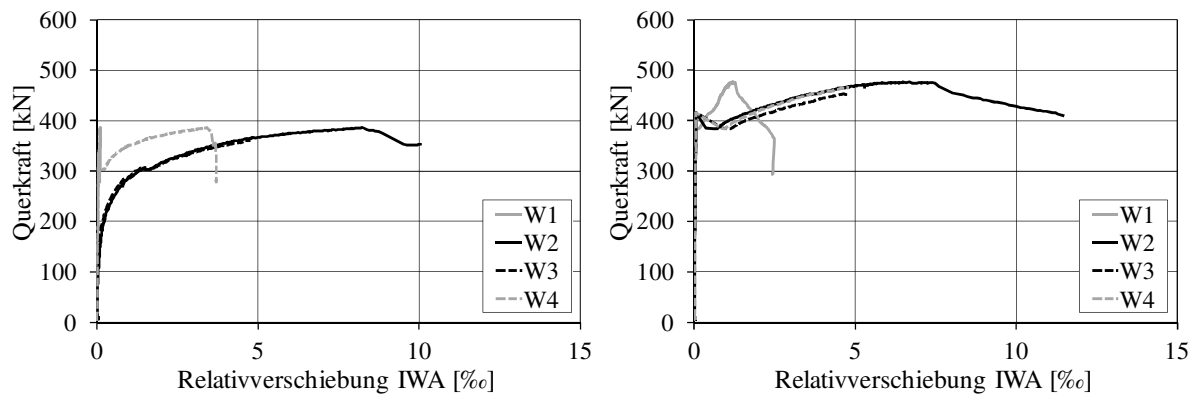


Bild C 29.5: Relativverschiebung IWA Teilversuche a und b

Spannbetonträger T30

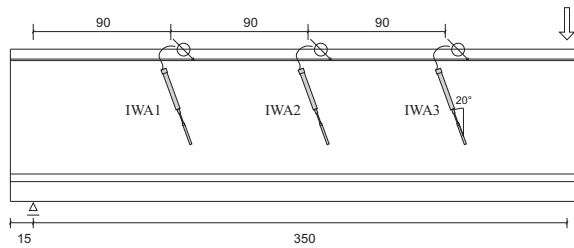


Bild C 30.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg

Tabelle C 30.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [‰]
04.09.2011 Spannbett	-	-	-	3000/3000*	6,75
08.09.2011 Ablassen 3 Tage	20,6	118	-	2582/2600*	5,81/5,85*
04.10.2011 1.TV 29 Tage	23,0	184	49792	2360	5,31

Tabelle C 30.2: Versuchsparameter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1	3,8	-	-	371	-	371	-

* erste und zweite Trägerseite

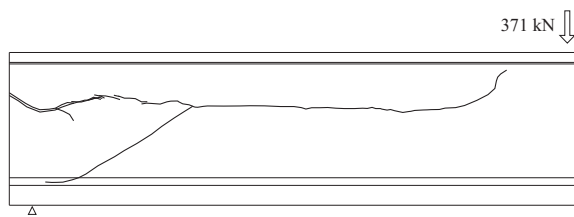


Bild C 30.2: Rissbild bei T30a

Der Riss an der Stirnseite entstand während des Ablassens. Nach der Schubrissbildung versagte der Träger unmittelbar ohne weitere Vorankündigung. Der horizontale Riss bildete gleichzeitig mit dem Schubriss. Welcher Riss zuerst entstanden ist, kann aufgrund des plötzlichen Versagens nicht angegeben werden.

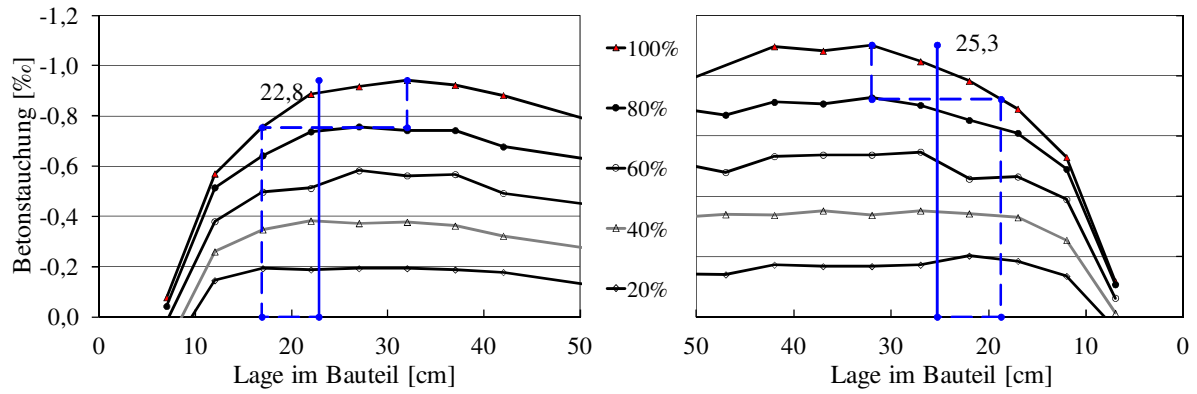


Bild C 30.3: Betonstauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

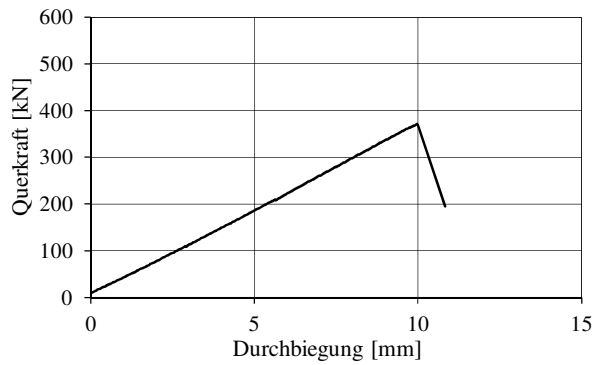


Bild C 30.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung

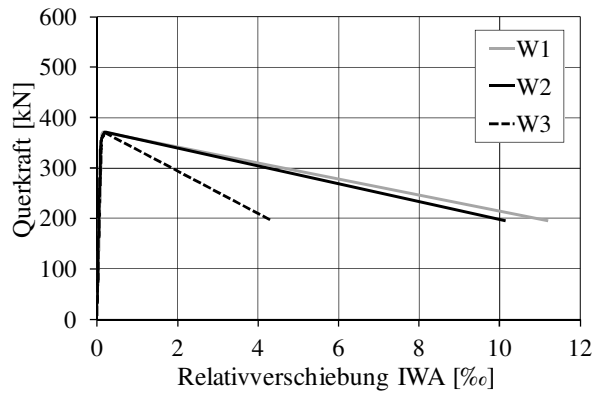


Bild C 30.5: Relativverschiebung IWA

Spannkrafteinleitung und Querkraftversuche an Spannbetonträgern

Spannbetonträger T31

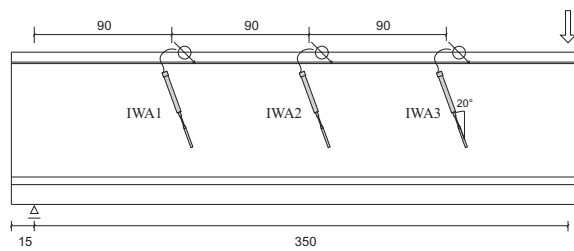


Bild C 31.1: Lage der Wegaufnehmer am Steg

Tabelle C 31.1: Baustoffprüfungen und Vorspannung

	$f_{ct,fl}$ [MN/m ²]	$f_{c,cube100}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	Vorspannung [kN]	ϵ_p [‰]
25.10.2011 Spannbett	-	-	-	3000/3000*	6,75
28.10.2011 Ablassen 3 Tage	21,9	111	43900	2564/2573*	5,77/5,79*
21.11.2011 1.TV 27 Tage	22,9	174	46100	2311	5,20

Tabelle C 31.2: Versuchsparemeter und Bruchquerkräfte

UHPC	a/d	Öffnungen		Bruchquerkraft [kN]		Rissquerkraft [kN]	
	[-]	a_1/d	a_2/d	TV a	TV b	TV a	TV b
M1a	3,8	-	-	322	-	322	-

* erste und zweite Trägerseite

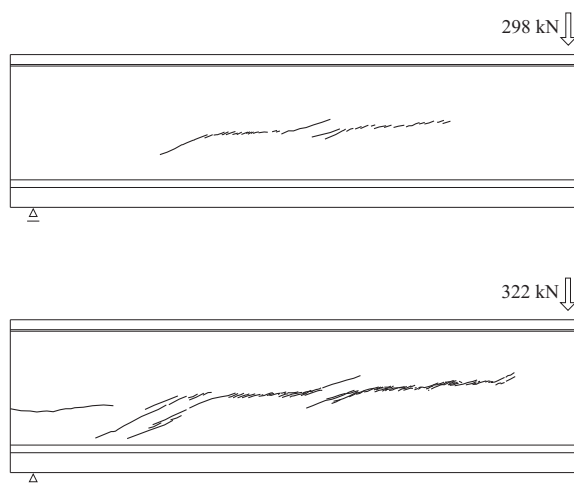


Bild C 31.2: Rissbilder bei T31

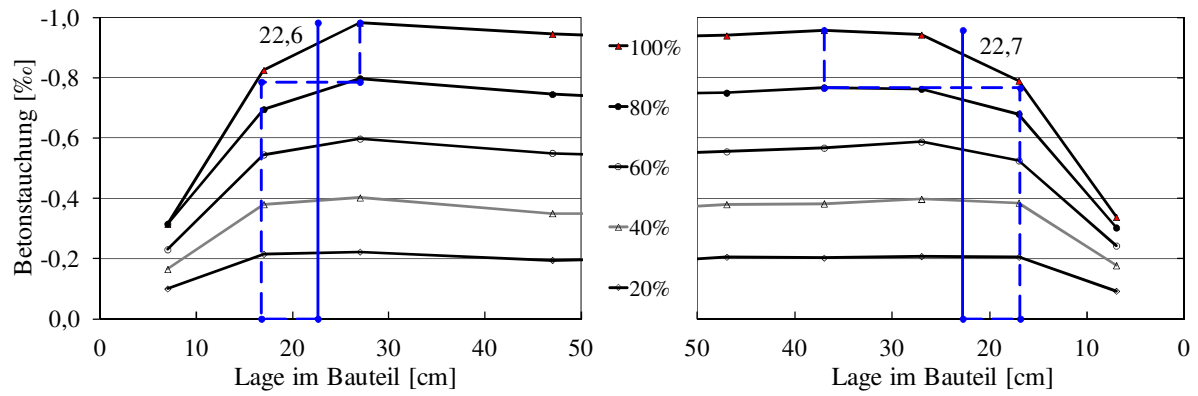


Bild C 31.3: Betonestauchung für 5 Stufen der Spannkrafteinleitung

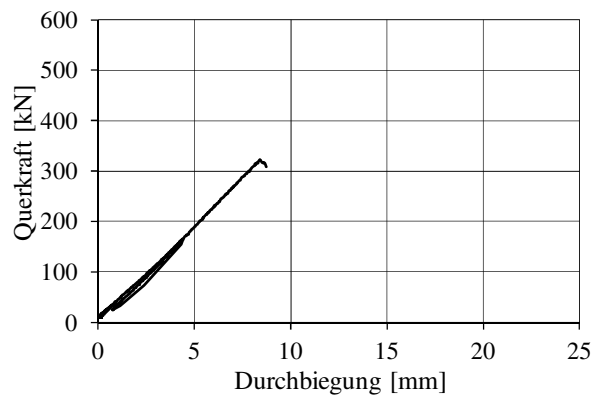


Bild C 31.4: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung

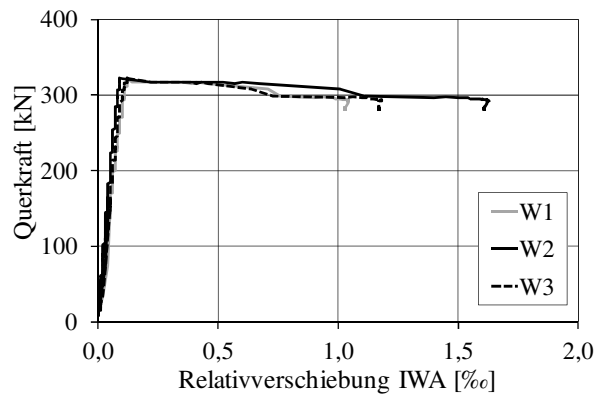


Bild C 31.5: Relativverschiebung IWA

Anlage D

Inhaltsverzeichnis

1	Übersicht der entnommenen Prismen	D2
2	Zeichnungen zu den Entnahmestellen	D3
3	Auswertung	D10

1 Übersicht der entnommenen Prismen

Tabelle D1-1 an Trägern entnommene Prismen und Angaben zu Fasern und Stegbreiten

Träger	UHPC	Fasergehalt [Vol.-%]	gemessener Faserdurchmesser d_f [mm]	Faserlänge l_f [mm]	Gemessene Stegbreite b_w [cm]	Anzahl Prismen $\Sigma = 72$	Bezeichnung der Prismen
T 1	M1	0,9	0,16	17,5	5,8	5	T1.3.H.1; T1.3.H.2; T1.4.H.1; T1.12.H.1; T1.12.H.2
T 3	M0	2,5	0,16	9	6,3	4	T3.3.H.1; T3.4.H.1; T3.4.H.2; T3.12.H.1
T 4	M1	0,9	0,155	17,5	6,0	4	T4.2.H.2; T4.2.H.3; T4.4.H.1; T4.13.H.1
T 5	M1	0,9	0,17	17	5,8	6	T5.A.V.2; T5.A.V.3; T5.B.H.1; T5.B.H.3; T5.B.H.6; T5.B.H.7
T 10	M1	1,5	0,165	17,5	6,0	6	T10.A.H.1; T10.A.H.2; T10.A.H.3; T10.B.3; T10.B.4; T10.B.5
T 12	M0	2,5	0,15	9	6,0	3	T12.B.3; T12.B.4; T12.B.5
T 13	M1	0,9	0,17	17,5	6,0	5	T13.A.V.3; T13.A.4; T13.B.2; T13.B.3; T13.B.4
T 15	M1	0,9	0,16	17	6,0	4	T15.1.3; T15.1.4; T15.1.5; T15.2.3
T 17	M1	0,9	0,17	17	5,8	4	T17.V.1.3; T17.H.1.4; T17.V.2.3; T17.H.2.4
T 18	M1	0,9	0,155	17	5,8	6	T18.A.3; T18.A.4; T18.A.5; T18.A.6; T18.2.2; T18.2.3
T 22	M1	0,9	0,15	17	4,0	5	T22.1.3; T22.2.1; T22.2.3; T22.3.4; T22.3.5
T 23	M1	0,9	0,145	17,5	8,0	5	T23.1.3; T23.2.2; T23.3.4; T23.3.5; T23.4.7
T 24	M1	0,9	0,145	17,5	4,0	15	T24.1.9; T24.2.2; T24.2.4; T24.2.8; T24.2.10; T24.2.13; T24.2.16; T24.2.20; T24.2.23; T24.3.24; T24.3.28; T24.3.32; T24.3.39; T24.3.40; T24.4.14

