



Ingenieurfacultät Bau Geo Umwelt

Lehrstuhl für Massivbau

Fügetechnische Konstruktionslösungen für Bauteile aus ultrahochfestem Beton (UHPC)

Daniel Rudolf Wingefeld

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieurfacultät Bau Geo Umwelt der
Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigte Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Zimmermann
Prüfer der Dissertation: 1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch (i.R.)
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell,
Technische Universität Kaiserslautern
3. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer

Die Dissertation wurde am 08.07.2013 bei der Technischen Universität München
eingereicht und durch die Ingenieurfacultät Bau Geo Umwelt am 03.12.2013 angenommen.

Kontakt (Hochschule):

Lehrstuhl für Massivbau
Institut für Baustoffe und Konstruktion
Technische Universität München
Theresienstraße 90, Gebäude N6
80333 München
Tel.: +49 (0) 89 289 230-39

Kontakt (privat):

E-Mail: mail@danielwingenfeld.de

Fügetechnische Konstruktionslösungen für Bauteile aus ultrahochfestem Beton (UHPC)

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit fügetechnischen Konstruktionslösungen für Bauteile aus ultrahochfestem Beton (UHPC). Neben der „reinen“ Verklebung, d. h. einer kraftschlüssigen Verbindung zwischen zwei UHPC-Fügeteilen mittels Klebstoff, steht vor allem die bewehrte Verklebung im Fokus der Untersuchungen. Bei dieser innovativen Fügetechnik wird zusätzlich eine Fugenbewehrung aus dem einen UHPC-Fügeteil über die Klebefuge geführt und kraftschlüssig mit dem anderen Fügeteil verbunden. Infolgedessen kann die Tragfähigkeit der Klebefuge gesteigert und ein duktiler Fugenversagen erzielt werden.

Auf Basis von eigenen umfangreichen Verbundkörperversuchen werden die einzelnen Einflussparameter auf das Trag- und Verformungsverhalten beider Fügetechniken analysiert. Anhand der Ergebnisse der experimentellen und weiteren theoretischen Untersuchungen wird ein Bemessungsansatz für die bewehrte Verklebung formuliert. Des Weiteren wird ein Ansatz zur Beschreibung der Dübeltragfähigkeit im kompletten Betonfestigkeitsspektrum vorgestellt. Die baupraktische Anwendung der Fügetechniken und die Gültigkeit der Bemessungsansätze kann mit den durchgeführten Bauteilversuchen demonstriert werden. Somit stehen Konstruktionsregeln und Bemessungsgleichungen für den praktischen Einsatz der bewehrten Verklebung bei Bauteilen aus UHPC zur Verfügung.

Design Solutions for joining Structural Elements made of Ultra-High Performance Concrete (UHPC)

Abstract

This thesis deals with design solutions for joining structural elements made of ultra-high performance concrete (UHPC). In addition to the "pure" glued joint, which is a connection between two UHPC elements by gluing only, the investigations are especially focused on the reinforced glued joint. The basic idea of the reinforced glued joint is to increase the strength and achieve ductile failure behaviour of the glued joint. Thus one UHPC part is fitted with openings and the other part provides the reinforcement. Both parts are then connected by gluing and finally by filling the openings with UHPC.

Based on own extensive tests on composite specimens the influence of individual parameters on the load-bearing capacity and the structural behaviour of both connections is investigated. From the results of these investigations and by further theoretical considerations a generally applicable design approach for the reinforced glued joint is derived. In addition, a design approach for the dowel action in the complete range of concrete strength is presented. The practical application of the reinforced glued joint and the validation of the design approaches can be demonstrated by own tests on T-shaped UHPC-girders.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München. Grundlage dieser Arbeit war das Forschungs- und Entwicklungsvorhaben „Fügetechnische Konstruktionslösungen von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton (UHPC)“ zwischen der Hochtief Solutions AG und dem Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München sowie das von der Deutschen Forschungsgemeinschaft geförderte Erkenntnistransferprojekt „Anwendung der entwickelten fügetechnischen Konstruktionslösungen durch Verkleben bei Brückenträgern aus ultrahochfestem Beton (UHPC)“.

Mein großer Dank gilt meinem Doktorvater Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch, der mir die Möglichkeit eröffnet hat, diese Arbeit anzufertigen und mich in den vergangenen vier Jahren in hervorragender Art und Weise betreut und unterstützt hat. Für sein entgegengebrachtes Vertrauen und seine stete Diskussionsbereitschaft danke ich Ihm recht herzlich. Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell und Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer möchte ich für Ihr Interesse an meiner Arbeit und die bereitwillige Übernahme der Koreferate sowie Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Zimmermann für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes sehr danken.

Weiterhin möchte ich mich an dieser Stelle bei der HOCHTIEF Solutions AG, insbesondere bei Herrn Christoph Breimann, Herrn Dr.-Ing. Marco Tschötschel, Herrn Dr.-Ing. Julian Meyer, Herrn Peter Wächter, Herrn Prof. Dr.-Ing. Michael Hirschfeld und Herrn Wolfgang Katzer für jegliche Unterstützung während meiner Forschungszeit herzlich bedanken.

Grundlage dieser Arbeit ist ein umfangreiches experimentelles Versuchsprogramm. Für die tatkräftige Unterstützung im Rahmen dieser Untersuchungen danke ich dem Laborpersonal des Materialprüfungsamtes für das Bauwesen der Technischen Universität München. Des Weiteren bedanke ich mich bei den studentischen Hilfskräften Frau Diana Kostova, Herrn Benedikt Hackl und vor allem Herrn Sebastian Gehrlein, die durch ihre Tätigkeiten und ihre Abschlussarbeiten zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben. Meinen Kollegen am Lehrstuhl für Massivbau bin ich für das freundschaftliche Verhältnis untereinander und eine wunderbare Lehrstuhlzeit sehr dankbar.

Für die konstruktiven Anmerkungen bei der sorgfältigen Durchsicht dieser Arbeit danke ich Herrn Dr.-Ing. Marco Tschötschel und meiner Schwester Teresa Wingenfeld.

Meinen Eltern Anna und Herbert Wingenfeld danke ich für ihre fortwährende, liebevolle Unterstützung sowie die Ermöglichung dieses Bildungsweges. Weiterhin sei meinem Patenonkel Rudolf Wingenfeld gedankt, der die Faszination für den Beruf des Bauingenieurs in mir geweckt hat.

Mein ganz besonderer Dank gebührt meiner lieben Frau Andrea. Sie hat mich in all den Jahren uneingeschränkt unterstützt und mir permanent den Rücken frei gehalten. Von ganzem Herzen möchte ich mich bei meinen wunderbaren Söhnen Elias und Noah bedanken, die besonders in der Endphase meiner Arbeit häufig auf mich verzichten mussten. Ihnen widme ich meine Doktorarbeit.

München, Dezember 2013

Daniel Wingenfeld

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
1.1	Allgemeines	1
1.2	Zielsetzung und Inhalt der Arbeit	3
2	Materialverhalten	5
2.1	Ultrahochfester Beton	5
2.1.1	Allgemeines	5
2.1.2	Ausgangsstoffe und Mischungszusammensetzungen	6
2.1.3	Herstellung	8
2.1.4	Frischbetoneigenschaften	10
2.1.5	Festbetoneigenschaften.....	11
2.2	RPC-Klebstoff	22
2.2.1	Allgemeines.....	22
2.2.2	Mischungszusammensetzungen und Herstellung.....	22
2.2.3	Materialfestigkeiten	24
2.3	Bewehrungsstahl.....	26
3	Schubtragverhalten von Verbundfugen	29
3.1	Allgemeines	29
3.2	Verbundfugen nachträglich ergänzter Betonbauteile.....	30
3.2.1	Tragverhalten.....	30
3.2.2	Bemessungsansätze	33
3.2.3	Untersuchungen.....	35
3.3	Klebefugen bei UHPC-Bauteilen.....	39
3.3.1	Allgemeines.....	39
3.3.2	Untersuchungen und Bemessungsansätze	39
3.3.3	Oberflächenrauheit	43
3.4	Dübelwirkung	45
3.4.1	Allgemeines.....	45
3.4.2	Untersuchungen.....	47
4	Zugtragverhalten von Bewehrungsstäben in Beton	53
4.1	Allgemeines	53
4.2	Verbundverhalten der Bewehrung	54
4.2.1	Verbundmechanismen	54
4.2.2	Modellierung des Verbundes der Bewehrung in Normalbeton	56
4.3	Untersuchungen zum Verbund in UHPC aus der Literatur	58
4.3.1	Allgemeines.....	58
4.3.2	Versuche von Weiße (2003).....	60

4.3.3	Versuche von Leutbecher (2007)	62
4.4	Untersuchungen zum Verbund in UHPC an der TUM	64
4.4.1	Versuchsprogramm	64
4.4.2	Konzeption der Versuche	64
4.4.3	Versuchsergebnisse	65
4.5	Modellierung des Verbundes der Bewehrung in UHPC	71
5	Experimentelle Untersuchungen – Verbundkörperversuche	75
5.1	Allgemeines	75
5.2	Versuchsprogramm	75
5.3	Materialien	81
5.3.1	Beton	81
5.3.2	RPC-Klebstoff	83
5.3.3	Bewehrungsstahl	83
5.4	Herstellung	87
5.5	Versuchsdurchführung und Messtechnik	91
5.6	Versuchsergebnisse	96
5.7	Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten	98
5.7.1	Allgemeines	98
5.7.2	„reine“ und bewehrte Klebefuge	98
5.7.3	Fugenoberfläche mit und ohne Trennmittel	105
5.7.4	Dübelwirkung	107
5.7.5	Bewehrungsgehalt	110
5.7.6	Bewehrungsdurchmesser	112
5.7.7	Stahlgüte	115
5.7.8	Fasergehalt	117
5.7.9	Verankerung der Bewehrung	119
5.7.10	Material der Verfüllung	120
5.7.11	Fugenlänge	122
5.7.12	Abstand der Aussparungen	125
5.7.13	Fugenoberfläche	126
5.7.14	Betonfestigkeit	129
5.8	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse	135
5.8.1	Tragverhalten	135
5.8.2	Verformungsverhalten	142
6	Mechanische Modellierung des Tragverhaltens von Klebefugen	147
6.1	Allgemeines	147
6.2	Adhäsion	148
6.3	Dübelwirkung	149
6.3.1	Untersuchungen zur Dübelwirkung	149
6.3.2	Berechnung der Dübeltragfähigkeit	152
6.3.3	Eigener Bemessungsansatz	157
6.4	Klemm- und Dübelwirkung	159

6.4.1 Wirkungsweise	159
6.4.2 Bemessungsansätze für nachträglich ergänzte Betonbauteile	159
6.4.3 Eigener Bemessungsansatz	160
7 Experimentelle Untersuchungen – Bauteilversuche	165
7.1 Allgemeines	165
7.2 Konzeption und Dimensionierung	166
7.3 Versuchsprogramm	172
7.4 Materialien	176
7.4.1 Beton	176
7.4.2 RPC-Klebstoff	177
7.4.3 Bewehrungsstahl	178
7.5 Herstellung	181
7.6 Versuchsdurchführung und Messtechnik	185
7.7 Versuchsergebnisse	190
7.7.1 Überblick	190
7.7.2 Durchbiegung	192
7.7.3 Fugenverschiebung	200
7.7.4 Fugenöffnung	208
7.7.5 Betondehnung	210
7.7.6 Litzendehnung	213
7.7.7 Dehnung der Fugenbewehrung	216
7.7.8 Stoßfugenöffnung	224
7.7.9 Riss- und Bruchbilder	226
7.8 Versuchsnachrechnung und Beurteilung der Fugennachgiebigkeit	231
7.8.1 Allgemeines	231
7.8.2 Theorie des elastischen Verbundes	231
7.8.3 Versuchsnachrechnung	234
7.8.4 Einfluss der Fugennachgiebigkeit auf das Tragverhalten	236
7.9 Schubtragfähigkeiten der Fugen	240
7.10 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse und Fazit	245
8 Bemessungsmodelle und Konstruktionsregeln	249
8.1 Allgemeines	249
8.2 Bemessungsmodell für ungerissene Klebefugen	250
8.3 Bemessungsmodell für gerissene Klebefugen	251
8.3.1 Bemessungsmodell	251
8.3.2 Statistische Auswertung	252
8.4 Bemessungsmodell für die reine Dübelwirkung	256
8.5 Konstruktionsregeln	257
9 Zusammenfassung und Ausblick	259
10 Literaturverzeichnis	265

Anhang A	Eigene Verbundkörperversuche	271
A.1	Materialeigenschaften	272
A.2	Schal- und Bewehrungspläne.....	280
A.3	Versuchsergebnisse.....	293
Anhang B	Eigene Bauteilversuche	385
B.1	Materialeigenschaften	386
B.2	Schal- und Bewehrungspläne.....	389
B.3	Versuchsergebnisse.....	405
Anhang C	Statistische Auswertung – Ergebnisse der Berechnungsschritte	467

Einheiten und Bezeichnungen

Einheiten

Länge	mm, cm, m
Fläche	mm ² , cm ²
Kraft	kN, MN
Spannung	N/mm ² , MPa
Dehnung	‰
Volumen	l, m ³ , Vol.-%
Dichte	kg/dm ³ , kg/m ³
Temperatur	°C
Zeit	s, min, d
Geschwindigkeit	mm/s, mm/min

Abkürzungen

B5Q	Grobkörniger ultrahochfester Beton
DMS	Dehnungsmessstreifen
HPC	Hochfester Beton
HSR	Hochfester Bewehrungsstahl
LP	Luftporengehalt
M2Q	Feinkörniger ultrahochfester Beton
mF	Mit Stahlfasern
mTM	Mit Trennmittel
NC	Normalfester Beton
oF	Ohne Stahlfasern
oTM	Ohne Trennmittel
RH	Relative Luftfeuchtigkeit
RPC	Reactive Powder Concrete
UHPC	Ultrahochfester Beton

Große lateinische Buchstaben

A_s	Querschnittsfläche des Bewehrungsstahls
A_j	Fugenfläche
E_{cm}	Mittlerer E-Modul des Betons
E_s	E-Modul des Bewehrungsstahls
F	Kraft; Zugkraft; Dübeltragfähigkeit; Zylinderkraft (Summe der beiden Hydraulikzylinder)
F_{ad}	Adhäsionstragfähigkeit der Fuge; Zylinderkraft beim Adhäsionsbruch des Fugenabschnitts
$F_{ad,m}$	Mittlere Adhäsionstragfähigkeit der Fuge; Mittlere Zylinderkraft beim Adhäsionsbruch des Fugenabschnitts
F_{fa}	Bruchtragfähigkeit der Fuge
$F_{fa,b}$	Zylinderkraft beim Versagen des Versuchsbalkens
$F_{fa,m}$	Mittlere Bruchtragfähigkeit der Fuge
F_j	Kraft pro Fuge
F_{pl}	Plastische Tragfähigkeit der Fuge; Zylinderkraft bei der Plastizierung des Fugenabschnitts
$F_{pl,m}$	Mittlere plastische Tragfähigkeit der Fuge; Mittlere Zylinderkraft bei der Plastizierung des Fugenabschnitts
\emptyset	Durchmesser

Kleine lateinische Buchstaben

a	Fließmaß des Betons
b	Breite
b_v	Breite der Klebefuge
c	Fugensteifigkeit
c_{nom}	Betondeckung
d	Statische Nutzhöhe
$f_{0,2}$	0,2 %-Dehngrenze des Bewehrungsstahls
f_{ad}	Mittendurchbiegung beim Adhäsionsbruch des Fugenabschnitts
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
f_{ck}	Charakteristische Druckfestigkeit des Betons
$f_{cm,cyl,150}$	Mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons ($\emptyset/h = 150/300$ mm)
f_{ct}	Zugfestigkeit des Betons
f_{ctm}	Mittlere Zugfestigkeit des Betons
$f_{ctm,fl}$	Mittlere Biegezugfestigkeit des Betons

$f_{ctm,surf}$	Mittlere Oberflächenhaftzugfestigkeit des Betons
$f_{fa,b}$	Mittendurchbiegung beim Versagen des Versuchsbalkens
f_g	Stahlfasergehalt
$f_{gtm,fl}$	Mittlere Biegezugfestigkeit des RPC-Klebstoffs
$f_{gcm,pr,40}$	Mittlere Prismendruckfestigkeit des RPC-Klebstoffs ($l/b/h = 160/40/40$ mm)
f_{pl}	Mittendurchbiegung bei der Plastizierung des Fugenabschnitts
f_r	Bezogene Rippenfläche
f_t	Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls
f_y	Streckgrenze des Bewehrungsstahls
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Bewehrungsstahls
h	Höhe
k	Bettungsmodul des Betons
l	Länge
l_b	Einbindelänge des Bewehrungsstabs
l_v	Länge der Klebefuge
n	Anzahl
s	Schlupf zwischen Bewehrung und Beton
s_x	Standardabweichung
v	Fugenöffnung
v_{fa}	Fugenöffnung beim Bruch der Fuge
$v_{fa,b}$	Fugenöffnung des Fugenabschnitts beim Versagen des Versuchsbalkens
$v_{fa,m}$	Mittlere Fugenöffnung beim Bruch der Fuge
v_{pl}	Fugenöffnung bei der Plastizierung der Fuge bzw. des Fugenabschnitts
$v_{pl,m}$	Mittlere Fugenöffnung bei der Plastizierung der Fuge bzw. des Fugenabschnitts
v_x	Variationskoeffizient
w	Fugenrelativverschiebung
w_{ad}	Fugenrelativverschiebung beim Adhäsionsbruch der Fuge bzw. des Fugenabschnitts
$w_{ad,m}$	Mittlere Fugenrelativverschiebung beim Adhäsionsbruch der Fuge bzw. des Fugenabschnitts
w_{fa}	Fugenrelativverschiebung beim Bruch der Fuge
$w_{fa,b}$	Fugenrelativverschiebung des Fugenabschnitts beim Versagen des Versuchsbalkens
$w_{fa,m}$	Mittlere Fugenrelativverschiebung beim Bruch der Fuge
w_{pl}	Fugenrelativverschiebung bei der Plastizierung der Fuge bzw. des Fugenabschnitts
$w_{pl,m}$	Mittlere Fugenrelativverschiebung bei der Plastizierung der Fuge bzw. des Fugenabschnitts

Griechische Buchstaben

α	Interaktionsbeiwert für die Dübelwirkung der Bewehrung
ε	Dehnung
ε_u	Gesamtdehnung des Bewehrungsstahls bei Höchstkraft
κ	Interaktionsbeiwert für die Klemmwirkung der Bewehrung
μ	Reibungsbeiwert
ρ	Bewehrungsgehalt der Fuge
ρ_c	Rohdichte des Betons
σ_n	Normalspannung
τ_{ad}	Adhäsionsschubspannung der Fuge bzw. des Fugenabschnitts
$\tau_{ad,m}$	Mittlere Adhäsionsschubspannung der Fuge bzw. des Fugenabschnitts
τ_b	Verbundspannung zwischen Bewehrung und Beton
τ_{bm}	Mittlere Verbundspannung zwischen Bewehrung und Beton
τ_{do}	Schubtragfähigkeit infolge der Dübelwirkung der Bewehrung
τ_{fa}	Bruchschubspannung der Fuge
$\tau_{fa,m}$	Mittlere Bruchschubspannung der Fuge
τ_{fr}	Schubtragfähigkeit infolge der Klemmwirkung der Bewehrung
τ_{pl}	Plastische Schubspannung der Fuge bzw. des Fugenabschnitts
$\tau_{pl,m}$	Mittlere plastische Schubspannung der Fuge bzw. des Fugenabschnitts
τ_u	Schubtragfähigkeit
$\tau_{u,d}$	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit
$\tau_{u,k}$	Charakteristische Schubtragfähigkeit

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Ultrahochfester Beton (UHPC) ist ein relativ neuer Werkstoff, der aufgrund seiner im Vergleich zu Normalbeton sehr hohen Festigkeit die Herstellung äußerst filigraner und hoch tragfähiger Bauteile ermöglicht. Infolge des dichten Gefüges ist ultrahochfester Beton besonders dauerhaft und verhält sich ähnlich wie Stahl bis zur Höchstlast annähernd linear-elastisch. Die Herstellung von UHPC erfordert eine größere Sorgfalt als die Herstellung von Normalbeton. Dies führt dazu, dass die Fertigung von Bauteilen aus UHPC derzeit überwiegend in stationären Anlagen erfolgt. Bedingt durch den Transport über öffentliche Verkehrswege und die Montage auf der Baustelle sind nur begrenzte Bauteilabmessungen möglich. Um dennoch großformatige Tragelemente aus UHPC erstellen zu können, ist es notwendig, leistungsfähige und unter Baustellenbedingungen einsetzbare Konstruktionslösungen für das Fügen von UHPC-Fertigteilen zu erarbeiten.

Das Verkleben von im Fertigteilwerk hergestellten UHPC-Fügeteilen auf der Baustelle zu einem Bauteil bzw. einer Baukonstruktion stellt in diesem Zusammenhang ein ideales Fügeverfahren dar. Am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München wurde im Rahmen des von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) geförderten Forschungsvorhabens „Fügen von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton (UHPC) durch Verkleben“ ein „RPC-Klebstoff“ genannter ultrahochfester mineralischer Mörtel entwickelt. Dieser zeigte in Versuchen auch unter erhöhten Temperaturen eine sehr hohe Leistungsfähigkeit und sehr gute Dauerfestigkeit beim Verkleben von UHPC-Fügeteilen [Mühlbauer, 2012].

Um die Tragfähigkeit einer „reinen“ Klebefuge zu erhöhen und zudem ein duktilen Fugenversagen zu erzielen, wird im Rahmen dieser Arbeit auf Basis der „reinen“ Verklebung eine weitere innovative Fügetechnik entwickelt: die bewehrte Verklebung. Bei der bewehrten Verklebung wird zusätzlich zur Verklebung eine Fugenbewehrung über die Fuge geführt und kraftschlüssig mit dem UHPC-Fügeteil verbunden. Je nach Anforderung an die Tragfähigkeit der Klebefuge im Bauteil können die „reine“ und die bewehrte Verklebung auch in Kombination entsprechend dem Kraftverlauf in der Klebefuge eingesetzt werden.

In Bild 1.1 sind beide Fügetechniken in kombinierter Form bei einem Plattenbalken exemplarisch abgebildet. Im Fertigteilwerk werden die einzelnen Komponenten, die Platten und der Steg des Plattenbalkens hergestellt. Aufgrund der Zerlegung des Bauteils in Einzelkomponenten kann es problemlos auf die Baustelle transportiert werden. Bei der bewehrten Klebefuge ist im Steg des Plattenbalkens eine Fugenbewehrung einbetoniert. Die UHPC-Platten haben an diesen Stellen Aussparungen, durch welche die Fugenbewehrung in die Platten geführt werden kann. Auf der Baustelle werden schließlich der Steg und die Platten durch Verklebung mit RPC-Klebstoff und durch nachträgliche Verfüllung der Aussparungen kraftschlüssig zu einem Bauteil zusammengefügt. Falls erforderlich, kann die Fugenbewehrung im Steg auch als Querkraftbewehrung herangezogen werden.