2 Zeichnungen zu den Entnahmestellen

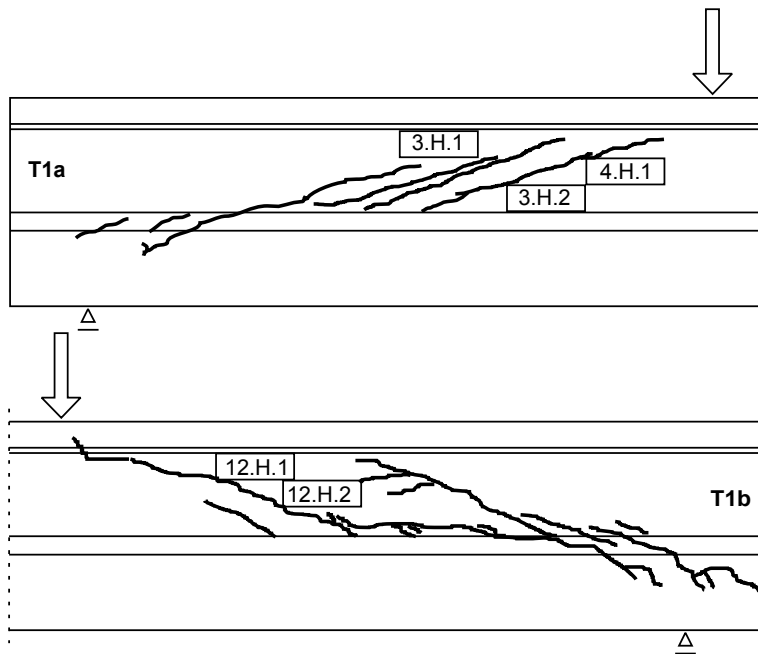


Bild D2-1 Prismenentnahme bei Träger T1

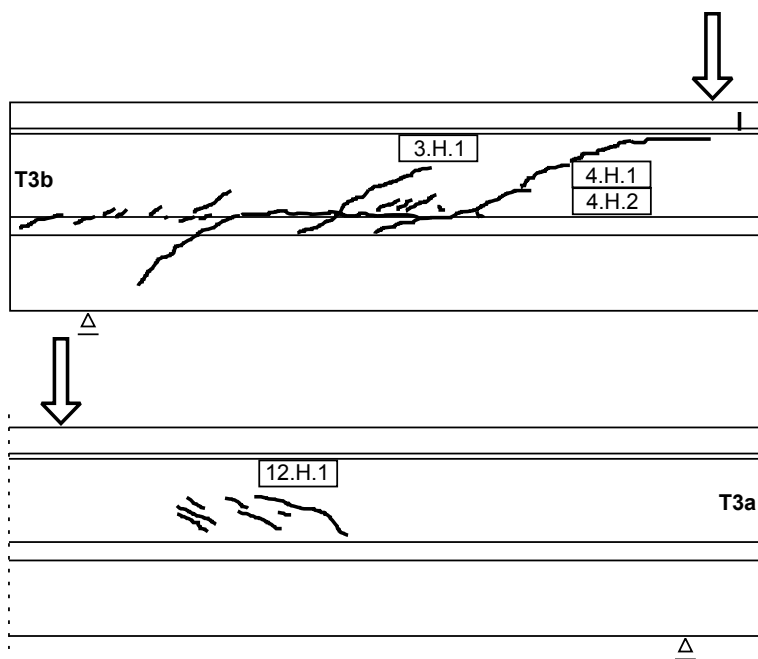


Bild D2-2 Prismenentnahme bei Träger T3

Faserorientierung und -verteilung

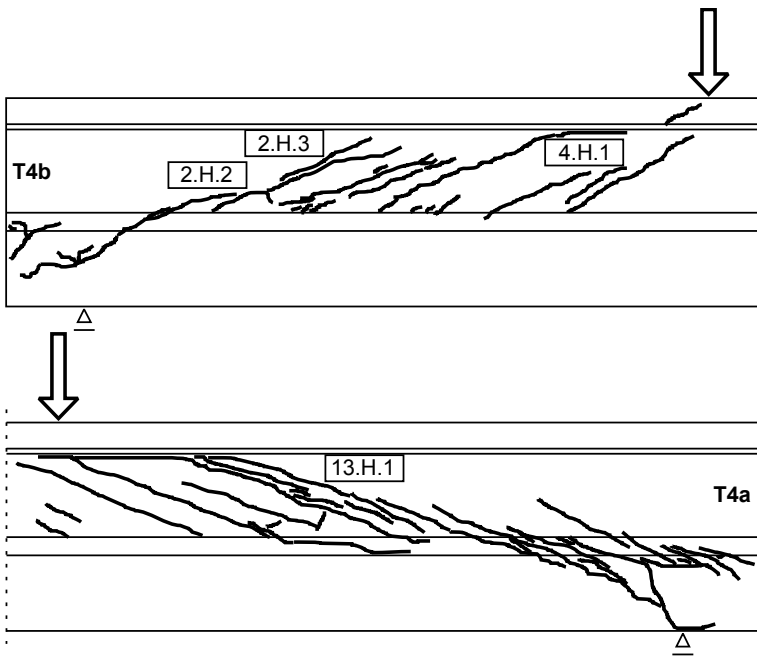


Bild D2-3 Prismenentnahme bei Träger T3

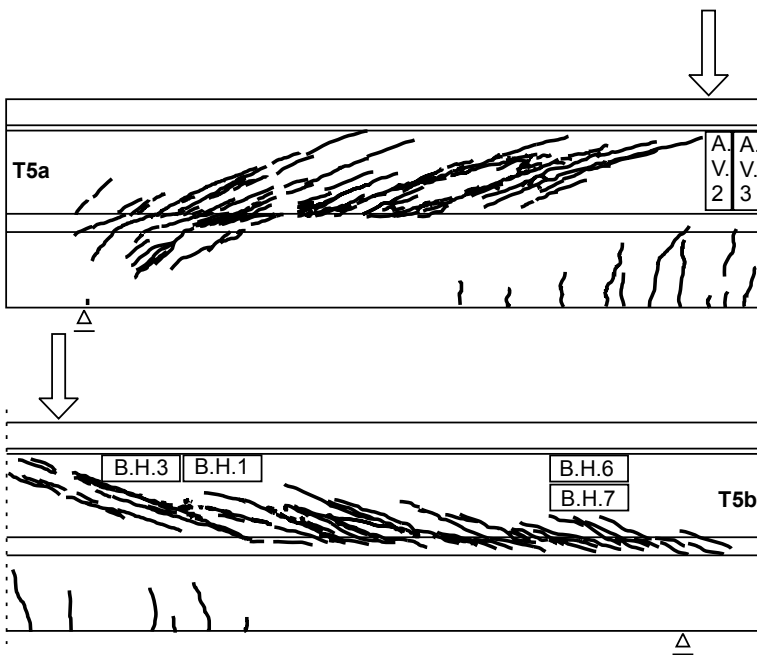


Bild D2-4 Prismenentnahme bei Träger T5

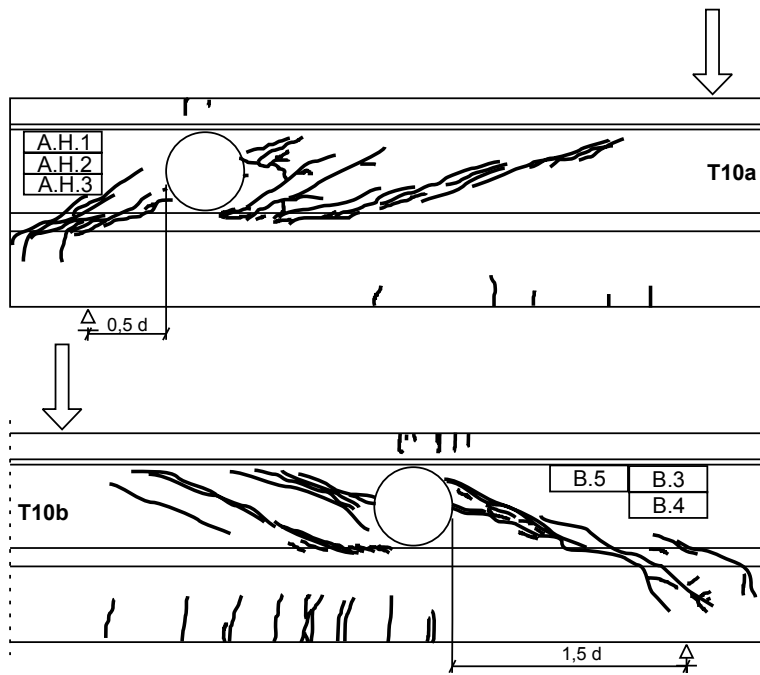


Bild D2-5 Prismenentnahme bei Träger T10

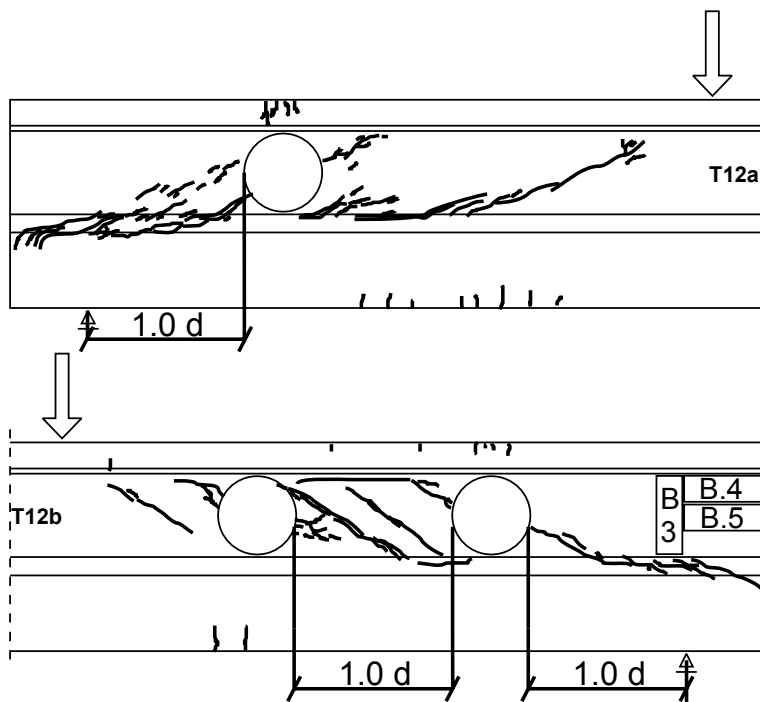


Bild D2-6 Prismenentnahme bei Träger T12

Faserorientierung und -verteilung

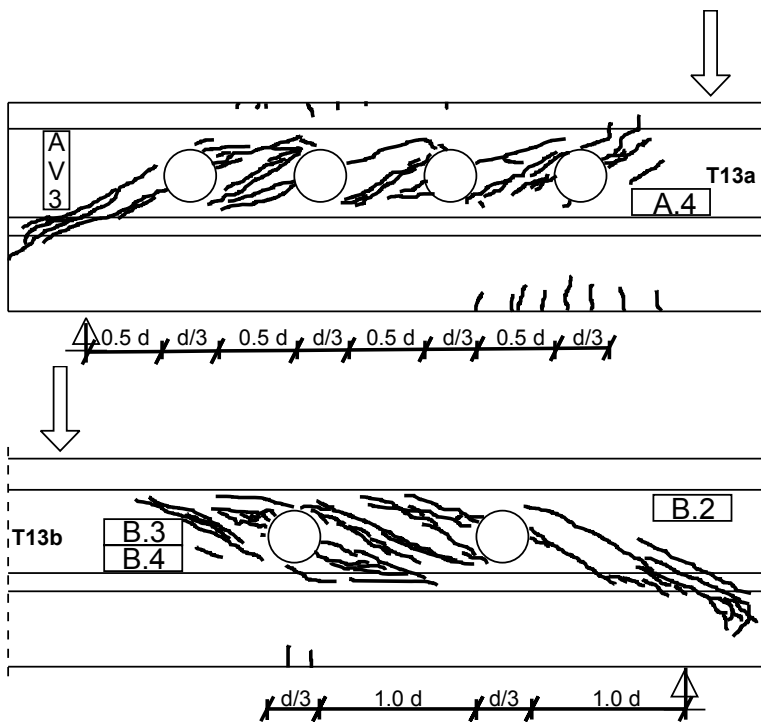


Bild D2-7 Prismenentnahme bei Träger T13

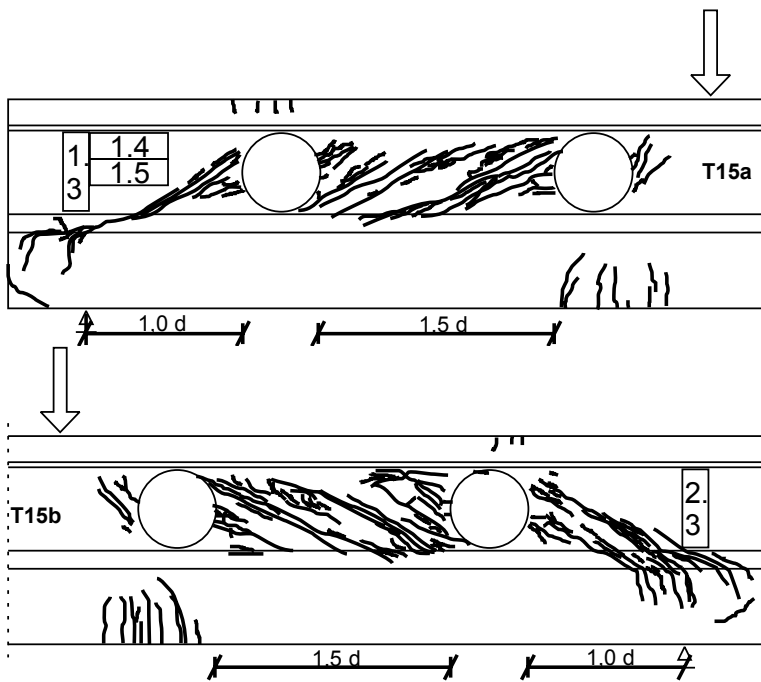


Bild D2-8 Prismenentnahme bei Träger T15

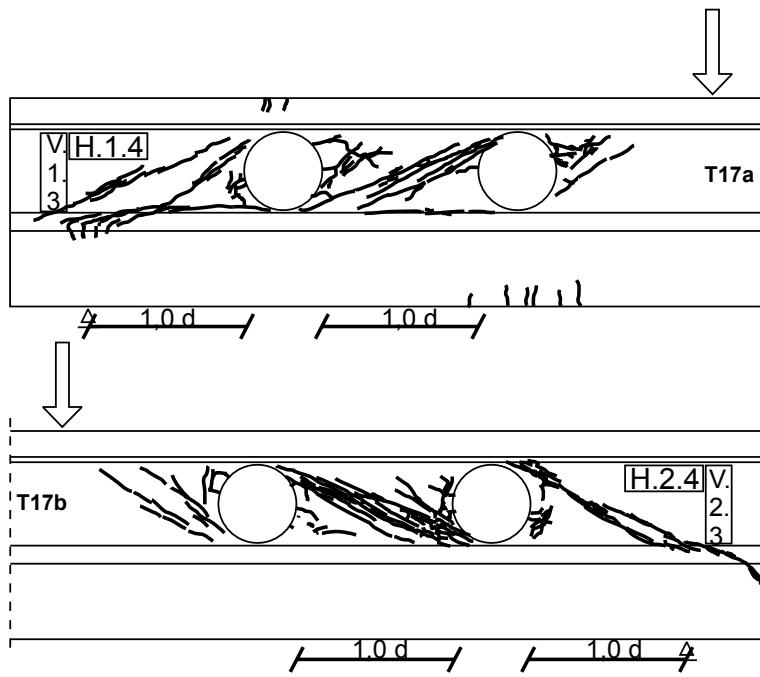


Bild D2-9 Prismenentnahme bei Träger T17

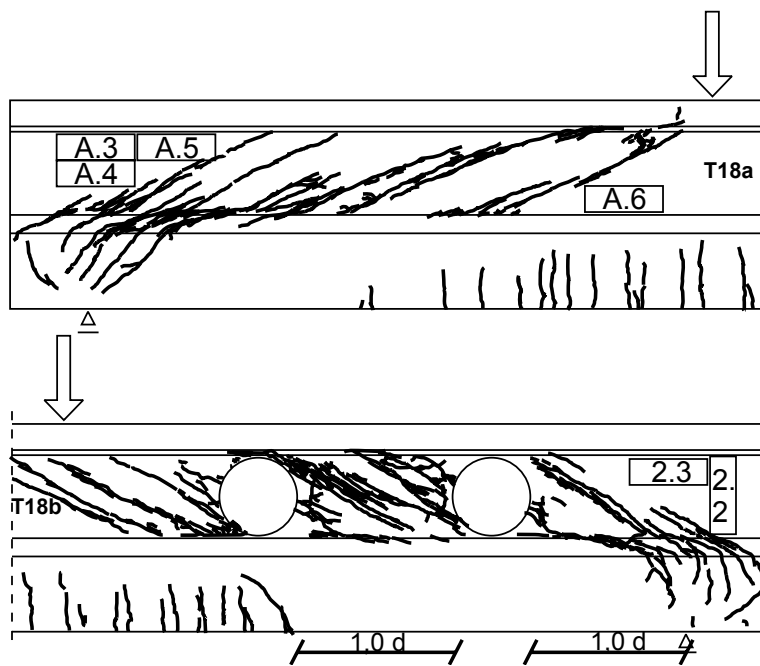


Bild D2-10 Prismenentnahme bei Träger T18

Faserorientierung und -verteilung

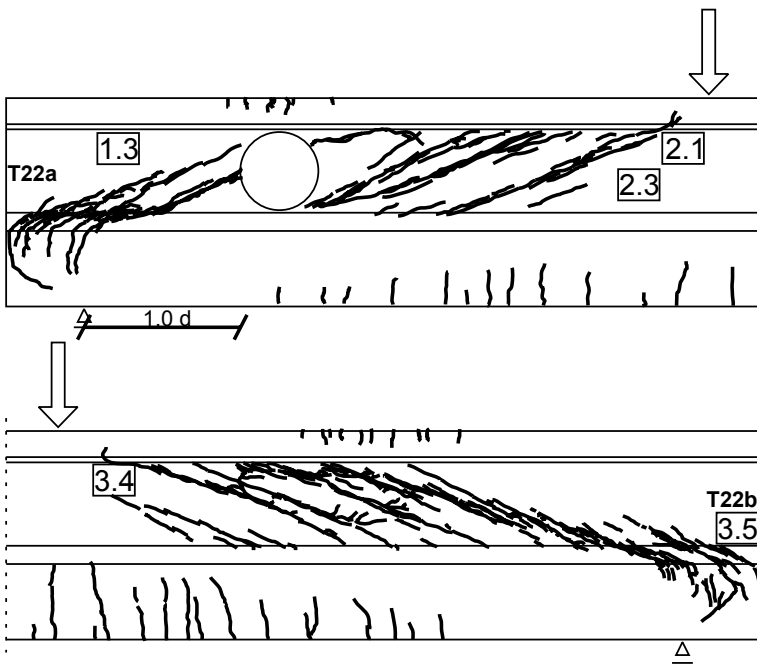


Bild D2-11 Prismenentnahme bei Träger T22

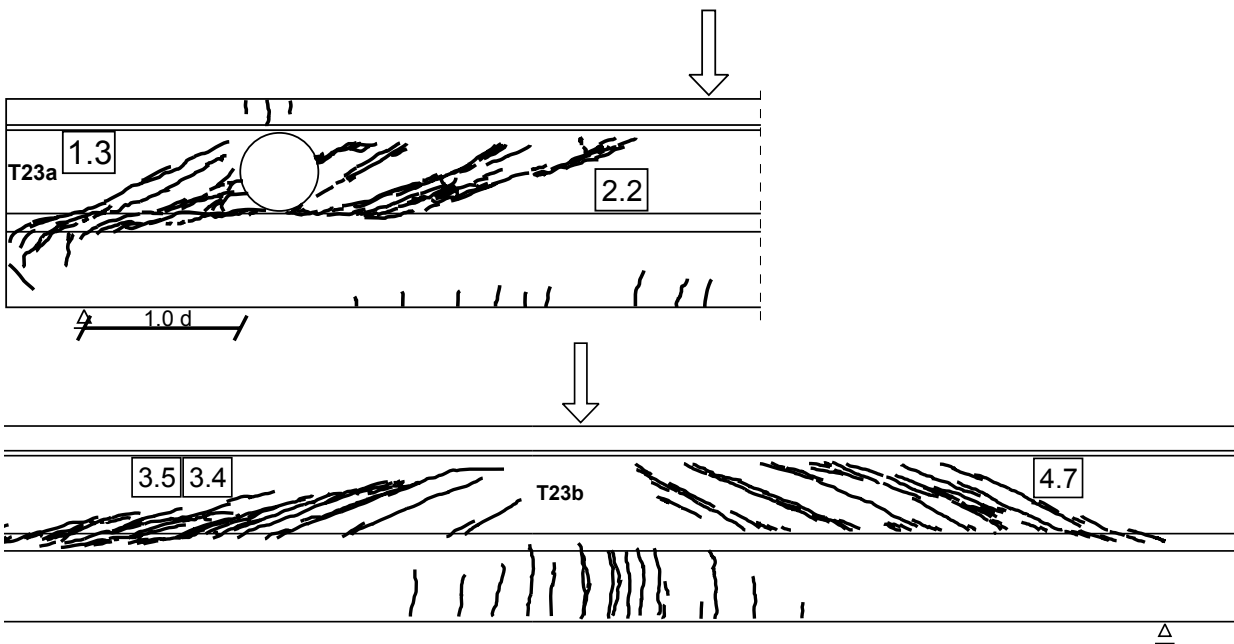


Bild D2-12 Prismenentnahme bei Träger T23

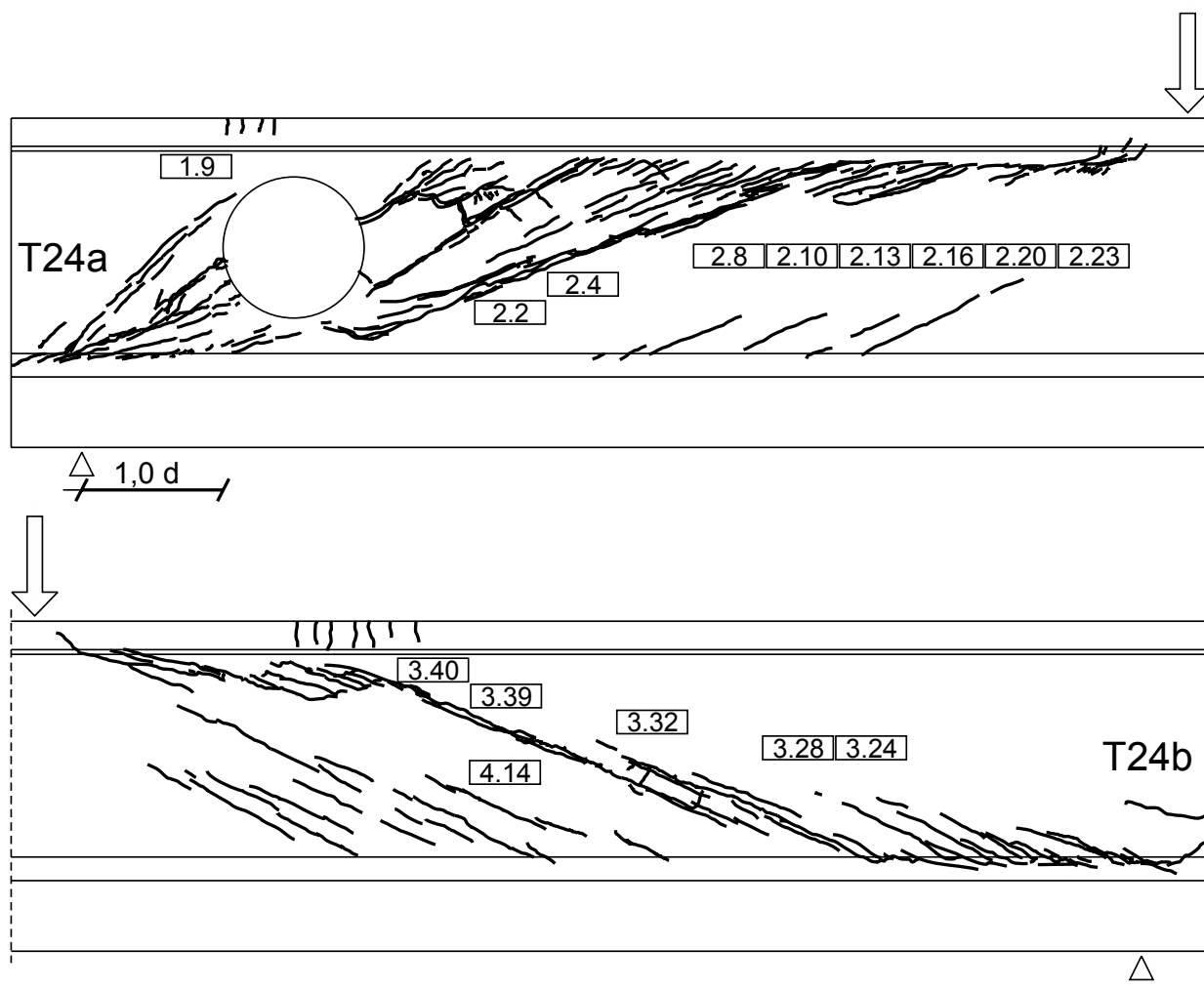


Bild D2-13 Prismenentnahme bei Träger T24

3 Auswertung

Tabelle D3-1 horizontale Prismen aus Trägern mit $l_f = 17,5$ mm und $b_w = 60$ mm

		0 – 10 mm			10 – 20 mm			20 – 30 mm			30 – 40 mm			0 – 30 mm (Mittel)		
		n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η
		F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-
T1.3.H1	o	26,8	0,86	0,584	15,8	0,51	0,560	26,8	0,86	0,584				18,8	0,61	0,549
	u	13,3	0,39	0,600	14,3	0,48	0,539	13,3	0,39	0,600				15,4	0,52	0,540
T1.3.H2	o	7,8	0,29	0,477	12,2	0,46	0,454	7,8	0,29	0,477				10,2	0,39	0,456
	u	16,7	0,29	0,477	16,8	0,46	0,454	16,7	0,29	0,477				15,9	0,39	0,456
T1.4.H1	o	12,8	0,62	0,472	14,0	0,65	0,407	12,8	0,62	0,472				14,3	0,61	0,445
	u	15,9	0,62	0,472	15,3	0,65	0,407	15,9	0,62	0,472				15,3	0,61	0,445
T1.12.H1	o	23,3	0,68	0,572	22,0	0,69	0,547	23,3	0,68	0,572				20,6	0,60	0,550
	u	20,8	0,68	0,572	19,9	0,69	0,547	20,8	0,68	0,572				17,5	0,60	0,550
T4.2.H2	o	24,1	0,73	0,534	23,7	0,71	0,535	24,1	0,73	0,534				21,7	0,67	0,513
	u	23,5	0,73	0,542	13,3	0,51	0,412	23,5	0,73	0,542				17,1	0,61	0,447
T4.2.H2	o	13,4	0,39	0,674	15,1	0,40	0,656	13,4	0,39	0,674				17,1	0,46	0,663
	u	23,1	0,69	0,585	14,2	0,42	0,546	23,1	0,69	0,585				18,2	0,55	0,546
T4.4.H1	o	17,3	0,45	0,638	24,2	0,65	0,644	17,3	0,45	0,638				20,0	0,54	0,621
	u	17,6	0,60	0,546	16,8	0,58	0,455	17,6	0,60	0,546				15,0	0,52	0,477
T4.13.H1	o	23,3	0,60	0,647	22,3	0,61	0,611	23,3	0,60	0,647				21,0	0,58	0,592
	u	20,3	0,57	0,666	16,8	0,44	0,640	20,3	0,57	0,666				16,6	0,47	0,622
T5.B.H1	o	15,4	0,53	0,578	14,7	0,49	0,593	15,4	0,53	0,578				12,7	0,43	0,564
	u	15,0	0,51	0,597	14,6	0,51	0,583	15,0	0,51	0,597				13,3	0,46	0,568
T5.B.H3	o	15,1	0,50	0,639	16,4	0,55	0,600	15,1	0,50	0,639				14,1	0,48	0,590
	u	13,1	0,42	0,636	9,1	0,32	0,582	13,1	0,42	0,636				10,6	0,37	0,567
T5.B.H6	o	15,5	0,50	0,629	12,3	0,41	0,584	15,5	0,50	0,629				12,4	0,41	0,595
	u	12,5	0,39	0,637	9,8	0,33	0,575	12,5	0,39	0,637				9,6	0,31	0,603
T5.B.H7	o	9,2	0,30	0,591	8,3	0,31	0,507	9,2	0,30	0,591				8,3	0,31	0,521
	u	8,3	0,28	0,592	9,4	0,32	0,569	8,3	0,28	0,592				7,6	0,28	0,524
T13.A.4	o	7,8	0,25	0,601	8,9	0,29	0,561	7,8	0,25	0,601				7,4	0,25	0,555
	u	8,6	0,26	0,645	9,6	0,29	0,624	8,6	0,26	0,645				8,7	0,27	0,628
T13.B.2	o	10,7	0,35	0,555	5,3	0,22	0,480	10,7	0,35	0,555				6,2	0,23	0,484
	u	10,7	0,35	0,555	5,3	0,22	0,480	10,7	0,35	0,555				6,2	0,23	0,484
T13.B.3	o	12,6	0,40	0,628	8,6	0,29	0,555	12,6	0,40	0,628				8,1	0,27	0,564
	u	8,8	0,29	0,550	8,3	0,26	0,605	8,8	0,29	0,550				8,5	0,28	0,578
T13.B.4	o	11,2	0,35	0,615	9,0	0,28	0,597	11,2	0,35	0,615				9,6	0,30	0,601
	u	9,8	0,35	0,615	6,7	0,28	0,597	9,8	0,35	0,615				8,9	0,30	0,601
T15.1.4	o	13,6	0,39	0,597	14,2	0,46	0,550	13,6	0,39	0,597				11,6	0,37	0,547
	u	11,2	0,33	0,569	11,9	0,40	0,507	11,2	0,33	0,569				9,7	0,31	0,520
T15.1.5	o	12,8	0,38	0,624	9,8	0,33	0,497	12,8	0,38	0,624				9,3	0,31	0,492
	u	9,7	0,28	0,585	6,5	0,21	0,507	9,7	0,28	0,585				6,9	0,22	0,503
T17.H.1.4	o	21,3	0,63	0,712	14,7	0,50	0,599	21,3	0,63	0,712				15,8	0,51	0,624
	u	18,4	0,60	0,651	9,7	0,43	0,496	18,4	0,60	0,651				11,6	0,44	0,532
T17.H.2.4	o	5,9	0,19	0,620	3,8	0,14	0,479	5,9	0,19	0,620				3,8	0,14	0,484
	u	5,1	0,17	0,606	6,5	0,22	0,569	5,1	0,17	0,606				4,9	0,17	0,532
T18.2.3	o	21,8	0,60	0,608	14,7	0,39	0,599	21,8	0,60	0,608				14,3	0,39	0,589
	u	17,0	0,44	0,637	11,8	0,33	0,559	17,0	0,44	0,637				11,2	0,31	0,561
T18.A.3	o	13,0	0,37	0,570	8,0	0,25	0,485	13,0	0,37	0,570				8,2	0,25	0,499
	u	10,2	0,29	0,579	11,7	0,33	0,557	10,2	0,29	0,579				12,1	0,35	0,558
T18.A.4	o	10,3	0,28	0,616	11,7	0,34	0,523	10,3	0,28	0,616				11,6	0,33	0,567
	u	13,6	0,38	0,590	14,3	0,40	0,598	13,6	0,38	0,590				13,4	0,38	0,588

Fortsetzung von Tabelle D3-1

T18.A.5	o	12,0	0,34	0,568	9,8	0,30	0,518	12,0	0,34	0,568				10,0	0,30	0,526
	u	7,1	0,20	0,594	11,0	0,35	0,510	7,1	0,20	0,594				8,8	0,27	0,539
T18.A.6	o	6,3	0,18	0,558	8,3	0,24	0,524	6,3	0,18	0,558				6,3	0,19	0,507
	u	8,2	0,24	0,567	4,6	0,15	0,489	8,2	0,24	0,567				6,2	0,20	0,486
Mittel		14,0	0,43	0,591	12,3	0,40	0,541	14,0	0,43	0,591				12,0	0,39	0,543

o: oben, u: unten, F/cm²: Fasern/cm²

Tabelle D3-2 vertikale Prismen aus Trägern mit $l_f = 17,5$ mm und $b_w = 60$ mm

		0 – 10 mm			10 – 20 mm			20 – 30 mm			30 – 40 mm			0 – 30 mm (Mittel)		
		n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η
		F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-
T5.A.V2	r	8,7	0,27	0,628	14,2	0,48	0,590	11,6	0,40	0,577				11,5	0,38	0,598
	l	12,8	0,41	0,604	12,3	0,40	0,587	13,9	0,47	0,571				13,0	0,43	0,587
T5.A.V3	r	10,9	0,36	0,608	12,7	0,42	0,586	12,9	0,46	0,535				12,2	0,41	0,577
	l	10,3	0,33	0,633	13,7	0,46	0,581	11,6	0,41	0,569				11,9	0,40	0,594
T13.A.V3	r	10,0	0,33	0,579	13,6	0,48	0,542	15,6	0,55	0,577				13,1	0,46	0,566
	l	10,9	0,36	0,609	9,5	0,34	0,546	9,9	0,35	0,545				10,1	0,35	0,567
T15.1.3	r	11,4	0,35	0,560	16,5	0,51	0,565	19,9	0,58	0,595				15,9	0,48	0,573
	l	12,1	0,36	0,586	11,8	0,36	0,580	15,7	0,48	0,579				13,2	0,40	0,582
T15.2.3	r	10,8	0,33	0,577	8,8	0,28	0,530	7,3	0,24	0,535				8,9	0,28	0,547
	l	8,7	0,26	0,591	7,9	0,26	0,528	10,8	0,33	0,562				9,1	0,28	0,560
T17.V.1	r	8,8	0,29	0,576	10,0	0,35	0,564	11,8	0,39	0,572				10,2	0,34	0,571
	l	11,3	0,37	0,568	12,0	0,41	0,540	12,4	0,42	0,559				11,9	0,40	0,555
T17.V.2	r	10,8	0,36	0,606	13,5	0,48	0,580	14,0	0,48	0,598				12,8	0,44	0,595
	l	8,6	0,30	0,602	9,5	0,33	0,553	8,6	0,29	0,597				8,9	0,31	0,584
T18.2.2	r	9,2	0,26	0,590	13,3	0,38	0,593	13,0	0,38	0,580				11,8	0,34	0,588
	l	10,2	0,28	0,600	9,0	0,26	0,558	6,8	0,20	0,492				8,6	0,24	0,550
Mittel		10,3	0,33	0,595	11,8	0,39	0,564	12,2	0,40	0,565				11,4	0,37	0,575

r: rechts, l: links, F/cm²: Fasern/cm²

An den Prismen aus Trägern mit 2,5 Vol-% Fasern konnten aufgrund der höheren Faserdichte zum Teil ein deutlich geringerer Anteil der Fasern detektiert werden. Die Auswertung der Ergebnisse war daher nicht zielführend und die Daten wurden hier nicht weiter ausgewertet.

In Tabelle D3-3 sind Prismen mit 1,5 Vol-% ausgewertet. Die Diagramme in Bild D3-1 zeigen grundsätzlich die gleichen Tendenzen wie mit 0,9 Vol-%, allerdings wurden auch bei diesem Fasergehalt von 1,5 Vol-% bereits viele Fasern nicht detektiert wie an der geringen gemessenen Faserdichte zu erkennen ist.