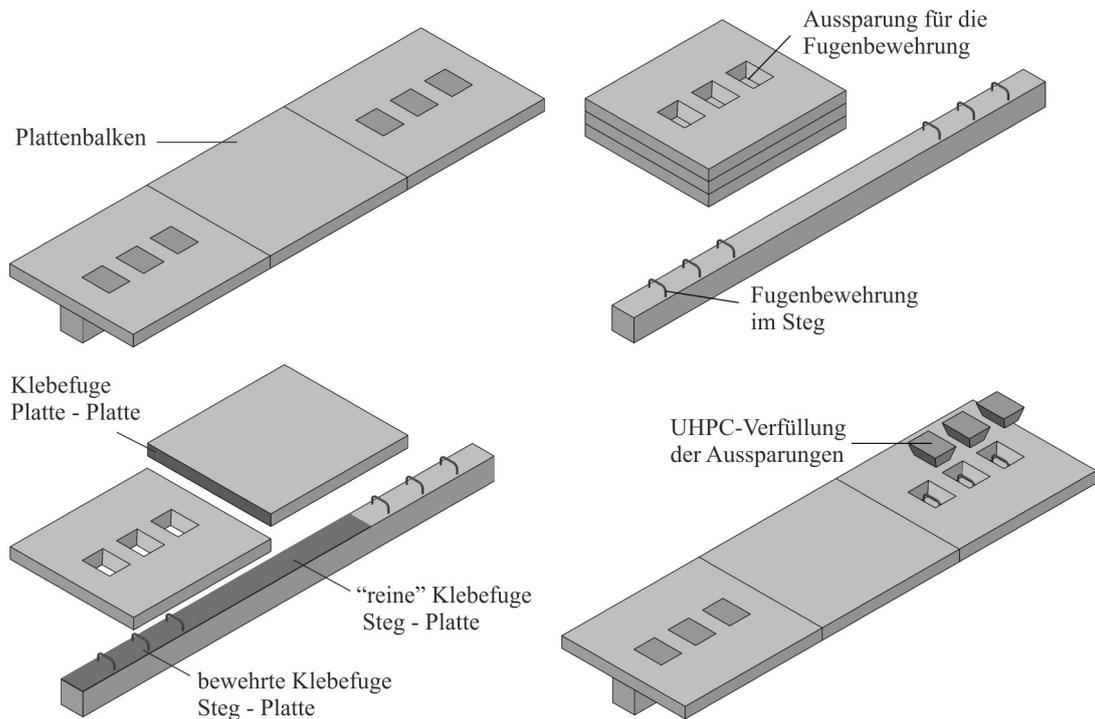


Bild 1.1: Füge-technisches Prinzip der „reinen“ und der bewehrten Verklebung

Basierend auf den Forschungsergebnissen des von der Deutschen Forschungsgemeinschaft finanzierten Projekts „Fügen von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton (UHPC) durch Verkleben“ zur „reinen“ Verklebung wurden zwei weitere Forschungsvorhaben initiiert. Im Rahmen des gemeinsamen Forschungs- und Entwicklungsvorhabens „Füge-technische Konstruktionslösungen von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton (UHPC)“ zwischen der Hochtief Solutions AG und dem Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München wurden weitere experimentelle Untersuchungen zur „reinen“ Verklebung und erstmals Versuche zu der neuartigen Füge-technik mittels bewehrter Verklebung durchgeführt. Aufbauend auf den Erkenntnissen der zuvor genannten Forschungsvorhaben wurden im Zuge des von der Deutschen Forschungsgemeinschaft geförderten Erkenntnistransferprojekts „Anwendung der entwickelten füge-technischen Konstruktionslösungen durch Verkleben bei Brückenträgern aus ultrahochfestem Beton (UHPC)“ an praxisgerechten Bauteilversuchen die baupraktische Anwendung und die Leistungsfähigkeit der „reinen“ und bewehrten Verklebung demonstriert. Die Ergebnisse aus den experimentellen Untersuchungen der Forschungsvorhaben bilden die Grundlage dieser Arbeit.

1.2 Zielsetzung und Inhalt der Arbeit

Das Ziel dieser Arbeit ist es, fügetechnische Konstruktionslösungen für Bauteile aus ultrahochfestem Beton (UHPC) zu erarbeiten. Neben der „reinen“ Verklebung steht vor allem die bewehrte Verklebung im Mittelpunkt der Untersuchungen. Anhand von umfangreichen Kleinkörper- und Bauteilversuchen soll das Trag- und Verformungsverhalten beider Fügemethoden analysiert werden. Darauf aufbauend ist mittels der Versuchsdatenbasis und durch theoretische Überlegungen ein Bemessungsansatz für die bewehrte Verklebung zu formulieren und der von [Mühlbauer, 2012] hergeleitete Bemessungsansatz für die „reine“ Verklebung mit den Versuchsergebnissen zu vergleichen. Des Weiteren sollen auf Basis dieser Untersuchungen Konstruktionsregeln für Verklebungen formuliert werden.

Als Klebstoff für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen wurde ausschließlich der RPC-Klebstoff verwendet. Da das Microsilica der entwickelten RPC-Klebstoff-Mischung nicht mehr verfügbar ist, musste zunächst die Ausgangsmischung modifiziert werden. In Abschnitt 2 werden die modifizierte RPC-Mischung und die weiteren verwendeten Werkstoffkomponenten (UHPC-Mischungen und Fugenbewehrung) beschrieben und die Materialeigenschaften aufgezeigt.

Die grundlegenden Untersuchungen zur „reinen“ Verklebung sind in Abschnitt 3 dargestellt. Des Weiteren wird in diesem Abschnitt auf das Schubtragverhalten von bewehrten Verbundfugen nachträglich ergänzter Betonbauteilen eingegangen, da das prinzipielle Tragverhalten dieser Fugen mit dem von bewehrten Klebefugen vergleichbar ist.

Bei der bewehrten Verklebung ist speziell die Kenntnis des Verbundverhaltens der Bewehrung im UHPC von großer Bedeutung. Dieses wurde durch Versuche an Ausziehkörpern bestimmt. Anhand der Versuchsdaten wird ein für Normalbeton gültiges Modell zur Beschreibung des Verbundverhaltens für UHPC modifiziert (Abschnitt 4).

Auf der Basis eigener umfangreicher Verbundkörperversuche wird das Trag- und Verformungsverhalten der „reinen“ und bewehrten Verklebung analysiert (Abschnitt 5). Mittels dieser Erkenntnisse und aufgrund theoretischer Überlegungen wird in Abschnitt 6 ein mechanisches Modell zur Beschreibung der Tragfähigkeit der bewehrten Verklebung von Bauteilen aus UHPC hergeleitet. Darüber hinaus wird ein Berechnungsansatz für die Dübeltragfähigkeit im kompletten Betonfestigkeitsspektrum formuliert.

In Abschnitt 7 werden an praxisgerechten Bauteilversuchen die baupraktische Anwendung und die Leistungsfähigkeit der entwickelten Fügetechniken demonstriert. Zudem wird das mechanische Modell auf seine Gültigkeit überprüft, um das Tragverhalten und die Tragfähigkeit der bewehrten Klebefuge zutreffend beschreiben zu können.

Abschließend werden in Abschnitt 8 die mechanischen Modelle auf der Grundlage der Verbundkörperversuche und der Bauteilversuche statistisch ausgewertet sowie Konstruktionsregeln vorgeschlagen. Somit stehen nun Bemessungsgleichungen und Konstruktionsregeln für den praktischen Einsatz der bewehrten Klebeverbindung bei Bauteilen aus UHPC zur Verfügung.

2 Materialverhalten

2.1 Ultrahochfester Beton

2.1.1 Allgemeines

Ultrahochfester Beton (UHPC) in seiner heutigen Form ist seit Beginn der 1990er Jahre Gegenstand der Forschung im konstruktiven Betonbau. Im Jahre 1997 wurde weltweit erstmals ein Bauwerk aus ultrahochfestem Beton hergestellt. Dieses ist die Sherbrooke Footbridge in Kanada. In Deutschland befasst man sich seit 2000 intensiv mit dem Werkstoff UHPC. Umfangreiche Untersuchungen wurden im Rahmen des von 2005 bis 2011 laufenden Schwerpunktprogramms der Deutschen Forschungsgemeinschaft „Nachhaltiges Bauen mit ultrahochfestem Beton“ durchgeführt. Das erste größere Pilotprojekt in Deutschland ist die 2007 fertiggestellte Gärtnerplatzbrücke in Kassel. Bei dieser Fußgängerbrücke wurden die UHPC-Deckplatten mit einem kalthärtenden Epoxidharzklebstoff (EP-Klebstoff) auf einen vorgespannten UHPC-Obergurt geklebt. Für ausführliche Beschreibungen zum Werkstoff UHPC und seiner bisherigen Anwendung in der Praxis wird z. B. auf [Schmidt et al., 2008] und [Fehling et al., 2013] verwiesen. Nachfolgend werden der Werkstoff UHPC kurz erläutert, die Mischungszusammensetzungen, die Herstellung sowie die Frisch- und Festbetoneigenschaften der in dieser Arbeit verwendeten Mischungen beschrieben.

Die meist synonym mit dem Begriff „ultrahochfester Beton“ verwendete Abkürzung „UHPC“ stammt aus dem englischen und steht für Ultra-High Performance Concrete. Die wörtliche Übersetzung der englischen Bezeichnung ist „Ultra-Hochleistungsbeton“. Hierdurch wird ausgedrückt, dass ultrahochfester Beton neben seinem offensichtlichen Vorteil, einer sehr hohen Druckfestigkeit, weitere positive Eigenschaften besitzt.

Durch die sehr hohe Druckfestigkeit von UHPC lassen sich im Vergleich zu Normalbeton bei gleicher erforderlicher Tragfähigkeit viel schlankere und leichtere Tragelemente realisieren. Aufgrund des gegenüber konventionellen Betonkonstruktionen verringerten Eigengewichts von UHPC-Konstruktionen können zum Beispiel beim Bau von Hochhäusern größere Gebäudehöhen erreicht oder im Brückenbau Verstärkungen mit Aufbeton durchgeführt werden, ohne die vorhandenen Fundamente anpassen zu müssen. Die hohe Druckfestigkeit von UHPC resultiert unter anderem aus seinem im Vergleich zu Normalbeton sehr dichten Gefüge. Neben der großen Druckfestigkeit besitzen UHPC-Bauteile eine hohe Oberflächenfestigkeit und können dadurch leistungsfähig miteinander verklebt werden. Infolge der extrem niedrigen Porosität des Werkstoffs UHPC ist er sehr dicht gegenüber Flüssigkeiten und Gasen und wenig empfindlich für mechanische Beanspruchungen (Abrasion). UHPC-Tragelemente weisen im Vergleich zu konventionellen Tragelementen eine deutlich erhöhte Dauerhaftigkeit auf.

Die reinen Materialkosten pro m^3 Beton sind derzeit bei UHPC noch um ein Vielfaches höher als bei Normalbeton. Die UHPC-Bauweise kann aber bei Betrachtung ganzer Bauwerke dennoch wirtschaftlich sein. Zum einen werden bei gleicher Tragfähigkeit für ein Bauteil geringere Mengen

an UHPC als an Normalbeton benötigt und zum anderen können anschließende Bauteile, wie z. B. Fundamente, aufgrund des geringeren Eigengewichts der Konstruktion kleiner dimensioniert werden als bei konventioneller Bauweise. Als weiteren wirtschaftlichen Vorteil sind darüber hinaus infolge der hohen Dauerhaftigkeit von UHPC-Bauteilen während der gesamten Lebensdauer weniger Instandsetzungen als bei einem konventionellen Bauwerk nötig.

2.1.2 Ausgangsstoffe und Mischungszusammensetzungen

Früher war Beton ein sog. „Drei-Phasen-Werkstoff“, bestehend aus Zement, Wasser und Gesteinskörnung. Bei UHPC handelt es sich um ein „Fünf-Phasen-Werkstoff“, dessen Leistungsfähigkeit durch das Beimischen von Zusatzmitteln und Zusatzstoffen enorm gesteigert wird. Als reaktiver Zusatzstoff wird i. d. R. Microsilica verwendet. Die Verarbeitbarkeit wird durch die Zugabe von Hochleistungs-Fließmittel sichergestellt. Im Vergleich zu Normalbeton weist UHPC einen deutlich höheren Zementgehalt auf.

Die hohe Druckfestigkeit von UHPC resultiert aus seinem besonders dichten Gefüge. Durch die Abstimmung der Feinstanteile wird eine möglichst hohe Packungsdichte erreicht. Microsilica ist noch feiner als Zement und dient hauptsächlich als sog. Mikro-Füller im UHPC-Gefüge. Es wird zwischen fein- und grobkörnigem UHPC unterschieden. Feinkörniger UHPC mit einem Größtkorn kleiner als 1 mm ist ein nahezu homogener Baustoff, in dem als Zuschlag Gesteinsmehle und Feinstsande verwendet werden. In grobkörnigem UHPC kommen hochfeste Zuschläge mit einem Durchmesser von bis zu 16 mm zum Einsatz. Um keine Schwachstellen im UHPC zu erzeugen, muss die Festigkeit der Zuschläge mindestens der Festigkeit des Zementsteins entsprechen.

UHPC wird mit niedrigen Wasser/Zement-Werten (w/z -Wert) von 0,15 bis 0,20 hergestellt. Das verfügbare Wasser kann so bei der Hydratation des Zements vollständig chemisch umgewandelt werden. Dies führt zu einer sehr geringen Porosität. UHPC gilt als weitestgehend kapillarporenfrei. Der Zementgehalt liegt bei ca. 600 bis 850 kg/m³. Meist kommen Zemente vom Typ CEM I der Festigkeitsklassen 42,5 oder 52,5 zum Einsatz. Der hohe Zementgehalt kann dazu führen, dass in UHPC im Vergleich zu Normalbeton in Abhängigkeit von Schalung und Bauteilabmessungen höhere Temperaturen infolge des Hydratationsprozesses auftreten. Wenn die zu erstellenden Bauteile besonders durch Temperatur und Schwindrisse gefährdet sind, kann die Verwendung von Hochofenzement (CEM III/A) vorteilhaft sein. Aufgrund des geringen w/z -Wertes ist im UHPC keine vollständige Hydratisierung des Zements möglich. Der unhydratisiert verbleibende Anteil des verwendeten Zements wirkt als Füllmaterial.

UHPC weist ein sehr sprödes Bruchverhalten auf. Aus diesem Grund werden oft Stahl- oder Kunststofffasern zur Verbesserung des Nachbruchverhaltens beigemischt. Die Fasern erhöhen zudem auch die Biegezugfestigkeit. Gemäß [Fehling et al., 2013] haben sich u. a. aus Gründen der Verarbeitbarkeit kurze, schlanke Fasern mit einem Durchmesser von höchstens 0,20 mm und einer Länge von 9 bis 17 mm aus hochfestem Stahl mit einer Zugfestigkeit von mindestens 2000 N/mm² bewährt.

In Tabelle 2.1 und Tabelle 2.2 sind die Mischungszusammensetzungen der im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Betone aufgeführt. Für die Herstellung der UHPC-Fügeteile wurde die grobkörnige UHPC-Mischung B5Q aus dem Schwerpunktprogramm der Deutschen Forschungsgemeinschaft verwendet. Die Mischungszusammensetzung dieser Mischung, zum einen ohne Fasern und zum anderen mit 0,9 Vol.-% und 2,5 Vol.-% Fasern, sind in der Tabelle 2.1 angegeben. Neben den UHPC-Versuchskörpern wurden auch Versuchskörper aus normalfestem (NC) und hochfestem (HPC) Beton hergestellt. Die Mischungszusammensetzungen dieser Betone sind in Tabelle 2.2 dargestellt.

Tabelle 2.1: Mischungszusammensetzung der grobkörnigen UHPC-Mischung B5Q ohne Fasern, mit 0,9 Vol.-% und 2,5 Vol.-% Fasern

Rohstoff	Bezeichnung	Zugabe in kg/m ³		
		ohne Fasern	0,9 Vol.-% Fasern	2,5 Vol.-% Fasern
Zement	CEM I 52,5R-HS/NA	666	660	650
Wasser	Wasser	162	161	158
Zusatzstoff	Microsilica Silicol P	181	180	177
	Quarzmehl (QM1) W12	333	330	325
	Quarzmehl (QM2) W3	134	133	131
Zusatzmittel	Fließmittel ViscoCrete 20 Gold	32,0	32,0	30,4
Zuschlag	Quarzsand H33	363	360	354
	Basalt 2/8	612	606	597
Fasern	Stahlfasern Stratec //d = 9/0,15	0	70	192

Tabelle 2.2: Mischungszusammensetzungen der normalfesten und hochfesten Betone

Rohstoff	Bezeichnung	Zugabe in kg/m ³			
		C20/25	C40/50	C70/85	C90/105
Zement	CEM I 32,5 R	250	-	-	-
	CEM II 42,5 R	-	301	420	-
	CEM I 52,5 R	-	-	-	430
Wasser	Wasser	176	151	148	142
Zusatzstoff	Flugasche	-	-	30	40
	Microsilica Silicol P	-	-	-	75
Zusatzmittel	Fließmittel Glenium 51	-	2	5,4	9
Zuschlag	0/4	928	933	886	896
	4/8	465	473	248	181
	8/16	595	606	765	727

2.1.3 Herstellung

Ultrahochfester Beton wird i. d. R. in einem Fertigteilwerk zur Produktion von Fertigteilen hergestellt. Zuerst werden die Trockenbestandteile gemischt und anschließend wird das Wasser und Fließmittel hinzugegeben. Falls Fasern verwendet werden, werden diese am Ende des Mischvorgangs in den schon verflüssigten Beton gegeben. In der Tabelle 2.3 sind das Mischregime der verwendeten B5Q-Mischung dargestellt und beispielhafte Mischzeiten für den Zwangsmischer Eirich Typ KA 44 (s. u.) angegeben. Die Zugabe der Fließmittelmenge erfolgte bei dieser Mischung zeitlich versetzt.

Tabelle 2.3: Mischreihenfolge der grobkörnigen UHPC-Mischung B5Q

Nr.	Vorgang	Mischzeit in min
1	Zement + Zusatzstoffe + Zuschlag	1
2	Wasser + 60 % Fließmittel	10
3	Pause	2
4	40 % Fließmittel	6
5	Stahlfasern	

Die Herstellung der Versuchskörper für die im Rahmen dieser Forschungsarbeit durchgeführten Untersuchungen erfolgte in verschiedenen Einrichtungen. Die Verbundversuchskörper vom Typ I und Typ III (Abschnitt 5) wurden am Materialprüfungsamt für Bauwesen der Technischen Universität München (MPA BAU TUM), die Verbundversuchskörper vom Typ II (Abschnitt 5) in der Versuchshalle von Consult Materials in Mörfelden-Walldorf, die zur HOCHTIEF Solutions AG gehört, und die Bauteilversuchskörper (Abschnitt 7) im Fertigteilwerk ELO Beton in Fulda gefertigt.

Die zur Herstellung der Betonmischungen verwendeten Mischanlagen sind in Bild 2.1 dargestellt. Am MPA BAU TUM wurde je nach Größe der Betonmenge entweder der kleinere Zwangsmischer der Firma Zyklus Typ ZK 200 MAE (Baujahr 1986) mit einem Fassungsvermögen von 100 l (Bild 2.1, b) oder der größere Zwangsmischer der Firma Eirich Typ KA 44 (Baujahr 1954) mit einem Fassungsvermögen von 375 l (Bild 2.1, a) verwendet. In der Versuchshalle von Consult Materials wurde der UHPC in einer Mischanlage der Firma Zyklus Typ ZB 250 (Baujahr 1980) mit einem Fassungsvermögen von 250 l gemischt (Bild 2.1, d). Bei der Firma ELO Beton wurden die Mischungen mit einem Doppelwellen Chargenmischer der Firma BHS Sonthofen vom Typ DKX 6 (Baujahr 2008) mit einem Fassungsvermögen von 1.670 l hergestellt (Bild 2.1, c).



Bild 2.1: Verwendete Betonmischer: a) Eirich KA 44, b) Zyklus ZK 200, c) BHS Sonthofen DKX 6, d) Zyklus ZB 250

Die Nachbehandlung des UHPC sollte direkt nach dem Betonieren durch luftdichtes Abdecken mit z. B. Kunststoffolie erfolgen. Ohne diese Maßnahmen neigt UHPC dazu, sehr schnell eine wenige Zehntelmillimeter dicke, dichte und zähe Schicht an der Oberfläche (die sog. „Elefantenhaut“) zu bilden. Wenn sich eine Elefantenhaut gebildet hat, lässt sich die UHPC-Oberfläche nicht mehr bearbeiten. Außerdem behindert sie die Entlüftung des darunterliegenden Betons.

Neben der konventionellen Wasserlagerung bzw. der Lagerung bei 100 % rel. Luftfeuchte, die aus Herstellungsgründen zur Nachbehandlung der Versuchskörpern dieser Forschungsarbeit gewählt worden ist, kann durch eine Wärmebehandlung des jungen UHPC die Festigkeitsentwicklung wesentlich schneller abgeschlossen und zudem die Druckfestigkeit gesteigert werden (B5Q-Mischung ohne Wärmebehandlung $f_{cm,cyl,150,28d} = 177 \text{ N/mm}^2$ versus mit Wärmebehandlung $f_{cm,cyl,150,7d} = 204 \text{ N/mm}^2$ [Fitik, 2012]). Eine Wärmebehandlung beginnt i. d. R. einen Tag nach dem Betonieren und dauert bis zu zwei Tagen. Sie erfolgt meist bei Temperaturen von $70 \text{ }^\circ\text{C}$ - $90 \text{ }^\circ\text{C}$. Während der Wärmebehandlung muss der UHPC vor Austrocknung geschützt werden.

2.1.4 Frischbetoneigenschaften

Zur Sicherstellung einer gleichbleibenden Herstellungsqualität sind die Frischbetoneigenschaften des UHPC zu kontrollieren. Diese sind im Einzelnen das Fließmaß, die Rohdichte und der Luftporengehalt. Des Weiteren sollte die Temperatur der Ausgangsstoffe sowie die Temperatur der Mischung während der Mischpause und nach dem Mischvorgang protokolliert werden. Neben der Bestimmung der Konsistenz kann mit dem Fließmaß auch die homogene Verteilung der Fasern im Beton augenscheinlich überprüft werden.

Das Fließmaß der Mischungen der Versuchskörper wurde in Anlehnung an [DIN EN 12350-5, 2009] ermittelt. Hierzu wurde der genormte 20 cm hohe Trichter mittig auf dem angefeuchteten Ausbreittisch platziert und nach dem Mischvorgang bis zum oberen Rand mit UHPC gefüllt. Anschließend wurde dieser innerhalb von drei Sekunden vertikal nach oben gezogen. Nachdem der Fließvorgang des Betons beendet war, wurde das Fließmaß des Kuchens in zwei Richtungen parallel zur Tischkante gemessen und gemittelt.

In Bild 2.2 sind die Fließkuchen von zwei UHPC-Referenzmischungen B5Q mit 2,5 Vol.-% (links) und ohne Stahlfasern (rechts) abgebildet. Das Fließmaß der B5Q-Mischung mit 2,5 Vol.-% Fasern beträgt 68 cm, das Fließmaß ohne Fasern 78 cm. Infolge der Stahlfasern reduziert sich die Fließfähigkeit des UHPC. Das mittlere Fließmaß von 32 Mischungen mit 2,5 Vol.-% Fasern, welche am MPA BAU TUM für die Fertigung der Verbundkörper hergestellt wurden, beträgt 53,4 cm (Standardabweichung $s_x = 7,4$ cm, Variationskoeffizient $v_x = 14$ %). Der Mittelwert des Fließmaßes der zwölf HOCHTIEF-Mischungen liegt bei 60 cm und der sieben ELO Beton-Mischungen bei 63 cm.



Bild 2.2: Fließmaß der UHPC-Mischung B5Q mit 2,5 Vol.-% Fasern (links) und ohne Fasern (rechts)

Die Bestimmung des Luftporengehalts erfolgte in Anlehnung an [DIN EN 12350-7, 2009]. Dazu wurde der 1-/Luftporentopf (LP-Topf) nach dem Mischvorgang in zwei Schichten mit UHPC befüllt, jede Schicht für 15 Sekunden mit einem Rütteltisch verdichtet und anschließend gewogen. Das Wiegen des LP-Topfs diente zur Feststellung der Rohdichte des Frischbetons. Diese wurde in Anlehnung an [DIN EN 12350-6, 2011] ermittelt. Nach dem Wiegen wurde der obere Teil des LP-Topfs aufgesetzt, mit Wasser gefüllt, die Probe mit Luftdruck beaufschlagt und anschließend der Druckverlust gemessen. Der Luftporengehalt der UHPC-Referenzmischung B5Q mit 2,5 Vol.-% Fasern beträgt 2,5 Vol.-% und ohne Fasern 1,9 Vol.-%. Der mittlere Luftporengehalt bzw. die mittlere Rohdichte von 34 MPA BAU TUM-Mischungen (Herstellung Verbundkörper) beträgt

2,21 Vol.-% ($s_x = 0,31$ %, $v_x = 14,2$ %) bzw. $2,57 \text{ kg/dm}^3$ ($s_x = 0,02 \text{ kg/dm}^3$, $v_x = 0,6$ %). Der Luftporengehalt, gemessen am 8-l-LP-Topf, und die Rohdichte wurden von drei ELO Beton-Mischungen bestimmt. Die Mittelwerte lagen bei 2,1 Vol.-% und $2,53 \text{ kg/dm}^3$.

2.1.5 Festbetoneigenschaften

Die sehr hohe Druckfestigkeit von UHPC ist eine Folge der sehr dichten Mikrostruktur. Die spezielle Zusammensetzung des UHPC (niedriger w/z-Wert, hoher Gehalt an Microsilica, hohe Packungsdichte) führt dazu, dass sich im Gegensatz zu Normalbeton kaum Kapillarporen ausbilden und bei der Hydratation in den Kontaktzonen zwischen Zementstein und Zuschlag bzw. Fasern nicht die für Normalbeton typischen Schwachstellen entstehen.

UHPC ohne Fasern verhält sich unter Druckbeanspruchung bis ca. 80 % der Maximaldruckfestigkeit linear-elastisch. Das Druckversagen erfolgt explosionsartig und ohne abfallenden Ast im Spannungs-Dehnungs-Diagramm. Bedingt durch das dichte Gefüge weist UHPC einen höheren E-Modul als Normalbeton auf, der i. d. R. im Bereich von 45.000 bis 55.000 N/mm^2 liegt. UHPC mit Fasern aus Stahl oder Kunststoff besitzt unter Druckbeanspruchung ein wesentlich verbessertes Verhalten im Nachbruchbereich. Der ansteigende Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie verläuft wie bei einem UHPC ohne Fasern, nach Überschreiten der Druckfestigkeit ist jedoch eine plastische Verformung des Baustoffs möglich. Unter Verwendung von üblichen Fasergehalten von 2,5 Vol.-% können bei sonst unveränderter Mischungszusammensetzung gemäß [Schmidt et al., 2008] bis zu 15 % höhere Druckfestigkeiten erzielt werden. Bild 2.3 zeigt einen qualitativen Vergleich der an Zylinderprüfkörpern ermittelten Spannungs-Dehnungs-Linien von normalfestem und hochfestem Beton sowie UHPC mit und ohne Fasern unter Druckbeanspruchung.

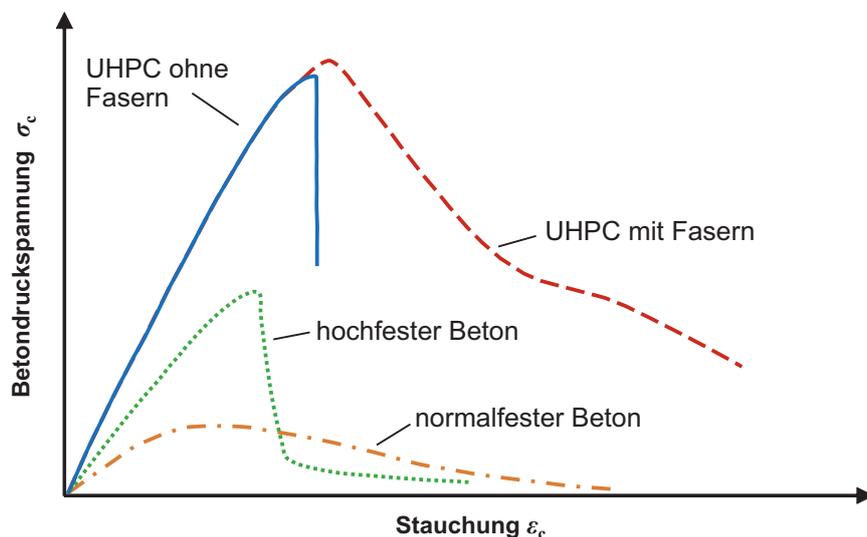


Bild 2.3: Schematische Darstellung der Spannungs-Dehnungs-Linien von normalfestem und hochfestem Beton sowie von UHPC mit und ohne Fasern [Leutbecher, 2007]

Die experimentell ermittelten einaxialen Zugfestigkeiten von UHPC ohne Fasern liegen zwischen 7 und 10 N/mm² (zum Vergleich C25/30 → $f_{ctm} = 2,6 \text{ N/mm}^2$). Faserloser UHPC unter Zugbeanspruchung versagt sehr spröde. Es bildet sich bei weggesteuerter Belastung kein abfallender Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie. Dieses Verhalten gilt gleichermaßen für grob- und feinkörnigen UHPC. UHPC mit Fasern weist eine deutlich höhere einaxiale Zugfestigkeit und ein ausgeprägtes Nachbruchverhalten auf. Auch die Biegezugfestigkeit lässt sich durch die Zugabe von Fasern erheblich steigern. Da das Verhalten jedoch stark von dem jeweiligen Fasergehalt, der Fasergeometrie und der Faserorientierung abhängt, können keine allgemeingültigen Angaben zum Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie von faserbewehrtem UHPC unter Zugbeanspruchung gemacht werden.

Um die mechanischen Eigenschaften der Verbundkörper (Abschnitt 5) und der Plattenbalken (Abschnitt 7) festzustellen, wurden für jeden Versuchskörper Begleitprüfkörper hergestellt. Anzahl und Art der Begleitprüfkörper ist in den Abschnitten 5.3.1 und 7.4.1 aufgeführt. Des Weiteren wurden im Rahmen einer vom Verfasser dieser Arbeit betreuten Bachelor Thesis [Maier, 2012] Untersuchungen zum Materialverhalten der UHPC-Mischung B5Q durchgeführt, um den Einfluss des Fasergehaltes, die Festigkeitsentwicklung sowie die Zug- und Biegezugfestigkeit zu ermitteln. Dazu wurden drei Referenzmischungen am MPA BAU TUM hergestellt: eine Mischung ohne Fasern, eine mit 0,9 Vol.-% und eine mit 2,5 Vol.-% Fasern. Aus jeder Mischung wurden Probekörper zur Ermittlung der Druckfestigkeit, des E-Moduls, der zentrischen Zugfestigkeit und der Biegezugfestigkeit gefertigt. Die UHPC-Ausgangsstoffe stammen aus den gleichen Chargen wie die der Verbundkörperversuche. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen und die Ergebnisse der Begleitkörperversuche der vorliegenden Arbeit sind nachfolgend zusammengefasst dargestellt. Detaillierte Angaben zu den Prüfmaschinen können der Bachelor Thesis [Maier, 2012] entnommen werden. Die Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen der einzelnen Mischungen wurden wie folgt bezeichnet:

- MPA BAU (Referenz):
am MPA BAU TUM hergestellte Mischungen für die Untersuchungen von [Maier, 2012]
- MPA BAU (Verbundkörper):
am MPA BAU TUM hergestellte Mischungen für die Verbundkörper Typ I und für die Verfüllungen der Verbundkörper Typ I und Typ II
- HOCHTIEF:
bei HOCHTIEF hergestellte Mischungen für die Verbundkörper Typ II
- ELO Beton:
bei ELO Beton hergestellte Mischungen für die Plattenbalken
- MPA BAU (Bauteile):
am MPA BAU TUM hergestellte Mischungen für die Verfüllungen der Plattenbalken

Druckfestigkeit

Die Bestimmung der Druckfestigkeit erfolgte ausschließlich an Zylindern mit einem Durchmesser von $\varnothing = 150$ mm und einer Höhe von $h = 300$ mm. Nach dem Mischvorgang wurden die Zylinder bis zur Hälfte mit UHPC gefüllt und mit einem Laborrütteltisch 15 Sekunden gerüttelt. Anschließend wurden die Zylinderformen vollständig gefüllt und der UHPC so lange verdichtet, bis keine Luftblasen mehr an die Oberfläche stiegen. Die Probekörper wurden in Anlehnung an [DIN 1048-5, 1991] 24 Stunden nach der Betonage ausgeschalt, für sieben Tage im Wasserbad bei 20 °C und anschließend bis zur Prüfung im Normklima bei 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte gelagert. Vor der Prüfung wurden beide Lasteinleitungsflächen planparallel geschliffen. Die Betondruckfestigkeitsprüfung erfolgte in Anlehnung an [DIN EN 12390-3, 2009].

In der Tabelle 2.4 sind die mittleren Zylinderdruckfestigkeiten $f_{cm,cyl}$ der Referenzmischungen B5Q ohne Fasern, mit 0,9 Vol.-% und 2,5 Vol.-% Fasern zum jeweiligen Prüfzeitpunkt zusammengefasst. Des Weiteren sind die Anzahl der getesteten Probekörper n , die Standardabweichung s_x sowie der Variationskoeffizient v_x der Versuchsergebnisse angegeben.

Für die Auswertung wurden auch die drei Druckfestigkeitswerte der Zylinder herangezogen, an denen vor der Druckfestigkeitsprüfung der E-Modul ermittelt worden ist. Bei der E-Modulprüfung wurden diese mit einem Drittel der Druckfestigkeit vorbelastet. Der Vergleich der entsprechenden Ergebnisse mit denen der normalen Druckfestigkeitsprüfung zeigte jedoch keine Beeinflussung durch die Vorbelastung. Für die Mischung mit 2,5 Vol.-% Fasern zu den Prüfzeitpunkten 14, 28 und 56 Tage lagen Erfahrungswerte für die Druckfestigkeiten als Eingangswert der E-Modulprüfung vor. Somit musste die Druckfestigkeit vorab nicht extra für die Bestimmung des E-Moduls ermittelt werden. Die Druckfestigkeit zu diesen Prüfzeitpunkten wurde mit den Probekörpern der E-Modulprüfung festgestellt.

Wie die Ergebnisse in Tabelle 2.4 zeigen, besitzt die Mischung B5Q eine schnelle Festigkeitsentwicklung. Die Druckfestigkeit der Mischung mit 2,5 Vol.-% Fasern beträgt bereits nach einem Tag ca. 55 % der 28-Tage-Druckfestigkeit. Nach 14 Tagen weisen alle Mischungen mehr als 90 % der Druckfestigkeit nach 28 Tagen auf. Die 28 und die 56-Tage-Festigkeit der Mischung mit 2,5 Vol.-% Fasern sind in etwa identisch. Mit steigendem Fasergehalt nimmt die Festigkeit zu. Die 28-Tage-Druckfestigkeit der Mischung mit 2,5 Vol.-% Fasern ist im Vergleich zu der Mischung ohne Fasern bzw. mit 0,9 Vol.-% Fasern um ca. 35 % bzw. um ca. 12 % höher.

Tabelle 2.4: Mittlere Zylinderdruckfestigkeiten $f_{cm,cyl}$ der Referenzmischungen B5Q

Alter	ohne Fasern				0,9 Vol.-% Fasern				2,5 Vol.-% Fasern			
	n	$f_{cm,cyl}$	s_x	v_x	n	$f_{cm,cyl}$	s_x	v_x	n	$f_{cm,cyl}$	s_x	v_x
		MPa	MPa	%		MPa	MPa	%		MPa	MPa	%
1	-	-	-	-	-	-	-	-	6	91,7	3,16	3,45
3	-	-	-	-	-	-	-	-	6	111,6	2,47	2,21
7	-	-	-	-	-	-	-	-	6	127,6	2,91	2,28
14	6	119,8	4,09	3,41	6	145,3	2,82	1,94	3	153,2	2,63	1,71
28	6	126,9	4,03	3,18	6	153,3	3,78	2,47	3	171,2	6,37	3,72
56	-	-	-	-	-	-	-	-	3	168,3	5,65	3,36

Des Weiteren wiesen die Probekörper mit Stahlfasern ein duktileres Nachbruchverhalten auf. Anders verhielten sich die Probekörper ohne Faserzusatz. Diese versagten schlagartig und ohne Vorankündigung. Kurz bevor die Zylinder bei Erreichen der Höchstlast nahezu explosionsartig auseinanderflogen, war lediglich ein leises Knistern wahrnehmbar. In Bild 2.4 sind die Bruchbilder von Probekörpern mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern und ohne Faserzusatz abgebildet.

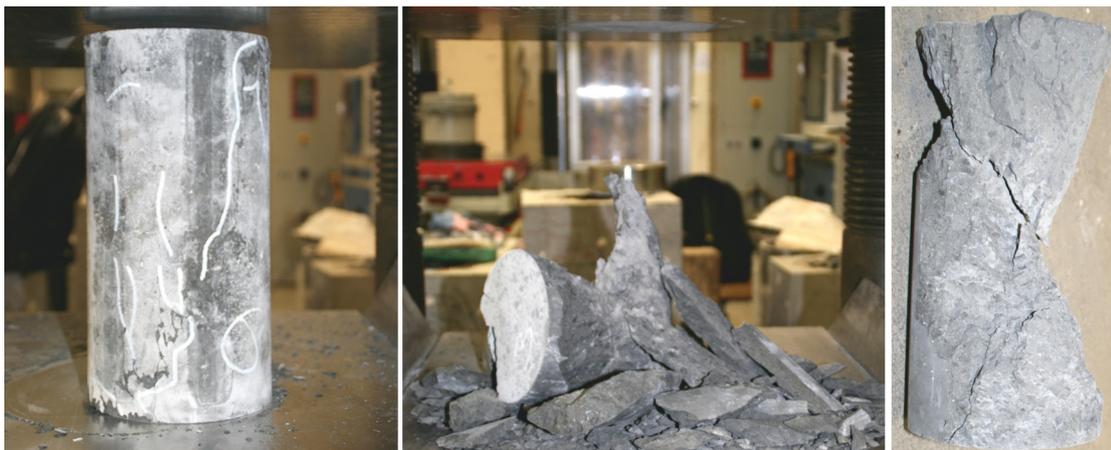


Bild 2.4: Bruchbilder der Zylinder mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern (links) und ohne Stahlfasern (mittig u. rechts)

In Bild 2.5 sind die mittleren Zylinderdruckfestigkeiten der Begleitprüfkörper von den hergestellten Verbundkörpern bzw. Plattenbalken und der Referenzmischung mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern in Abhängigkeit des Prüfalters dargestellt. Des Weiteren ist der Kurvenverlauf der Gl. (2.1) nach [Model Code, 1993] zur Bestimmung der zeitlichen Entwicklung der Betonfestigkeit aufgetragen. Mit dieser Funktion kann die Festigkeitsentwicklung der UHPC-Mischung B5Q gut nachvollzogen werden. Die beste Übereinstimmung ergab sich bei einer 28-Tage-Druckfestigkeit von $f_{cm,cyl,150} = 162 \text{ N/mm}^2$ und einem Koeffizienten von $s = 0,22$ in Gl. (2.2).

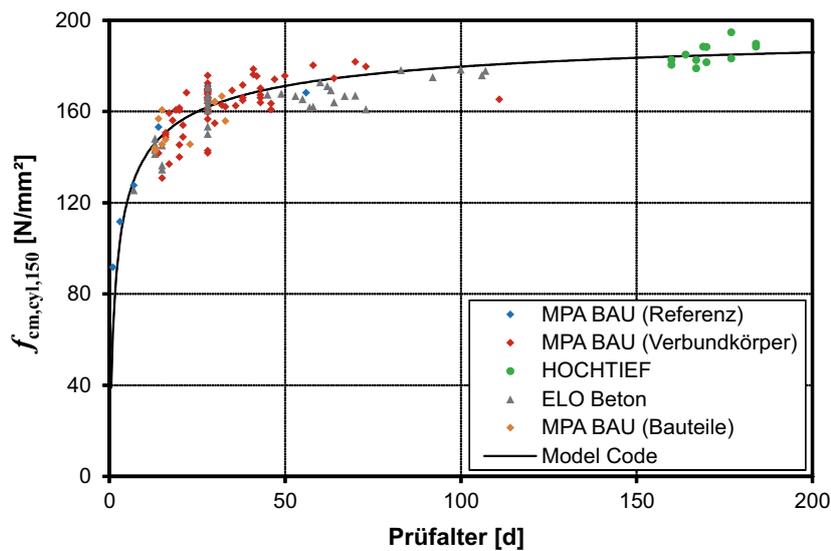


Bild 2.5: Zeitliche Entwicklung der Zylinderdruckfestigkeit der UHPC-Mischung B5Q mit 2,5 Vol.-% Fasern

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (2.1)$$

mit

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right\} \quad (2.2)$$

mit

$f_{cm}(t)$ Mittelwert der Betondruckfestigkeit im Alter t

f_{cm} Mittelwert der Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen

t Alter des Betons in Tagen

s Koeffizient, der den Einfluss des Zementtyps auf den Verlauf der Festigkeit erfasst

Bei den Verbundkörpern, die am MPA BAU TUM betoniert worden sind, wurden neben den Begleitprüfkörpern zur Bestimmung der Festigkeitswerte am Prüftag bei einigen Mischungen weitere drei Zylinder hergestellt, um die 28-Tage-Festigkeitswerte der Betonmischungen B5Q mit 2,5 Vol.-% festzustellen. Die Auswertung der mittleren Festigkeiten von insgesamt 16 Mischungen ergab eine mittlere Zylinderdruckfestigkeit von $f_{cm,cyl,150} = 168,2 \text{ N/mm}^2$ bei einer Standardabweichung von $s_x = 2,9 \text{ N/mm}^2$ und einem Variationskoeffizienten von $v_x = 1,7 \%$. Die mittlere Druckfestigkeit stimmt sehr gut mit der Referenzmischung ($f_{cm,cyl,150} = 171 \text{ N/mm}^2$) überein.

Der 28-Tage-Mittelwert der sieben Betonmischungen für die Plattenbalken, die bei ELO Beton gefertigt wurden, ist $f_{cm,cyl,150} = 161,4 \text{ N/mm}^2$. Die Standardabweichung beträgt $s_x = 6,8 \text{ N/mm}^2$ und der Variationskoeffizienten $v_x = 4,2 \%$. Im Vergleich mit der mittleren Druckfestigkeit der Probekörper der MPA BAU TUM Mischungen ist die Festigkeit nur um 4 % geringer. Dies zeigt, eine gute Übereinstimmung des Laborbetons mit dem unter Praxisbedingungen im Fertigteilwerk in größeren Mengen hergestellten UHPC.

Von den Verbundkörpern, die bei der HOCHTIEF Solutions AG betoniert wurden, sind keine 28 Tage Probekörper gefertigt worden. Die mittlere Zylinderdruckfestigkeit zum Prüfzeitpunkt (im Mittel nach 170 Tagen) der 12 Mischungen lag bei $f_{cm,cyl,150} = 185,2 \text{ N/mm}^2$ und somit um 10 % höher als die mittlere 28-Tage-Druckfestigkeit der Probekörper der Verbundkörper, die am MPA BAU TUM produziert wurden. Die etwas größere Festigkeit resultiert aus dem Altersunterschied der Probekörper (Bild 2.5).

E-Modul

Zur Ermittlung des E-Moduls wurden wie für die Druckfestigkeitsprüfung Zylinder mit einem Durchmesser von $\varnothing = 150 \text{ mm}$ und einer Höhe von $h = 300 \text{ mm}$ verwendet. Diese sind gleichermaßen hergestellt und gelagert worden wie die Zylinder, an denen nur die Druckfestigkeit bestimmt wurde. Die E-Modulprüfung erfolgte in Anlehnung an die [DIN 1048-5, 1991]. Dazu wurden sechs Probekörper hergestellt. Zuerst wurde die mittlere Druckfestigkeit an drei dieser Probekörper ermittelt. Anschließend erfolgte an den drei weiteren Probekörpern die Bestimmung des E-Moduls mit einem Drittel der zuvor festgestellten Druckfestigkeit als obere Prüfspannung. Dabei wurden die Körper dreimal kraftgeregelt mit einer Geschwindigkeit von $0,5 \text{ MPa/s}$ be- und entlastet. Nach der Prüfung erfolgte die Bestimmung der Druckfestigkeit. Die Druckfestigkeitswerte waren im Streubereich der Festigkeit identisch mit den Werten der Probekörper, die nur auf Druck geprüft wurden.

In Tabelle 2.5 sind die mittleren E-Moduln E_{cm} der Referenzmischungen B5Q ohne Fasern, mit 0,9 Vol.-% und mit 2,5 Vol.-% Fasern der jeweiligen Prüfzeitpunkte zusammengefasst. Des Weiteren sind die Anzahl der getesteten Probekörper n , die Standardabweichung s_x sowie der Variationskoeffizient v_x der Versuchsergebnisse angegeben.

Der E-Modul der Mischung B5Q (2,5 Vol.-% Fasern) ist bereits nach einem Tag relativ hoch. Dieser beträgt 80 % bzw. nach 7 Tagen 95 % des E-Moduls nach 28 Tagen. Die sich ergebenden Werte für den E-Modul liegen ab einem Prüfkörperalter von sieben Tagen bei etwa 50.000 N/mm^2 . Die Werte streuen wie die Druckfestigkeitswerte insgesamt wenig. Der maximale Variationskoeffizient liegt bei nur 2,7 %. Die E-Moduln nach 14 Tagen bzw. nach 28 Tagen der Mischungen mit unterschiedlichen Fasergehalten und ohne Fasern sind nahezu identisch. Anders als bei der Druckfestigkeit haben die Stahlfasern keinen Einfluss auf den E-Modul.

Tabelle 2.5: Mittlere E-Moduln E_{cm} der Referenzmischungen B5Q

Alter	ohne Fasern				0,9 Vol.-% Fasern				2,5 Vol.-% Fasern			
	n	E_{cm}	s_x	ν_x	n	E_{cm}	s_x	ν_x	n	E_{cm}	s_x	ν_x
		MPa	MPa	%		MPa	MPa	%		MPa	MPa	%
1	-	-	-	-	-	-	-	-	3	41081	875,7	2,13
3	-	-	-	-	-	-	-	-	3	45465	1231,3	2,71
7	-	-	-	-	-	-	-	-	3	48640	514,3	1,06
14	3	50383	240,8	0,48	3	50413	1166,8	2,31	3	49779	710,3	1,43
28	3	49858	535,7	1,07	3	51757	1058,6	2,05	3	51671	848,5	1,64
56	-	-	-	-	-	-	-	-	3	52621	916,8	1,74

In Bild 2.6 wird die zeitliche Entwicklung des E-Moduls der UHPC-Mischung B5Q mit 2,5 Vol.-% Fasern anhand der mittleren E-Moduln der Begleitprüfkörper und der Referenzmischung in Abhängigkeit des Prüfalters dargestellt. Des Weiteren ist der Kurvenverlauf der Gl. (2.3) nach [Model Code, 1993] zur Bestimmung der zeitlichen Entwicklung des E-Moduls abgebildet. Wie bei der Druckfestigkeit kann die zeitliche Entwicklung des E-Moduls ebenfalls gut mit dieser Funktion nachvollzogen werden. Die beste Übereinstimmung ergab sich mit einem 28-Tage-E-Modul von $E_{cm} = 50.700 \text{ N/mm}^2$ und einem Koeffizienten von $s = 0,15$ in Gl. (2.5).

$$E_{cm}(t) = \beta_E(t) \cdot E_{cm} \quad (2.3)$$

mit

$$\beta_E(t) = (\beta_{cc}(t))^{0,5} \quad (2.4)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right\} \quad (2.5)$$

mit

$E_{cm}(t)$ Mittelwert des E-Moduls des Betons im Alter t

E_{cm} Mittelwert des E-Moduls des Betons im Alter von 28 Tagen

t Alter des Betons in Tagen

s Koeffizient, der den Einfluss des Zementtyps auf den Verlauf des E-Moduls erfasst

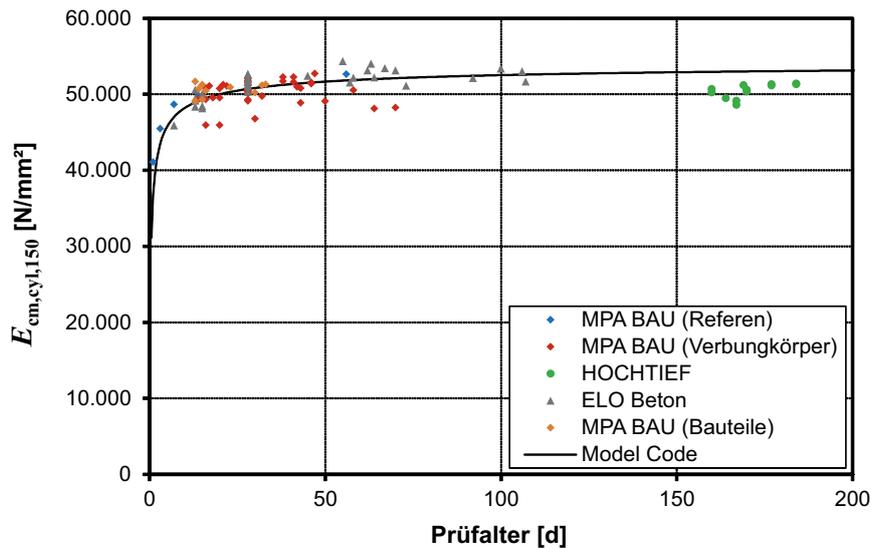


Bild 2.6: Zeitliche Entwicklung des E-Moduls der UHPC-Mischung B5Q mit 2,5 Vol.-% Fasern

Der mittlere 28-Tage-E-Modul des UHPC der Verbundkörper wurde von zwölf im Labor des MPA BAU TUM hergestellten Mischungen bestimmt. Dieser beträgt $E_{cm} = 50.718 \text{ N/mm}^2$ ($s_x = 904 \text{ N/mm}^2$, $v_x = 1,78 \%$) und ist annähernd identisch mit dem Wert der Referenzmischung (Tabelle 2.5), die ebenfalls am MPA BAU TUM produziert wurde.