Faserorientierung und -verteilung

Tabelle D3-3 horizontale Prismen aus Träger T10 mit $l_f = 17,5$ mm, 1,5 Vol-% Fasern und $b_w = 60$ mm

		0 – 10 mm			10 – 20 mm			20 – 30 mm			30 – 40 mm			0 – 30 mm (Mittel)		
		n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η
		F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-
T10.A.H1	o	11,4	0,37	0,580	10,5	0,34	0,583	7,3	0,25	0,553				9,7	0,32	0,572
	u	20,7	0,67	0,610	13,8	0,46	0,574	12,3	0,41	0,552				15,6	0,51	0,579
T10.A.H2	o	15,5	0,50	0,581	9,3	0,32	0,588	9,7	0,33	0,536				11,5	0,38	0,568
	u	17,6	0,53	0,634	15,8	0,51	0,579	14,0	0,49	0,525				15,8	0,51	0,579
T10.A.H3	o	13,9	0,45	0,599	13,4	0,45	0,561	13,1	0,46	0,524				13,5	0,45	0,561
	u	13,7	0,44	0,578	12,9	0,45	0,505	12,1	0,46	0,484				12,9	0,45	0,522
T10.B.3	o	18,3	0,57	0,599	13,9	0,47	0,526	5,1	0,19	0,479				12,4	0,41	0,535
	u	10,3	0,31	0,581	10,8	0,34	0,571	9,3	0,31	0,540				10,1	0,32	0,564
T10.B.4	o	20,3	0,66	0,590	16,4	0,54	0,562	12,6	0,43	0,537				16,4	0,54	0,563
	u	17,4	0,58	0,573	15,7	0,52	0,546	15,9	0,55	0,526				16,3	0,55	0,548
T10.B.5	o	19,3	0,70	0,501	13,5	0,46	0,498	4,8	0,18	0,449				12,5	0,45	0,483
	u	7,4	0,24	0,564	11,2	0,36	0,542	7,4	0,25	0,513				8,7	0,28	0,540
Mittel		15,5	0,50	0,582	13,1	0,43	0,553	10,3	0,36	0,518				13,0	0,43	0,551

o: oben, u: unten, F/cm²: Fasern/cm²

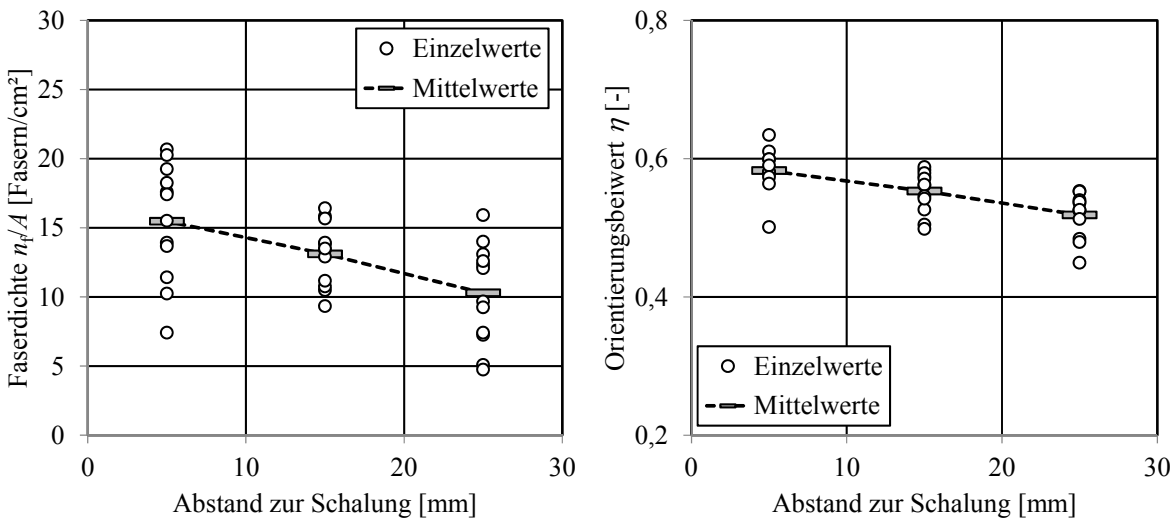


Bild D3-1 Auswertung der Faserdichte und der Orientierungsbeiwerte in Abhängigkeit des Abstandes zur Schalung bei Träger T10 mit 1,5 Vol-% Fasern

Tabelle D3-4 horizontale Prismen aus Träger T24 mit $l_f = 17,5$ mm und $b_w = 40$ mm

		0 – 10 mm			10 – 20 mm			20 – 30 mm			30 – 40 mm			0 – 20 mm (Mittel)		
		n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η
		F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-
T22.1.3	o	15,9	0,45	0,518	6,4	0,21	0,490							11,1	0,33	0,504
	u	15,0	0,40	0,587	9,5	0,28	0,543							12,3	0,34	0,565
T22.2.1	o	18,8	0,53	0,563	9,0	0,28	0,454							13,9	0,40	0,509
	u	13,6	0,41	0,533	16,9	0,50	0,534							15,3	0,45	0,533
T22.2.3	o	12,9	0,40	0,507	13,4	0,39	0,529							13,1	0,39	0,518
	u	17,3	0,47	0,571	16,5	0,45	0,565							16,9	0,46	0,568
T22.3.4	o	14,5	0,39	0,596	13,8	0,40	0,551							14,2	0,40	0,574
	u	14,5	0,40	0,587	12,4	0,41	0,431							13,4	0,40	0,509
T22.3.5	o	14,3	0,40	0,560	14,0	0,41	0,517							14,1	0,41	0,538
	u	14,0	0,36	0,605	18,0	0,50	0,604							16,0	0,43	0,604
T24.1.9	o	12,2	0,31	0,585	9,3	0,24	0,537							10,8	0,28	0,561
	u	16,0	0,39	0,588	11,8	0,31	0,555							13,9	0,35	0,571
T24.2.2	o	12,4	0,29	0,595	11,8	0,31	0,528							12,1	0,30	0,562
	u	19,3	0,51	0,566	12,6	0,33	0,536							15,9	0,42	0,551
T24.2.4	o	18,7	0,44	0,640	17,6	0,45	0,541							18,1	0,44	0,590
	u	18,9	0,45	0,635	12,8	0,33	0,541							15,8	0,39	0,588
T24.2.8	o	15,2	0,34	0,647	16,3	0,41	0,569							15,7	0,38	0,608
	u	19,9	0,48	0,596	12,1	0,29	0,572							16,0	0,39	0,584
T24.2.10	o	14,1	0,35	0,620	13,3	0,35	0,561							13,7	0,35	0,591
	u	17,8	0,43	0,624	17,3	0,45	0,556							17,6	0,44	0,590
T24.2.13	o	16,2	0,39	0,628	11,6	0,32	0,534							13,9	0,36	0,581
	u	17,3	0,42	0,626	19,3	0,49	0,571							18,3	0,46	0,598
T24.2.16	o	13,6	0,35	0,553	11,9	0,36	0,468							12,7	0,35	0,510
	u	12,3	0,31	0,612	9,9	0,26	0,543							11,1	0,28	0,578
T24.2.20	o	14,2	0,36	0,569	11,8	0,33	0,489							13,0	0,34	0,529
	u	12,7	0,32	0,589	9,9	0,27	0,515							11,3	0,29	0,552
T24.2.23	o	16,8	0,41	0,572	12,8	0,35	0,508							14,8	0,38	0,540
	u	15,8	0,38	0,581	13,3	0,33	0,562							14,5	0,36	0,571
T24.3.24	o	14,3	0,34	0,630	15,1	0,39	0,559							14,7	0,37	0,594
	u	16,0	0,40	0,567	9,8	0,29	0,481							12,9	0,34	0,524
T24.3.28	o	15,3	0,39	0,590	14,9	0,40	0,525							15,1	0,39	0,558
	u	12,9	0,33	0,614	18,7	0,50	0,529							15,8	0,41	0,571
T24.3.32	o	11,9	0,32	0,572	13,6	0,40	0,527							12,8	0,36	0,550
	u	14,3	0,35	0,589	9,3	0,26	0,497							11,8	0,31	0,543
T24.3.39	o	17,3	0,42	0,592	14,9	0,40	0,570							16,1	0,41	0,581
	u	17,3	0,43	0,586	16,6	0,44	0,527							17,0	0,44	0,557
T24.3.40	o	18,7	0,47	0,573	12,6	0,35	0,512							15,6	0,41	0,543
	u	17,4	0,45	0,576	10,3	0,27	0,535							13,9	0,36	0,556
T24.4.14	o	14,7	0,38	0,551	7,9	0,25	0,448							11,3	0,31	0,499
	u	14,8	0,36	0,583	7,6	0,22	0,459							11,2	0,29	0,521
Mittel		15,5	0,39	0,587	12,9	0,35	0,527							14,2	0,37	0,557

o: oben, u: unten, F/cm²: Fasern/cm²

Faserorientierung und -verteilung

Tabelle D3-5 vertikale Prismen aus Träger T22 mit $l_f = 17,5$ mm und $b_w = 40$ mm

		0 – 10 mm			10 – 20 mm			20 – 30 mm			30 – 40 mm			0 – 30 mm (Mittel)		
		n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η
		F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-
T22.1.3	r	7,3	0,21	0,490	14,0	0,41	0,545							10,7	0,31	0,518
	l	9,5	0,27	0,586	14,5	0,40	0,544							12,0	0,34	0,565
T22.2.1	r	8,7	0,21	0,643	13,7	0,52	0,478							11,2	0,36	0,560
	l	11,3	0,30	0,596	13,5	0,36	0,567							12,4	0,33	0,581
T22.2.3	r	11,3	0,30	0,548	12,0	0,35	0,509							11,6	0,33	0,529
	l	14,0	0,41	0,512	10,3	0,30	0,505							12,1	0,36	0,509
T22.3.4	r	14,8	0,44	0,564	10,5	0,30	0,524							12,6	0,37	0,544
	l	13,5	0,35	0,612	18,0	0,48	0,585							15,8	0,42	0,599
T22.3.5	r	10,2	0,27	0,598	13,3	0,37	0,535							11,8	0,32	0,567
	l	13,7	0,39	0,527	6,7	0,21	0,543							10,2	0,30	0,535
Mittel		11,4	0,32	0,568	12,6	0,37	0,534							12,0	0,34	0,551

r: rechts, l: links, F/cm²: Fasern/cm²

Tabelle D3-6 horizontale Flächen aus Träger T23 mit $l_f = 17,5$ mm und $b_w = 80$ mm

		0 – 10 mm			10 – 20 mm			20 – 30 mm			30 – 40 mm			0 – 40 mm (Mittel)		
		n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η
		F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-
T23.1.3	o	18,9	0,56	0,48	14,5	0,42	0,51	12,5	0,41	0,45	8,6	0,29	0,42	15,3	0,46	0,48
	u	17,4	0,51	0,55	12,0	0,32	0,53	7,1	0,23	0,41	5,3	0,21	0,39	12,2	0,35	0,50
T23.2.2	o	12,5	0,33	0,54	12,4	0,39	0,48	5,8	0,21	0,38	5,0	0,22	0,27	10,2	0,31	0,47
	u	14,6	0,42	0,52	14,0	0,37	0,53	12,1	0,34	0,50	10,6	0,35	0,47	13,6	0,38	0,52
T23.3.4	o	22,1	0,63	0,53	11,4	0,30	0,52	7,9	0,24	0,46	6,6	0,22	0,41	13,8	0,39	0,50
	u	9,6	0,28	0,52	10,3	0,31	0,49	6,1	0,20	0,41	4,5	0,20	0,31	8,7	0,26	0,47
T23.3.5	o	23,0	0,56	0,63	19,0	0,46	0,61	13,4	0,35	0,53	8,5	0,25	0,46	18,5	0,46	0,59
	u	12,3	0,33	0,58	12,6	0,34	0,57	9,0	0,26	0,47	6,8	0,22	0,43	11,3	0,31	0,54
T23.4.7	o	17,4	0,50	0,53	17,1	0,53	0,49	13,8	0,40	0,48	9,0	0,29	0,45	16,1	0,48	0,50
	u	13,5	0,40	0,50	11,9	0,36	0,50	15,8	0,45	0,51	10,1	0,31	0,47	13,7	0,41	0,50
Mittel		16,1	0,45	0,538	13,5	0,38	0,523	10,3	0,31	0,461	7,5	0,26	0,408	13,3	0,38	0,507

r: rechts, l: links, F/cm²: Fasern/cm²

Tabelle D3-7 vertikale Flächen aus Träger T23 mit $l_f = 17,5$ mm und $b_w = 80$ mm

		0 – 10 mm			10 – 20 mm			20 – 30 mm			30 – 40 mm			0 – 40 mm (Mittel)		
		n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η	n_f/A	V_f	η
		F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-	F/cm ²	Vol-%	-
T23.1.3	r	13,8	0,39	0,49	22,8	0,65	0,50	24,7	0,66	0,53	18,3	0,45	0,57	20,4	0,57	0,51
	l	12,0	0,35	0,48	17,2	0,44	0,55	17,5	0,46	0,55	17,7	0,49	0,54	15,6	0,41	0,52
T23.2.2	r	19,5	0,53	0,55	21,7	0,58	0,53	19,7	0,52	0,55	20,2	0,58	0,52	20,3	0,55	0,54
	l	16,3	0,46	0,51	16,2	0,43	0,50	19,3	0,53	0,51	21,0	0,53	0,58	17,3	0,48	0,51
T23.3.4	r	21,2	0,55	0,55	15,3	0,52	0,47	20,3	0,61	0,51	19,8	0,54	0,54	18,9	0,56	0,51
	l	21,8	0,58	0,53	15,3	0,39	0,55	20,3	0,58	0,51	20,8	0,54	0,56	19,2	0,52	0,53
T23.3.5	r	20,8	0,59	0,56	19,3	0,52	0,53	22,0	0,61	0,56	20,7	0,51	0,61	20,7	0,57	0,55
	l	21,0	0,54	0,56	19,3	0,55	0,49	19,0	0,54	0,51	20,7	0,53	0,56	19,8	0,54	0,52
T23.4.7	r	14,3	0,44	0,51	11,7	0,33	0,50	15,3	0,45	0,48	16,3	0,47	0,49	13,8	0,41	0,49
	l	13,5	0,39	0,49	15,2	0,46	0,44	16,5	0,47	0,49	16,2	0,44	0,51	15,1	0,44	0,47
Mittel		17,4	0,48	0,522	17,4	0,49	0,505	19,5	0,54	0,520	19,2	0,51	0,549	18,1	0,50	0,516

r: rechts, l: links, F/cm²: Fasern/cm²

Anlage E

Inhaltsverzeichnis

1	Biegezugprüfungen nach Rilem.....	E2
1.1	Last-Durchbiegungs-Kurven.....	E2
1.1.1	0,9 Vol-% (M1, $l_f/d_f = 17,5/0,15$).....	E2
1.1.2	0,9 Vol-% (M1a, $l_f/d_f = 30/0,4$).....	E7
1.1.3	1,5 Vol-% (M1, erhöhter Fasergehalt).....	E8
1.1.4	2,5 Vol-% (M0, $l_f/d_f = 9/0,15$).....	E8
1.2	Auswertung nach Rilem.....	E9
2	Biegezugprüfungen nach DAfStb-Richtlinie.....	E10
2.1	Last-Durchbiegungs-Kurven.....	E10
2.1.1	0,9 Vol-% (M1, $l_f/d_f = 17,5/0,15$).....	E10
2.1.2	2,5 Vol-% (M0, $l_f/d_f = 9/0,15$).....	E11
2.2	Auswertung nach DAfStb-Richtlinie.....	E12

1 Biegezugprüfungen nach Rilem

1.1 Last-Durchbiegungs-Kurven

1.1.1 0,9 Vol-% (M1, $l_f/d_f = 17,5/0,15$)