Der 28-Tage-E-Modul der im Fertigteilwerk ELO Beton hergestellten sieben Mischungen der Plattenbalken lag im Mittel bei $E_{cm} = 51.683 \text{ N/mm}^2$ ($s_x = 782 \text{ N/mm}^2$, $v_x = 1,51 \%$). Dieser ist im Vergleich mit dem E-Modul der Verbundkörpermischungen um 2 % größer.

Der E-Modul der Hochtief-Mischungen wurde erst am Prüftag der Verbundkörper (im Mittel nach 170 Tagen) bestimmt. Dieser liegt bei $E_{cm} = 50435 \text{ N/mm}^2$.

Wie Bild 2.6 zeigt, ist der Zuwachs des E-Moduls nach 28 Tagen äußerst gering. Die Hochtief-Mischungen weisen in etwa den gleichen E-Modul wie die 28 Tage Werte der MPA BAU TUM oder der ELO Beton Mischungen auf. Daraus und aus den Ergebnissen der Druckfestigkeitsprüfung kann geschlossen werden, dass bei fachgerechter Herstellung und bei geeigneter Ausstattung des Labors bzw. Werks UHPC unabhängig von der Herstellungsstätte zielsicher herstellbar ist.

Zentrische Zugfestigkeit

Die zentrische Zugfestigkeit wurde an ungekerbten, prismatischen Probekörpern mit verstärkten Lasteinleitungsbereichen nach [Fitik, 2012], sog. „Zugknochen“, bestimmt (Bild 2.7). Nachdem die Prüfkörperformen vollständig befüllt waren, wurde der Beton mit einem Rütteltisch für 15 Sekunden verdichtet. Die Zugknochen wurden 24 Stunden nach der Betonage ausgeschalt und für sieben Tage im Wasserbad bei 20 °C sowie anschließend im Normklima bei 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte gelagert.

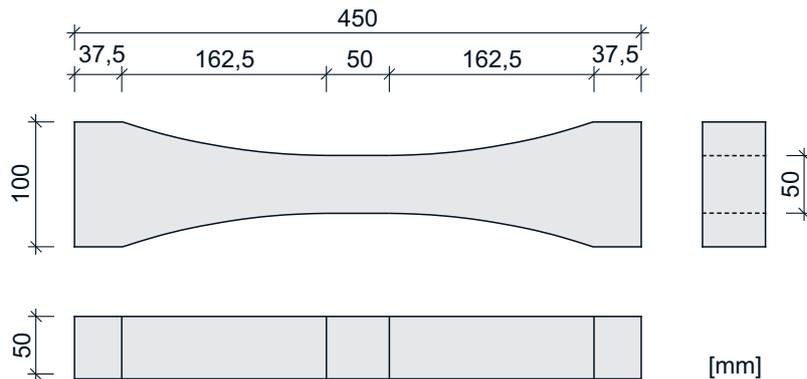


Bild 2.7: Probekörper zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit

Die zentrische Zugfestigkeit wurde nur bei den UHPC-Referenzmischungen ermittelt. Insgesamt wurden zu jeder UHPC-Referenzmischung sechs Zugknochen angefertigt. Die Probekörper wurden mit Hilfe einer Klemmvorrichtung in einer Zwei-Säulen-Prüfmaschine gelenkig fixiert und mit einer Prüfgeschwindigkeit von 0,5 MPa/s getestet. In der Tabelle 2.6 sind die Einzelwerte der Zugfestigkeitsprüfungen f_{ct} , der Mittelwert der Zugfestigkeit f_{ctm} , die Standardabweichung s_x und der Variationskoeffizient v_x der UHPC-Mischungen B5Q ohne Fasern, mit 0,9 Vol.-% und 2,5 Vol.-% Fasern nach 28 Tagen aufgelistet.

Tabelle 2.6: Mittlere zentrische Zugfestigkeiten f_{ctm} der Referenzmischungen B5Q nach 28 Tagen

Fasergehalt in Vol.-%	f_{ct} in MPa						f_{ctm} MPa	s_x MPa	v_x MPa
	Prüfkörper								
	1	2	3	4	5	6			
0,0	5,45	4,24	5,41	5,67	4,96	-	5,15	0,57	11,03
0,9	6,15	6,95	6,66	6,30	8,05	5,78	6,65	0,80	12,01
2,5	9,13	9,03	8,13	7,81	9,86	9,29	8,88	0,77	8,64

Wie zu erwarten war, ist der Einfluss der Stahlfasern auf die Festigkeit bei auf Zug beanspruchten Körpern am größten (Bild 2.8). Konnte bei den auf Druck belasteten Probekörpern durch eine Faserzugabe von 2,5 Vol.-% eine Festigkeitssteigerung von 35 % erzielt werden, beträgt der Zuwachs bei den auf Zug beanspruchten Probekörpern mehr als 70 %. Die mittlere Zugfestigkeit der Mischung mit 2,5 Vol.-% Fasern beträgt $f_{ctm} = 8,9 \text{ N/mm}^2$. Wie bei den Druckprüfungen versagten die Probekörper ohne Faserzusatz sehr spröde und ohne Vorankündigung. Bei den

Probekörpern mit Stahlfasern bildeten sich vor dem Versagen kleine Risse. Die Fasern wirkten dabei rissüberbrückend und es war eine weitere Laststeigerung möglich.

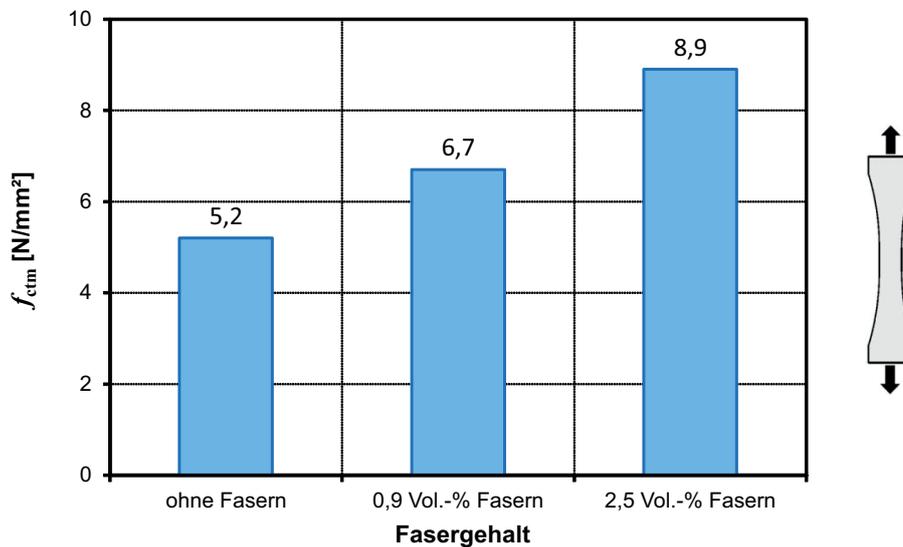


Bild 2.8: Mittlere zentrische Zugfestigkeiten der UHPC-Mischung B5Q mit verschiedenen Fasergehalten nach 28 Tagen

Biegezugfestigkeit

Für die Bestimmung der Biegezugfestigkeit wurden prismatische Prüfkörper mit den Abmessungen 160 / 40 / 40 mm verwendet. Die Prüfung erfolgte in Anlehnung an [DIN EN 196-1, 2005] mittels Drei-Punkt-Biegeversuch. Nach der Befüllung der Prüfkörperform wurden die Prismen 15 Sekunden lang mit einem Rütteltisch verdichtet. 24 Stunden nach der Betonage wurden die Prismen ausgeschalt und bis zur Prüfung im Wasserbad bei 20 °C gelagert.

In der Tabelle 2.7 sind die mittleren Biegezugfestigkeiten $f_{ctm,fl}$ der Referenzmischungen B5Q ohne Fasern, mit 0,9 Vol.-% und mit 2,5 Vol.-% Fasern in Abhängigkeit von den jeweiligen Prüfzeitpunkten aufgelistet. Des Weiteren sind die Anzahl der getesteten Probekörper n , die Standardabweichung s_x sowie der Variationskoeffizient v_x der Versuchsergebnisse angegeben.

Wie bei der Druckfestigkeit ist auch eine sehr schnelle Festigkeitsentwicklung der Biegezugfestigkeit feststellbar. Bereits nach einem Tag beträgt die Biegezugfestigkeit der Mischung mit 2,5 Vol.-% Fasern 55 % und nach drei Tagen 80 % des 28 Tage Wertes. Nach 14 Tagen wurde keine weitere Festigkeitssteigerung mehr beobachtet. Ebenso wie bei der Druck- und Zugfestigkeit war bei der Biegezugfestigkeit ein deutlicher Einfluss des Stahlfasergehaltes erkennbar. Die Biegezugfestigkeit der Mischung nach 28 Tagen mit 2,5 Vol.-% Fasern war um ca. das 3-fache größer als die der Mischung ohne Fasern bzw. um das 2-fache größer als die der Mischung mit 0,9 Vol.-% Fasern.

Tabelle 2.7: Mittlere Biegezugfestigkeiten $f_{ctm,fl}$ der Referenzmischungen B5Q

Alter	ohne Fasern				0,9 Vol.-% Fasern				2,5 Vol.-% Fasern			
	n	$f_{ctm,fl}$	s_x	ν_x	n	$f_{ctm,fl}$	s_x	ν_x	n	$f_{ctm,fl}$	s_x	ν_x
		MPa	MPa	%		MPa	MPa	%		MPa	MPa	%
1	-	-	-	-	-	-	-	-	6	19,3	2,23	11,54
3	-	-	-	-	-	-	-	-	6	27,1	1,60	5,90
7	-	-	-	-	-	-	-	-	6	29,8	1,84	6,18
14	6	9,14	0,93	10,16	6	17,43	2,09	11,99	6	35,8	1,75	4,89
28	6	11,92	0,69	5,76	6	17,49	2,69	15,37	6	34,3	1,80	5,25
56	-	-	-	-	-	-	-	-	6	34,3	3,45	10,06

Die zeitliche Entwicklung der Biegezugfestigkeit der UHPC-Mischung mit 2,5 Vol.-% Fasern ist in Bild 2.9 dargestellt. Es sind die Mittelwerte von jeweils sechs Probekörpern der Referenzmischung (MPa BAU TUM) und die Mittelwerte von jeweils drei Probekörpern der Mischungen der Plattenbalken (ELO Beton) aufgetragen. Von den anderen Mischungen wurden keine Biegezugfestigkeiten bestimmt. Die mittlere Biegezugfestigkeit der Mischungen, die bei ELO Beton hergestellt wurden, liegt bei $f_{ctm,fl} = 31,3 \text{ N/mm}^2$ und ist um 10 % geringer als die mittlere Biegezugfestigkeit der 14, 28 und 56 Tage Werte der MPA BAU TUM Mischung. Insgesamt ist im Vergleich zur Druckfestigkeit eine deutlich größere Streuung der Einzelwerte einer Mischung (Tabelle 2.7) und der Mittelwerte der einzelnen Mischungen (Bild 2.9) feststellbar.

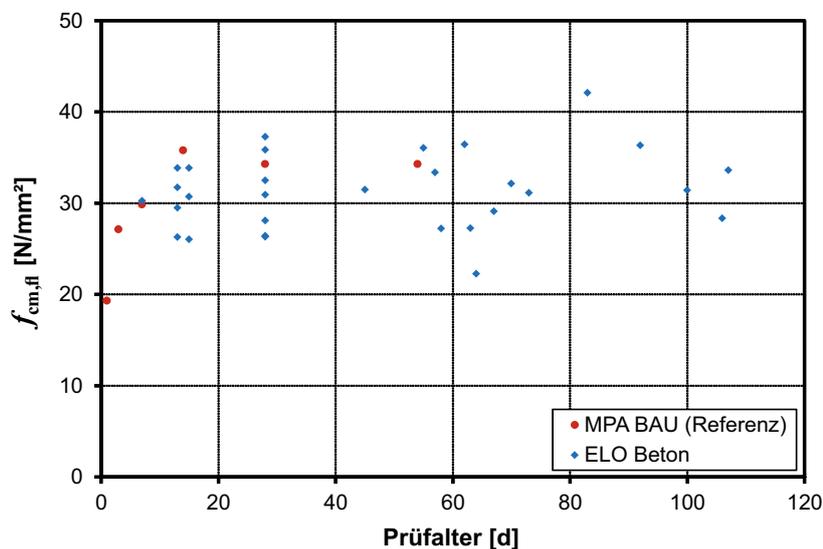


Bild 2.9: Zeitliche Entwicklung der Biegezugfestigkeit der UHPC-Mischung B5Q mit 2,5 Vol.-% Fasern

2.2 RPC-Klebstoff

2.2.1 Allgemeines

Zum Verkleben der UHPC-Versuchskörper wurde RPC-Klebstoff (Reactive Powder Concrete - Klebstoff) verwendet. Dieser ultrahochfester mineralische Mörtel wurde im Zuge des Forschungsvorhabens „Fügen von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton (UHPC) durch Verkleben“ am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München entwickelt. Der RPC-Klebstoff ist sehr feinkörnig und besitzt eine ähnliche Stoffzusammensetzung wie UHPC und weist somit vergleichbare mechanische Eigenschaften und Kennwerte auf. Die Klebstoffmischung wurde auf Basis der feinkörnigen UHPC-Rezeptur M2Q aus dem Schwerpunktprogramm der Deutschen Forschungsgemeinschaft entwickelt. Um die Dicke der Klebefuge möglichst gering zu halten, wurde ein sehr feinkörniger Quarzsand als Zuschlag verwendet. Der RPC-Klebstoff besitzt ein gutes mechanisches Dauerstandsverhalten und eine sehr hohe Leistungsfähigkeit auch unter erhöhten Temperaturbeanspruchungen [Mühlbauer, 2012].

2.2.2 Mischungszusammensetzungen und Herstellung

In Tabelle 2.8 ist die Mischungszusammensetzung des RPC-Klebstoffs nach [Mühlbauer, 2012] (RPC-Nr. 0) sowie von zwei modifizierten RPC-Mischungen aufgeführt. Mit der Mischung mod. RPC-Nr. 1 wurden die Verbundkörper Typ I (Abschnitt 5) und mit der Mischung mod. RPC-Nr. 2 die Verbundkörper Typ II (Abschnitt 5) und die Plattenbalken (Abschnitt 7) verklebt.

Da das Microsilica Grade 983 der Ausgangsmischung nicht mehr hergestellt wird, wurde dieses durch das Microsilica Silicol P der Firma Sika ersetzt. Des Weiteren wurde bei den modifizierten Mischungen das Fließmittel FM 1254 gegen das ViscoCrete 2810 der Firma Sika ausgetauscht. Mit den Ausgangsstoffen der gleichen Chargen, die [Mühlbauer, 2012] für seine RPC-Mischungen verwendet hatte, und dem neuen Microsilica und Fließmittel konnten in etwa die gleichen mechanischen Eigenschaften sowie eine gute Verarbeitbarkeit des RPC-Klebstoffs erzielt werden. Durch die Verwendung von neuen Ausgangsstoffen aus anderen Chargen verschlechterte sich die Verarbeitbarkeit der Mischung deutlich. Um die Verarbeitbarkeit zu verbessern, wurden die Wassermenge und der Fließmittelgehalt erhöht. Die mod. RPC-Mischung Nr. 1 weist einen Wasserbindemittelwert von $w/b = 0,21$ und einen Wasserzementwert von $w/z = 0,27$ auf (RPC-Mischung Nr. 0: $w/b = 0,19$, $w/z = 0,24$). Da die mechanischen Eigenschaften in etwa gleich geblieben waren (Tabelle 2.10), wurden die kleineren Verbundkörper vom Typ I mit dieser Mischung verklebt (Abschnitt 5). Im Laufe der Verklebungen zeigte sich, dass die Mischung zwar für die Verklebung dieser kleineren Fugenflächen geeignet war, jedoch für die Verwendung bei größeren zu verklebenden Fugenflächen und längeren Verarbeitungszeiten optimiert werden musste. Die Verklebung der Versuchskörper vom Typ I erfolgte bei allen Serien mit der modifizierten RPC-Klebstoffmischung Nr. 1.

Für die Verklebung der Verbundkörper vom Typ II und der Plattenbalken wurde die Mischung weiter modifiziert (mod. RPC-Nr. 2). Zuerst wurde analysiert, woraus die schlechtere Verarbeitung resultierte. Dazu wurde die Zementoberfläche mittels einer BET-Analyse (Brunauer-Emmett-Teller-Analyse) bestimmt. Die damit ermittelte spez. Oberfläche des neuen Zements betrug $1,177 \text{ m}^2/\text{g}$ und ist im Vergleich zum Zement ($0,954 \text{ m}^2/\text{g}$), den [Mühlbauer, 2012] für seine

Verklebungen verwendete, um 23 % größer. Aufgrund dessen wurde der Zement durch einen anderen Zement mit einer geringeren spez. Oberfläche ersetzt. Zur weiteren Verbesserung der Verarbeitbarkeit, wurde der Microsilica- und Quarzmehlanteil reduziert und die Zementmenge, bei gleichbleibendem Leimgehalt, um diese verringerten Anteile erhöht. Die modifizierte RPC-Mischung Nr. 2 zeigte eine sehr gute Verarbeitbarkeit mit vergleichbaren mechanischen Eigenschaften wie die der Ursprungsmischung (Tabelle 2.10). Das Ausbreitmaß dieser Mischung wurde nach [DIN 18555-2, 1982] auf 220 mm bestimmt und ist somit um ca. 40 % größer als das Ausbreitmaß der modifizierten RPC-Mischung Nr. 1 (160 mm). Der Wasserbindemittelwert der modifizierten RPC-Mischung Nr. 2 beträgt $w/b = 0,21$ und der Wasserzementwert $w/z = 0,25$.

Tabelle 2.8: Mischungszusammensetzungen der RPC-Klebstoffe

Rohstoff	Bezeichnung	Zugabe in [kg/m ³]		
		RPC-Nr. 0	RPC-Nr. 1	RPC-Nr. 2
Zement	CEM I 42,5 R-HS (Schwenk)	730,0	730,0	-
	CEM I 42,5 R-HS (Dyckerhoff)	-	-	765,0
Wasser	Wasser	153,3	168,6	168,3
Zusatzstoff	Microsilica Grade 983	189,8	-	-
	Quarzmehl (QM1) W12	262,8	262,8	229,5
	Microsilica, Sika Silicol P	-	189,8	168,3
Zusatzmittel	Fließmittel FM 1254	36,5	-	-
	ViscoCrete 2810	-	40,2	36,0
Zuschlag	Quarzsand (0,06/0,2mm) BSC413	995,8	995,8	977,5

Tabelle 2.9 zeigt die Mischreihenfolge und beispielhafte Mischzeiten. Die Mischzeiten für 1 l RPC-Nr. 0 hat [Mühlbauer, 2012] mit einem drei Liter Mischgerät bei einer Mischgeschwindigkeit von 300 Umdrehungen pro Minute festgestellt. Für die Verklebung der Plattenbalken wurden größere Mengen RPC-Klebstoff benötigt. Die 15 l der mod. RPC-Mischung Nr. 2 wurden in einem Betonmischer der Firma Eirich Typ SKF 1 (Baujahr 1971) mit einem Fassungsvermögen von 50 l bei einer Mischgeschwindigkeit von 60 Umdrehungen pro Minute angemischt. Aufgrund der geringeren Mischgeschwindigkeit und der größeren Herstellungsmenge mussten die Mischzeiten erhöht werden (Tabelle 2.9). Die Verarbeitbarkeit des RPC-Klebstoffs im Normklima (20 °C, 65 % RH) lag bei etwa 45 Minuten (Zuschlagsstoffe lagerten im Normklima und das Anmischen erfolgte im Normklima).

Tabelle 2.9: Mischreihenfolge und beispielhafte Mischzeiten für den RPC-Klebstoff

Nr.	Vorgang	Mischzeiten in [min]	
		1 l RPC-Nr. 0	15 l RPC-Nr. 2
1	Zement + Quarzmehl + Wasser + 50 % Fließmittel	1,5	6
2	Microsilica	1,5	3
3	Pause	1	1
4	50 % Fließmittel	1	1
5	Quarzsand	2	6

2.2.3 Materialfestigkeiten

Die mechanischen Eigenschaften der RPC-Klebstoffmischungen wurden an Prismen mit den Abmessungen 160 / 40 / 40 mm festgestellt. An diesen erfolgte die Biegezug- und die Druckfestigkeitsprüfung der RPC-Klebstoffe in Anlehnung an [DIN EN 196-1, 2005]. Nach dem Ausschalen wurden die Probekörper bis zur Prüfung bei 20 °C im Wasser gelagert. In der Tabelle 2.10 sind die mittleren Biegezugfestigkeiten $f_{gtm,\Omega}$ und Druckfestigkeiten $f_{gcm,pr,40}$ der RPC-Ursprungsmischung Nr. 0 (Mittelwerte von sechs Prismen) von [Mühlbauer, 2012], der modifizierten RPC-Mischung Nr. 1 (Mittelwerte von drei Prismen), mit der die Verbundkörper Typ I verklebt wurden, und die modifizierte RPC-Mischung Nr. 2 (Mittelwerte von drei Prismen), mit der die Verbundkörper Typ II und die Plattenbalken verklebt wurden, angegeben.

Tabelle 2.10: Mittlere Biegezug- und Druckfestigkeiten der RPC-Klebstoffe

Prüfalter	$f_{gtm,\Omega}$			$f_{gcm,pr,40}$		
	RPC-Nr. 0	RPC-Nr. 1	RPC-Nr. 2	RPC-Nr. 0	RPC-Nr. 1	RPC-Nr. 2
d	N/mm ²					
14	19,6	16,9	17,8	139,2	127,6	138,7
28	19,7	-	-	144,1	-	-

In Bild 2.10 sind die mittleren Druckfestigkeitswerte $f_{gcm,pr,40}$ und in Bild 2.11 die mittleren Biegezugfestigkeitswerte $f_{gt,\Omega}$ der RPC-Klebstoffmischungen der Verbundkörper und der Plattenbalken über das Prüfalter aufgetragen (Mittelwerte von drei Prismen). Die Verbundkörper vom Typ I wurden mit der mod. RPC-Mischung Nr. 1 und die Verbundkörper vom Typ II und die Plattenbalken mit der mod. RPC-Mischung Nr. 2 verklebt. Wie zu erkennen ist, sind die 13 Tage bis 23 Tage Werte beider Mischungen im Mittel annähernd gleich. Bei den Prüfkörpern mit einem Prüfalter zwischen 30 und 33 Tagen liegen die Werte der zweiten Mischung etwas höher.

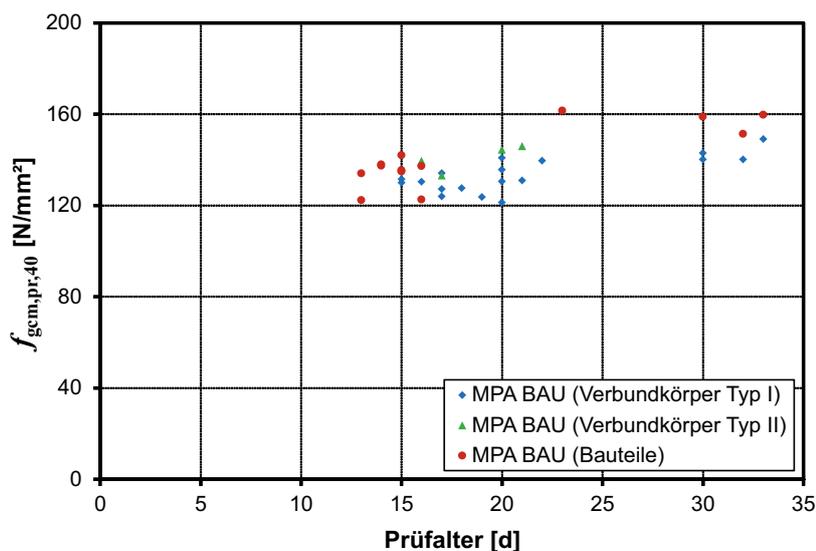


Bild 2.10: Zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit des RPC-Klebstoffs

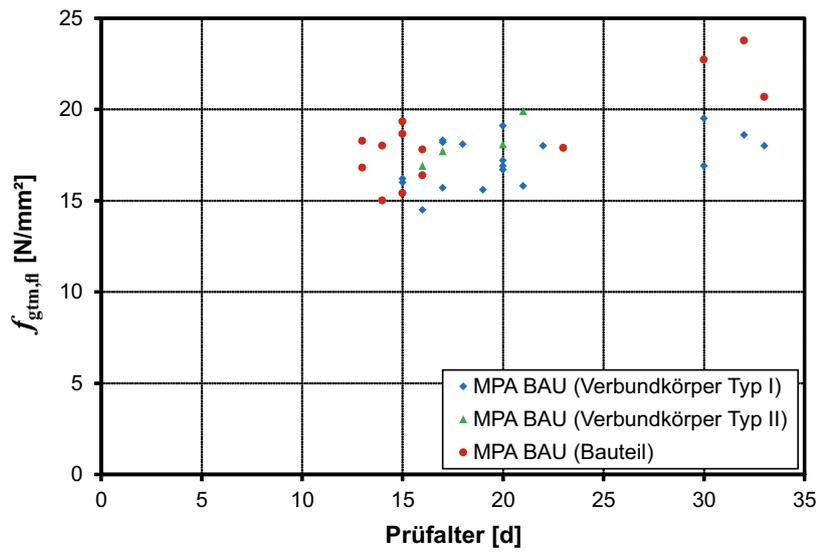


Bild 2.11: Zeitliche Entwicklung der Biegezugfestigkeit des RPC-Klebstoffs

2.3 Bewehrungsstahl

Bei den im Bauwesen eingesetzten Bewehrungsstählen unterscheidet man zwischen kaltverformten und wärmebehandelten Stählen. Kaltverformte Stähle zeichnen sich durch eine gegenüber dem Ausgangsmaterial deutlich erhöhte Festigkeit aus. Da jedoch das Fließen bereits durch Ziehen, Kaltwalzen oder andere Herstellungsprozesse vorweggenommen wird, besitzen kaltverformte Stähle keine ausgeprägte Streckgrenze. Als Streckgrenze wird bei diesen Bewehrungsstählen die 0,2 %-Dehngrenze ($f_{0,2}$) definiert. Obwohl kaltverformte Stähle höhere Festigkeiten als wärmebehandelte Stähle gleicher Güte aufweisen, werden sie aufgrund ihrer verringerten Duktilität zunehmend weniger eingesetzt. Die Festigkeitssteigerung bei wärmebehandelten Stählen wird durch Walzen im rotglühenden Zustand, anschließendes Abschrecken (Härten) der Randzone und Wiedererwärmen (Anlassen) erreicht. Aufgrund dieses Herstellungsverfahrens wird ein duktiles Verhalten des Bewehrungsstahls sichergestellt. Charakteristisch für wärmebehandelte oder naturharte Bewehrungsstähle ist eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit einer ausgeprägten Streckgrenze f_y sowie einem anschließendem Plateau und Verfestigungsbereich. Die Zugfestigkeit f_t wird bei der Bruchdehnung ϵ_u erreicht und ist als Spannungsmaximum definiert. Der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie nach Erreichen der Streckgrenze ist durch die meist verformungsgesteuerte Versuchsdurchführung zu erklären und ist durch die Verringerung des Nettoquerschnitts des Bewehrungsstahls infolge der Brucheinschnürung bedingt. Unabhängig vom Herstellungsverfahren liegt der Elastizitätsmodul von Bewehrungsstählen im Mittel zwischen 195.000 und 210.000 N/mm².

In Bild 2.12 sind die schematischen Spannungs-Dehnungs-Linien der im Rahmen dieser Arbeit für die Fugenbewehrung verwendeten Stähle dargestellt. Bei den experimentellen Untersuchungen kamen als Fugenbewehrung herkömmlicher normalfester Bewehrungsstahl B500B und hochfester Bewehrungsstahl (HSR) St 900/1100 zum Einsatz. Der normalfeste Bewehrungsstahl B500B war wärmebehandelt. Nach den Anforderungen der [DIN 488-1, 2009] muss dieser hochduktiler Bewehrungsstahl für die Bruchgrenze Werte von $\epsilon_u \geq 5\%$ und für das Verhältnis von Streckgrenze zu Zugfestigkeit Werte von $f_t/f_y \geq 1,08$ aufweisen. Für den hochfesten Bewehrungsstahl St 900/1100 liegt eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung vor [Z-12.5-96, 2010]. Es handelt sich bei diesem Betonstahl um einen warmgewalzten und wärmebehandelten Ankerstahl mit aufgewalzten Gewinderippen. Die Spannungs-Dehnungs-Linie weist im Gegensatz zum Bewehrungsstahl B500B keine eindeutige Streckgrenze auf. Als Streckgrenze wird aus diesem Grund die 0,2 %-Dehngrenze ($f_{0,2}$) angegeben. Des Weiteren besitzt der Bewehrungsstahl St 900/1100 im Vergleich zum Bewehrungsstahl B500B eine deutlich höhere Zugfestigkeit und eine verminderte Duktilität.

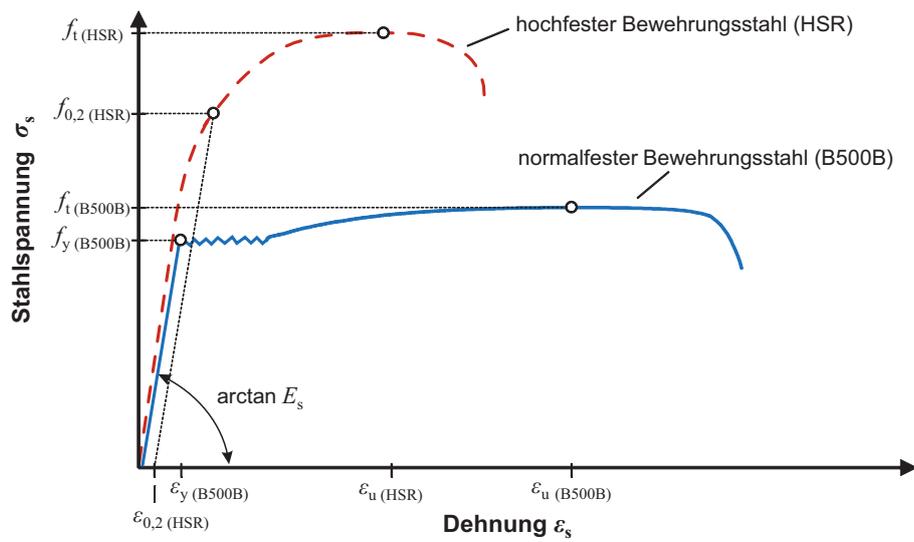


Bild 2.12: Spannungs-Dehnungs-Linien von normalfestem (B500B) und hochfestem (HSR) Bewehrungsstahl

3 Schubtragverhalten von Verbundfugen

3.1 Allgemeines

Als Verbundfuge wird eine Grenzfläche zwischen zwei gleichen Materialien (z. B. Beton-Beton-Verbund) oder zwei verschiedenen Materialien (z. B. Stahl-Beton-, Holz-Beton-Verbund), die durch diese kraftschlüssig miteinander verbunden sind, bezeichnet. Die Tragfähigkeit und das Tragverhalten der Verbundfuge sind entscheidend für das Bauteilverhalten. Verbundfugen werden durch Normal- oder Schubspannungen bzw. durch eine Kombination aus beiden Spannungszuständen beansprucht. Die in dieser Arbeit betrachteten Verbundfugen sind vorwiegend durch Schubspannungen belastet.

Im Stahl-Beton-Verbundbau werden zwei räumlich getrennte Querschnitte mit Hilfe von mechanischen Verbindungsmitteln kraftschlüssig an der Verbundfuge zusammengefügt. Der Anschluss des Betondruckgurts an den Stahlzuggurt wird vorwiegend mit Kopfbolzendübeln realisiert. Neben den Kopfbolzendübeln kommen heutzutage auch kontinuierliche Verbundmittel sog. Verbundleisten zum Einsatz. Diese erwiesen sich als besonders geeignet, um einen leistungsfähigen Verbund zwischen Stahlbauteilen und UHPC sicherzustellen [Hegger et al., 2010]. Die Verbundleiste kann sowohl bei Platten als auch bei Scheiben eingesetzt werden [Fischer et al., 2012]. Ein weiteres Verbindungsmittel für Hochleistungswerkstoffe sind sog. „Stahlscharen“ [Wiese et al., 2011], die z. B. für die Befestigung von UHPC-Fassadenplatten geeignet sind oder als Verbundmittel bei miniaturisierten Verbundträgern zum Einsatz kommen können.

Im Betonbau entstehen Verbundfugen, wenn aufgrund zeitlich versetzter Betonierfolgen ein Homogenisieren der eingebrachten Betone nicht mehr möglich ist. Verbundfugen ergeben sich demzufolge als Arbeitsfugen zwischen Betonierabschnitten, als Fugen zwischen angrenzenden Bauteilen oder als Fugen zwischen Fertigteilen und Ortbetonergänzungen. Da aus wirtschaftlichen Gründen zunehmend mehr Fertig- und Halbfertigteile zum Einsatz kommen, spielt die Optimierung der Verbundfugentragfähigkeit eine große Rolle. Der Transport der Fertigteile über öffentliche Verkehrswege hat jedoch im Vergleich zur konventionellen Bauweise, bei der nur Baustoffe zur Baustelle gebracht werden müssen, Nachteile. Durch den Einsatz von UHPC, der sich sehr gut für die Herstellung von Fertigteilen eignet, können aufgrund der hohen Materialfestigkeit die Querschnittsabmessungen reduziert werden. Somit kann die Anzahl der Transporte zur Baustelle verringert und infolge der Gewichtsreduktion die Montage der Fertigteile erleichtert werden. Des Weiteren weisen Bauteile aus UHPC im Vergleich zu Bauteilen aus Normalbeton eine hohe Oberflächenfestigkeit auf und können dadurch leistungsfähig miteinander verklebt werden. Da komplette UHPC-Fertigteile gefügt werden können, ist eine Ortbetonergänzung wie bei Halbfertigteilen nicht mehr erforderlich. Daher kann ferner der Bauablauf beschleunigt werden.

Wie bereits in Abschnitt 1 erwähnt, wurden bei der Gärtnerplatzbrücke in Kassel erstmals bei einem Bauvorhaben in Deutschland UHPC-Bauteile verklebt. Zur Verklebung der UHPC-Deckplatten mit dem Obergurt wurde dabei ein kalterhärtender EP-Klebstoff verwendet. Da dieser jedoch bei zunehmenden Betriebstemperaturen abnehmende mechanische Eigenschaften und ein

ungünstiges mechanisches Zeitstandsverhalten besitzt, wurde am Lehrstuhl für Massivbau als Alternative zum EP-Klebstoff ein ultrahochfester mineralischer Klebstoff ein sog. RPC-Klebstoff entwickelt. Dieser Klebstoff weist ein gutes Dauerstandsverhalten und eine gute Leistungsfähigkeit auch unter erhöhten Temperaturbeanspruchungen auf [Mühlbauer, 2012]. Für die Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit wurde ausschließlich RPC-Klebstoff verwendet. Weitere Forschungsvorhaben, bei denen zur Verklebung von UHPC-Bauteilen ebenfalls RPC-Klebstoff verwendet wird, werden aktuell an der Technischen Universität Kaiserslautern [Kohlmeier, Oster, 2012] und an der RWTH Aachen [Hegger et al., 2012] bearbeitet.

Nachfolgend wird zunächst auf das Schubtragverhalten von bewehrten Verbundfugen sowie auf normative und aus der Literatur bekannte Bemessungsansätze zur Schubkraftübertragung in Verbundfugen nachträglich ergänzter Betonbauteile eingegangen. Das prinzipielle Tragverhalten dieser Fugen ist vergleichbar mit dem bewehrter Klebefugen. Des Weiteren werden jüngere Untersuchungen zum Schubtragverhalten zwischen Alt- und Neubeton dargestellt. Abschließend wird auf die grundlegenden Untersuchungen zur „reinen“ Verklebung mit RPC-Klebstoff von [Mühlbauer 2012] eingegangen.

3.2 Verbundfugen nachträglich ergänzter Betonbauteile

3.2.1 Tragverhalten

Das Schubtragverhalten von Verbundfugen nachträglich ergänzter Betonbauteile beruht auf drei voneinander unabhängig wirkenden Tragmechanismen: Adhäsion, Reibung und Bewehrung (Bild 3.1). Die Tragwirkung der einzelnen Anteile ist dabei von der Relativverschiebung in der Fuge abhängig. Bis zum Erreichen der Haftfestigkeit und dem schlagartigen Aufreißen der Fuge wird die Schubspannung hauptsächlich durch den Tragmechanismus Adhäsion, den sog. Haftverbund, übertragen. Verschiedene Arbeiten, [Lenz, 2012], [Müller, 2009], [Reinecke, 2004], befassen sich mit dem Haftverbund zwischen Neu- und Altbeton. Die Tragwirkung durch Adhäsion beruht demnach auf zwei verschiedenen Vorgängen. Zum einen wirken physikalisch-chemische Bindungen auf molekularer Ebene (chemische Adhäsion). Hier sind die Kovalenz- und Ionenbindung sowie die Van-der-Waals-Kräfte zu nennen. Als zweiter Anteil am Haftverbund wirkt die mikromechanische Verzahnung (mechanische Verzahnung). Durch Kapillarwirkung dringen dabei flüssige Bestandteile des Frischbetons in Poren und mikroskopische Vertiefungen in der Oberfläche des Altbetons ein und führen nach Aushärten des Betons zu einer Verzahnung zwischen Alt- und Neubeton [Zilch, Zehetmaier, 2010]. Wird die Schubbelastung größer als die Haftfestigkeit, führt dies zu einem Adhäsionsbruch und somit zum spröden Versagen der Fuge. Wirkt eine äußere Normalkraft auf die Fuge, können durch den Tragmechanismus Reibung auch nach dem Adhäsionsversagen weiter Schubkräfte übertragen werden. Die Größe der durch Reibung übertragbaren Spannungen ist dabei abhängig von der Rauheit der Fugenoberfläche und der aufgebrachten Normalspannung.

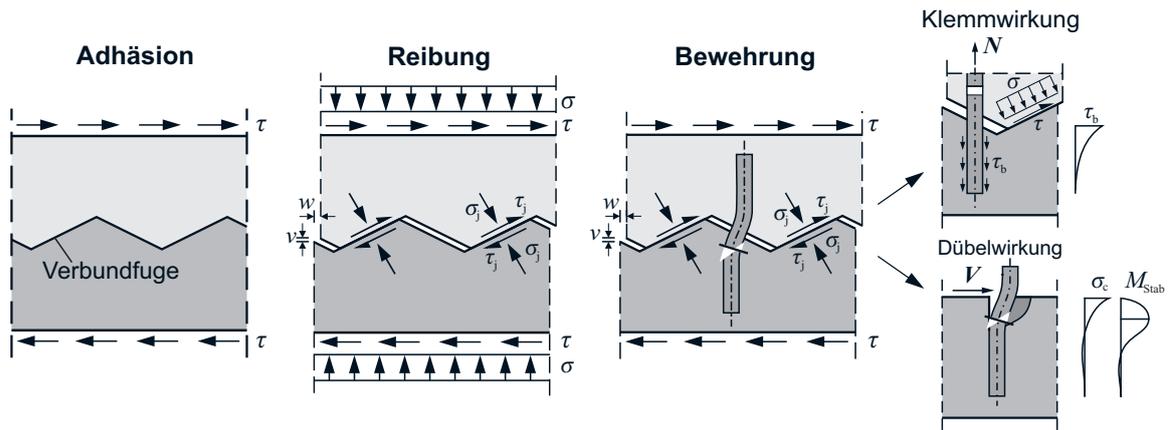


Bild 3.1: Tragmechanismen von Verbundfugen

Ist in der Fuge eine Bewehrung angeordnet, werden bei rauen Fugen die Schubkräfte nach dem Adhäsionsbruch zusätzlich durch die Klemm- und Dübelwirkung der Bewehrung übertragen. Die Klemmwirkung wird durch die Öffnung der Fuge in Richtung der Bewehrung aktiviert. Durch die Relativverschiebung zwischen Alt- und Neubeton und die Fugenrauheit öffnet sich die Fuge und die Bewehrung erfährt eine Längsdehnung. Die sich einstellende Bewehrungszugkraft steht mit den auf die Fuge einwirkenden Druckspannungen im Gleichgewicht. Aufgrund der Klemmwirkung der Bewehrung werden die Schubspannungen durch Reibung in der Fuge abgetragen, ähnlich wie bei einer Belastung durch eine äußere Normalkraft. Des Weiteren wird die im Beton gebettete Bewehrung durch die Relativverschiebung wie ein quer belasteter Dübel beansprucht. Die Querkraften werden dabei über Stabbiegung und entsprechende Betonpressungen abgetragen. Aufgrund der Klemmwirkung wird die Bewehrung durch Normalkraft und infolge der Dübelwirkung auf Biegung beansprucht. Die Superposition beider Anteile ergibt die in Bild 3.2 dargestellten Spannungsverteilungen an der Stelle des Beanspruchungsmaximums. Mit zunehmender Verschiebung plastiziert die Bewehrung und es bildet sich eine plastische Zone aus. Ab diesem Zeitpunkt wird die Schubbeanspruchung über die Schrägzugwirkung der Bewehrung abgetragen.

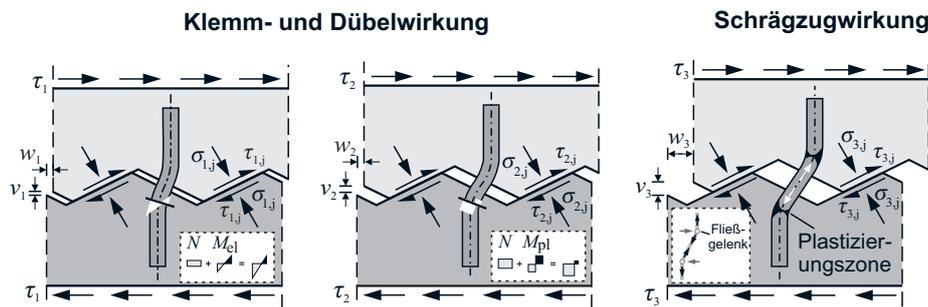


Bild 3.2: Tragwirkung der Bewehrung

Solange die Schubkräfte durch Adhäsion übertragen werden und somit keine oder nur sehr kleine Relativverschiebungen auftreten, liegen ein annähernd monolithisches Bauteilverhalten und ein sog. starrer Verbund vor (Bild 3.3, a). Überschreiten die Schubkräfte die Haftfestigkeit und kommt es zu einem Adhäsionsbruch, nehmen die Relativverschiebungen schlagartig zu. In diesem Fall ändert sich das Tragverhalten des Verbundquerschnitts. Die Spannungen lagern sich um und man

spricht von einem verschieblichen bzw. nachgiebigen Verbund (Bild 3.3, b). In diesem Zwischenzustand treten im Vergleich zum monolithischen Tragverhalten größere maximale Biegespannungen auf und die Beanspruchung der Fugenbewehrung reduziert sich. Die Größe der Biegespannungen sowie die Steifigkeit des Verbundquerschnitts sind dabei im Wesentlichen abhängig von der Steifigkeit des Verbundes bzw. der Fugenbewehrung. Versagt der Verbund hingegen komplett, wirken die einzelnen Teilquerschnitte unabhängig voneinander und tragen die Lasten entsprechend ihrer Biegesteifigkeiten ab. In diesem Fall nehmen die maximalen Biegespannungen in den einzelnen Bauteilen die größten Werte an.

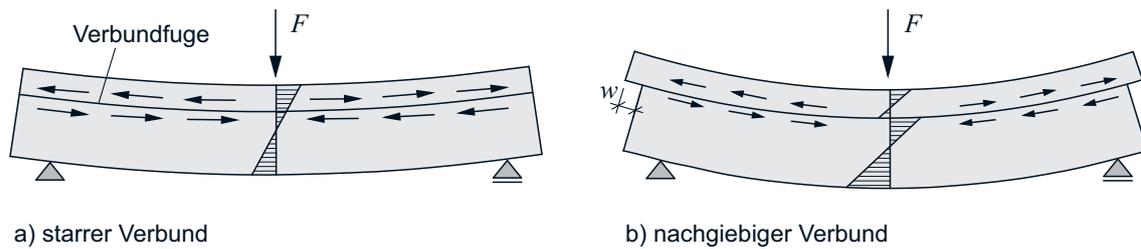


Bild 3.3: a) starrer und b) nachgiebiger Verbund

3.2.2 Bemessungsansätze

Gegen Ende der 1960er Jahre wurde in den USA von [Birkeland, Birkeland, 1966] und [Mast, 1968] die sog. Schubreibungstheorie entwickelt. Diese basiert auf der Modellvorstellung einer sägezahnartigen Fuge. Aufgrund der Neigung der Zahnflanken öffnet sich die Fuge infolge einer Relativverschiebung und die Verbundbewehrung wird auf Zug belastet. Im Allgemeinen wurde davon ausgegangen, dass bei einer entsprechenden Rauheit der Verbundfuge die Fugenbewehrung vornehmlich auf Zug beansprucht wird und deshalb die volle Fließlast des Stahls für die Klemmwirkung angenommen werden darf. Diese Theorie liegt ebenfalls dem Bemessungsansatz nach [DIN EN 1992-1-1 + NA, 2011], Gl. (3.1), zugrunde.

$$v_{Rd} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (1,2\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (3.1)$$

mit

v_{Rd}	Bemessungswert der Schubtragfähigkeit
c	Rauheitsbeiwert für Adhäsionstraganteil
f_{ctd}	Bemessungswert der Betonzugfestigkeit
μ	Rauheitsbeiwert für Reibtrageanteil
σ_n	Spannung infolge der minimalen Normalkraft rechtwinklig zur Fuge
ρ	Bewehrungsgehalt der Fuge
α	Neigungswinkel der Fugenbewehrung
v	Festigkeitsabminderungsbeiwert für Fugenrauheit

Eine Erweiterung der Schubreibungstheorie stellen die Bemessungsansätze nach [Ackermann, Burkhardt, 1992] und [Randl, 1997] dar. Dabei werden die Tragmechanismen der Verbundfuge Adhäsion, Reibung und Bewehrung additiv erfasst. Zudem wird die Bewehrungswirkung differenziert berücksichtigt und zwischen der Klemm- und Dübelwirkung unterschieden. Der Bemessungsansatz zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit von Verbundfugen bei Sanierungsmaßnahmen mit Aufbeton gemäß [Model Code, 2010], Gl. (3.2), basiert auf dem Ansatz, der in [Randl, 1997] vorgeschlagen wurde.

$$v_{Rd} = 0,09k_c \cdot f_{ck}^{1/3} + \mu \left(\kappa \cdot \rho \cdot f_{yd} + \frac{\sigma_n}{\gamma} \right) + \alpha_F \cdot \rho \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}} \leq \beta_c \cdot f_{cd} \cdot b \quad (3.2)$$

mit

k_c	Rauheitsbeiwert für Adhäsionstraganteil
κ	Interaktionsbeiwert für Klemmwirkung
α_F	Interaktionsbeiwert für Dübelwirkung
β_c	Druckstrebenbeiwert
b	Fugenbreite

Wie in Abschnitt 3.2.1 beschrieben, treten die einzelnen Tragwiderstände der Verbundfuge zum Teil unabhängig voneinander auf. In Bild 3.4 sind die Tragmechanismen schematisch in Abhängigkeit der Fugenverschiebung abgebildet. Zur Bestimmung der Fugentragfähigkeit können nicht die maximalen Traganteile, sondern nur Bruchteile davon additiv überlagert werden, da diese von der Größe der Relativverschiebung abhängig sind. Es ist deshalb mechanisch inkorrekt, den Bewehrungstraganteil, der erst bei großen Verschiebungen aktiviert werden kann, mit dem Adhäsionstraganteil, der quasi nur bei ungerissener Fuge wirksam ist, zu superponieren.