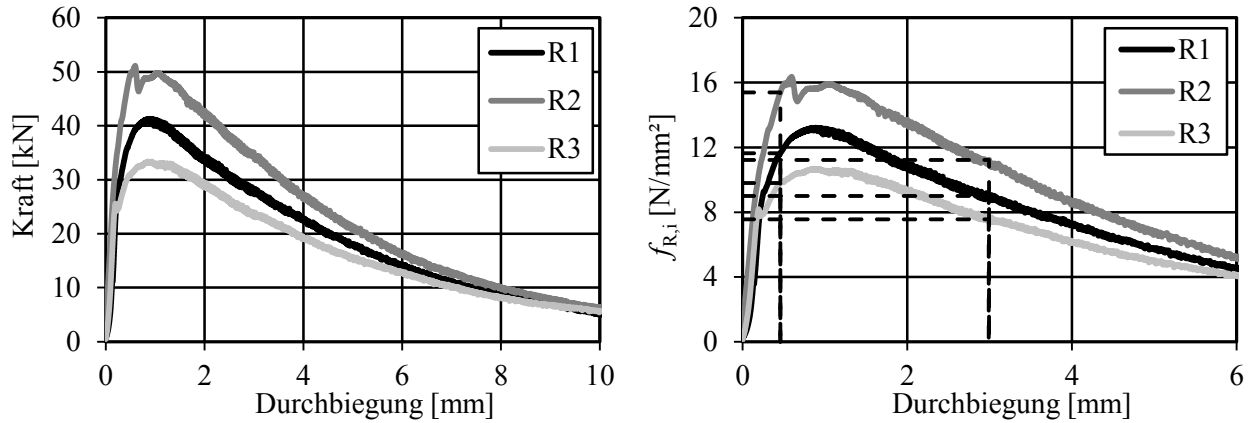


Bild E1-1 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T5

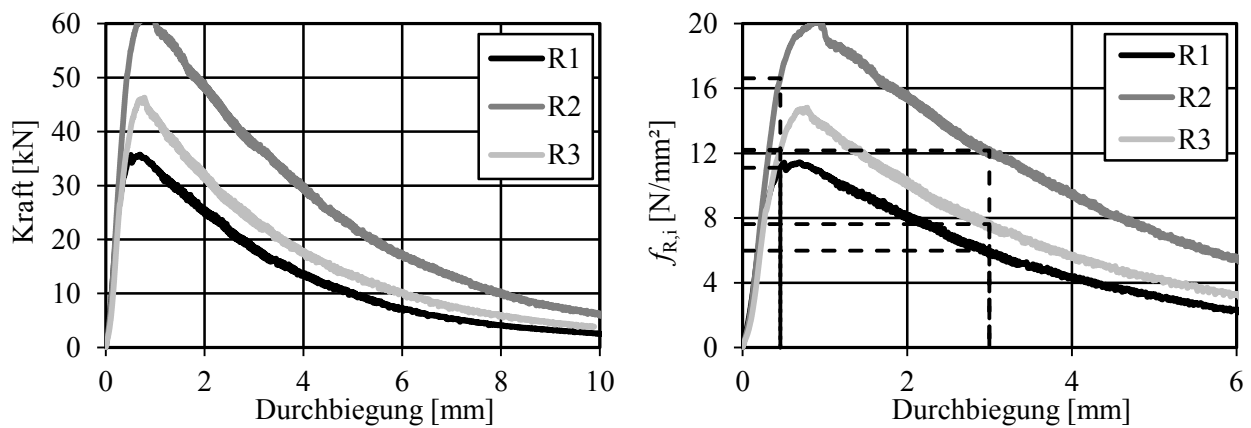


Bild E1-2 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T8

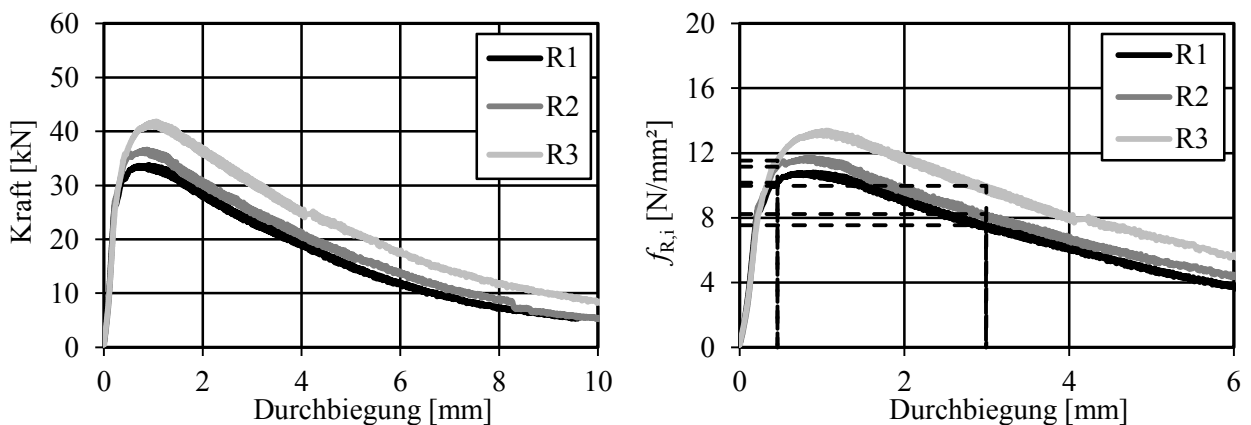


Bild E1-3 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T13

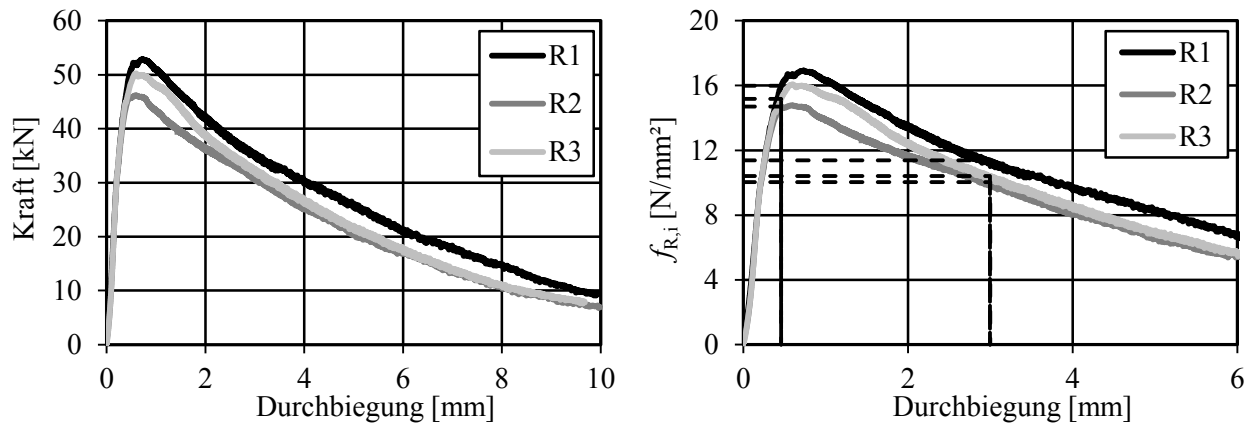


Bild E1-4 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T16

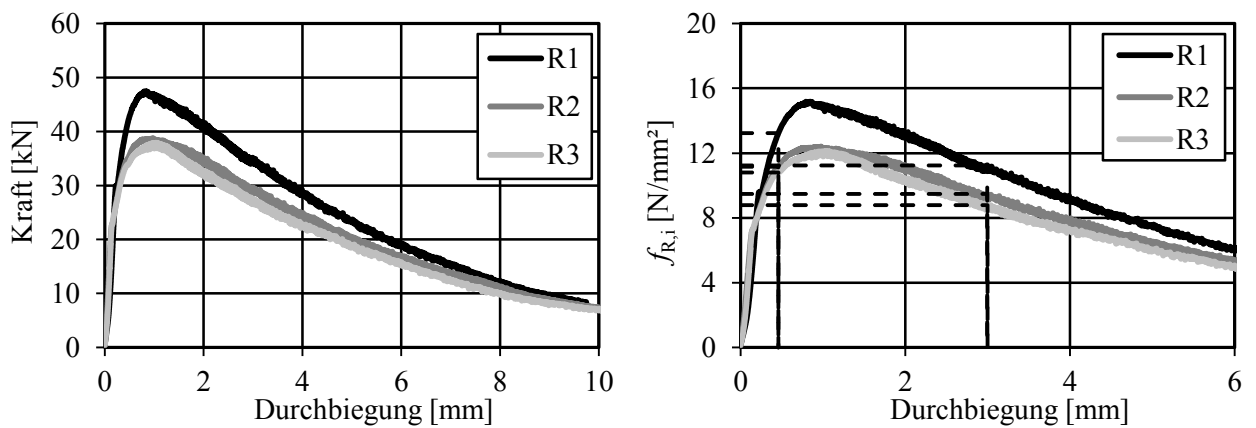


Bild E1-5 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T17

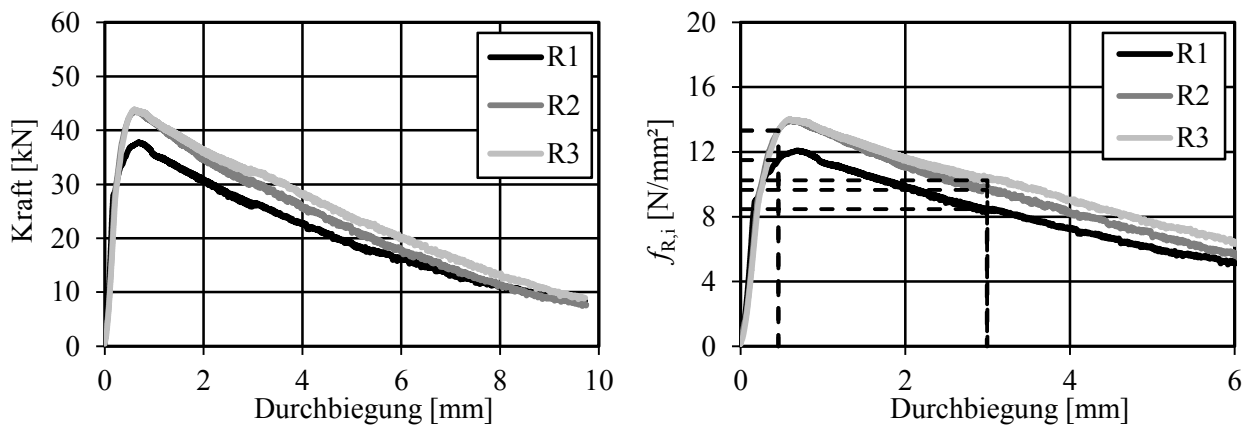


Bild E1-6 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T18

Biegezugprüfungen

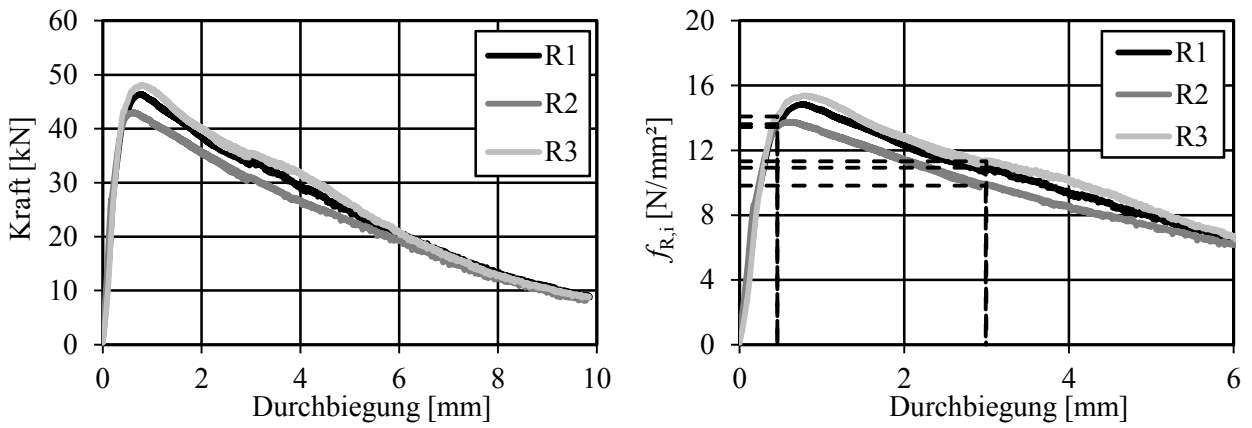


Bild E1-7 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T19

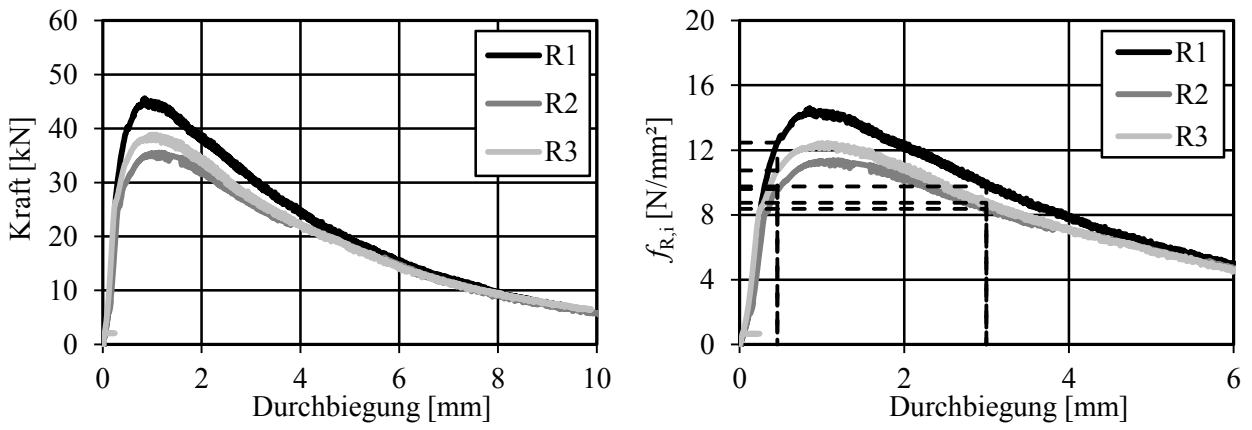


Bild E1-8 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T20

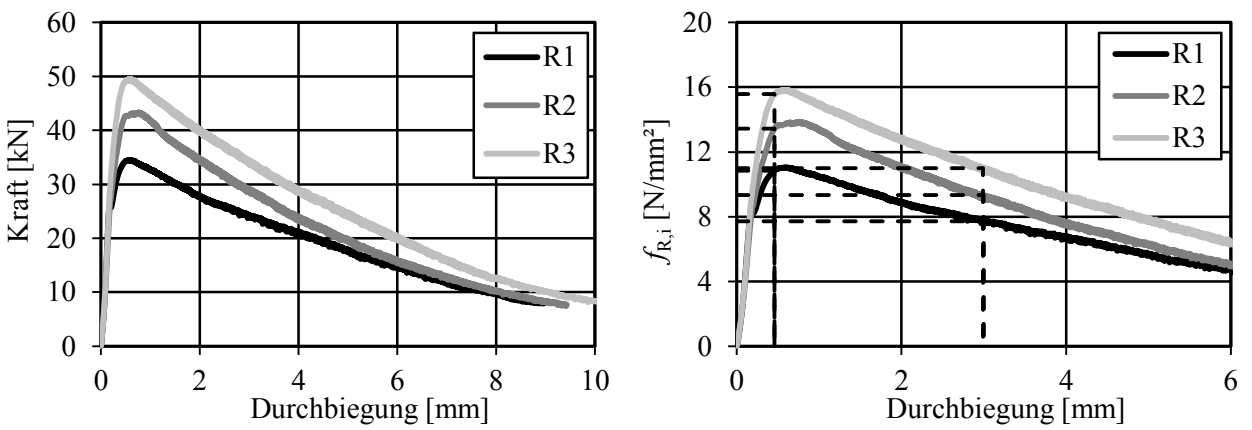


Bild E1-9 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T21

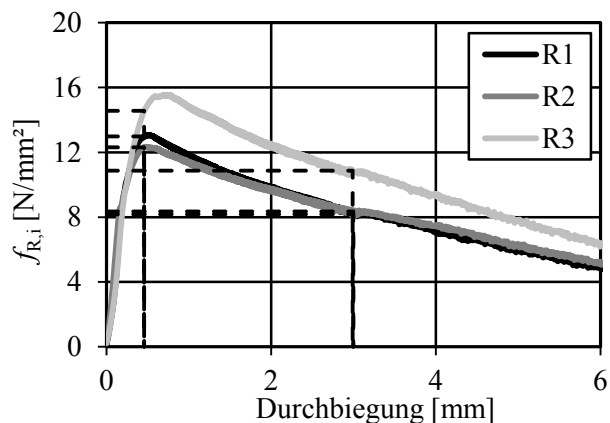
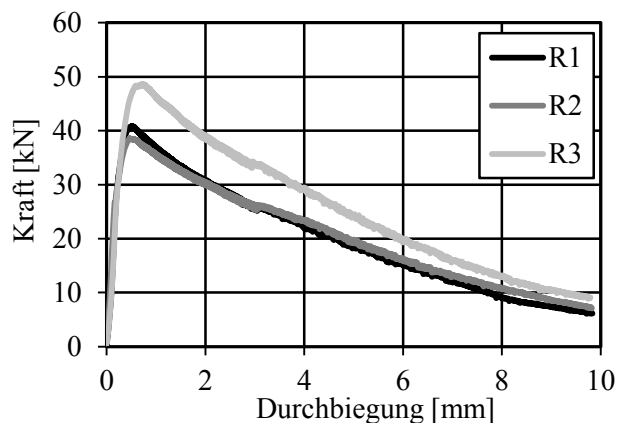


Bild E1-10 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T22

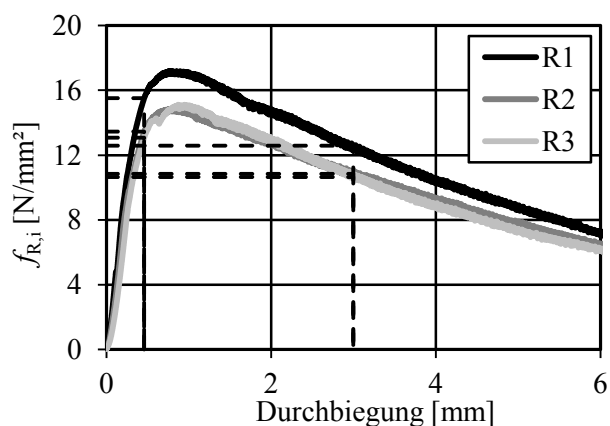
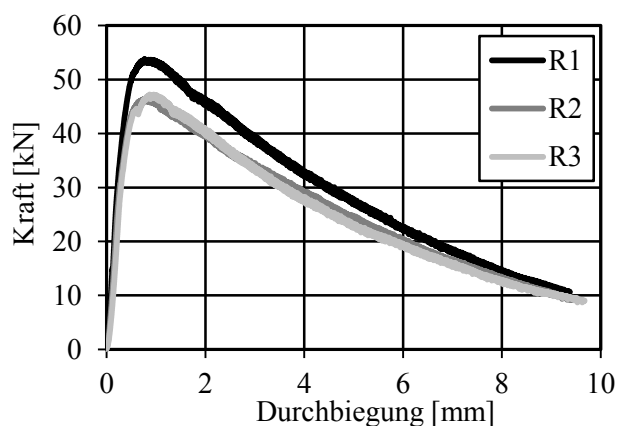


Bild E1-11 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T23

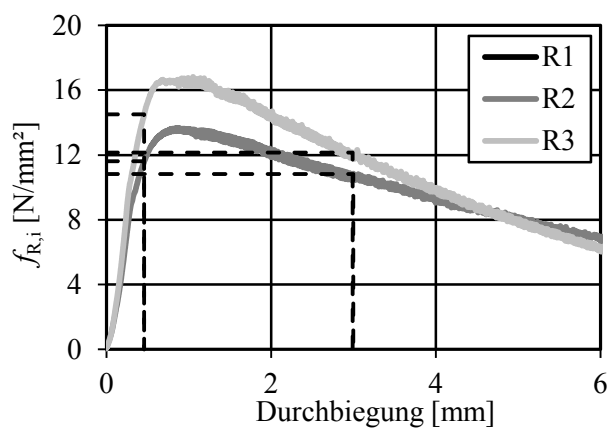
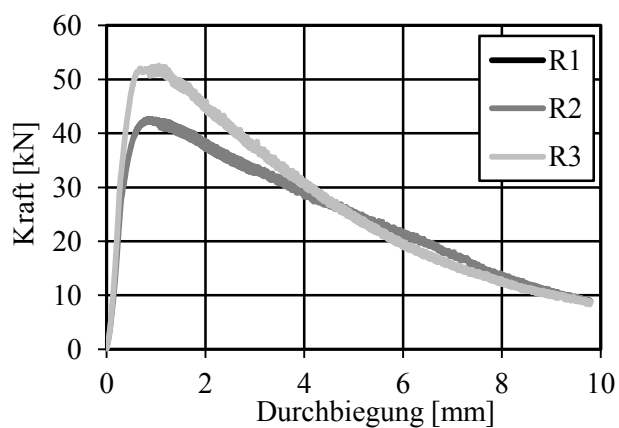


Bild E1-12 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T24

Biegezugprüfungen

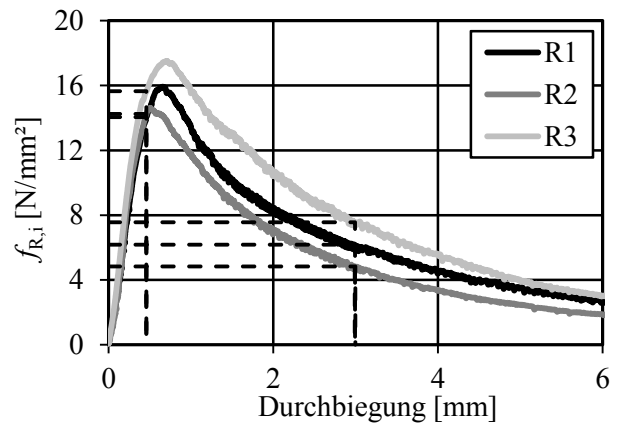
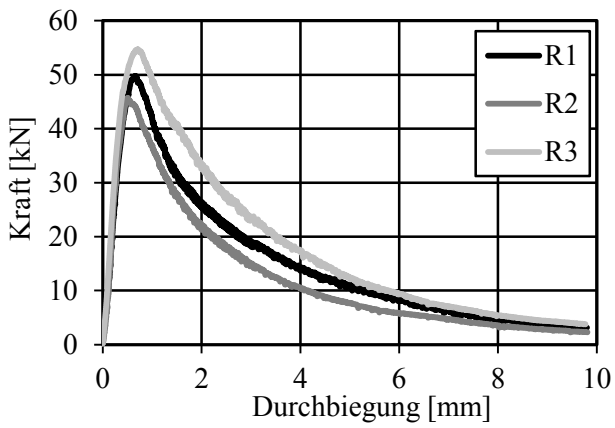


Bild E1-13 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T25

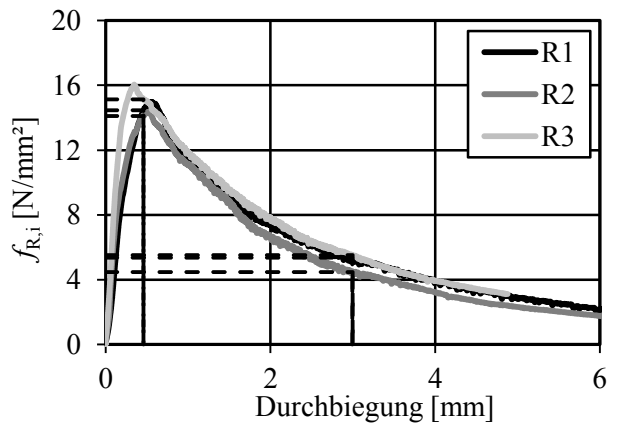
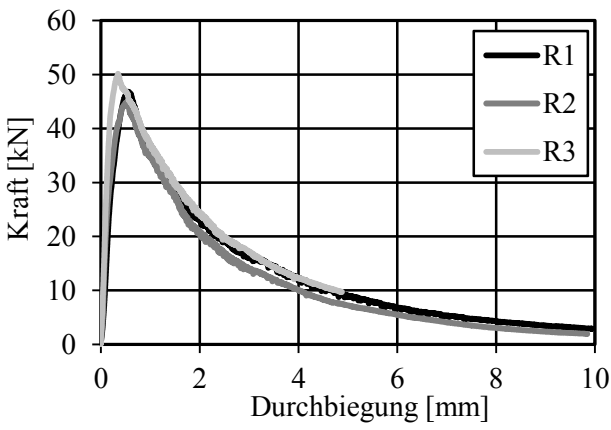


Bild E1-14 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T27

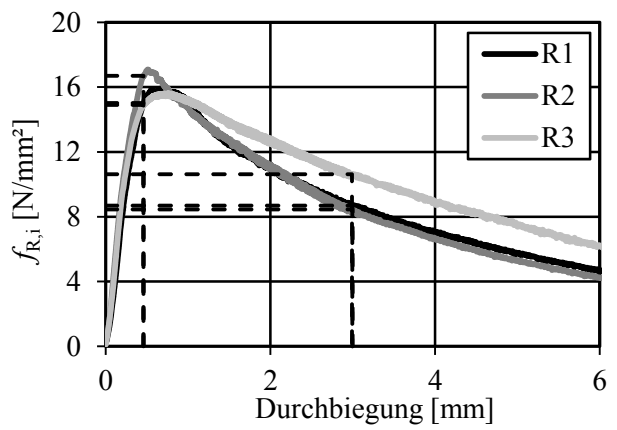
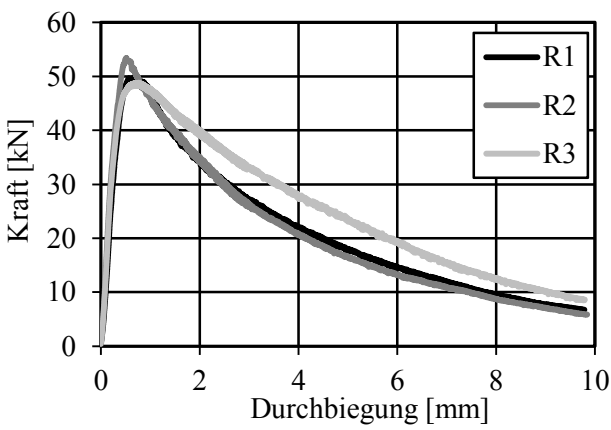


Bild E1-15 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T28

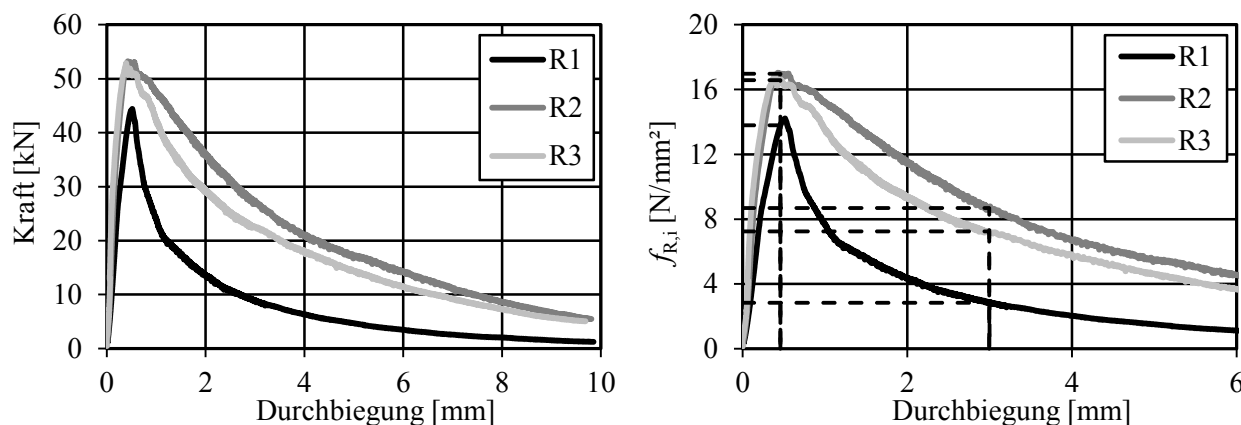


Bild E1-16 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T30

1.1.2 0,9 Vol-% (M1a, $l_f/d_f = 30/0,4$)

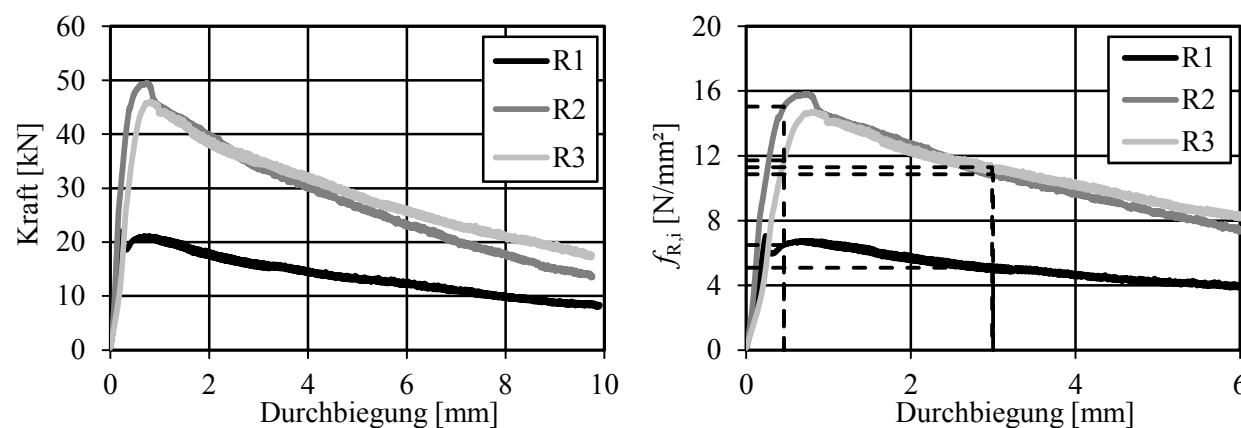


Bild E1-17 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T29

In der Bruchfläche von T29-R1 waren optisch keine Abweichungen erkennbar. Es gibt keine Erklärung für den Verlauf etwa auf halbem Niveau.

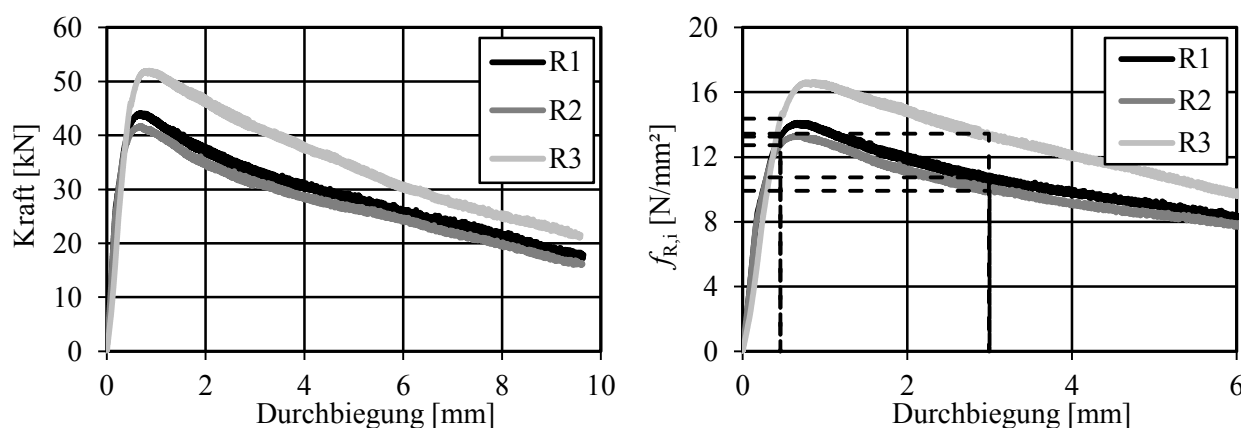


Bild E1-18 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T29

Biegezugprüfungen

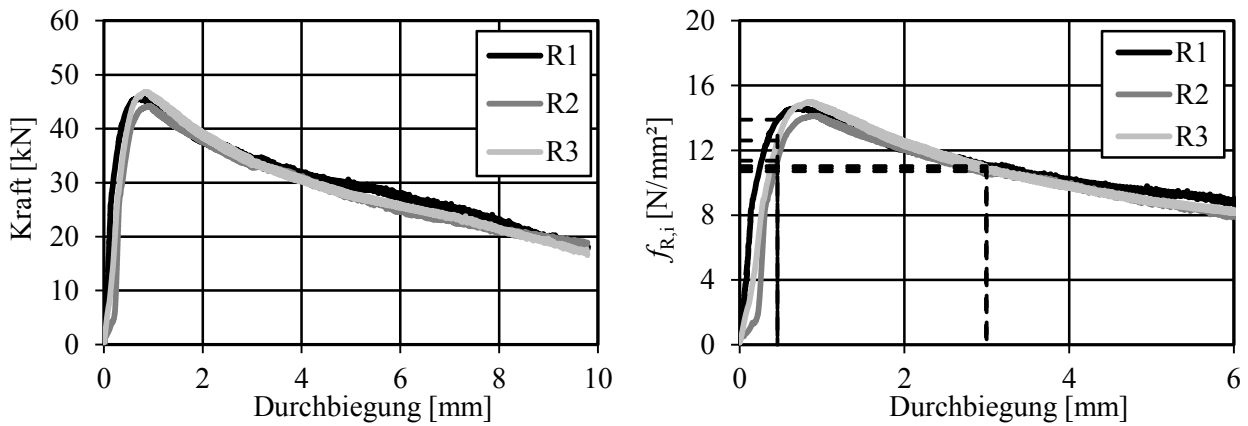


Bild E1-19 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen einer Testmischung mit Krampe Harex 30/0,4

1.1.3 1,5 Vol-% (M1, erhöhter Fasergehalt)