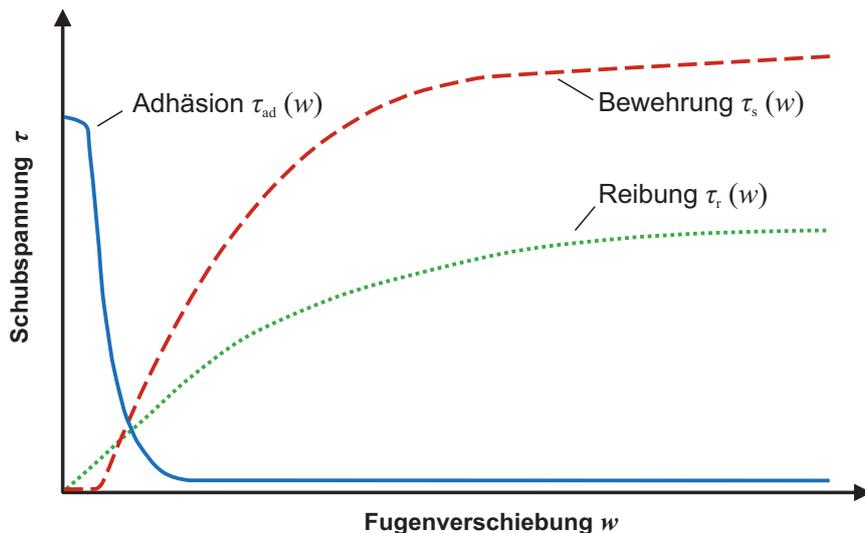


Bild 3.4: Schematische Darstellung der Schubspannungsanteile in Abhängigkeit der Fugenverschiebung w [Reinecke, 2004]

In [Lenz, 2012] wird daher vorgeschlagen, den normativen Ansatz nach [DIN 1045-1, 2008] in einen Adhäsionstraganteil und in einen Bewehrungs- und Reibungsanteil aufzuteilen und ungerissene und gerissene Verbundfugen getrennt zu bemessen. [Lenz, 2012] führte zudem einen Adhäsionsbeiwert c_{ad} ein, der neben dem Einfluss der Rauheit weitere Einflussfaktoren multiplikativ miteinander verknüpft, um die Adhäsionstragfähigkeit besser zu quantifizieren und diese somit zu optimieren. Die Schubtragfähigkeit für die ungerissene Fuge (Adhäsionstraganteil) ist nach Gl. (3.3), die Schubtragfähigkeit für die gerissene Fuge (Bewehrungs- und Reibungsanteil) nach Gl. (3.4) zu bestimmen.

$$v_{Rd} = \eta_1 \cdot c_{ad} \cdot f_{ctd} \cdot b \tag{3.3}$$

mit

c_{ad} Adhäsionsbeiwert zur Berücksichtigung der Rauheit, der Zementsorte, der Altbetonoberfläche und des Feuchtezustands des Altbetons

η_1 1,0 für Normalbeton

b Fugenbreite

$$v_{Rd} = -\mu \cdot \sigma_{Nd} \cdot b + a_s \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \tag{3.4}$$

3.2.3 Untersuchungen

Im Nachfolgenden werden jüngere Untersuchungen zum Schubtragverhalten von bewehrten Verbundfugen zwischen Alt- und Neubeton dargestellt. In diesen Arbeiten wurde der Verbund zwischen normalfesten sowie hochfesten Betonen und zwischen hochfestem und ultrahochfestem Beton behandelt.

[Randl, 1997] untersuchte in einem umfangreichen Versuchsprogramm mit 83 Prüfkörpern das Schubtragverhalten von Verbundfugen zwischen Normalbeton (Bild 3.5). Der Fokus seiner Untersuchungen lag darauf, die Tragwiderstände der Verbundfuge bei unterschiedlichen Oberflächenrauheiten realistisch zu erfassen und zu klären, ob die Fugenbewehrung infolge der aus der Klemmwirkung resultierenden Normalkraftbeanspruchung bis zur vollen Streckgrenze ausgenutzt werden kann. Dabei betrachtete er schalglatte, ungeschalte sowie sand- und hochdruckwassergestahlte (HDW) Fugenoberflächen. Die Versuchskörper wiesen einen Bewehrungsgehalt in der Fuge zwischen 0 % und 1,49 % auf und waren mit BSt 500 Bewehrungsstäben ausgestattet.

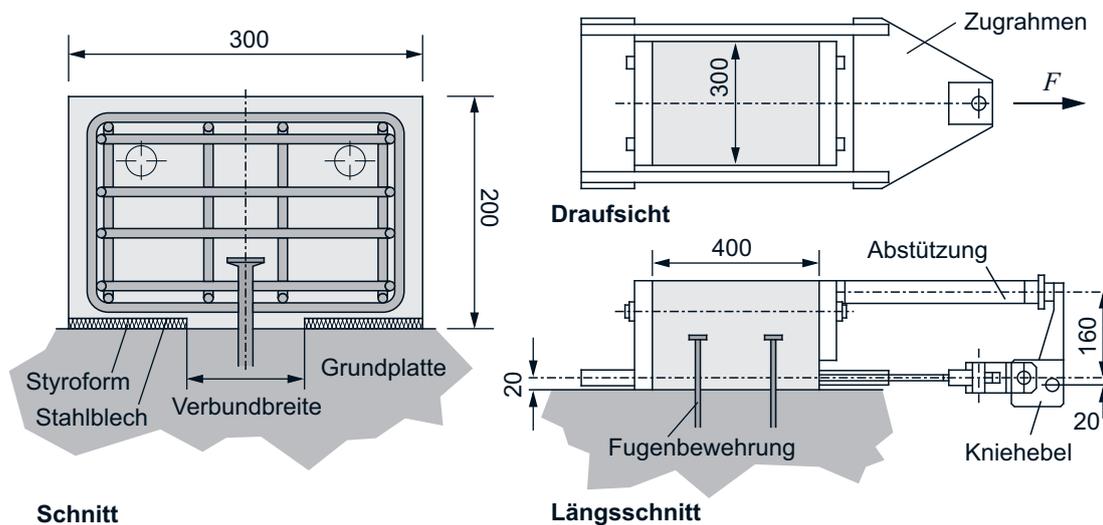


Bild 3.5: Versuchsaufbau zur Untersuchung des Schubtragverhaltens von Verbundfugen bei Normalbeton [Randl, 1997] (Abmessungen in [mm])

Die Versuchsergebnisse von [Randl, 1997] bestätigen den großen Einfluss der Fugenrauheit auf das Tragverhalten von Verbundfugen. Bei HDW-gestahlten Fugen war gegenüber den anderen untersuchten Oberflächen eine deutliche Steigerung der Schubkrafttragfähigkeit sowie der Verbundsteifigkeit zu beobachten. Mit Hilfe von Dehnungsmessungen konnte versuchstechnisch nachgewiesen werden, dass selbst bei großer Oberflächenrauheit nicht die volle Fließlast der Bewehrung ausnutzbar ist. Die Bewehrung erfährt zusätzlich zur Normalkraftbeanspruchung eine Biegebeanspruchung. Auf Grundlage seiner Erkenntnisse formulierte [Randl, 1997] einen additiven Bemessungsansatz, der die Bewehrungswirkung differenziert erfasst (Gl. (3.2)).

In Bild 3.6 werden exemplarisch die Last-Verschiebungs-Kurven einer HDW-gestahlten und einer sandgestrahlten Fuge (Versuche Nr. 18 und Nr. 40 [Randl, 1997]) verglichen. Die Schubtragfähigkeit der HDW-gestahlten Fuge ist im Vergleich zur sandgestrahlten Fuge um ca. 130 % größer. Allerdings weist die HDW-gestahlte Fuge eine deutlich geringere Duktilität als die

sandgestrahlte Fuge auf. Nach Erreichen der Maximallast fällt die Tragfähigkeit mit zunehmender Relativverschiebung um ca. 40 % ab. Wie in Bild 3.6 erkennbar ist, haben die unterschiedlichen Aufrauungsmethoden neben der Auswirkung auf die Tragfähigkeit auch einen deutlichen Einfluss auf die Verbundsteifigkeit. Die in Abschnitt 3.2.2 aufgeführten Bemessungsansätze erfassen nur die maximale Tragfähigkeit der Fuge. Die Duktilität sowie die Nachgiebigkeit der Fuge und die damit verbundenen Auswirkungen auf das Balkentragverhalten bleiben unberücksichtigt.

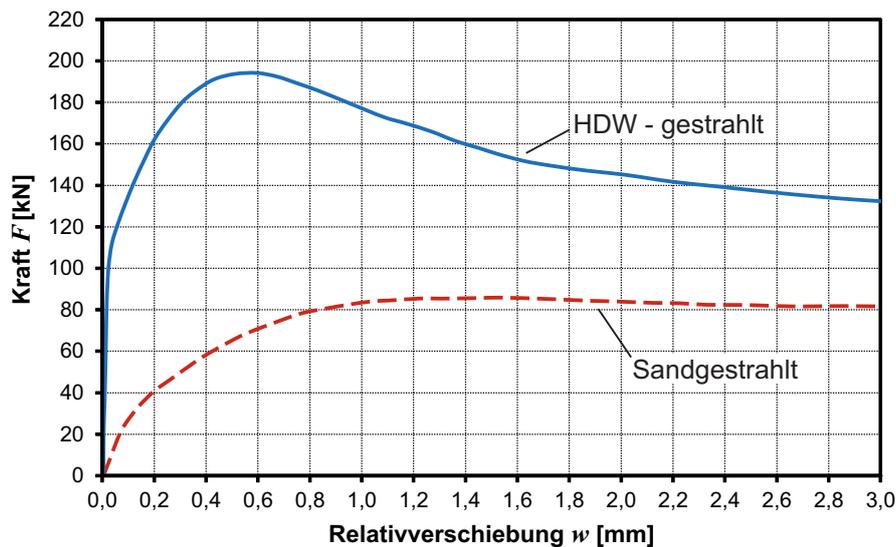


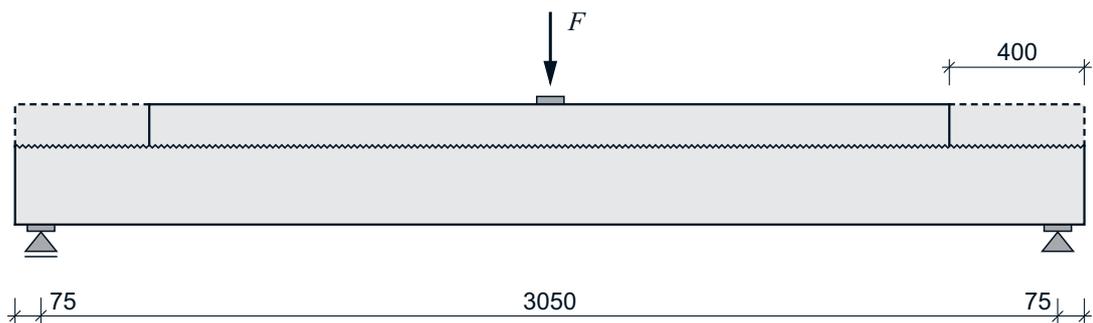
Bild 3.6: Last-Verschiebungs-Kurven der Versuche Nr. 18 und 40 mit $2 \text{ } \varnothing 12 \text{ mm}$, $b_v = 57 \text{ mm}$, $f_{cm} = 44 \text{ N/mm}^2$ [Randl, 1997]

Um neue Erkenntnisse über das Schubtragverhalten von rauen Verbundfugen mit unterschiedlichen Bewehrungsgehalten zu gewinnen, testeten [Loov, Patnaik, 1994] 16 nachträglich ergänzte Plattenbalken aus Normalbeton. Die maßgebenden Untersuchungsparameter waren der Bewehrungsgehalt in der Fuge (0,2 bis 1,9 %) und die Betondruckfestigkeit (20 bis 48 N/mm²). In Bild 3.7 sind die verwendeten Versuchsbalken, die Querschnittstypen und das statische System abgebildet. Die Platten wurden jeweils drei Tage nach der Herstellung der Stege auf die unbehandelte Verbundfuge betoniert. Bei den Versuchsbalken mit einer über die komplette Steglänge reichenden Platte wurde der Fugenbereich über dem letzten Schubriss nur teilweise aktiviert. Um die Auswertung zu vereinfachen, wurde die Plattenlänge deshalb an den Auflagern um 400 mm reduziert. Damit konnte eine über die Fugenlänge gleichmäßige Schubbeanspruchung erzielt werden. Die Versuchsergebnisse zeigten, dass die Fugenbewehrung erst nach dem Adhäsionsbruch beansprucht wurde. Auf der Grundlage der Versuchsdaten wurde eine empirische Potenzfunktion (Gl. (3.5) ermittelt, mit der die Schubtragfähigkeit wirtschaftlicher und einfacher als nach dem damals gültigen [ACI 318, 1992] bestimmt werden konnte.

$$v_n = k \cdot \lambda \cdot f_c \sqrt{0,1 + \rho \cdot f_y} \leq 0,25 \cdot f_c \quad (3.5)$$

mit

- v_n Schubtragfähigkeit
 k Rauheitsbeiwert
 λ Beiwert für Betonrohddichte



Versuchsbalken mit verkürzter Platte / langer Platte (Strichlinie)

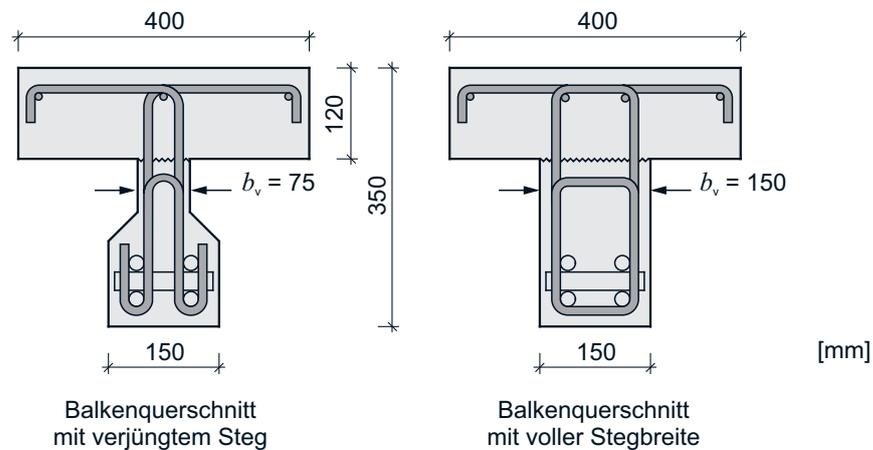


Bild 3.7: Statisches System und Darstellung der nachträglich ergänzten Plattenbalken [Loov, Patnaik, 1994]

Mit dem Verbundtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton befassten sich [Kahn, Mitchell, 2002]. Dazu führten sie 50 „Push-Off“-Tests durch. Die Betonfestigkeit der Probekörper lag zwischen 47 und 123 N/mm². Neben monolithischen und vorgerissenen Probekörpern wurden auch nachträglich ergänzte Probekörper untersucht. Der Fugenbewehrungsgehalt wurde zwischen 0,37 und 1,47 % variiert. Die Auswertung der experimentellen Untersuchungen zeigte, dass die Schubtragfähigkeit mit dem damals gültigen Bemessungsansatz nach [ACI 318, 1999] für hochfesten Beton konservativ abgeschätzt werden kann. Auf Grundlage der Schubreibungstheorie nach [Birkeland, Birkeland, 1966] und [Mast, 1968] formulierten sie einen additiven Bemessungsansatz, der sowohl die Adhäsionstragfähigkeit als auch die Bewehrungstragfähigkeit

berücksichtigt. Da dieser Ansatz auf der Schubreibungstheorie basiert, wird die Bewehrungstragwirkung mechanisch inkorrekt erfasst. Des Weiteren ist anzumerken, dass das Fugentragverhalten sehr spröde war. Nach dem Erreichen der Maximalbelastung ist die Versuchslast unmittelbar abgefallen. Als Versagensursache ist hier eher ein Betonbruch als ein Bewehrungsversagen aufgetreten. Der Bemessungsgleichung liegt jedoch ein Bewehrungsversagen zugrunde.

[Crane, Kahn, 2012] führten fünf Plattenbalkenversuche mit Stegen aus ultrahochfestem Beton ($f_c = 200 \text{ N/mm}^2$) und nachträglich ergänzten Platten aus hochfestem Beton ($f_c = 83 \text{ N/mm}^2$) durch. Die Zielsetzung der Untersuchungen bestand darin zu überprüfen, ob die Schubtragfähigkeit der Verbundfuge auch bei dieser Werkstoffkombination mit den Bemessungsansätzen nach [AASHTON, 2010] und [ACI 318, 2008] bestimmt werden kann. Beide Ansätze basieren auf der Schubreibungstheorie nach [Birkeland, Birkeland, 1966] und [Mast, 1968]. Die Fugen der Balken hatten unterschiedliche Oberflächenrauheiten und Bewehrungsgehalte. Mit Schalungsleisten wurden dreiecksförmige Rillen von 6 mm Tiefe und mit Leinensäcken eine Textur in die Fugenoberfläche eingeprägt. Auch zwei Stege mit einer glatten Fugenoberfläche wurden hergestellt. Zwei Plattenbalken enthielten keine Fugenbewehrung und drei Plattenbalken waren mit einem geringen Bewehrungsgehalt der Fuge (ein Balken mit 0,18 % und zwei Balken mit 0,29 %) ausgestattet. Die Oberflächenrauheit hatte einen entscheidenden Einfluss auf die Adhäsionstragfähigkeit der Balken. Bei glatter Oberfläche konnte die Tragfähigkeit durch die geringere Fugenbewehrung etwas gesteigert werden. Im Vergleich zur glatten Fuge hatte die Vorbehandlung mittels Leinensäcken keine Auswirkungen. Die größte Steifigkeit und Tragfähigkeit besaßen die Plattenbalken mit dreieckig profilierter Verbundfuge. Durch eine geringe Fugenbewehrung konnte die Tragfähigkeit der profilierten Verbundfuge deutlich gesteigert werden. Das Fugenversagen war dabei allerdings sehr spröde und mit einem unmittelbaren Abfall der Versuchslast verbunden. Aufgrund dieser Ergebnisse empfehlen [Crane, Kahn, 2012], Verbundfugen zwischen hochfestem und ultrahochfestem Beton zu profilieren. Für auf diese Weise vorbehandelte Fugen kann die Schubtragfähigkeit konservativ nach [AASHTON, 2010] und [ACI 318, 2008] bestimmt werden.

3.3 Klebefugen bei UHPC-Bauteilen

3.3.1 Allgemeines

Die Herstellung von UHPC-Bauteilen wird vorwiegend im Fertigteilwerk erfolgen. Damit die Bauweise mit dem Werkstoff UHPC eine breite Anwendung finden kann, ist es erforderlich, geeignete Fügeverfahren zu entwickeln. UHPC weist eine hohe Oberflächenfestigkeit auf und eignet sich somit ideal zum Verkleben. Um erste allgemeingültige Aussagen zur Tragfähigkeit von Klebefugen bei UHPC-Bauteilen aufstellen zu können, befasste sich [Mühlbauer, 2012] ausführlich mit dem Verkleben von Bauteilen aus UHPC. Nachfolgend werden wesentliche Erkenntnisse seiner Untersuchungen vorgestellt. Es wird vor allem auf die Untersuchungen mit RPC-Klebstoff eingegangen, da dieser zum Verkleben der Füge Teile im Rahmen der durchgeführten Versuche verwendet wurde.

3.3.2 Untersuchungen und Bemessungsansätze

[Mühlbauer, 2012] betrachtete in seiner Dissertation grundlegende Fragestellungen zur Tragfähigkeit von Klebefugen zwischen UHPC-Fügeteilen. Vorwiegend befasste er sich dabei mit dem Verhalten der gefügten Bauteile im Schub-Druck-Bereich. In dem umfangreichen Versuchsprogramm kamen eine feinkörnige sowie eine grobkörnige UHPC-Mischung zum Einsatz. Zur Herstellung des kraftschlüssigen Verbundes zwischen den UHPC-Fügeteilen wurden sowohl ein konventioneller kalterhärtender Epoxidharzklebstoff (EP-Klebstoff) als auch ein selbstentwickelter hochfester mineralischer Klebstoff, ein sog. Reactive Powder Concrete-Klebstoff (RPC-Klebstoff) verwendet. An drei verschiedenen Prüfkörpertypen (Bild 3.8 und Bild 3.10) wurde die Verklebung u. a. in Bezug auf die optimale Vorbehandlungsart, die Langzeitfestigkeit, die Dauerschwingfestigkeit, die Betriebstemperatur und die Tragfähigkeit untersucht.

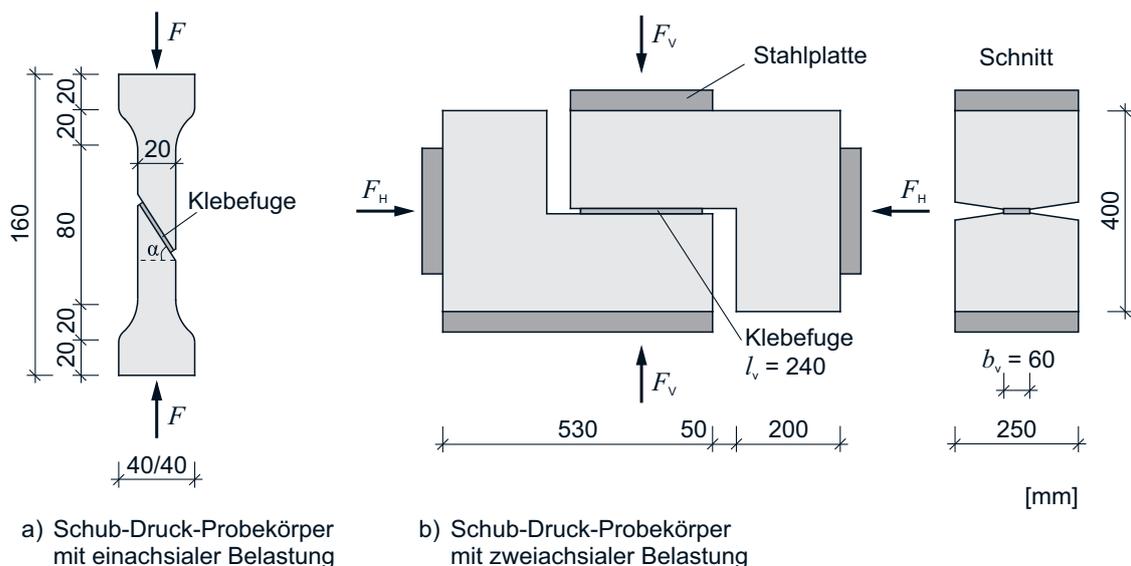


Bild 3.8: Schub-Druck-Probekörper mit ein- und zweiachsialer Belastung [Mühlbauer, 2012]

Die grundlegenden experimentellen Untersuchungen wurden an Schub-Druck-Probekörpern mit einachsiger Belastung (Bild 3.8a) und unterschiedlichen Fugenneigungen (0° , 30° und 60°) durchgeführt. Auf Grundlage dieser Versuchsergebnisse und einer Untersuchung der Rauheitsparameter ist das Strahlen der Klebefläche mit festem Strahlgut die optimale Vorbehandlungsart für beide Klebstoffe. Die Klebefugen aus RPC-Klebstoff wiesen bei diesen Versuchen weit höhere (End-) Festigkeiten als die EP-Klebefugen auf und versagten bei steilen Fugenneigungen ausschließlich aufgrund eines Adhäsionsbruchs in der Grenzfläche zwischen RPC und UHPC. Bei allen Versuchen mit Klebefugen aus EP-Klebstoff und einer Fugenneigung von 30° oder 60° trat hingegen ein Kohäsionsbruch, d. h. ein sprödes Versagen des Klebstoffs, auf. Insgesamt konnte festgestellt werden, dass die Klebefugen aus RPC-Klebstoff im Vergleich zu den EP-Klebefugen nicht nur in einem höheren Temperaturbereich einsetzbar sind, sondern auch eine gegenüber der Kurzzeitfestigkeit deutlich höhere Langzeitfestigkeit aufweisen. Einen Einfluss des Fasergehalts, der Stahlfaserorientierung sowie der UHPC-Sorte auf die Haftfestigkeit der Klebstoffe konnte nicht nachgewiesen werden. Anhand verschiedener Testprogramme konnten mittels dieser Versuchskörper Reduktionsfaktoren für Last-, Temperatur- und Feuchtebeanspruchungen bestimmt werden. Im Nachfolgenden wird der Fokus auf die Untersuchungen zum RPC-Klebstoff gelegt, da bei den durchgeführten Versuchen ausschließlich RPC-Klebstoff zum Verkleben der Fertigteile verwendet wurde.

Aus herstellungs- und versuchstechnischen Gründen konnten bei den Prüfkörpern mit einachsiger Belastung keine größeren Fugeneinkel als 60° realisiert werden. Da es deshalb nicht möglich war, an diesen Prüfkörpern den Einfluss kleiner Fugennormalspannungen auf die Verbundtragfähigkeit zu untersuchen, wurden weitere Versuche mit Schub-Druck-Probekörpern unter zweiachsialer Belastung (Bild 3.8b) durchgeführt. Durch Variation der aufgetragenen Vertikallast konnten hierbei alle Spannungszustände im Schub-Druckbereich geprüft werden. Auch bei diesen Probekörpern versagte, unabhängig vom Lastniveau, die RPC-Verklebung durch einen Adhäsionsbruch. In Bild 3.9 werden die Ergebnisse der Versuche unter zweiachsialer Belastung in Abhängigkeit des Lastniveaus, das als Verhältnis zwischen der aufgetragenen Normalspannung und der Druckfestigkeit des UHPC definiert wurde, abgebildet.

Mit einer Regressionsanalyse konnte die in Bild 3.9 dargestellte Regressionsgerade ermittelt werden. Diese kann durch folgende lineare Gleichung beschrieben werden:

$$\tau_u = \tau_{ad} - \mu_{ad} \cdot \sigma_n \quad (3.6)$$

Der mittlere Adhäsionsanteil wurde anhand der Versuchsauswertung zu $\tau_{ad,m} = 5,5 \text{ N/mm}^2$ und der Adhäsionsbeiwert zu $\mu_{ad} = 1,0$ bestimmt. Auf Grundlage des in Gl. (3.6) angegebenen linearen Zusammenhangs wurde ein Bemessungsansatz für schub-druckbeanspruchte Klebefugen aus RPC-Klebstoff formuliert. Der charakteristische Wert der Schubtragfähigkeit kann gemäß [Mühlbauer, 2012] wie folgt abgeschätzt werden:

$$\tau_{u,k} = 0,85 \cdot \tau_{u,m} = 0,85 \cdot (5,5 - 1,0 \cdot \sigma_{cnd}) \quad (3.7)$$

Für σ_{cnd} gilt:

$$\sigma_{\text{cnd}} \leq 0 \text{ und } |\sigma_{\text{cnd}}| \leq f_{\text{cjd}}$$

mit

$$f_{\text{cjd}} = 0,85 \cdot \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_j} \quad (3.8)$$

[Mühlbauer, 2012] schlägt für den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_j = 1,8$ vor. Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit ergibt sich somit unter Berücksichtigung der Reduktionsfaktoren zu:

$$\tau_{\text{u,d}} = k_{\text{load}} \cdot k_{\text{temp}} \cdot k_{\text{hum}} \cdot \frac{\tau_{\text{u,k}}}{\gamma_j} \quad (3.9)$$

Die Abminderungsbeiwerte wurden dabei für Last, Temperatur und Feuchte zu $k_{\text{load}} = 0,6$, $k_{\text{temp}} = 1,0$ und $k_{\text{hum}} = 1,0$ bestimmt.

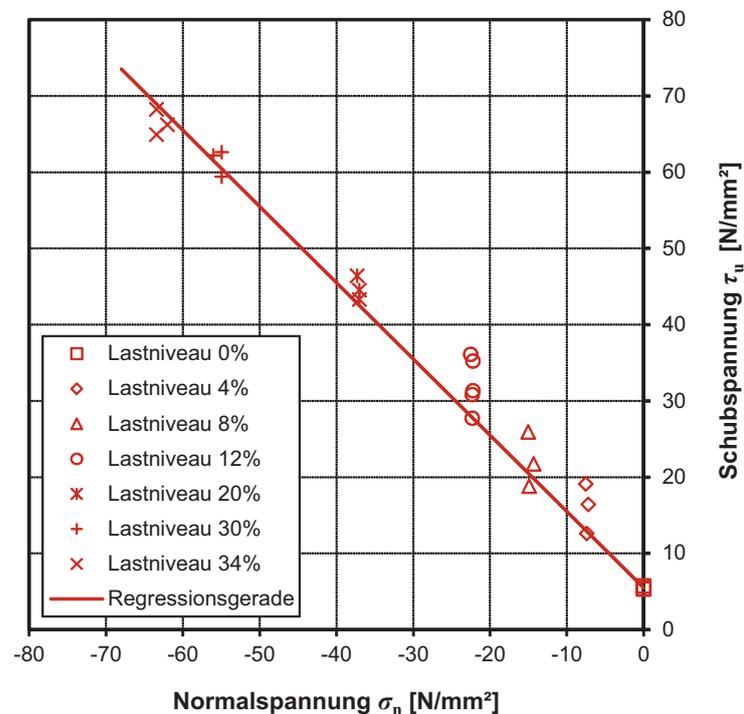


Bild 3.9: Ergebnisse der Versuche mit zweiachsialer Belastung in Abhängigkeit des Lastniveaus [Mühlbauer, 2012]

Zur Überprüfung der an den kleinformatischen Probekörpern hergeleiteten Ergebnisse wurden weitere Versuche an mit RPC verklebten Plattenbalken durchgeführt. Der in Bild 3.10 dargestellte Prüfkörper aus UHPC bestand aus drei Platten und einem in sofortigem Verbund vorgespannten Steg, die mittels RPC-Klebstoff verklebt worden waren. Die mittlere maximale Bruchschubspannung lag für die zwei ausgewerteten Plattenbalken unter statischer Belastung bei $\tau_u = 15,5 \text{ N/mm}^2$. Anhand dieser Versuchsergebnisse konnte gezeigt werden, dass sich der an kleinformatischen Probekörpern ermittelte und auf der sicheren Seite liegend o. g. Bemessungsansatz auf großformatige Bauteile übertragen lässt. Des Weiteren wurden drei Plattenbalken unter dynamischer Beanspruchung getestet. Auch nach zwei Millionen Lastwechseln mit einer oberen Schubspannung von $\tau_{\text{dyn,o}} = 8,3 \text{ N/mm}^2$ und einer unteren Schubspannung von $\tau_{\text{dyn,u}} = 0,8 \text{ N/mm}^2$ in der Klebefuge betrug die mittlere Restbruchschubspannung der ordnungsgemäß verklebten Plattenbalken $\tau_u = 16,4 \text{ N/mm}^2$. Eine dynamische Langzeitbelastung mit einem Oberlastniveau der mittleren Kurzzeitfestigkeit von 55% führte somit zu keiner Schädigung der Klebefuge und hatte nachweislich keine Auswirkung auf die maximale Bruchtragfähigkeit.

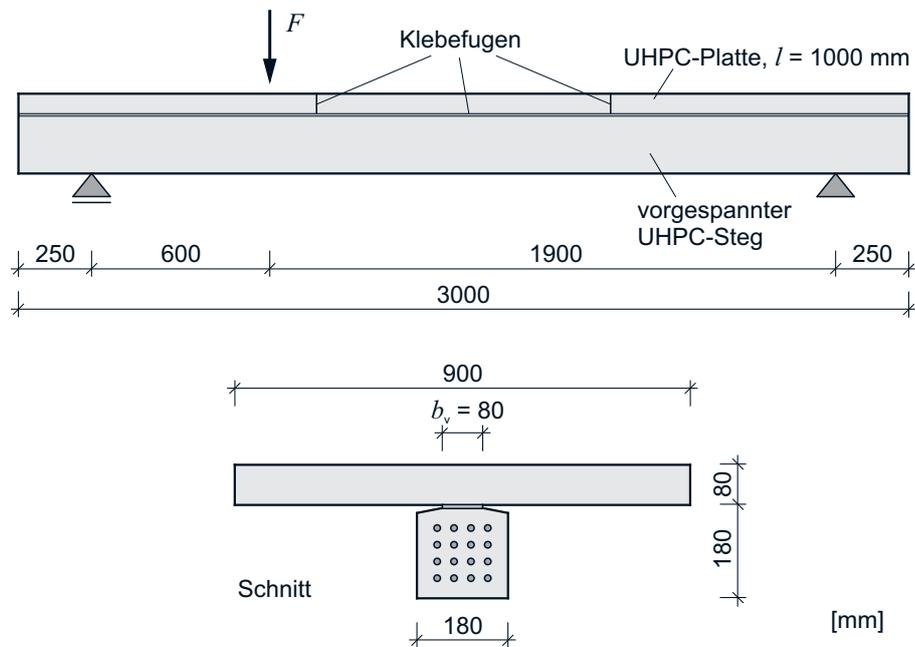


Bild 3.10: Statisches System und Darstellung des verklebten UHPC-Plattenbalkens [Mühlbauer, 2012]

3.3.3 Oberflächenrauheit

Allgemeines

Wie bisher durchgeführte Untersuchungen [Reinecke, 2004] zum Haftverbund zwischen Alt- und Neubeton belegen, ist die Rauheit nicht nur für den Bewehrungstraganteil der Verbundfuge eine maßgebende Einflussgröße, sondern auch für die Haftfestigkeit des Verbundes. Durch eine raue Oberfläche vergrößert sich die Gesamtläche des Haftverbundes und es entsteht eine Verzahnung zwischen den Oberflächen von Alt- und Neubeton.

Grundsätzlich kann man die Methoden zur Aufnahme der Oberflächenstruktur in die berührenden und berührungslosen Verfahren unterteilen. Zu den berührenden Verfahren zählen das Sandflächenverfahren nach [Kaufmann, 1971] sowie Tastmethoden, bei denen die Oberflächenstruktur mittels einer mechanischen Tastspitze aufgenommen wird. Das Sandflächenverfahren ist zwar baupraktisch üblich, die Ergebnisse sind dabei jedoch sehr vom Anwender abhängig. Bei den berührungslosen Verfahren wird die Oberfläche mit Hilfe eines Lasers oder anderer optischer Verfahren vermessen und digitalisiert.

Zur Quantifizierung der Rauheit können u. a. die Senkrechtkenngrößen des Rauheitsprofils oder der Wenzelsche Quotient herangezogen werden. Die Senkrechtkenngrößen lassen sich nach [DIN EN ISO 4287, 2010] bestimmen und werden durch die Rautiefe R_t ausgedrückt. Diese ergibt sich aus dem Abstand zwischen der Mittellinie durch den Profilschnitt und der maximalen Profilspitze R_p . Da die Mittellinie nie parallel zur horizontal definierten Bezugslinie verläuft, empfiehlt [Reinecke, 2004] eine arithmetische Mittelung der Mittellinie. Die so bestimmte Rautiefe R_t entspricht der Rautiefe nach [Kaufmann, 1971]. Der Wenzelsche Quotient ermittelt sich aus dem Verhältnis zwischen tatsächlicher Länge des Profilschnitts zur Grundlänge des Profilschnitts und wird in verschiedenen Arbeiten, [Müller, 2009], [Reinecke, 2004], [Zilch, Lenz, 2009], als geeignete Kenngröße zur Quantifizierung der Rauheit angegeben. Der Wenzelsche Quotient ist jedoch kein allgemeingültiger Parameter und kann letztendlich nur zum Vergleich ähnlich hergestellter Betonoberflächen dienen.

Oberflächenrauheit von gestrahlten UHPC-Körpern

Um die Rauheit der gestrahlten UHPC-Klebeflächen festzustellen, nahm [Mühlbauer, 2012] bei einigen Probekörpern die Struktur der Oberfläche mittels optischer digitaler Verfahren auf. Hierzu verwendete er das System ATOS der Firma GOM mbH. Dabei wird auf die aufzunehmende Fläche ein Streifenmuster projiziert, das mit zwei Kameras aus verschiedenen Ansichten aufgenommen wird. Anschließend werden mehrere Einzelmessungen mit Hilfe von aufgeklebten Referenzpunkten zu einer dreidimensionalen Punktwolke zusammengesetzt. In Bild 3.11 ist die digitalisierte Oberfläche eines Versuchskörpers von [Mühlbauer, 2012] exemplarisch dargestellt. Der Messpunktabstand betrug $10\ \mu\text{m}$.

Aus den mit Hilfe des optischen Messsystems gewonnenen Daten wurde im Rahmen der Auswertung der mittlere Wenzelsche Quotient gebildet. Extremstellen wie Luftporen und herausstehende Stahlfasern wurden zur besseren Vergleichbarkeit der Ergebnisse aus den Daten herausgefiltert.

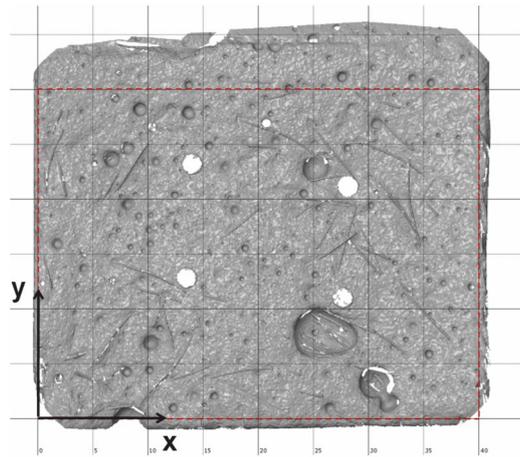


Bild 3.11: Digitalisierte Klebefläche des Probekörpers M2Q-1a („Weiße Flecken“ sind aufgebraachte Messmarken) [Mühlbauer, 2012]

Für die mit festem Strahlgut gestrahlte Oberfläche der UHPC-Mischung B5Q ergab sich im Mittel ein Wenzelscher Quotient von 1,1. Die Gesamtfläche erhöhte sich durch diese Behandlung im Vergleich zu einer ideal glatten Klebefläche somit in etwa um den Faktor 1,1.

Die charakteristische Rautiefe der Klebefläche wurde an Profilschnitten im Abstand von 1 mm ermittelt. Auch hier wurde versucht, Unebenheiten (globale Vertiefungen), Ausreißer wie Luftporen und die Welligkeit der Oberfläche nicht zu berücksichtigen. Dazu wurde die Rautiefe R_t mit Hilfe der arithmetischen Mittellinie nach [Reinecke, 2004] an einzelnen repräsentativen Schnitten als Differenz zwischen der arithmetischen Mittellinie und der oberen Berührungslinie für bestimmte Abschnittslängen s bestimmt. Die Werte der Rautiefe steigen aufgrund der globalen Unebenheit und Welligkeit der Prüfkörper mit zunehmender Abschnittslänge s an. Wie in Bild 3.12 zu sehen ist, können für die Rautiefe R_t der B5Q-Probekörper in Abhängigkeit der Abschnittslänge s Werte in einem Bereich von 0,02 bis 0,14 mm angegeben werden.

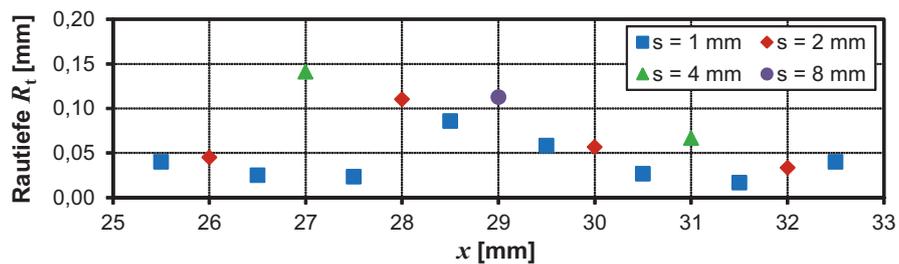


Bild 3.12: Rautiefe R_t eines repräsentativen Profilschnitts für die Klebefläche eines B5Q-Probekörpers in Abhängigkeit der Abschnittslänge s [Mühlbauer, 2012]

3.4 Dübelwirkung

3.4.1 Allgemeines

Schubkräfte in Fugen oder Rissen bewehrter Betonbauteile werden zum einen durch die Klemmwirkung und zum anderen durch die Dübelwirkung der kreuzenden Bewehrung übertragen. Verschiedene Untersuchungen [Dei Poli et al., 1993; Vintzeleou, Tassios, 1986] haben gezeigt, dass man grundsätzlich zwischen zwei Versagensarten der Dübelwirkung unterscheiden kann:

- Bei geringer Betondeckung in Krafrichtung bilden sich im umgebenden Beton in Ebene der Bewehrung Risse. Die Betonzugfestigkeit ist für die Tragfähigkeit maßgebend.
- Bei ausreichender Betondeckung in Krafrichtung platzt der oberflächennahe Beton muschelförmig ab und die Tragfähigkeit der Bewehrung wird maßgebend.

Die erste Versagensart ist vor allem für die Schubtragfähigkeit biegebeanspruchter Bauteile ausschlaggebend. Für den zweiten Fall kann nach [Paulay et al., 1974] zwischen drei Tragmechanismen unterschieden werden (Bild 3.13):

- Biegung: Die Last wird durch Biegung des Stabs abgetragen. Die maximale Tragfähigkeit stellt sich bei Ausbildung eines Fließgelenks im Bewehrungsstab (in etwa im Abstand \varnothing vom Riss) ein.
- Scherung: Bei geringer Lastexzentrizität wird die Querkraft in der Fuge durch Abscheren des Bewehrungsstabes abgetragen.
- Schrägzug: Bei großen Fugenöffnungen stellt sich eine parallel zum Stab wirkende Kraftkomponente ein. Der Bewehrungsstab wird auf Zug (und Biegung) beansprucht.

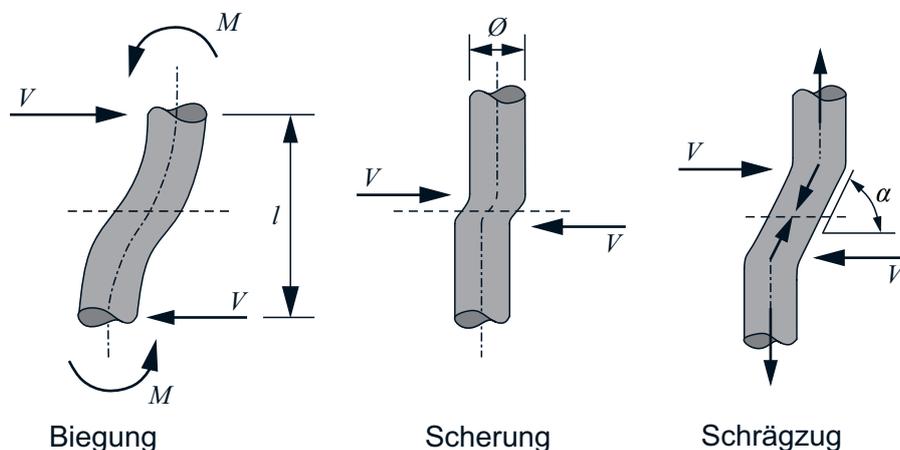


Bild 3.13: Tragmechanismen bei Dübelwirkung nach [Paulay et al., 1974]

Unter anderem belegen die Versuche von [Vintzeleou, Tassios, 1986], dass sich das Tragverhalten der beanspruchten Stäbe bis zum Erreichen von etwa 40 % der maximalen Traglast gut durch das Modell der elastischen Bettung beschreiben lässt (auf dieses Modell wird im Abschnitt 6 eingegangen). Wird dieses Lastniveau überschritten, plastiziert der den Stab umgebende Beton aufgrund der Lochleibungspressung und es kommt teilweise zu muschelförmigen Abplatzungen (Bild 3.14). Die dabei im Beton auftretenden mehraxialen Spannungen betragen ein Mehrfaches

der einaxialen Druckfestigkeit. Der Faktor, um welchen die einaxiale Druckfestigkeit des Betons im mehraxialen Zustand erhöht werden kann, wird im Folgenden mit n bezeichnet. Die Ausprägung dieser Plastifizierungszone führt zu einer Vergrößerung des Hebelarms und der Stab wird somit hauptsächlich auf Biegung beansprucht. Der Anteil der Schertragwirkung ist normalerweise gegenüber der Lastabtragung aus Biegung nicht maßgebend, da der umgebende Beton plastiziert bevor der Stab auf Abscheren versagt. Eine Beanspruchung auf Schrägzug stellt sich erst bei sehr großen Relativverschiebungen ein. Des Weiteren zeigen die zu diesem Thema durchgeführten Untersuchungen, dass der Bewehrungsstab zu beiden Seiten der Fuge mindestens über eine Länge von $6 \varnothing$ eingebettet sein muss, um ein reines Biegeversagen zu erreichen.