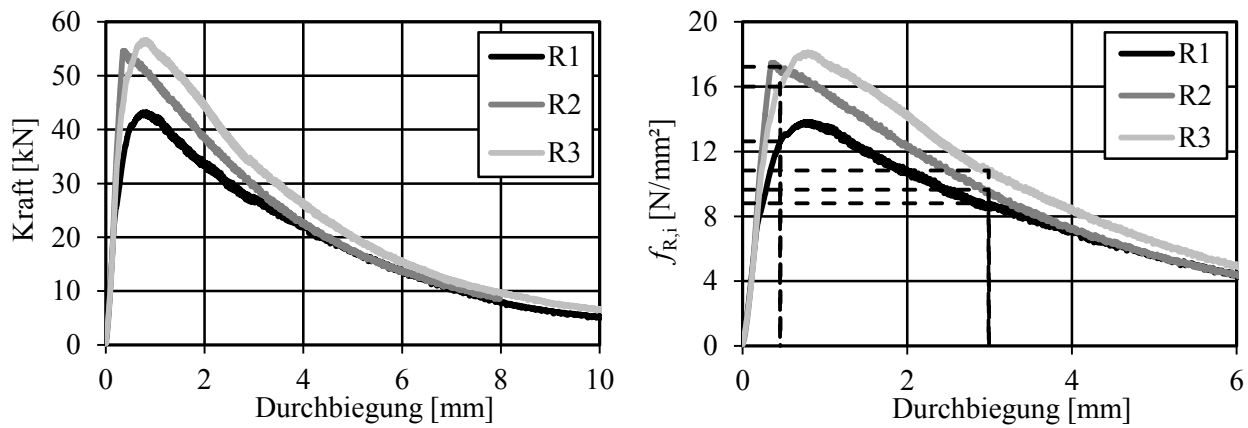


Bild E1-20 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T10

1.1.4 2,5 Vol-% (M0, $l_f/d_f = 9/0,15$)

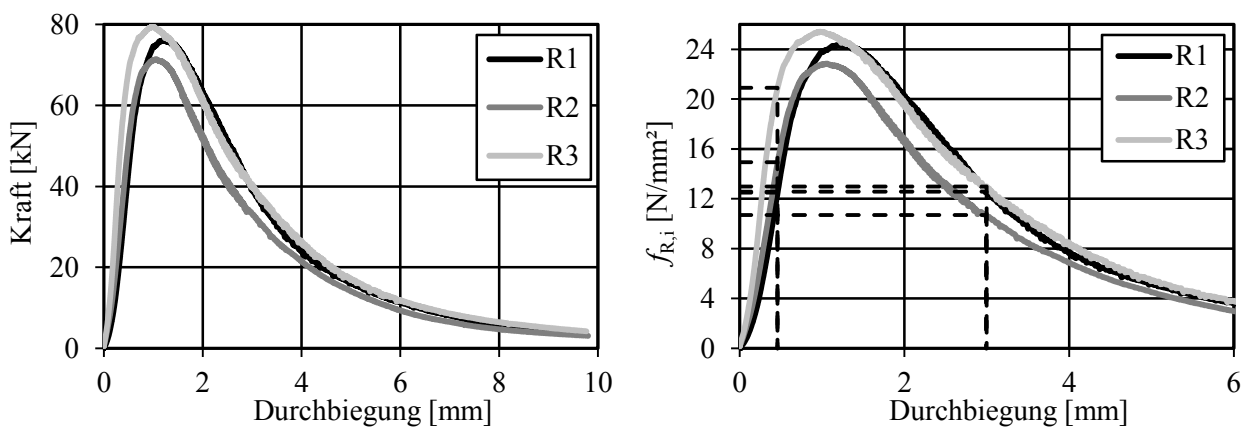


Bild E1-21 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T26

1.2 Auswertung nach Rilem

Tabelle E1-1 Auswertung der Biegezugversuche mit 0,9 Vol-% ($M1$, $l_f/d_f = 17,5/0,15$)

	Versuch R1				Versuch R2				Versuch R3				Serienmittel			
	$f_{c,W100}$	f_L	δ_L	$f_{R,1}$	$f_{R,4}$	f_L	δ_L	$f_{R,1}$	$f_{R,4}$	f_L	δ_L	$f_{R,1}$	$f_{R,4}$	f_L	$f_{R,1}$	$f_{R,4}$
	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
T5	177	13,2	0,89	11,6	9,0	16,4	0,59	15,4	11,2	10,7	0,86	9,8	7,6	13,4	12,3	9,3
T8	175	11,4	0,69	11,1	6,0	20,2	0,92	16,6	12,2	14,8	0,79	12,2	7,6	15,5	13,3	8,6
T13	176	10,8	0,89	10,2	7,5	11,7	0,87	11,2	8,2	13,4	1,05	11,5	10,0	12,0	11,0	8,6
T16	189	16,9	0,74	16,0	11,4	14,8	0,59	14,7	10,0	16,1	0,60	15,2	10,4	15,9	15,3	10,6
T17	162	15,2	0,79	13,2	11,2	12,4	0,98	11,2	9,5	12,1	1,03	10,8	8,8	13,2	11,7	9,8
T18	185	12,1	0,69	11,5	8,5	13,9	0,61	13,3	9,7	14,0	0,60	13,3	10,2	13,3	12,7	9,5
T19	178	14,8	0,80	13,6	10,9	13,8	0,65	13,4	9,8	15,4	0,78	14,1	11,3	14,7	13,7	10,7
T20	164	14,6	0,85	12,5	9,7	11,4	1,14	9,6	8,4	12,4	1,00	10,7	8,7	12,8	10,9	9,0
T21	174	11,0	0,59	10,8	7,7	13,9	0,76	13,4	9,3	15,8	0,60	15,6	11,0	13,6	13,3	9,4
T22	187	13,1	0,52	13,0	8,3	12,3	0,47	12,3	8,2	15,6	0,71	14,6	10,9	13,7	13,3	9,1
T23	182	17,2	0,77	15,5	12,6	14,9	0,81	13,5	10,8	15,1	0,87	13,1	10,7	15,7	14,0	11,4
T24	179					13,7	0,86	11,6	10,8	16,8	1,05	14,5	12,1	15,2	13,1	11,5
T25	172	15,9	0,66	14,1	6,2	14,6	0,50	14,2	4,8	17,5	0,71	15,6	7,6	16,0	14,6	6,2
T27	180	15,0	0,56	14,5	5,4	14,4	0,52	14,1	4,5	16,0	0,35	15,1	5,5	15,1	14,6	5,1
T28	176	16,0	0,71	15,0	8,7	17,1	0,51	16,7	8,5	15,6	0,76	14,9	10,6	16,2	15,5	9,3
T30	184	14,2	0,52	13,8	2,8	17,0	0,43	17,0	8,7	16,9	0,39	16,6	7,2	16,1	15,8	6,2

Tabelle E1-2 Auswertung der Biegezugversuche mit 0,9 Vol-% ($M1a$, $l_f/d_f = 30/0,4$)

	Versuch R1				Versuch R2				Versuch R3				Serienmittel			
	$f_{c,W100}$	f_L	δ_L	$f_{R,1}$	$f_{R,4}$	f_L	δ_L	$f_{R,1}$	$f_{R,4}$	f_L	δ_L	$f_{R,1}$	$f_{R,4}$	f_L	$f_{R,1}$	$f_{R,4}$
	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
T29	181	7,0	0,24	6,5	5,1	15,8	0,75	15,0	10,9	14,7	0,82	11,7	11,3	12,5	11,1	9,1
Probe	175	14,6	0,75	13,9	11,0	14,1	0,93	11,4	10,9	15,0	0,85	12,6	10,7	14,6	12,6	10,9

Tabelle E1-3 Auswertung der Biegezugversuche mit 1,5 Vol-% ($M1$, erhöhter Fasergehalt)

	Versuch R1				Versuch R2				Versuch R3				Serienmittel			
	$f_{c,W100}$	f_L	δ_L	$f_{R,1}$	$f_{R,4}$	f_L	δ_L	$f_{R,1}$	$f_{R,4}$	f_L	δ_L	$f_{R,1}$	$f_{R,4}$	f_L	$f_{R,1}$	$f_{R,4}$
	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
T10	202	13,8	0,82	12,6	8,8	17,5	0,35	17,2	9,6	18,1	0,80	16,0	10,8	16,5	15,3	9,8

Tabelle E1-4 Auswertung der Biegezugversuche mit 2,5 Vol-% ($M0$, $l_f/d_f = 9/0,15$)

	Versuch R1				Versuch R2				Versuch R3				Serienmittel			
	$f_{c,W100}$	f_L	δ_L	$f_{R,1}$	$f_{R,4}$	f_L	δ_L	$f_{R,1}$	$f_{R,4}$	f_L	δ_L	$f_{R,1}$	$f_{R,4}$	f_L	$f_{R,1}$	$f_{R,4}$
	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
T26	178	24,4	1,20	12,5	12,6	22,9	1,06	14,9	10,7	25,4	0,98	20,9	13,0	24,2	16,1	12,1

2 Biegezugprüfungen nach DAfStb-Richtlinie

2.1 Last-Durchbiegungs-Kurven

2.1.1 0,9 Vol-% (M1, $l_f/d_f = 17,5/0,15$)

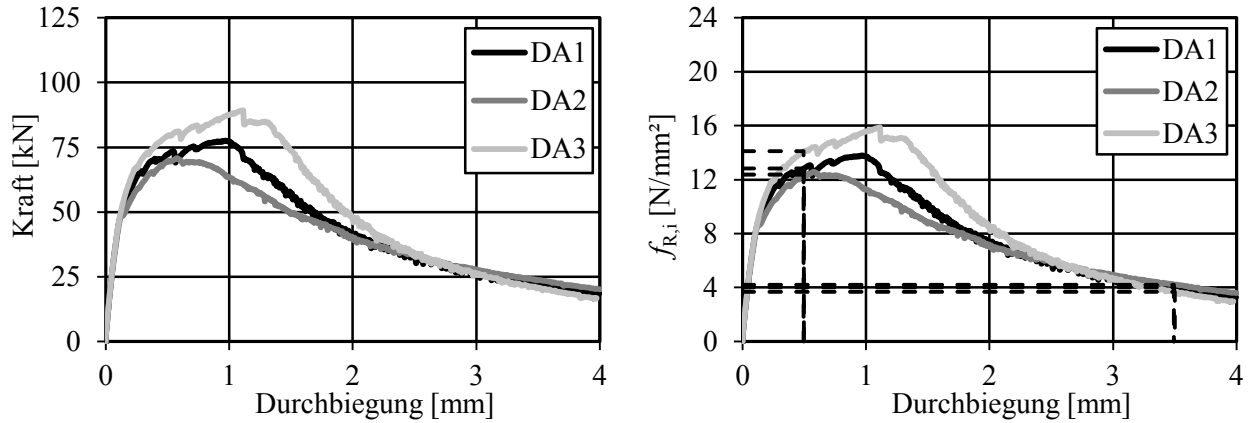


Bild E2-1 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu JG1

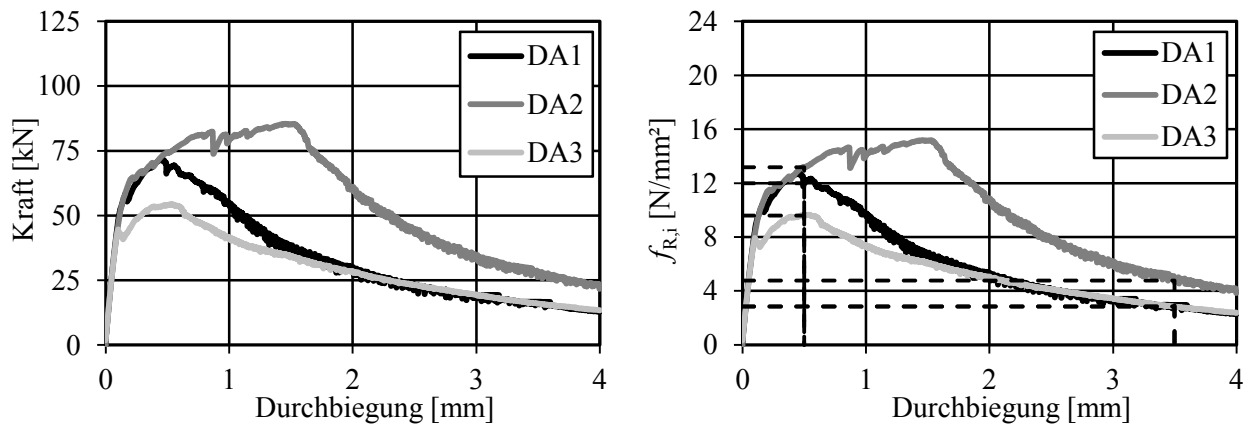


Bild E2-2 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu JG2

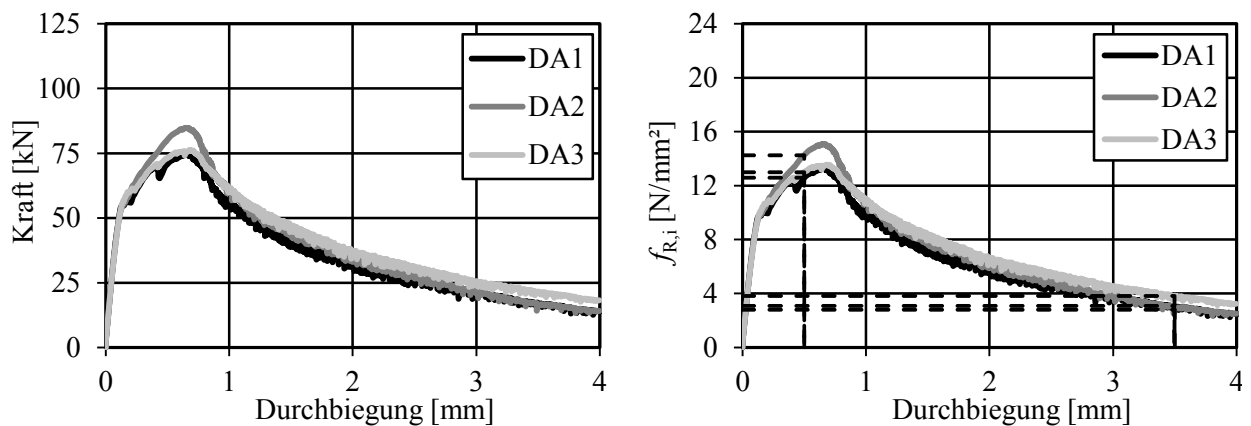


Bild E2-3 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu JG3

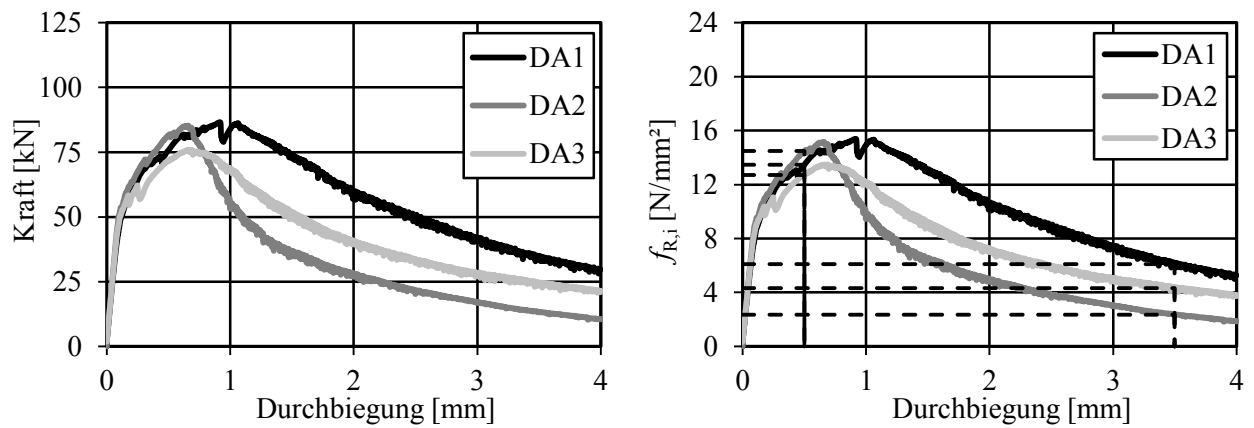


Bild E2-4 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T30

2.1.2 2,5 Vol-% (M0, $l_f/d_f = 9/0,15$)

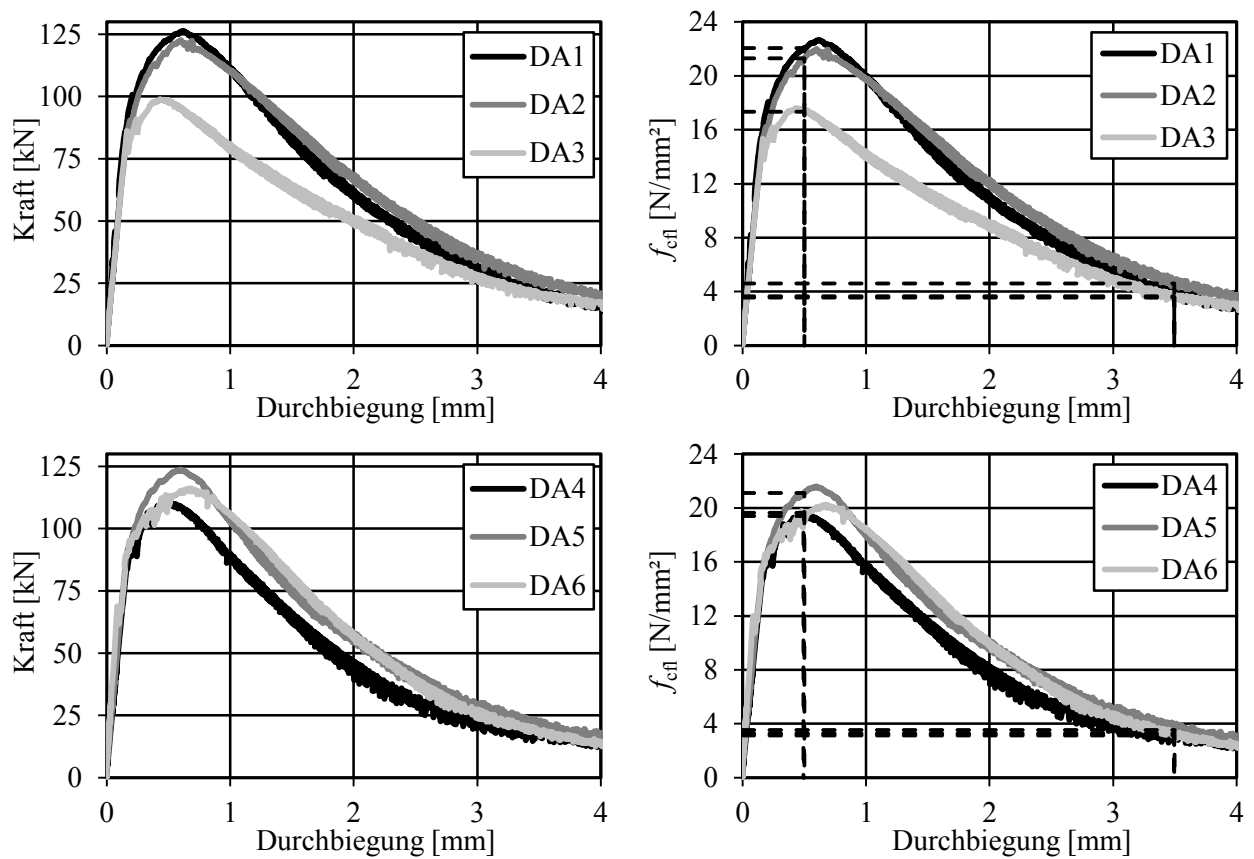


Bild E2-5 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu ZP1

Biegezugprüfungen

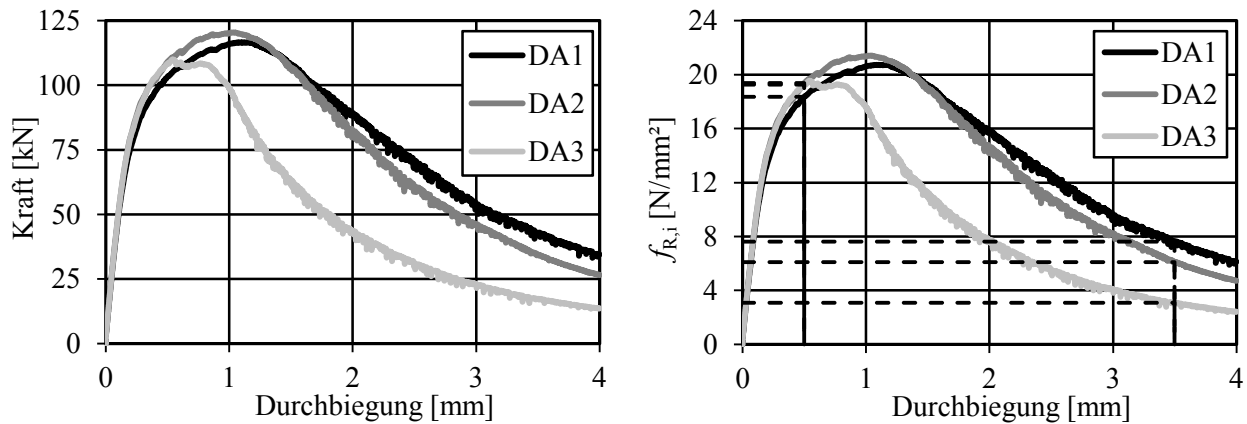


Bild E2-6 Last- und Spannungs-Durchbiegungs-Kurven der Biegezugprüfungen zu T26

2.2 Auswertung nach DAfStb-Richtlinie

Tabelle E2-1 Auswertung der Biegezugversuche mit 0,9 Vol-% (M1, $l_f/d_f = 17,5/0,15$)

	Versuch DA1			Versuch DA2			Versuch DA3			Serienmittel						
	$f_{c,W100}$	$f_{cfm,u}$	δ_u	$f_{cfm,L1}$	$f_{cfm,L2}$	$f_{cfm,u}$	δ_u	$f_{cfm,L1}$	$f_{cfm,L2}$	$f_{cfm,u}$	δ_u	$f_{cfm,L1}$	$f_{cfm,L2}$	$f_{cfm,u}$	$f_{cfm,L1}$	$f_{cfm,L2}$
	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
JG1	181	13,8	0,97	12,8	4,0	12,6	0,58	12,4	4,2	15,9	1,11	14,1	3,7	14,1	13,1	4,0
JG2	175	12,7	0,45	12,0	2,8	15,2	1,46	13,2	4,8	9,6	0,55	9,6	2,8	12,5	11,6	3,5
JG3	186	13,3	0,65	12,6	3,1	15,1	0,65	14,2	2,8	13,6	0,68	13,0	3,8	14,0	13,3	3,2
T30	184	15,4	0,92	13,5	6,1	15,2	0,66	14,5	2,4	13,5	0,69	12,7	4,3	14,7	13,5	4,3

Tabelle E2-2 Auswertung der Biegezugversuche mit 2,5 Vol-% (M0, $l_f/d_f = 9/0,15$)

	Versuch DA1/DA4			Versuch DA2/DA5			Versuch DA3/DA6			Serienmittel						
	$f_{c,W100}$	$f_{cfm,u}$	δ_u	$f_{cfm,L1}$	$f_{cfm,L2}$	$f_{cfm,u}$	δ_u	$f_{cfm,L1}$	$f_{cfm,L2}$	$f_{cfm,u}$	δ_u	$f_{cfm,L1}$	$f_{cfm,L2}$	$f_{cfm,u}$	$f_{cfm,L1}$	$f_{cfm,L2}$
	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	mm	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
ZP1	183	22,7	0,62	22,1	3,7	22,0	0,60	21,3	4,6	17,6	0,43	17,3	3,6	20,7	20,2	3,9
		19,4	0,53	19,4	3,1	21,6	0,60	21,1	3,5	20,2	0,67	19,6	3,3	20,4	20,1	3,3
T26	178	20,7	1,15	18,3	7,6	21,4	1,02	19,4	6,1	19,6	0,55	19,3	3,1	20,6	19,0	5,6

Anlage F

Inhaltsverzeichnis

1	Nachrechnung eigenen Versuche.....	F2
2	Nachrechnung der Versuche aus der Literatur	F12

1 Nachrechnung eigenen Versuche

Tabelle F1-1 Parameter der eigenen Versuche

	V_u	V_{crack}	Litzen	\emptyset	A_p	Öffnung	a_1	a_2	a_{sw}	a	a/d	h	d_u	d_o	t		
			Anz.	[mm ²]	Anzahl	\emptyset	/d	/d	[cm ²]	[cm]		[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		
T1a	233,9	215,0	M1	7	0,5	0,935	0	0	0	120	3,8	40	31,7	2,5	5,5		
T1b	267,7	245,0	M1	9	0,5	0,935	0	0	0	120	3,8	40	31,7	2,5	5,2		
T2a	133,5	133,5	MR	7	0,5	0,935	0	0	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6		
T2b	149,0	149,0	MR	9	0,5	0,935	0	0	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6		
T3a	332,3	274,0	M0	7	0,5	0,935	0	0	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6		
T3b	409,0	291,0	M0	9	0,5	0,935	0	0	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6		
T4a	347,0	249,0	M1	9	0,5	0,935	0	0	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6		
T4b	292,1	271,0	M1	9	0,5	0,935	0	0	0	140	4,4	40	31,7	2,5	6		
T5a	326,2	207,0	M1	9	0,5	0,935	0	0	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6		
T5b	298,7	210,0	M1	9	0,5	0,935	0	0	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6		
T6a	265,5	87,0	M1	9	0,5	0,935	1	0,5	0,5	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6	
T6b	225,8	75,0	M1	9	0,5	0,935	1	0,5	1	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6	
T7a	237,6	75,0	M1	9	0,5	0,935	1	0,5	1,5	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6	
T7b	231,3	75,0	M1	9	0,5	0,935	1	0,5	2	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6	
T8a	169,3	75,0	M1	9	0,5	0,935	2	0,5	1	0,5	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6
T8b	192,8	75,0	M1	9	0,5	0,935	2	0,5	1	1	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6
T9a	115,9	59,0	MR	9	0,5	0,935	1	0,5	0,5	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6	
T9b	100,7	39,0	MR	9	0,5	0,935	1	0,5	1,5	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6	
T10a	256,7	128,0	M1*	9	0,5	0,935	1	0,5	0,5	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6	
T10b	242,1	75,0	M1*	9	0,5	0,935	1	0,5	1,5	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6	
T11a	230,8	112,5	M1	9	0,5	0,935	2	0,5	1	1,5	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6
T11b	249,8	112,5	M1	9	0,5	0,935	2	0,5	0,5	2	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6
T12a	323,7	208,0	M0	9	0,5	0,935	1	0,5	1	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6	
T12b	215,8	124,0	M0	9	0,5	0,935	2	0,5	1	1	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6
T13a	183,9	96,0	M1	9	0,5	0,935	4	0,33	0,5	0,5	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6
T13b	234,9	112,5	M1	9	0,5	0,935	2	0,33	1	1	0	120	3,8	40	31,7	2,5	6
T14a	241,8	75,0	M1	9	0,5	0,935	2	0,5	1	1	1,885	120	3,8	40	31,7	2,5	6
T14b	286,7	75,0	M1	9	0,5	0,935	2	0,5	1	1	3,351	120	3,8	40	31,7	2,5	6
T15a	269,3	75,0	M1	9	0,5	0,935	2	0,5	1	1,5	1,885	120	3,8	40	31,7	2,5	6
T15b	304,0	130,0	M1	9	0,5	0,935	2	0,5	1	1,5	3,351	120	3,8	40	31,7	2,5	6
T16a	273,5	75,0	M1	9	0,5	0,935	2	0,5	1	1,5	1,885	120	3,8	40	31,7	2,5	6
T16b	280,6	75,0	M1	9	0,5	0,935	2	0,5	1	1,5	3,351	120	3,8	40	31,7	2,5	6
T17a	207,7	75,0	M1	9	0,5	0,935	2	0,5	1	1	1,885	120	3,8	40	31,7	2,5	6
T17b	202,1	75,0	M1	9	0,5	0,935	2	0,5	1	1	3,351	120	3,8	40	31,7	2,5	6
T18a	300,7	230,0	M1	9	0,5	0,935	0				130	4,1	40	31,7	2,5	6	
T18b	275,5	75,0	M1	9	0,5	0,935	2	0,5	1	1	2,872	140	4,4	40	31,7	2,5	6
T19a	300,7	75,0	M1	9	0,5	0,935	2	0,5	1	1	5,236	120	3,8	40	31,7	2,5	6
T19b	323,6	221,0	M1	9	0,5	0,935	0	0			110	3,5	40	31,7	2,5	6	
T20a	270,1	75,0	M1	9	0,5	0,935	2	0,5	1	1	1,885	120	3,8	40	31,7	2,5	6
T20b	291,2	75,0	M1	9	0,5	0,935	2	0,5	1	1	3,351	120	3,8	40	31,7	2,5	6
T21a	250,5	96,0	M1	9	0,5	0,935	2	0,5	1	1	1,616	140	4,4	40	31,7	2,5	6
T21b	358,1	240,0	M1	9	0,5	0,935	0	0		1,414	120	3,8	40	31,7	2,5	6	
T22a	173,6	48,0	M1	6	0,5	0,935	1	0,5	1	0	120	3,8	40	31,7	2,5	4	
T22b	210,3	145,0	M1	6	0,5	0,935	0	0		0	120	3,8	40	31,7	2,5	4	
T23a	361,3	138,0	M1	12	0,5	0,935	1	0,5	1	0	120	3,8	40	31,7	2,5	8	
T23b	454,4	354,0	M1	12	0,5	0,935	0	0		0	120	3,8	40	31,7	2,5	8	
T24a	319,0	150,0	M1	12	0,5	0,935	1	0,5	0,5	0	235	3,8	70	61,7	3,8	4	
T24b	315,8	275,0	M1	12	0,5	0,935	0	0		0	235	3,8	70	61,7	3,8	4	
T25a	344,9	150,0	M1	18	0,5	0,935	1	0,5	1	0	235	3,8	70	61,7	3,8	6	
T25b	465,8	454,0	M1	18	0,5	0,935	0	0		0	235	3,8	70	61,7	3,8	6	
T26a	367,8	200,0	M0	18	0,5	0,935	1	0,5	1	0	235	3,8	70	61,7	3,8	6	
T26b	521,1	463,0	M0	18	0,5	0,935	0	0		0	235	3,8	70	61,7	3,8	6	
T27a	567,4		M1	18	0,5	0,935	1	0,5	1	3,85	235	3,8	70	61,7	3,8	6	
T27b	610,0	271,0	M1	18	0,5	0,935	0	0		3,351	235	3,8	70	61,7	3,8	6	
T28a	534,04	100	M1	18	0,5	0,935	2	0,5	1	4,706	235	3,8	70	61,7	3,8	6	
T28b	512,36	360	M1	18	0,5	0,935	0	0		2,234	235	3,8	70	61,7	3,8	6	
T29a	385,72	150	M1a	18	0,5	0,935	1	0,5	1	0	235	3,8	70	61,7	3,8	6	
T29b	476,46	399	M1a	18	0,5	0,935	0	0		0	235	3,8	70	61,7	3,8	6	
T30	370,87	370,87	M1	18	0,5	0,935	0	0		0	350	3,8	100	91,7	3,8	4	
T31	322,26	322,26	M1a	18	0,5	0,935	0	0		0	350	3,8	100	91,7	3,8	4	

Fortsetzung Tabelle F1-1

	A _c [cm ²]	A _{OG} [cm ²]	A _{UG} [cm ²]	s [cm]	I _{yy,OG} [cm ⁴]	Lastplatten		Vorspannung		
						Aufl. [cm]	Last [cm]	ρ _I [-]	P _u [kN]	P _o [kN]
T1a	476	113	276	21,5	305	10,0	20,0	0,037	718	50
T1b	471	113	275	21,5	304	10,0	20,0	0,051	855	50
T2a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,034	718	50
T2b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T3a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,034	718	50
T3b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T4a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T4b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T5a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T5b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T6a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T6b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T7a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T7b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T8a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T8b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T9a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T9b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T10a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T10b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T11a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T11b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T12a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T12b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T13a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T13b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T14a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T14b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T15a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T15b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T16a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T16b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T17a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T17b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T18a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T18b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T19a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T19b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T20a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T20b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T21a	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T21b	485	113	276	21,3	307	10,0	20,0	0,044	855	50
T22a	343	79	200	21,6	214	10,0	20,0	0,044	570	33
T22b	343	79	200	21,6	214	10,0	20,0	0,044	570	33
T23a	620	155	353	21,5	737	10,0	20,0	0,044	1140	67
T23b	620	155	353	21,5	737	10,0	20,0	0,044	1140	67
T24a	694	151	373	40,7	682	10,0	30,0	0,045	1140	67
T24b	694	151	373	40,7	682	10,0	30,0	0,045	1140	67
T25a	1042	246	553	40,0	1430	10,0	30,0	0,045	1710	100
T25b	1042	246	553	40,0	1430	10,0	30,0	0,045	1710	100
T26a	1042	246	553	40,0	1430	10,0	30,0	0,045	1710	100
T26b	1042	246	553	40,0	1430	10,0	30,0	0,045	1710	100
T27a	1042	246	553	40,0	1430	10,0	30,0	0,045	1710	100
T27b	1042	246	553	40,0	1430	10,0	30,0	0,045	1710	100
T28a	1042	246	553	40,0	1430	10,0	30,0	0,045	1710	100
T28b	1042	246	553	40,0	1430	10,0	30,0	0,045	1710	100
T29a	1042	246	553	40,0	1430	10,0	30,0	0,045	1710	100
T29b	1042	246	553	40,0	1430	10,0	30,0	0,045	1710	100
T30	1048	244	518	58,2	1394	10,0	30,0	0,046	1710	100
T31	1048	244	518	58,2	1394	10,0	30,0	0,046	1710	100

Versuchsnachrechnung

Tabelle F1-2 Materialeigenschaften

	rechnerische Zug- und Nachrisszugfestigkeiten											
	nach Rilem			DIN		nach DAfStb			MC90			
	$f_{c,W100}$	$f_{c,cyl}$	$f_{ct,Prissr}$	$f_{ct,L}$	$f_{R,1}$	$f_{R,4}$	$f_{ct,1045}$	$f_{ct,u}$	$f_{ct,flm,L1}$	$f_{ct,flm,L2}$	$f_{ct,Pr,MC}$	$f_{ct,Ri,MC}$
T1a	151,0	135,9	24,2	13,0	12,0	7,99	5,68	12,41	11,64	3,20	12,43	9,12
T1b	174,8	157,3	25,8	14,0	13,0	8,59	5,97	13,35	12,52	3,44	13,25	9,82
T2a	134,2	120,8	10,9				5,45			0,00	5,58	
T2b	133,6	120,2	10,9				5,44			0,00	5,57	
T3a	170,4	153,3	29,2	23,6	15,1	11,75	5,92				14,99	16,55
T3b	161,6	145,4	28,5	23,0	14,7	11,44	5,82	19,32	18,56	3,69	14,64	16,11
T4a	176,0	158,4	25,9	14,1	13,0	8,62	5,99	13,40	12,56	3,45	13,29	9,85
T4b	182,9	164,6	26,4	14,3	13,3	8,79	6,06	13,66	12,81	3,52	13,52	10,04
T5a	177,0	159,3	26,0	14,1	13,0	8,65	6,00	13,44	12,60	3,46	13,33	9,88
T5b	178,5	160,7	26,1	14,2	13,1	8,68	6,01	13,49	12,65	3,47	13,38	9,92
T6a	141,8	127,6	23,6	12,6	11,7	7,74	5,56	12,03	11,28	3,10	12,08	8,84
T6b	141,8	127,6	23,6	12,6	11,7	7,74	5,56	12,03	11,28	3,10	12,08	8,84
T7a	192,0	172,8	26,9	14,7	13,6	9,01	6,16	13,99	13,12	3,60	13,81	10,29
T7b	183,2	164,8	26,4	14,3	13,3	8,80	6,07	13,67	12,82	3,52	13,53	10,05
T8a	175,1	157,6	25,9	14,0	13,0	8,60	5,98	13,36	12,53	3,44	13,26	9,82
T8b	176,6	158,9	26,0	14,1	13,0	8,64	5,99	13,42	12,58	3,45	13,31	9,87
T9a	162,4	146,2	11,8				5,83			3,25	6,08	
T9b	156,9	141,2	11,7				5,76			3,19	5,98	
T10a	201,6	181,4	26,3	15,4	14,3	9,16	6,26			3,62	13,48	10,76
T10b	200,5	180,4	26,2	15,3	14,2	9,13	6,25			3,61	13,44	10,73
T11a	180,5	162,5	26,2	14,2	13,2	8,73	6,04	13,57	12,72	3,49	13,44	9,97
T11b	180,8	162,7	26,2	14,3	13,2	8,74	6,04	13,58	12,73	3,50	13,45	9,98
T12a	180,9	162,8	30,0	24,3	15,6	12,11	6,04	20,45	19,64	3,43	15,39	17,05
T12b	184,6	166,1	30,3	24,6	15,8	12,23	6,08	20,65	19,83	3,46	15,53	17,22
T13a	176,1	158,5	25,9	14,1	13,0	8,62	5,99	13,40	12,57	3,45	13,30	9,85
T13b	180,5	162,5	26,2	14,2	13,2	8,73	6,04	13,57	12,72	3,49	13,45	9,98
T14a	178,2	160,4	26,1	14,2	13,1	8,68	6,01	13,48	12,64	3,47	13,37	9,91
T14b	175,4	157,9	25,9	14,0	13,0	8,61	5,98	13,38	12,54	3,44	13,27	9,83
T15a	186,0	167,4	26,6	14,5	13,4	8,86	6,10	13,77	12,92	3,55	13,62	10,13
T15b	186,4	167,8	26,6	14,5	13,4	8,87	6,10	13,79	12,93	3,55	13,64	10,14
T16a	189,4	170,4	26,8	14,6	13,5	8,94	6,13	13,90	13,03	3,58	13,73	10,22
T16b	184,4	165,9	26,5	14,4	13,3	8,83	6,08	13,71	12,86	3,53	13,57	10,08
T17a	162,4	146,1	25,0	13,5	12,5	8,28	5,83	12,87	12,07	3,31	12,83	9,46
T17b	161,3	145,2	24,9	13,5	12,4	8,26	5,81	12,83	12,03	3,30	12,79	9,43
T18a	184,6	166,1	26,5	14,4	13,3	8,83	6,08	13,72	12,87	3,53	13,58	10,09
T18b	186,1	167,5	26,6	14,5	13,4	8,87	6,10	13,78	12,92	3,55	13,63	10,13
T19a	177,8	160,0	26,0	14,1	13,1	8,67	6,01	13,47	12,63	3,47	13,35	9,90
T19b	174,4	157,0	25,8	14,0	12,9	8,58	5,97	13,34	12,51	3,43	13,24	9,80
T20a	163,8	147,4	25,1	13,6	12,5	8,32	5,84	12,93	12,12	3,33	12,88	9,50
T20b	166,4	149,8	25,3	13,7	12,6	8,39	5,88	13,03	12,22	3,35	12,97	9,58
T21a	173,8	156,5	25,8	14,0	12,9	8,57	5,96	13,32	12,49	3,43	13,22	9,79
T21b	187,1	168,4	26,6	14,5	13,4	8,89	6,11	13,82	12,95	3,56	13,66	10,16
T22a	187,2	168,5	26,6	14,5	13,4	8,89	6,11	13,82	12,96	3,56	13,66	10,16
T22b	189,1	170,2	26,8	14,6	13,5	8,94	6,13	13,89	13,02	3,58	13,72	10,21
T23a	182,4	164,1	26,3	14,3	13,2	8,78	6,06	13,64	12,79	3,51	13,50	10,03
T23b	185,3	166,8	26,5	14,4	13,3	8,85	6,09	13,75	12,89	3,54	13,60	10,11
T24a	178,9	161,0	26,1	14,2	13,1	8,69	6,02	13,51	12,67	3,48	13,39	9,93
T24b	175,0	157,5	25,9	14,0	13,0	8,60	5,97	13,36	12,53	3,44	13,26	9,82
T25a	172,3	155,1	25,7	13,9	12,9	8,53	5,94	13,26	12,43	3,41	13,17	9,75
T25b	168,6	151,7	25,4	13,8	12,7	8,44	5,90	13,11	12,29	3,38	13,04	9,64
T26a	177,6	159,8	29,8	24,1	15,5	11,99	6,00	20,25	19,46	3,40	15,27	16,89
T26b	172,1	154,9	29,4	23,7	15,2	11,81	5,94	19,94	19,15	3,35	15,06	16,63
T27a	180,3	162,2	26,2	14,2	13,2	8,73	6,03	13,56	12,71	3,49	13,44	9,97
T27b	189,5	170,5	26,8	14,6	13,5	8,95	6,13	13,90	13,04	3,58	13,74	10,22
T28a	175,9	158,3	25,9	14,1	13,0	8,62	5,99	13,39	12,56	3,45	13,29	9,85
T28b	175,9	158,3	25,9	14,1	13,0	8,62	5,99	13,39	12,56	3,45	13,29	9,85
T29a	180,6	162,6	26,2	14,9	12,5	11,16	6,04				13,45	
T29b	182,8	164,5	26,4	15,0	12,6	11,22	6,06				13,52	
T30	183,9	165,5	26,4	14,4	13,3	8,81	6,07	13,70	12,84	3,53	13,56	10,07
T31	174,5	157,1	25,8	14,7	12,3	10,96	5,97				13,24	

mit $f_{c,cyl}/f_{c,W100} = 0,9$ umgerechnet

Tabelle F1-3 Nachrechnung der eigenen Versuche nach DIN 1045-1 und Rilem

	Bemessung DIN				$V_{Rm,ct}$	V_{exp}	Bemessung Rilem						V_{exp}	
	σ_{cd}	κ	$V_{Rm,ct}$		$/d/b_w$	$V_{Rm,ct}$	V_{cm}	n	κ_f	τ_{fk}	V_{fm}	V_{wm}	$V_{Rm,3}$	$/V_{Rm,3}$
T1a	16,1	1,79	83	83	4,74	2,83	91,23	2,90	1,11	1,00	24,39	0,00	115,6	2,02
T1b	19,2	1,79	92,0	92,0	5,57	2,91	101,5	2,96	1,12	1,07	24,86	0,00	126,4	2,12
T2a	15,8	1,79	86,1	86,1	4,52	1,55	95,1	2,80	1,11	0,00	0,00	0,00	95,1	1,40
T2b	18,6	1,79	96,8	96,8	5,08	1,54	107,5	2,80	1,11	0,00	0,00	0,00	107,5	1,39
T3a	15,8	1,79	90,2											
T3b	18,6	1,79	100,4	100,4	5,27	4,07	111,1	2,80	1,11	1,43	37,97	0,00	149,0	2,74
T4a	18,6	1,79	102,1	102,1	5,36	3,40	112,7	2,80	1,11	1,08	28,62	0,00	141,3	2,46
T4b	18,6	1,79	102,8	102,8	5,40	2,84	113,5	2,80	1,11	1,10	29,18	0,00	142,7	2,05
T5a	18,6	1,79	102,2	102,2	5,36	3,19	112,8	2,80	1,11	1,08	28,70	0,00	141,5	2,30
T5b	18,6	1,79	102,3	102,3	5,37	2,92	113,0	2,80	1,11	1,09	28,82	0,00	141,8	2,11
T6a	18,6	1,79	97,9											
T6b	18,6	1,79	97,9											
T7a	18,6	1,79	103,8											
T7b	18,6	1,79	102,9											
T8a	18,6	1,79	102,0											
T8b	18,6	1,79	102,1											
T9a	18,6	1,79	100,5											
T9b	18,6	1,79	99,8											
T10a	18,6	1,79	104,8											
T10b	18,6	1,79	104,7											
T11a	18,6	1,79	102,6											
T11b	18,6	1,79	102,6											
T12a	18,6	1,79	102,6											
T12b	18,6	1,79	103,0											
T13a	18,6	1,79	102,1											
T13b	18,6	1,79	102,6											
T14a	18,6	1,79	102,3											
T14b	18,6	1,79	102,0											
T15a	18,6	1,79	103,2											
T15b	18,6	1,79	103,2											
T16a	18,6	1,79	103,5											
T16b	18,6	1,79	103,0											
T17a	18,6	1,79	100,5											
T17b	18,6	1,79	100,4											
T18a	18,6	1,79	103,0	103,0	5,41	2,92	113,7	2,80	1,11	1,10	29,31	0,00	143,0	2,10
T18b	18,6	1,79	103,2											
T19a	18,6	1,79	102,3											
T19b	18,6	1,79	101,9	101,9	5,35	3,18	112,5	2,80	1,11	1,07	28,49	0,00	141,0	2,29
T20a	18,6	1,79	100,7											
T20b	18,6	1,79	101,0											
T21a	18,6	1,79	101,8											
T21b	18,6	1,79	103,3	103,3	5,42	3,47	113,9	2,80	1,11	1,11	29,51	24,7	168,2	2,13
T22a	17,6	1,79	67,3											
T22b	17,6	1,79	67,4	67,4	5,31	3,12	74,1	2,00	1,11	1,12	19,82	0,00	93,9	2,24
T23a	19,5	1,79	139,5											
T23b	19,5	1,79	140,0	140,0	5,51	3,25	154,8	2,17	1,12	1,11	39,40	0,00	194,2	2,34
T24a	17,4	1,57	120,0											
T24b	17,4	1,57	119,4	119,4	4,84	2,64	132,3	2,00	1,06	1,07	30,77	0,00	163,1	1,94
T25a	17,4	1,57	178,6											
T25b	17,4	1,57	177,9	177,9	4,80	2,62	197,2	2,57	1,07	1,05	45,84	0,00	243,0	1,92
T26a	17,4	1,57	179,6											
T26b	17,4	1,57	178,6	178,6	4,82	2,92	197,9	2,57	1,07	1,48	64,14	0,00	262,0	1,99
T27a	17,4	1,57	180,2											
T27b	17,4	1,57	181,9	181,9	4,91	3,35	201,2	2,57	1,07	1,12	48,61	114,0	363,8	1,68
T28a	17,4	1,57	179,3											
T28b	17,4	1,57	179,3	179,3	4,84	2,86	198,6	2,57	1,07	1,08	46,83	76,0	321,4	1,59
T29a	17,4	1,57	180,2											
T29b	17,4	1,57	180,6	180,6	4,88	2,64	199,9	2,57	1,07	1,40	60,96	0,00	260,9	1,83
T30	17,3	1,47	172,3	172,3	4,70	2,15	191,3	1,71	1,03	1,10	38,83	0,00	230,2	1,61
T31	17,3	1,47	170,7	170,7	4,65	1,89	189,7	1,71	1,03	1,37	53,22	0,00	242,9	1,33

Versuchsnachrechnung

Tabelle F1-4 Nachrechnung der eigenen Versuche nach DAfStb-Richtlinie

Bemessung nach DAfStb

	$V_{Rm,ct}$	$V_{Rm,c}$	$\cot\theta$	$V_{Rm,c}$	$f_{ctRm0,u}^f$	K_G^f	$f_{ctRm,u}^f$	$V_{Rm,cf}$	$V_{Rm,ct}^f$	V_{exp}	$V_{Rm,cf}$
									$N_{Rm,ct}^f$		$N_{Rm,ct}^f$
T1a	82,79				1,18	1,01	1,19	20,8	103,6	2,26	0,20
T1b	92,0				1,27	1,01	1,28	21,2	113,2	2,37	0,19
T2a	86,1				0,00	1,01	0,00	0,0	86,1	1,55	0,00
T2b	96,8				0,00	1,01	0,00	0,0	96,8	1,54	0,00
T3a											
T3b	100,4				1,36	1,01	1,38	26,2	126,6	3,23	0,21
T4a	102,1				1,28	1,01	1,29	24,5	126,6	2,74	0,19
T4b	102,8				1,30	1,01	1,31	25,0	127,9	2,28	0,20
T5a	102,2				1,28	1,01	1,29	24,6	126,8	2,57	0,19
T5b	102,3				1,29	1,01	1,30	24,7	127,1	2,35	0,19
T6a											
T6b											
T7a											
T7b											
T8a											
T8b											
T9a											
T9b											
T10a											
T10b											
T11a											
T11b											
T12a											
T12b											
T13a											
T13b											
T14a											
T14b											
T15a											
T15b											
T16a											
T16b											
T17a											
T17b											
T18a	103,0				1,31	1,01	1,32	25,13	128,2	2,35	0,20
T18b											
T19a											
T19b	101,9				1,27	1,01	1,28	24,43	126,3	2,56	0,19
T20a											
T20b											
T21a											
T21b	103,3	26,7	1,15	25,5	1,32	1,01	1,33	25,30	77,4	4,63	
T22a											
T22b	67,4				1,32	1,01	1,33	16,90	84,3	2,49	0,20
T23a											
T23b	140,0				1,31	1,01	1,33	33,68	173,6	2,62	0,19
T24a											
T24b	119,4				1,27	1,01	1,29	31,82	151,3	2,09	0,21
T25a											
T25b	177,9				1,25	1,02	1,27	47,13	225,0	2,07	0,21
T26a											
T26b	178,6				1,24	1,02	1,26	46,70	225,3	2,31	0,21
T27a											
T27b	181,9	51,6	1,17	119,9	1,32	1,02	1,35	49,97	221,4	2,75	
T28a											
T28b	179,3	50,7	1,18	80,5	1,28	1,02	1,30	48,14	179,3	2,86	
T29a											
T29b	180,6										
T30	172,3				1,30	1,02	1,33	48,75	221,1	1,68	0,22
T31	170,7										

Tabelle F1-5 Nachrechnung der eigenen Versuche nach Grunert

Bemessung nach Grunert						V_{exp}	$V_{Rm,cf,mod}$
κ_f	β_{mod}	$V_{Rm,ct,mod}$	$V_{Rm,cf,mod}$	$V_{Rm,ct,mod}^f$	$N_{Rm,ct,mod}^f$	$N_{Rm,ct,mod}^f$	$N_{Rm,ct,mod}^f$
T1a	1,25	1,01	87,4	12,1	99,5	2,35	0,12
T1b	1,28	1,01	99,9	12,3	112,2	2,39	0,11
T2a	1,20	1,01	88,2	0,0	88,2	1,51	0,00
T2b	1,20	1,01	100,6	0,0	100,6	1,48	0,00
T3a							
T3b	1,20	1,01	103,2	15,2	118,5	3,45	0,13
T4a	1,20	1,01	104,5	14,3	118,7	2,92	0,12
T4b	1,20	0,98	101,0	14,5	115,6	2,53	0,13
T5a	1,20	1,01	104,5	14,3	118,8	2,74	0,12
T5b	1,20	1,01	104,7	14,4	119,0	2,51	0,12
T6a							
T6b							
T7a							
T7b							
T8a							
T8b							
T9a							
T9b							
T10a							
T10b							
T11a							
T11b							
T12a							
T12b							
T13a							
T13b							
T14a							
T14b							
T15a							
T15b							
T16a							
T16b							
T17a							
T17b							
T18a	1,20	0,99	103,1	14,6	117,7	2,56	0,12
T18b							
T19a							
T19b	1,20	1,04	106,6	14,2	120,8	2,68	0,12
T20a							
T20b							
T21a							
T21b	1,20	1,01	105,3	14,7	120,0		
T22a							
T22b	1,23	1,01	69,5	9,8	79,3	2,65	0,12
T23a							
T23b	1,09	1,01	131,1	19,5	150,6	3,02	0,13
T24a							
T24b	1,49	1,01	152,7	14,5	167,2	1,89	0,09
T25a							
T25b	1,45	1,01	222,1	21,4	243,5	1,91	0,09
T26a							
T26b	1,45	1,01	222,7	21,2	243,9	2,14	0,09
T27a							
T27b	1,45	1,01	225,6	22,6			
T28a							
T28b	1,45	1,01	223,4	21,8			
T29a							
T29b							
T30	1,83	1,01	272,0	19,9	291,8	1,27	0,07
T31							

Versuchsnachrechnung

Tabelle F1-6 Nachrechnung der eigenen Versuche nach Voo und Foster

Bemessung nach Voo Foster						V_u	V_{exp}	V_f		
$\Sigma P_i \cdot d_i$	τ_b	$K_{f,max}$	f_{tf}	x	V_u	V_{cr}	N_{cr}	N_{calc}	N_{calc}	
T1a	229	7,00	0,425	3,12	92,1	248,5	248,5	1,00	0,94	0,23
T1b	273	7,53	0,425	3,36	88,5	282,1	282,1	1,00	0,95	0,19
T2a	229	6,59								
T2b	273	6,58								
T3a	229	7,43	0,398	4,44						
T3b	273	7,24	0,398	4,32	86,81	306,1	306,1	1,00	1,34	0,26
T4a	273	7,55	0,425	3,37	96,9	301,3	301,3	1,00	1,15	0,25
T4b	273	7,70	0,425	3,44	110,8	276,5	276,5	1,00	1,06	0,30
T5a	273	7,57	0,425	3,38	97,3	302,0	302,0	1,00	1,08	0,25
T5b	273	7,60	0,425	3,39	97,8	303,1	303,1	1,00	0,99	0,25
T6a	273	6,78	0,425	3,02						
T6b	273	6,78	0,425	3,02						
T7a	273	7,89	0,425	3,52						
T7b	273	7,70	0,425	3,44						
T8a	273	7,53	0,425	3,36						
T8b	273	7,56	0,425	3,38						
T9a										
T9b										
T10a										
T10b										
T11a	273	7,65	0,425	3,41						
T11b	273	7,65	0,425	3,42						
T12a	273	7,66	0,398	4,57						
T12b	273	7,73	0,398	4,62						
T13a	273	7,55	0,425	3,37						
T13b	273	7,65	0,425	3,41						
T14a	273	7,60	0,425	3,39						
T14b	273	7,54	0,425	3,36						
T15a	273	7,76	0,425	3,46						
T15b	273	7,77	0,425	3,47						
T16a	273	7,83	0,425	3,50						
T16b	273	7,73	0,425	3,45						
T17a	273	7,25	0,425	3,24						
T17b	273	7,23	0,425	3,23						
T18a	273	7,73	0,425	3,45	105,8	291,3	291,3	1,00	1,03	0,28
T18b	273	7,76	0,425	3,46						
T19a	273	7,59	0,425	3,39						
T19b	273	7,52	0,425	3,35	90,2	319,1	319,1	1,00	1,01	0,22
T20a	273	7,28	0,425	3,25						
T20b	273	7,34	0,425	3,28						
T21a	273	7,50	0,425	3,35						
T21b	273	7,79	0,425	3,47						
T22a	182	7,79	0,425	3,48						
T22b	182	7,83	0,425	3,49	101,5	206,9	206,9	1,00	1,02	0,27
T23a	364	7,69	0,425	3,43						
T23b	364	7,75	0,425	3,46	100,2	410,3	410,3	1,00	1,11	0,26
T24a	706	7,61	0,425	3,40						
T24b	706	7,53	0,425	3,36	159,5	370,0	370,0	1,00	0,85	0,19
T25a	1060	7,47	0,425	3,33						
T25b	1060	7,39	0,425	3,30	155,1	548,4	548,4	1,00	0,85	0,18
T26a	1060	7,58	0,398	4,53						
T26b	1060	7,47	0,398	4,46	150,3	576,1	576,1	1,00	0,90	0,22
T27a	1060	7,64	0,425	3,41						
T27b	1060	7,84	0,425	3,50						
T28a	1060	7,55	0,425	3,37						
T28b	1060	7,55	0,425	3,37						
T29a	1060	7,65	0,408	2,11						
T29b	1060	7,70	0,408	2,12	176,2	528,8	528,8	1,00	0,90	0,15
T30	1573	7,72	0,425	3,44	230,8	549,0	549,0	1,00	0,68	0,18
T31	1573	7,52	0,408	2,07	235,5	511,3	511,3	1,00	0,63	0,12

Tabelle F1-7 Nachrechnung der eigenen Versuche nach eigenem Ansatz

	$\cot\theta$	θ	α	$f_{\text{ff,eff}}$	d/h_{Steg}	$\omega_{w,f}$	$\omega_{w,s}$	$\kappa_{\text{cp,OG}}$	$\kappa_{h,f}$	x_1	x_2	Δx_0	x_f	Δh_u	Δh_o	F_{ff}
	[-]	[°]	[°]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[kN]
T1a	2,3	23,5	66,5	4,34	1,98	0,76	0	3,94	1,39	78,6	55,8	0	78,6	9,7	3	187
T1b	2,27	23,8	66,2	4,66	1,98	0,78	0	3,54	1,39	77,9	56,5	0	77,9	9,7	3	189
T2a						0	0	4,3								
T2b						0	0	4,31								
T3a						0	0	3,6								
T3b	1,96	27	63	6	1,98	1,03	0	3,74	1,39	71	64,5	0	71	9,75	3	256
T4a	2,27	23,8	66,2	4,68	1,98	0,78	0	3,51	1,39	77,9	56,6	0	77,9	9,7	3	219
T4b	2,26	23,9	66,1	4,77	1,98	0,79	0	3,42	1,39	77,7	76,8	0	77,7	9,7	3	222
T5a	2,27	23,8	66,2	4,69	1,98	0,78	0	3,5	1,39	77,9	56,6	0	77,9	9,7	3	219
T5b	2,27	23,8	66,2	4,71	1,98	0,78	0	3,48	1,39	77,8	56,7	0	77,8	9,7	3	220
T6a	2,31	23,4	66,6	4,2	1,98	0,76	0	4,12	1,39	78,9	55,5	15	63,9	9,7	3	129
T6b	2,31	23,4	66,6	4,2	1,98	0,76	0	4,12	1,39	78,9	55,5	15	63,9	9,7	3	129
T7a	2,25	24	66	4,89	1,98	0,79	0	3,31	1,39	77,5	57,1	15	62,5	9,7	3	147
T7b	2,26	23,9	66,1	4,77	1,98	0,79	0	3,42	1,39	77,7	56,8	15	62,7	9,7	3	144
T8a	2,27	23,8	66,2	4,67	1,98	0,78	0	3,53	1,39	77,9	56,6	30	47,9	9,7	3	107
T8b	2,27	23,8	66,2	4,69	1,98	0,78	0	3,51	1,39	77,9	56,6	30	49,5	9,7	3	111
T9a																
T9b																
T10a																
T10b																
T11a	2,26	23,8	66,2	4,74	1,98	0,79	0	3,45	1,39	77,8	56,7	30	56,5	9,75	3	129
T11b	2,26	23,8	66,2	4,74	1,98	0,79	0	3,45	1,39	77,8	56,7	30	60,8	9,75	3	138
T12a	1,94	27,2	62,8	6,35	1,98	1,05	0	3,45	1,39	70,7	64,9	15	55,7	9,75	3	170
T12b	1,94	27,3	62,7	6,41	1,98	1,05	0	3,4	1,39	70,6	65	30	44,1	9,75	3	136
T13a	2,27	23,8	66,2	4,68	1,98	0,78	0	3,51	1,39	77,9	56,6	40	43,8	9,75	3	98,5
T13b	2,26	23,8	66,2	4,74	1,98	0,79	0	3,45	1,39	77,8	56,7	20	57,8	9,75	3	131
T14a	1,87	28,1	61,9	4,71	1,98	0,78	0,36	3,48	1,39	69,1	66,9	30	43	9,75	3	109
T14b	1,73	30	60	4,67	1,98	0,78	0,57	3,52	1,39	66,4	70,4	30	40,9	9,75	3	103
T15a	1,87	28,2	61,8	4,81	1,98	0,79	0,35	3,38	1,39	69,1	66,9	30	49,5	9,75	3	129
T15b	1,74	30	60	4,82	1,98	0,79	0,56	3,37	1,39	66,4	70,3	30	47,3	9,75	3	123
T16a	1,87	28,2	61,8	4,85	1,98	0,79	0,35	3,34	1,39	69,1	66,9	30	49,5	9,75	3	130
T16b	1,73	30	60	4,79	1,98	0,79	0,56	3,4	1,39	66,4	70,3	30	47,3	9,75	3	122
T17a	1,87	28,1	61,9	4,5	1,98	0,77	0,37	3,73	1,39	69,1	66,9	30	43	9,75	3	104
T17b	1,73	30	60	4,48	1,98	0,77	0,59	3,74	1,39	66,3	70,5	30	40,8	9,75	3	98,7
T18a	2,26	23,9	66,1	4,79	1,98	0,79	0	3,4	1,39	77,7	66,8	0	77,7	9,7	3	223
T18b	1,78	29,3	60,7	4,81	1,98	0,79	0,48	3,38	1,39	67,3	89,1	30	41,6	9,75	3	108
T19a	1,59	32,2	57,8	4,7	1,98	0,78	0,91	3,49	1,39	63,7	74,2	30	38,6	9,75	3	98,1
T19b	2,27	23,8	66,2	4,66	1,98	0,78	0	3,54	1,39	77,9	46,5	0	77,9	9,7	3	218
T20a	1,87	28,1	61,9	4,51	1,98	0,77	0,37	3,7	1,39	69,1	66,9	30	43	9,75	3	105
T20b	1,73	30	60	4,55	1,98	0,77	0,58	3,66	1,39	66,4	70,4	30	40,8	9,75	3	100
T21a	1,91	27,6	62,4	4,65	1,98	0,78	0,31	3,55	1,39	70	85,8	30	43,6	9,75	3	110
T21b	1,94	27,3	62,7	4,83	1,98	0,79	0,26	3,36	1,39	70,6	65	0	70,6	9,7	3	204
T22a	2,26	23,9	66,1	4,83	1,98	0,79	0	3,25	1,39	77,6	56,9	15	62,6	9,75	3	96,7
T22b	2,25	23,9	66,1	4,85	1,98	0,79	0	3,23	1,39	77,5	57	0	77,5	9,7	3	150
T23a	2,26	23,9	66,1	5,44	2,27	0,9	0	3,36	1,59	75	61,3	15	60	9,75	4	209
T23b	2,26	23,9	66,1	5,49	2,27	0,9	0	3,32	1,59	74,9	61,4	0	74,9	9,7	4	329
T24a	2,27	23,8	66,2	3,46	1,45	0,57	0	3,47	1,02	156	106	30	126	11,2	4	140
T24b	2,27	23,8	66,2	3,42	1,45	0,57	0	3,52	1,02	157	105	0	157	11,2	4	214
T25a	2,27	23,7	66,3	3,56	1,52	0,6	0	3,36	1,07	155	108	30	125	12,2	4,5	214
T25b	2,28	23,7	66,3	3,52	1,52	0,6	0	3,41	1,07	156	107	0	156	12,2	4,5	328
T26a	1,95	27,2	62,8	4,83	1,52	0,8	0	3,29	1,07	141	125	30	111	12,2	4,5	257
T26b	1,95	27,1	62,9	4,76	1,52	0,8	0	3,36	1,07	141	125	0	141	12,2	4,5	403
T27a	1,61	31,9	58,1	3,64	1,52	0,6	0,65	3,26	1,07	128	143	30	97,6	12,2	4,5	192
T27b	1,65	31,2	58,8	3,73	1,52	0,61	0,56	3,15	1,07	129	140	0	129	12,2	4,5	289
T28a	1,54	32,9	57,1	3,6	1,52	0,6	0,8	3,31	1,07	125	146	60	65,4	12,2	4,5	127
T28b	1,78	29,4	60,6	3,6	1,52	0,6	0,38	3,31	1,07	134	134	0	134	12,2	4,5	289
T29a	3	18,4	71,6	2,25	1,52	0,37	0	3,25	1,07	191	69,3	30	161	12,2	4,5	174
T29b	3	18,4	71,6	2,26	1,52	0,37	0	3,22	1,07	191	69,3	0	191	12,2	4,5	259
T30	2,26	23,9	66,1	3,09	1,28	0,51	0	3,23	0,9	236	156	0	236	11,2	4,5	292
T31	3	18,4	71,6	1,86	1,28	0,31	0	3,35	0,9	291	94,3	0	291	11,2	4,5	216

Versuchsnachrechnung

Fortsetzung von Tabelle F1-7

	θ_1	θ_{OG}	$F_{c,1}$	$F_{c,1,OG}$	H_1	$V_{c,OG}$	H_2	θ_3	θ_{UG}	$F_{c,UG}$	H_3	$V_{c,UG}$	$\Delta F_{s,max}$
	[°]	[°]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[°]	[°]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
T1a	41	7,11	162	207,7	122	25,7	334	41	5,85	188	187	19,1	357
T1b	41,4	6,37	162	208,3	121	23,1	340	41,4	5,83	189	188	19,2	576
T2a													
T2b													
T3a													
T3b	45,6	6,42	241	290,5	169	32,5	511	45,6	5,57	260	259	25,3	384
T4a	41,4	6,32	132	218,5	98,8	24,1	394	41,4	5,82	219	218	22,2	536
T4b	41,5	5,08	139	223,9	104	19,8	544	41,5	4,82	224	223	18,8	429
T5a	41,4	6,29	132	219,1	99,2	24	395	41,4	5,82	220	219	22,3	535
T5b	41,4	6,25	133	220	99,7	24	397	41,4	5,82	221	219	22,4	532
T6a	40,9	7,46	73,8	127,8	55,8	16,6	352	40,9	5,86	129	128	13,2	652
T6b	40,9	7,46	73,8	127,8	55,8	16,6	352	40,9	5,86	129	128	13,2	652
T7a	41,6	5,93	89,9	146,8	67,2	15,2	412	41,6	5,81	147	146	14,9	593
T7b	41,5	6,14	87,3	143,7	65,4	15,4	402	41,5	5,82	144	143	14,6	603
T8a	41,4	6,35	64,6	107,2	48,5	11,9	393	41,4	5,83	108	107	10,9	644
T8b	41,4	6,31	67,2	111,3	50,4	12,2	395	41,4	5,82	112	111	11,3	639
T9a													
T9b													
T10a													
T10b													
T11a	41,5	6,2	77,9	128,6	58,4	13,9	399	41,5	5,82	129	128	13,1	619
T11b	41,5	6,2	83,8	138,3	62,8	14,9	400	41,5	5,82	139	138	14,1	610
T12a	45,8	5,9	117	172,6	81,4	17,8	541	45,8	5,55	173	172	16,7	480
T12b	45,9	5,82	93,9	138,3	65,4	14	546	45,9	5,55	139	138	13,4	510
T13a	41,4	6,32	59,3	98,43	44,5	10,8	394	41,4	5,82	98,7	98,2	10	652
T13b	41,5	6,2	79,6	131,4	59,7	14,2	399	41,5	5,82	132	131	13,4	617
T14a	46,9	5,9	77,5	111,8	52,9	11,5	401	46,9	5,49	112	112	10,7	633
T14b	49,1	5,84	77,4	106,7	50,7	10,9	395	49,1	5,37	107	107	10	642
T15a	46,9	5,72	91,7	131,7	62,6	13,1	409	46,9	5,49	132	131	12,6	608
T15b	49,1	5,6	92,8	127,5	60,8	12,4	407	49,1	5,38	128	127	12	613
T16a	47	5,65	92,7	133	63,3	13,1	413	47	5,49	133	133	12,7	604
T16b	49,1	5,64	92,2	126,8	60,4	12,5	405	49,1	5,38	127	126	11,9	615
T17a	46,9	6,31	73,2	106,4	50	11,7	382	46,9	5,49	107	107	10,2	651
T17b	49,1	6,21	73,5	102	48,1	11	379	49,1	5,37	103	102	9,61	657
T18a	41,5	5,52	138	224,2	104	21,6	475	41,5	5,27	225	224	20,6	475
T18b	48,3	4,73	81,9	112,4	54,5	9,26	526	48,3	4,54	113	112	8,9	548
T19a	51,6	5,65	78,8	103,4	48,9	10,2	392	51,6	5,25	104	103	9,5	647
T19b	41,4	7,11	128	216,7	96,1	26,8	323	41,4	6,5	217	216	24,6	587
T20a	46,9	6,27	73,6	106,9	50,2	11,7	384	46,9	5,49	108	107	10,3	649
T20b	49,1	6,07	74,9	103,7	49	11	385	49,1	5,37	104	104	9,77	652
T21a	46,3	5,04	78,3	112,5	54,1	9,89	516	46,3	4,61	113	112	9,07	554
T21b	45,9	5,76	141	208,2	98,5	20,9	411	45,9	5,55	209	208	20,2	532
T22a	41,6	5,84	59,4	96,9	44,4	9,86	271	41,6	5,81	96,9	96,4	9,82	398
T22b	41,6	5,8	92,6	150,9	69,2	15,2	273	41,6	5,81	151	150	15,3	345
T23a	41,5	7,79	121	207,4	90,4	28,1	660	41,5	5,63	210	209	20,6	707
T23b	41,5	7,69	191	326,5	143	43,7	666	41,5	5,63	330	329	32,4	588
T24a	41,4	4,32	89,4	141,2	67	10,6	362	41,4	3,5	142	142	8,66	966
T24b	41,4	4,39	136	216,2	102	16,6	358	41,4	3,5	217	217	13,3	895
T25a	41,3	4,67	135	215,9	102	17,6	570	41,3	3,78	217	217	14,3	1427
T25b	41,3	4,75	207	331	155	27,4	564	41,3	3,78	333	332	22	1319
T26a	45,8	4,34	185	264,5	129	20	792	45,8	3,59	266	265	16,6	1229
T26b	45,7	4,44	288	413,7	201	32	780	45,7	3,59	416	416	26,1	1089
T27a	51,2	4,06	159	204,8	99,7	14,5	590	51,2	3,39	206	206	12,2	1423
T27b	50,4	3,96	236	307,3	150	21,2	607	50,4	3,42	309	308	18,4	1309
T28a	52,3	4,09	108	136,8	66,1	9,75	580	52,3	3,36	138	138	8,07	1497
T28b	48,4	4,25	222	301,7	148	22,4	588	48,4	3,49	304	303	18,5	1327
T29a	33,7	5,09	85,4	172,1	71,1	15,3	295	33,7	4,25	173	172	12,8	1660
T29b	33,7	5,05	128	256,8	106	22,6	297	33,7	4,25	258	257	19,1	1579
T30	41,5	3,04	194	297,5	145	15,8	476	41,5	2,36	299	299	12,3	1406
T31	33,7	3,6	112	215,9	93,4	13,6	222	33,7	2,69	217	217	10,2	1665

Fortsetzung von Tabelle F1-7

Z _{UG} [cm]	M _{UG} [kNm]	V _{c,eig,UG} [kN]	S _{OG} [cm]	V _{c,eig,OG} [kN]	V _{Rm,f} [kN]	V _{Rm,f} /V _{Rm} ^f	V _{Rm,c} [kN]	V _{Rm,sy} [kN]	V _{Rm,ct} ^f [kN]	V _{Rm} ^f [kN]	V _{exp} /V _{Rm} ^f
8,4	30	45,0	2,83	3,4	172	0,65	93,2		234	265	0,88
9,54	55	81,7	2,82	3,3	173	0,58	127		268	300	0,89
7,97	30,6	41,1	2,83	3,6	228	0,69	103		409	330	1,24
8,97	48,1	71,4	2,83	2,9	200	0,62	121		347	321	1,08
7,99	34,2	39,8	2,83	2,1	203	0,72	80,6		292	284	1,03
8,94	47,8	70,9	2,83	2,9	201	0,63	120		326	321	1,02
8,9	47,4	70,3	2,83	2,9	201	0,63	120		299	321	0,93
10	65,3	98,4	2,83	2,1	118	0,48	130		266	249	1,07
10	65,3	98,4	2,83	2,1	118	0,48	130		226	249	0,91
9,05	53,6	79,2	2,83	2,2	134	0,55	111		238	245	0,97
9,23	55,6	82,4	2,83	2,2	131	0,53	115		231	246	0,94
9,54	61,4	91,3	2,83	1,9	98,2	0,46	116		169	214	0,79
9,49	60,7	90,1	2,83	1,9	102	0,47	116		193	218	0,89
9,35	57,9	85,8	2,83	2,1	118	0,51	115		231	232	0,99
9,3	56,7	84,0	2,83	2,2	127	0,52	115		250	242	1,03
8,49	40,7	54,5	2,83	2,2	151	0,62	91,2		324	242	1,34
8,65	44,1	59,0	2,83	1,9	121	0,58	88,3		216	209	1,03
9,56	62,3	92,5	2,83	1,8	90,1	0,44	115		184	205	0,9
9,34	57,6	85,3	2,83	2,1	120	0,51	115		235	235	1
9,45	59,8	78,2	2,83	1,6	96,4	0,36	102	69,4	242	268	0,9
9,52	61,1	76,8	2,83	1,5	89,3	0,31	99,2	102,2	287	291	0,99
9,21	56	73,3	2,83	1,8	113	0,4	101	69,4	269	284	0,95
9,24	56,6	71,2	2,83	1,7	107	0,35	97,3	102,3	304	306	0,99
9,15	55,2	72,3	2,83	1,8	114	0,4	99,9	69,3	273	284	0,96
9,28	57,1	71,8	2,83	1,7	106	0,35	97,8	102,3	281	306	0,92
9,73	63,3	82,9	2,83	1,6	92	0,34	106	69,4	208	268	
9,77	64,2	80,7	2,83	1,5	85,5	0,29	103	102,0	202	290	
8,38	39,8	51,9	2,83	2,5	204	0,68	96,6		301	301	1
8,88	48,7	50,1	2,83	1,2	94,3	0,37	69,5	90,0	275	254	1,09
9,51	61,5	74,1	2,83	1,4	82,9	0,25	95,2	149,6	301	328	0,92
9,28	54,4	93,3	2,83	3,6	199	0,57	148		324	348	0,93
9,71	63	82,5	2,83	1,6	92,4	0,35	106	69,4	270	268	1,01
9,68	63,1	79,3	2,83	1,5	86,9	0,3	101	102,1	291	290	1
9,11	50,5	53,7	2,83	1,3	97,1	0,42	74	60,8	251	232	1,08
8,76	46,5	62,3	2,83	2,4	182	0,53	106	54,0	358	342	1,05
9,56	38,1	56,3	2,83	1,5	88,4	0,53	77,5		174	166	1,05
9,14	31,6	46,6	2,83	2,0	138	0,63	79,1		210	217	0,97
8,28	58,5	81,6	3,72	3,8	191	0,59	134		361	325	1,11
7,36	43,3	60,3	3,72	5,0	301	0,68	141		454	442	1,03
11,6	112	88,0	3,62	1,7	128	0,54	109		319	237	1,35
11,4	102	80,8	3,62	2,2	196	0,63	113		316	309	1,02
11,6	166	128,7	4,13	2,9	196	0,55	163		345	359	0,96
11,4	150	116,9	4,13	3,7	301	0,64	170		466	471	0,99
10,9	134	93,4	4,13	2,8	229	0,63	133		368	362	1,02
10,5	115	79,8	4,13	3,7	358	0,72	142		521	500	1,04
11,4	163	101,8	4,13	2,1	163	0,32	131	216,9	567	510	1,11
11	144	91,0	4,13	2,7	248	0,43	133	194,2	610	575	1,06
11,7	175	107,4	4,13	1,7	107	0,22	127	254,5	534	488	1,09
11,3	150	98,4	4,13	2,8	252	0,47	142	139,1	512	533	0,96
12	199	208,6	4,13	4,2	165	0,41	241		386	406	0,95
11,8	186	195,3	4,13	5,0	246	0,5	242		476	488	0,98
10,7	151	80,5	4,09	2,4	267	0,71	111		371	378	0,98
11,3	189	141,7	4,09	3,3	205	0,55	169		322	374	0,86

2 Nachrechnung der Versuche aus der Literatur

Tabelle F2-1 Parameter der Versuche

	V_u	V_{crack}	Litzen	\emptyset	A_p	Öffnung	a_1	a_2	a_{sw}	a	a/d	h	d_u	d_o	t
			Anz.	[mm ²]	Anzahl	\emptyset	/d	/d	[cm ²]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
[Voo10]															
X-B1	330	225	6	0,6	1,4	0			0	200	3,2	65	62	3	5
X-B2	355,0	225,0	6	0,6	1,4	0			0	200	3,2	65	62	3	5
X-B3	360	247,5	6	0,6	1,4	0			0	200	3,2	65	62	3	5
X-B4	456	265,5	6	0,6	1,4	0			0	155	2,5	65	62	3	5
X-B5	423	250	6	0,6	1,4	0			0	217	3,5	65	62	3	5
X-B6	391	212,5	6	0,6	1,4	0			0	279	4,5	65	62	3	5
X-B7	522	300	6	0,6	1,4	0			0	155	2,5	65	62	3	5
X-B8	582	350	6	0,6	1,4	0			0	109	1,8	65	62	3	5
[Voo03b]															
SB1	430	150	12	0,6	1,4	0			0	200	3,3	65	60	5	5
SB2	497	200	12	0,6	1,4	0			0	200	3,3	65	60	5	5
SB3	428	150	12	0,6	1,4	0			0	200	3,3	65	60	5	5
SB4	337	150	12	0,6	1,4	0			0	200	3,3	65	60	5	5
SB5	440	200	12	0,6	1,4	0			0	200	3,3	65	60	5	5
SB6	330	125	12	0,6	1,4	0			0	200	3,3	65	60	5	5
SB7	400	175	12	0,6	1,4	0			0	200	3,3	65	60	5	5
[Cha11]															
S25-P0	527	300	12	0,6	1,4	0			0	160	2,5	70	64,5		5
S25-PS	717	410	12	0,6	1,4	0			0	160	2,5	70	64,5		5
S34-P0	404	245	12	0,6	1,4	0			0	220	3,4	70	64,5		5
S34-PS	477	400	12	0,6	1,4	0			0	220	3,4	70	64,5		5
[Heg04b]															
V1	260	150	8	0,6	1,4	0			0	140	5,4	30	26,0		7
V2	273	180	8	0,6	1,4	0			0	135	5,2	30	26,0		7
V3a	124	65	8	0,6	1,4	4	0,38	1,0	0,67	0	135	5,2	30	26,0	7
V3b	281	200	8	0,6	1,4	0			0	90	3,5	30	26,0		7
V4a	208		8	0,6	1,4	2	0,38	2,0	1,73	0	135	5,2	30	26,0	7
V4b	340		8	0,6	1,4	0			0	85	3,3	30	26,0		7

Fortsetzung von Tabelle F2-1

	$f_{c,W100}$	$f_{c,cyl}$	DIN	A_c [cm ²]	A_{OG} [cm ²]	A_{UG} [cm ²]	s [cm]	I_{yy} [cm ⁴]	$I_{yy,OG}$ [cm ⁴]	$I_{yy,UG}$ [cm ⁴]	$I_{yy}/\Sigma I_{yy,G}$ [-]
[Voo10]											
X-B1	139	125	5,52	1000	388	388	32,5	670833	2398	2398	139,9
X-B2	140	126	5,53	1000	388	388	32,5	670833	2398	2398	139,9
X-B3	150	135	5,67	1000	388	388	32,5	670833	2398	2398	139,9
X-B4	136	122	5,47	1000	388	388	32,5	670833	2398	2398	139,9
X-B5	156	140	5,74	1000	388	388	32,5	670833	2398	2398	139,9
X-B6	156	140	5,74	1000	388	388	32,5	670833	2398	2398	139,9
X-B7	136	122	5,47	1000	388	388	32,5	670833	2398	2398	139,9
X-B8	136	122	5,47	1000	388	388	32,5	670833	2398	2398	139,9
[Voo03b]											
SB1	179	161	6,02	944	456	288	27,7	545490	5089	3263	65,3
SB2	178	160	6,01	944	456	288	27,7	545490	5089	3263	65,3
SB3	166	149	5,86	944	456	288	27,7	545490	5089	3263	65,3
SB4	182	164	6,06	944	456	288	27,7	545490	5089	3263	65,3
SB5	190	171	6,14	944	456	288	27,7	545490	5089	3263	65,3
SB6	174	157	5,97	944	456	288	27,7	545490	5089	3263	65,3
SB7	188	169	6,12	944	456	288	27,7	545490	5089	3263	65,3
[Cha11]											
S25-P0	207	186,5	6,31	1498	638	660	35,3	1094979	9403	10093	56,2
S25-PS	207	186,5	6,31	1498	638	660	35,3	1094979	9403	10093	56,2
S34-P0	207	186,5	6,31	1498	638	660	35,3	1094979	9403	10093	56,2
S34-PS	207	186,5	6,31	1498	638	660	35,3	1094979	9403	10093	56,2
[Heg04b]											
V1	180	162,0	6,03	442	117	220	16,9	46686	301	1207	31,0
V2	202	181,8	6,26	442	117	220	16,9	46686	301	1207	31,0
V3a	185	166,5	6,09	442	117	220	16,9	46686	301	1207	31,0
V3b	185	166,5	6,09	442	117	220	16,9	46686	301	1207	31,0
V4a	200	180,0	6,24	442	117	220	16,9	46686	301	1207	31,0
V4b	200	180,0	6,24	442	117	220	16,9	46686	301	1207	31,0

mit $f_{c,cyl}/f_{c,W100} = 0,9$ umgerechnet

Versuchsnachrechnung

Tabelle F2-2 Nachrechnung der Versuche nach Voo und Foster

Bemessung nach Voo Foster										
	$\Sigma P_i \cdot d_i$	τ_b	$K_{f,max}$	f_{tf}	x	V_u	V_{cr}	V_u / V_{cr}	V_{exp} / V_{calc}	V_f / V_{calc}
[Voo10]										
X-B1	624	6,71	0,401	2,02	139,6	359,8	359,8	1,00	0,92	0,13
X-B2	624	6,73	0,401	2,03	140,5	360,5	360,5	1,00	0,98	0,13
X-B3	624	6,97	0,401	2,10	148,6	367,1	367,1	1,00	0,98	0,15
X-B4	624	6,63	0,401	1,99	107,3	443,0	443,0	1,00	1,03	0,09
X-B5	624	7,10	0,401	3,56	150,7	375,9	375,9	1,00	1,13	0,23
X-B6	624	7,10	0,401	3,56	180,6	317,6	317,6	1,00	1,23	0,30
X-B7	624	6,63	0,401	3,99	98,9	474,6	474,6	1,00	1,10	0,15
X-B8	624	6,63	0,401	1,99	72,0	609,7	609,7	1,00	0,95	0,06
[Voo03b]										
SB1	0	7,61	0,401	4,96	200,0	331,6	219,4	1,51	1,30	
SB2	563	7,59	0,401	4,95	154,4	420,0	420,0	1,00	1,18	0,33
SB3	281	7,32	0,401	4,77	186,8	327,4	327,4	1,00	1,31	0,57
SB4	281	7,68	0,401	2,50	200,0	337,8	251,3	1,34	1,00	
SB5	281		0,391	6,19	185,1	379,0	379,0	1,00	1,16	0,63
SB6	281		0,398	7,48	167,5	382,1	382,1	1,00	0,86	0,63
SB7	281		0,393	5,75	188,2	368,7	368,7	1,00	1,09	0,62
[Cha11]										
S25-P0	0	8,19	0,401	4,27	160,0	546,2	162,9	3,35	0,96	
S25-PS	608	8,19	0,401	4,27	160,0	546,2	543,0	1,01	1,31	
S34-P0	0	8,19	0,401	4,27	220,0	405,4	207,0	1,96	1,00	
S34-PS	684	8,19	0,401	4,27	188,9	468,3	468,3	1,00	1,02	0,34
[Heg04b]										
V1	218	7,64	0,411	6,38	79,5	248,1	248,1	1,00	1,05	0,37
V2	218	8,09	0,411	6,75	82,4	269,4	269,4	1,00	1,01	0,40
V3a	218	7,74	0,411	6,46	188,9					
V3b	218	7,74	0,411	6,46	59,6	332,2	332,2	1,00	0,85	0,27
V4a	218	8,05	0,411	6,72	188,9					
V4b	218	8,05	0,411	6,72	60,0	356,7	356,7	1,00	0,95	0,28

Tabelle F2-3 Nachrechnung der Versuche nach eigenem Ansatz

	$\cot\theta$	θ	α	$f_{ff,eff}$	h_{Steg}	d/h_{Steg}	$\omega_{w,f}$	$\omega_{w,s}$	$\kappa_{cp,OG}$	$\kappa_{h,f}$	x_1	x_2	Δx_0	x_f	Δh_u	Δh_o	F_{ff}
	[-]	[°]	[°]	[MPa]		[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[kN]
[Voo10]																	
X-B1	2,95	18,7	71,3	1,95	45	1,38	0,35	0	18,8	0,96	188	41,4			7,0	5	183
X-B2	2,95	18,7	71,3	1,95	45	1,38	0,35	0	18,7	0,96	188	41,5			7,0	5	183
X-B3	2,93	18,8	71,2	2,02	45	1,38	0,36	0	17,5	0,96	187	42,6			7,0	5	189
X-B4	2,42	22,5	67,5	1,92	45	1,38	0,35	0	19,3	0,96	161	24,2			7,0	5	155
X-B5	2,15	24,9	65,1	3,43	45	1,38	0,6	0	16,9	0,96	149	100			7,0	5	256
X-B6	2,15	24,9	65,1	3,43	45	1,38	0,6	0	16,9	0,96	149	162			7,0	5	256
X-B7	1,98	26,8	63,2	3,84	45	1,38	0,7	0	19,3	0,96	142	47			7,0	5	272
X-B8	1,67	30,9	59,1	1,92	45	1,38	0,35	0	19,3	0,96	129	16,7			7,0	5	124
[Voo03b]																	
SB1	1,87	28,2	61,8	5,21	40	1,5	0,87	0	1	1,05	129	106			7,5	6,25	336
SB2	1,87	28,2	61,8	5,19	40	1,5	0,86	0	6,55	1,05	129	106			7,5	6,25	335
SB3	1,88	28	62	5,01	40	1,5	0,85	0	3,98	1,05	130	106			7,5	6,25	325
SB4	2,73	20,1	69,9	2,63	40	1,5	0,43	0	3,71	1,05	166	65,4			7,5	6,25	219
SB5	1,71	30,3	59,7	6,5	40	1,5	1,06	0	3,6	1,05	123	114			7,5	6,25	401
SB6	1,57	32,5	57,5	7,85	40	1,5	1,32	0	3,83	1,05	119	120			7,5	6,25	466
SB7	1,76	29,6	60,4	6,04	40	1,5	0,99	0	3,63	1,05	125	111			7,5	6,25	378
[Cha11]																	
S25-P0	2,06	25,9	64,1	4,82	40	1,61	0,76	0	1	1,13	145	55,7			9,5	7,5	349
S25-PS	2,06	25,9	64,1	4,82	40	1,61	0,76	0	1	1,13	145	55,7			9,5	7,5	349
S34-P0	2,06	25,9	64,1	4,82	40	1,61	0,76	0	1	1,13	145	116			9,5	7,5	349
S34-PS	2,06	25,9	64,1	4,82	40	1,61	0,76	0	1	1,13	145	116			9,5	7,5	349
[Heg04b]																	
V1	1,68	30,8	59,2	7,74	15	1,73	1,28	0	1	1,21	52,3	104	0	52,3	5,0	3	283
V2	1,66	31	59	8,19	15	1,73	1,31	0	1	1,21	52,1	99,3	0	52,1	5,0	3	299
V3a	1,67	30,9	59,1	7,84	15	1,73	1,29	0	1	1,21	52,2	99	46,2	33,2	5,0	3	146
V3b	1,67	30,9	59,1	7,84	15	1,73	1,29	0	1	1,21	52,2	54	0	52,2	5,0	3	287
V4a	1,66	31	59	8,15	15	1,73	1,31	0	1	1,21	52,1	99,2	23,1	42,6	5,0	3	195
V4b	1,66	31	59	8,15	15	1,73	1,31	0	1	1,21	52,1	49,2	0	52,1	5,0	3	297

Versuchsnachrechnung

Fortsetzung von Tabelle F2-3

	θ_1	θ_{OG}	$F_{c,1}$	$F_{c,1,OG}$	H_1	$V_{c,OG}$	H_2	θ_3	θ_{UG}	$F_{c,UG}$	H_3	$V_{c,UG}$	$\Delta F_{s,max}$
	[°]	[°]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[°]	[°]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
[Voo10]													
X-B1	34,1	39,9	-19,7	188,8	-16,3	121	126	34,1	2,96	183	183	9,45	1220
X-B2	34,1	39,6	-18,6	189	-15,4	120	126	34,1	2,96	183	183	9,48	1218
X-B3	34,3	36,9	-9,07	191,2	-7,49	115	133	34,3	2,95	189	189	9,73	1197
X-B4	39,6	52,6	-40,4	171,5	-31,1	136	60,9	39,6	3,82	157	156	10,4	1326
X-B5	42,9	27,8	67	243,8	49	114	408	42,9	2,3	264	264	10,6	792
X-B6	42,9	20,5	97,9	244,2	71,7	85,5	660	42,9	1,69	265	265	7,83	515
X-B7	45,3	46,8	-7,79	274,9	-5,48	200	201	45,3	3,4	281	281	16,7	1036
X-B8	50,1	67,8	-47,1	146,7	-30,2	136	31,2	50,1	4,92	131	130	11,2	1381
[Voo03b]													
SB1	47	2,09	264	354,5	180	13	586	47	2,51	353	353	15,5	1904
SB2	47	13,7	190	327,8	130	77,7	585	47	2,51	352	352	15,4	1958
SB3	46,8	8,35	214	326,4	147	47,4	564	46,8	2,52	341	340	15	1973
SB4	36,2	8,93	102	214,1	82,5	33,2	250	36,2	2,89	220	220	11,1	2472
SB5	49,5	7,33	292	411,4	190	52,5	733	49,5	2,45	428	428	18,3	1673
SB6	51,9	7,62	358	484,4	221	64,2	880	51,9	2,39	508	508	21,2	1415
SB7	48,7	7,46	269	385,5	177	50,1	681	48,7	2,47	401	401	17,3	1765
[Cha11]													
S25-P0	44,2	3,35	248	359,3	177	21	307	44,2	4,24	357	356	26,4	2183
S25-PS	44,2	3,35	248	359,3	177	21	307	44,2	4,24	357	356	26,4	2183
S34-P0	44,2	2,28	255	362,1	183	14,4	638	44,2	2,89	360	360	18,2	1843
S34-PS	44,2	2,28	255	362,1	183	14,4	638	44,2	2,89	360	360	18,2	1843
[Heg04b]													
V1	50	1,32	244	307,1	157	7,08	1099	50	2,2	304	304	11,7	456
V2	50,3	1,37	259	324,5	166	7,77	1104	50,3	2,29	322	321	12,8	425
V3a	50,1	1,37	126	158,3	80,8	3,79	1060	50,1	2,29	157	157	6,26	719
V3b	50,1	2,14	243	308,7	156	11,5	578	50,1	3,57	305	304	19	978
V4a	50,2	1,37	169	211,4	108	5,06	1099	50,2	2,29	210	209	8,36	599
V4b	50,2	2,28	252	320,1	161	12,7	545	50,2	3,8	316	315	20,9	995

Fortsetzung von Tabelle F2-3

	Z _{UG} [cm]	M _{UG} [kNm]	V _{c,eig,UG} [kN]	s _{OG} [cm]	V _{c,eig,OG} [kN]	V _{Rm,f} [kN]	V _{Rm,f} N _{Rm} ^f	V _{Rm,c} [kN]	V _{Rm,sy} [kN]	V _{Rm,ct} [kN]	V _{Rm} ^f [kN]	V _{exp} N _{Rm} ^f
[Voo10]												
X-B1	4,38	53,4	75,0	4,03	45,4	173	0,41	251		330	424	0,78
X-B2	4,41	53,7	75,3	4,03	45,3	173	0,41	250		355	424	0,84
X-B3	4,66	55,8	77,2	4,03	44,2	178	0,42	246		360	425	0,85
X-B4	3,99	52,9	92,0	4,03	92,1	143	0,3	331		456	474	0,96
X-B5	5,63	44,6	36,6	4,03	16,9	232	0,57	178		423	410	1,03
X-B6	6,15	31,7	17,7	4,03	10,3	232	0,66	121		391	353	1,11
X-B7	4,81	49,8	65,3	4,03	37,6	243	0,43	320		522	563	0,93
X-B8	3,82	52,8	95,3	4,03	156,2	107	0,21	399		582	505	1,15
[Voo03b]												
SB1	3,62	68,9	54,6	5,73	3,6	296	0,77	86,7		430	383	1,12
SB2	2,69	52,6	41,7	5,73	11,6	296	0,67	146		497	442	1,12
SB3	2,77	54,6	43,4	5,73	7,4	287	0,72	113		428	400	1,07
SB4	1,49	36,8	40,4	5,73	10,9	205	0,68	95,6		337	301	1,12
SB5	4,13	69,1	52,0	5,73	7,6							
SB6	4,58	64,8	46,7	5,73	7,7							
SB7	3,85	68	52,0	5,73	7,6							
[Cha11]												
S25-P0	6,96	152	178,0	6,47	8,3	314	0,57	234		527	548	0,96
S25-PS	6,77	148	173,0	6,47	8,3	314	0,58	229		717	543	1,32
S34-P0	7,41	137	99,6	6,47	3,8	314	0,7	136		404	450	0,9
S34-PS	7,23	133	97,2	6,47	3,8	314	0,7	134		477	448	1,07
[Heg04b]												
V1	4,22	19,2	17,7	2,7	1,5	243	0,87	37,9		260	281	0,93
V2	4,34	18,4	17,7	2,7	1,7	256	0,87	39,9		273	296	0,92
V3a	3,72	26,7	25,6	2,7	0,8	125	0,77	36,5		124	162	0,77
V3b	3,14	30,7	49,6	2,7	3,0	246	0,75	83,1		281	329	0,85
V4a	4,03	24,1	23,1	2,7	1,1	167	0,82	37,6		208	204	1,02
V4b	3,23	32,2	56,0	2,7	3,4	255	0,73	93		340	348	0,98

In der Schriftenreihe des IMB (ISSN 0949-7331) sind bisher erschienen:

In der Schriftenreihe „Lehrstuhl und Institut für Massivbau der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen“ sind bisher die nachfolgend aufgeführten Hefte erschienen.

Sie können bezogen werden von:

Lehrstuhl und Institut für Massivbau
RWTH Aachen
Mies-van-der-Rohe-Straße 1
52074 Aachen

oder über jede Buchhandlung.

Heft 1:

Hegger, J.; Führer, W.; Knaack, U.: Hochhäuser – Entwerfen Planen Konstruieren. RWTH Aachen, Tagung 30.-31.03.1995, Tagungsband, ISBN 3-00-000193-X.

Heft 2:

Empelmann, M.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stabtragwerken aus Konstruktionsbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebsbeanspruchungen. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 1995; Dissertation, RWTH Aachen, 1995, ISBN 3-9804729-0-6.

Heft 3:

Bick, D.: Zur Dichtheit von Trennrissen in Beton bei Einwirken umweltgefährdender Flüssigkeiten. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 1995; Dissertation, RWTH Aachen, 1995, ISBN 3-9804729-1-4.

Heft 4:

Abel, M.: Zur Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in teilweise vorgespannten Bauteilen unter Betriebsbedingungen. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 1996; Dissertation, RWTH Aachen, 1996, ISBN 3-9804729-2-2.

Heft 5:

Hegger, J.; Führer, W.: Höher – Leichter – Weiter? Neue Entwicklungen im Hochbau. RWTH Aachen, Tagung 09.-10.10.1997, Tagungsband, 1997, ISBN 3-9804729-3-0.

Heft 6:

Will, N.: Zum Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter statischer und dynamischer Dauerbeanspruchung. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 1997; Dissertation, RWTH Aachen, 1997, ISBN 3-9804729-4-9.

Heft 7:

Rudlof, M.: Zur Spannungsumlagerung zwischen Spannstaahl und Betonstaahl bei Spannbeton mit nachträglichem Verbund. Lehrstuhl und Intitut für Massivbau der RWTH Aachen, 1997; Dissertation, RWTH Aachen, 1997, ISBN 3-9804729-5-7.

Heft 8:

Nowak, D.: Zur Eintragung der planmäßigen Vorspannung in Brückentragwerken unter besonderer Berücksichtigung der Spanngliedreibung. Lehrstuhl und Intitut für Massivbau der RWTH Aachen, 1998; Dissertation, RWTH Aachen, 1998, ISBN 3-9804729-6-5.

Heft 9:

Hegger, J.; Führer, W.: Ertüchtigen und Umnutzen, Bauen im Bestand. RWTH Aachen, Tagung 25.-26.03.1999, Tagungsband, 1999, ISBN 3-9804729-7-3.

Heft 10:

Burkhardt, J.: Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in hochfestem Beton. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2000; Dissertation, RWTH Aachen, 2000, ISBN 3-9804729-9-x.

Heft 11:

Kerkeni, N.: Zur Anwendung der FE-Methode bei spritzbetonverstärkten Stützen. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2000; Dissertation, RWTH Aachen, 2000, ISBN 3-9804729-8-1.

Heft 12:

Hegger, J.; Führer, W.: Vom Baukasten zum intelligenten System - Individuelles Bauen durch Vorfertigung. RWTH Aachen, Tagung 10-11.10.2000, Tagungsband, 2000, ISBN 3-9807302-0-4.

Heft 13:

Nitsch, A.: Spannbetonfertigteile mit teilweiser Vorspannung aus hochfestem Beton. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2001; Dissertation, RWTH Aachen, 2001, ISBN 3-9807302-2-0.

Heft 14:

Roeser, W.: Zur Bemessung von Rahmenknoten aus Stahlbeton. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2002; Dissertation, RWTH Aachen, 2002, ISBN 3-9807302-3-9.

Heft 15:

Doeinghaus, P.: Zum Zusammenwirken hochfester Baustoffe in Verbundträgern. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2002; Dissertation, RWTH Aachen, 2002, ISBN 3-9807302-4-7.

Heft 16:

Beutel, R.: Durchstanzen schubbewehrter Flachdecken im Bereich von Innensäulen. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2003; Dissertation, RWTH Aachen, 2003, ISBN 3-9807302-5-5.

Heft 17:

Neuser, J.-U.: Zur Krafteinleitung bei externer Vorspannung. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2003; Dissertation, RWTH Aachen, 2003, ISBN 3-9807302-6-3.

Heft 18:

Görtz, S.: Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2004; Dissertation, RWTH Aachen, 2004, ISBN 3-9807302-8-X.

Heft 19:

Tuchlinski, D.: Zum Durchstanzen von Flachdecken unter Berücksichtigung der Momenten-Querkraft Interaktion und der Vorspannung. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2004; Dissertation, RWTH Aachen, 2004, ISBN 3-9807302-9-8.

Heft 20:

Molter, M.: Zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2005; Dissertation, RWTH Aachen, 2005, ISBN 3-9807302-7-1.

Heft 21:

Hegger, J.; Carpus, G.: Bauen in Deutschland auf kooperativen Wegen – Potentiale neuer Planungs- und Ausführungsvarianten. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2005, ISBN 3-9390510-0-4.

Heft 22:

Goralski, C.: Zusammenwirken von Beton und Stahlprofil bei kammerbetonierten Verbundträgern. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2006; Dissertation, RWTH Aachen, 2006, ISBN 3-939051-01-2.

Heft 23:

Bruckermann, O.: Zur Modellierung des Zugtragverhaltens von textilbewehrtem Beton. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2007; Dissertation, RWTH Aachen, 2007, ISBN 3-939051-02-0.

Heft 24:

Voss, S.: Ingenieurmodelle zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2008; Dissertation, RWTH Aachen, 2008, ISBN 3-939051-03-9.

Heft 25:

Bülte, S.: Zum Verbundverhalten von Spannstahl mit sofortigem Verbund unter Betriebsbeanspruchung. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2008; Dissertation, RWTH Aachen, 2008, ISBN 3-939051-04-7.

Heft 26:

Niewels, J.: Zum Tragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2008; Dissertation, RWTH Aachen, 2008, ISBN 3-939051-05-5.

Heft 27:

Häusler, F.: Zum maximalen Durchstanzwiderstand von Flachdecken. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2009; Dissertation, RWTH Aachen, 2009, ISBN 3-939051-06-3.

Heft 28:

Ricker, M.: Zur Zuverlässigkeit der Bemessung gegen Durchstanzen bei Einzel-fundamenten. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2009; Dissertation, RWTH Aachen, 2009, ISBN 3-939051-07-1.

Heft 29:

Kommer, B.: Zur Verbundverankerung bei Vorspannung mit sofortigem Verbund in Hochleistungsbetonen. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2010; Dissertation, RWTH Aachen, 2010, ISBN 3-939051-08-X.

Heft 30:

Roggendorf, T.: Zum Tragverhalten von Spannbeton-Fertigdecken bei biege-weicher Lagerung. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2010; Dissertation, RWTH Aachen, 2010, ISBN 3-939051-09-8.

Heft 31:

Horstmann, M.: Zum Tragverhalten von Sandwichkonstruktionen aus textilbe-wehrtem Beton. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2010; Dissertation, RWTH Aachen, 2010, ISBN 3-939051-10-1.

Heft 32:

Heinemeyer, S.: Zum Trag- und Verfor-mungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleis-ten. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2011; Dissertation, RWTH Aachen, 2011, ISBN 3-939051-11-X.

Heft 33:

Dreßen, T.: Deckensysteme für flexible Nutzung als Beitrag zur Nachhaltigkeit von Gebäudestrukturen. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2011; Dissertation, RWTH Aachen, 2011, ISBN 3-939051-12-8.

Heft 34:

Karakas, A.: Expertensystem zur Ver-stärkung von Betonbrücken. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2011; Dissertation, RWTH Aachen, 2011, ISBN 3-939051-13-6.

Heft 35:

Ibrahim, W.: Stress Redistribution in Steel Reinforced Concrete Members Strengthened with CFRP Strips. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2011; Dissertation, RWTH Aachen, 2011, ISBN 3-939051-14-4.

Heft 36:

Bertram, G.: Verbund- und Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern aus Ultra-hochfestem Beton. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2012; Dissertation, RWTH Aachen, 2012, ISBN 3-939051-15-2.