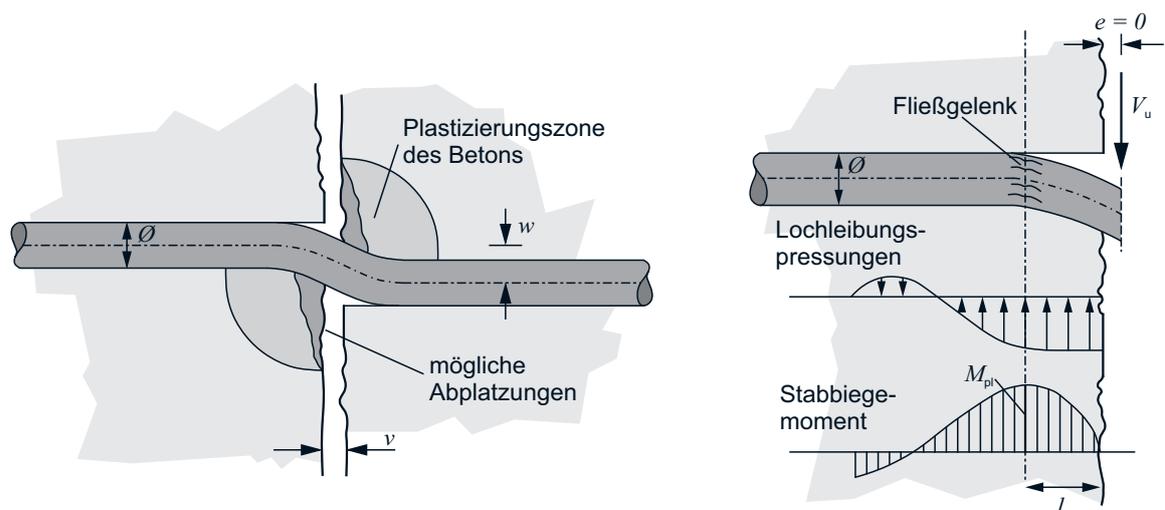


Bild 3.14: Dübelwirkung – idealisierte Darstellung (links) und Modell der Dübelwirkung (rechts) [Zilch, Zehetmaier, 2010]

In den vergangenen Jahren haben sich zahlreiche Forscher [Ackermann, Burkhardt, 1992; Dei Poli et al., 1993; Dulacska, 1972; Finney, 1956; Friberg, 1938; Fuchs, 1990; Marcus, 1951; Randl, 1997; Rasmussen, 1962; Soroushian et al., 1987; Utescher, Herrmann, 1983; Vintzeleou, Tassios, 1986; Walraven, 1980; Wiedenroth, 1973] mit der Dübeltragwirkung im Normalbeton befasst. Eine Übersicht über die Untersuchungsparameter und -ergebnisse ist in Tabelle 6.1 dargestellt. Untersuchungen zur Dübeltragwirkung im hochfesten Beton oder ultrahochfesten Beton wurden im Rahmen der Literaturrecherche keine gefunden. Im Folgenden werden die grundlegenden experimentellen Untersuchungen zur Dübelwirkung im Normalbeton bei ausreichender Betondeckung (Bewehrungsversagen) beschrieben.

3.4.2 Untersuchungen

Auf der Grundlage von theoretischen Überlegungen und experimentellen Untersuchungen erforschte [Rasmussen, 1962] die maximale Dübeltragwirkung bei normalfestem Beton. Bei seinen praktischen Versuchen beobachtete er das Ausbilden von Fließgelenken in den Bewehrungsstäben, das mit der Plastizierung des, den Stäben umgebenden, Betons einhergeht. Unter Berücksichtigung der erhöhten aufnehmbaren Betondruckspannungen im mehraxialen Spannungszustand ($\sigma_c = n \cdot f_c$), des Moments im Fließgelenk $M_{pl} = f_y \cdot \phi^3 / 6$ und der Bedingung, dass am Ort des Fließgelenks $dM/dx = V = 0$ gilt, konnte er folgende Beziehungen bestimmen:

$$M_{pl} = F_{max} \cdot l - \sigma_c \cdot \phi \cdot \frac{l^2}{2} \quad (3.10)$$

$$F_{max} = \sigma_c \cdot \phi \cdot l = n \cdot f_c \cdot \phi \cdot l \quad (3.11)$$

Somit folgt für die maximale Dübeltragwirkung mit $c = \sqrt{n/3}$:

$$F_{max} = c \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f_{c,cyl}} \cdot \sqrt{f_y} \quad (3.12)$$

Anhand der experimentellen Versuche schlägt [Rasmussen, 1962] einen empirisch bestimmten Vorfaktor $c = 1,3$ für den mechanischen Ansatz vor. Die maximale, mehraxiale Betondruckspannung wurde zu $\sigma_c \approx 5 \cdot f_{c,cyl}$, die minimale Verankerungslänge des Bewehrungsstahls zu $l_b = 6,0 \phi$ bestimmt.

[Dulacska, 1972] untersuchte anhand von „Push-off“-Versuchskörpern die Auswirkung des Winkels δ auf die maximale Schubtragfähigkeit (δ beschreibt den Winkel zwischen der Lotrechten der Fuge und dem beliebig geneigten Bewehrungsstab). Bei der Durchführung der Versuche wurde mittels zweier dünner Messingplatten eine Verzahnung in der Fuge verhindert, so dass die reine Dübeltragwirkung untersucht werden konnte. [Dulacska, 1972] schlägt für einen beliebigen Bewehrungswinkel δ die folgende Beziehung vor:

$$F_{max} = 0,2 \cdot \phi^2 \cdot f_{sy} \cdot \eta_s \cdot \sin \delta \left(\sqrt{1 + \frac{f_{c,cube}}{0,03 \cdot \eta_s \cdot f_{sy} \cdot \sin^2 \delta}} - 1 \right) \quad (3.13)$$

Ausgewertet für einen Winkel von $\delta = 0^\circ$ (Bewehrung senkrecht zur Fuge) ergibt sich die maximale Dübeltragfähigkeit zu:

$$F_{max} = 0,577 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{n \cdot f_{c,cube}} \cdot \sqrt{f_y} \quad (3.14)$$

Der Faktor n , der die Erhöhung der Betondruckspannungen im mehraxialen Spannungszustand gegenüber dem einaxialen Spannungszustand beschreibt, wird mit $n = 4,0$ angegeben. Unter Berücksichtigung des Umrechnungsfaktors zwischen Zylinder- und Würfeldruckfestigkeit ($\approx 1,25$) errechnet sich der Vorfaktor, analog nach [Rasmussen, 1962], zu $c = 1,29$.

Die Untersuchungen von [Utescher, Herrmann, 1983] bestätigen das Modell von [Rasmussen, 1962] weitestgehend. Im Rahmen der in den Jahren 1971 - 73 am Institut für Baustatik und Messtechnik der Universität Karlsruhe durchgeführten Versuche wurde vor allem der Einfluss der Lastexzentrizität auf die maximale Schubtragfähigkeit analysiert. Eine schematische Darstellung der verwendeten Versuchskörper ist in Bild 3.15 gezeigt. Hierbei wurde sowohl die Betondruck-

festigkeit als auch der Stabdurchmesser variiert. Die Last wurde in einem Abstand von $e = 5, 10, 20$ und 50 mm zur Fuge aufgebracht. Der Fokus lag dabei auf den Versuchen mit einer Lastexzentrizität bis zu 20 mm. Als Ergebnis der Experimente konnte festgestellt werden, dass die maximale Dübeltragwirkung mit zunehmendem Abstand der aufgetragenen Last abnimmt. Als minimale Einbindelänge zur Verankerung des Bewehrungsstahls wurden $5,0 \varnothing$ ermittelt. In Abhängigkeit von der Lastexzentrizität e stellt [Utescher, Herrmann, 1983] folgende Beziehung auf:

$$F_{\max} = 1,3 \cdot \left(\sqrt{1 + (1,3 \cdot \varepsilon)^2} - 1,3\varepsilon \right) \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{0,85 \cdot f_{c,cyl} \cdot f_y} \quad (3.15)$$

mit

$$\varepsilon = 3 \cdot \frac{e}{\phi} \cdot \sqrt{\frac{0,85 \cdot f_{c,cyl}}{f_y}} \quad (3.16)$$

Für einen Lastabstand von $e = 0$ mm ergibt sich somit:

$$F_{\max} = 1,3 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{0,85 \cdot f_{c,cyl} \cdot f_y} \quad (3.17)$$

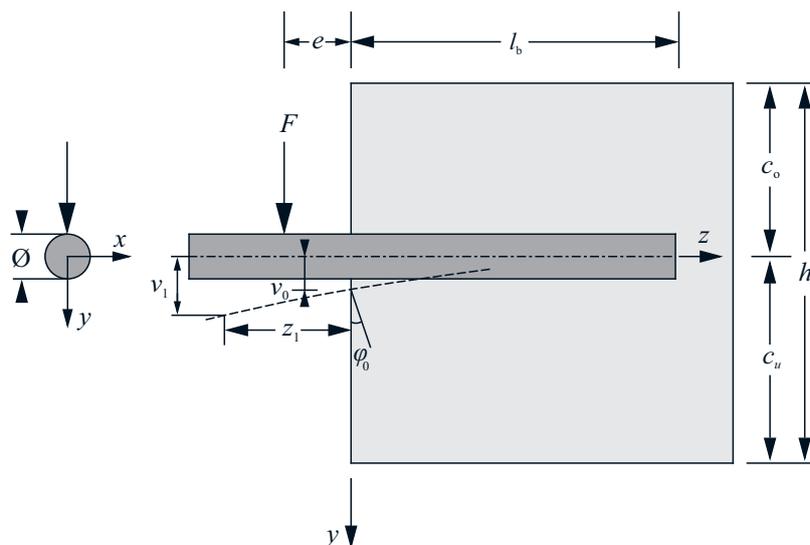


Bild 3.15: Versuchsaufbau zur Untersuchung des Einflusses der Lastexzentrizität [Utescher, Herrmann, 1983] (Abmessungen in [mm])

[Vintzeleou, Tassios, 1986] untersuchten in einem umfangreichen Versuchsprogramm die Dübeltragwirkung der Bewehrung unter statischer und zyklischer Belastung. Der Versuchsaufbau ist in Bild 3.16 dargestellt. Um eine Verzahnung bzw. Reibung zu verhindern und eine reine Dübeltragwirkung sicherzustellen, wurden die 4 mm breiten Fugen mit Paraffin gefüllt. Innerhalb der Testserie von 32 Versuchskörpern wurden die Parameter Betondruckfestigkeit, Stabdurchmesser, Betondeckung, Belastungsniveau und die Art der Belastung (zyklisch, statisch) verändert. Als Ergebnis der Versuche mit zyklischer Belastung konnte festgestellt werden, dass die maximale Dübeltragfähigkeit unter dieser Belastungsart 50% der Dübeltragfähigkeit unter statischer Belastung beträgt. Die Versuche mit statischer Belastung zeigten, dass bei einer Betondeckung

größer $6,0 \phi$ der, den Stab umgebende, Beton plastiziert und somit das Biegeversagen des Bewehrungsstabes die maßgebende Versagensart ist. Die Dübeltragwirkung nahm unter statischer Belastung proportional zur Betonzugfestigkeit und dem Stabdurchmesser zu. Es wurde weiterhin vorgeschlagen die Betondruckfestigkeit im mehraxialen Spannungszustand zu $5,0 \cdot f_{c,cyl}$ anzusetzen. Hinsichtlich der charakteristischen Dübeltragfähigkeit wurde das Modell von [Rasmussen, 1962] (Gl. (3.10)) bestätigt. Mit $\gamma_c = 1,50$ und $\gamma_s = 1,15$ beträgt der angegebene Designwert demzufolge:

$$F_{\max} = \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck,cyl} \cdot f_{yk}} \quad (3.18)$$

Des Weiteren wird in [Vintzeleou, Tassios, 1986] folgende quadratische Interaktionsbeziehung bei gleichzeitiger Wirkung von Längszugspannungen σ_s vorgeschlagen:

$$F_{\text{red}} = F_{\max} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_s}{f_y}\right)^2} \quad (3.19)$$

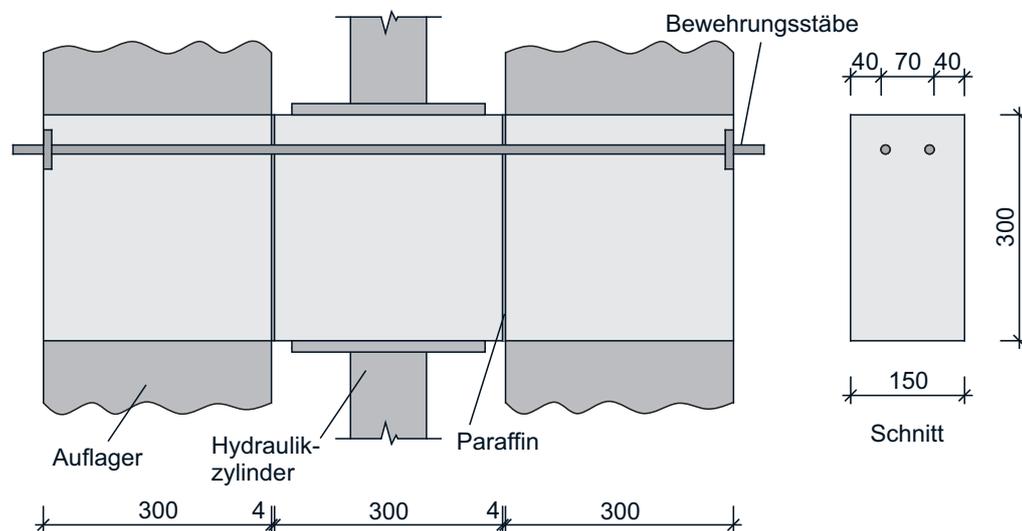


Bild 3.16: Versuchsaufbau zur Untersuchung der Dübeltragwirkung unter statischer und dynamischer Belastung [Vintzeleou, Tassios, 1986] (Abmessungen in [mm])

[Soroushian et al., 1987] erforschten an insgesamt 33 Versuchskörpern den Einfluss der Parameter Stabdurchmesser, Betondruckfestigkeit und Einbindelänge auf die maximal aufnehmbaren Betondruckspannungen σ_c und den Bettungsmodul k . Wie in Bild 3.17 erkennbar ist, wurde dabei ein mit variierender Länge im Prüfkörper eingebetteter Bewehrungsstab über seine gesamte Länge belastet und die Verformungen aufgezeichnet. Es wurde festgestellt, dass die maximale Betondruckspannung und der Bettungsmodul bei abnehmendem Stabdurchmesser und zunehmender Betonfestigkeit größer wurden. Der Faktor n wurde experimentell auf einen Bereich zwischen 1,2 und 3,0 ($\sigma_c = 1,2 - 3,0 \cdot f_c$) festgesetzt. Der ermittelte Bettungsmodul k lag zwischen 54,3 und 163,0 N/mm³. Auf Grundlage der Versuchsergebnisse wurden die folgenden Beziehungen für σ_c und k aufgestellt:

$$\sigma_c = 37,6 \cdot \sqrt{f_c} / \phi^{1/3} \quad (3.20)$$

$$k = 127 \cdot c_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot (1/\phi)^{2/3} \quad (3.21)$$

mit

$c_1 = (0,6; 1,0)$, in Abhängigkeit der Art des Bewehrungsstahls

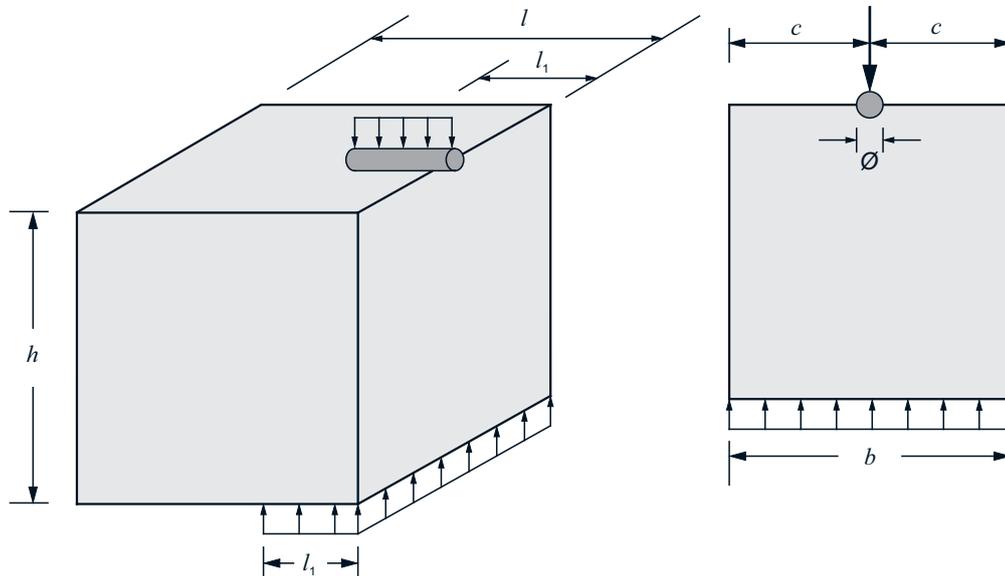


Bild 3.17: Versuchsaufbau zur Untersuchung des Bettungsmoduls und der maximalen Betonspannung [Soroushian et al., 1987]

Auch [Dei Poli et al., 1993] untersuchten anhand von insgesamt 36 Versuchen den Einfluss des Stabdurchmessers, der Betondeckung, der Betonfestigkeit und des Fasergehaltes auf den Bettungsmodul k . In Bild 3.18 ist einer der verwendeten Versuchskörper schematisch abgebildet. Die experimentell festgestellte maximale Betondruckspannung σ_c lag dabei bei $1,8 - 6,5 \cdot f_{c,cyl}$. Die Ergebnisse von [Soroushian et al., 1987] konnten nur in einem Lastbereich bis zu 40 % der Bruchlast bestätigt werden. Aufgrund der Untersuchungen gehen [Dei Poli et al., 1993] davon aus, dass das Modell eines elastisch gebetteten Stabs nur bis zu diesem Lastbereich zutreffend ist, da bei einer Laststeigerung um mehr als 40 % der Maximallast lokale Schäden im Beton unterhalb des Bewehrungsstabes auftreten und der Bettungsmodul somit drastisch reduziert wird. Sie schlagen deshalb eine nicht-lineare Berechnung des Bettungsmoduls k ab diesem Lastniveau vor:

$$k = \omega \cdot k_c \quad (3.22)$$

mit

$$k_c = 127 \cdot \sqrt{f_c} \cdot (1/\phi)^{2/3} \quad (3.23)$$

$$\omega = \begin{cases} 2,12 & \text{für } F/F_{\max} < 0,4 \\ \{1,104 + 0,026 \cdot \cosh[8 \cdot (F/F_{\max} - 0,4)]\}^{-4/3} & \text{für } F/F_{\max} > 0,4 \end{cases} \quad (3.24)$$

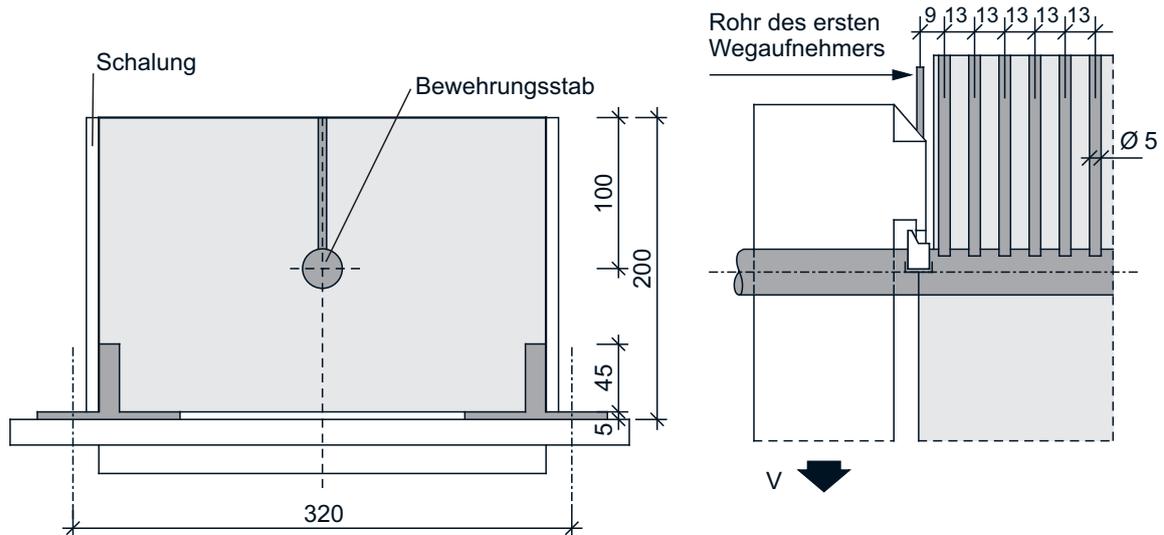


Bild 3.18: Versuchsaufbau zur Untersuchung des Bettungsmoduls [Dei Poli et al., 1993] (Abmessungen in [mm])

Jüngere Untersuchungen zur Dübeltragwirkung mit einem umfangreichen Versuchsprogramm von 83 Schubversuchen (Versuchsaufbau wie in Bild 3.19) hat [Randl, 1997] durchgeführt. Neben der Auswirkung der Rauigkeit der Fugenfläche wurde auch die Dübeltragwirkung bei verschiedenen Betonfestigkeiten, Bewehrungsgraden und Stabdurchmessern untersucht.

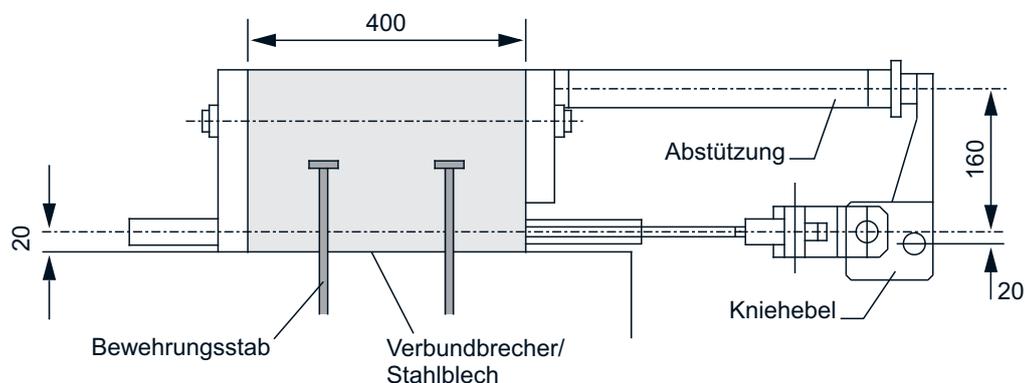


Bild 3.19: Versuchsaufbau zur Untersuchung der Dübelwirkung [Randl, 1997] (Abmessungen in [mm])

Auf der Grundlage der Theorie des elastisch gebetteten Balkens und in Anlehnung an das Modell von [Ackermann, Burkhardt, 1992] hat [Randl, 1997] eine theoretische Formel unter Einbeziehung der Plastizierung der Bewehrung und der Plastizierung des Betongefüges zur Berechnung der Dübeltragwirkung abgeleitet. Weitere Erläuterungen zu der Theorie des elastisch gebetteten Balkens und zu den Modellannahmen sind im Abschnitt 6 gegeben. Anhand der Versuchsergebnisse wurde die maximale Betondruckspannung σ_c mit $3,5 \cdot f_{c,cube}$ und der Bettungsmodul k mit 500 N/mm^3 angesetzt. Für den baupraktischen relevanten Bereich ($1 \leq f_y / (n \cdot f_{c,cube}) \leq 10$ und $1,0 \leq L / \varnothing \leq 2,5$) schlägt er die folgende Gleichung für die maximale Dübeltragwirkung (für eine Lastexzentrizität $e = 0$) vor:

$$F = n \cdot f_{c,cube} \cdot \phi^2 \cdot \left[0,46 \cdot \frac{L}{\phi} + 0,187 \cdot \frac{f_y}{n \cdot f_{c,cube}} \cdot \frac{\phi}{L} - 0,005 \cdot \left(\frac{\phi}{L} \right)^3 \cdot \left(\frac{f_y}{n \cdot f_{c,cube}} \right)^2 \right] \quad (3.25)$$

mit

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{\phi \cdot k}} \quad (3.26)$$

Des Weiteren bestätigte [Randl, 1997] mit seinen Versuchen sowie seinen theoretischen Überlegungen den Ansatz von [Rasmussen, 1962], indem er feststellte, dass die Schubtragfähigkeit in etwa proportional zur Stahlfläche und zur Wurzel aus Betonfestigkeit und Stahlfließspannung ansteigt. In [Randl, 1997] wird gezeigt, dass die Gl. (3.25) durch folgende einfache Beziehung beschrieben werden kann:

$$F = 1,5 \cdot A_s \sqrt{f_y} \cdot \sqrt{f_{c,cube}} \quad (3.27)$$

Mit $1,5 \cdot A_s = 1,5 \cdot \pi / 4 \cdot \phi^2 = 1,18 \cdot \phi^2$ und $\sqrt{f_{c,cube}} = 1,11 \cdot \sqrt{f_{c,cyl}}$

entspricht dieser Ansatz dem Modell von [Rasmussen, 1962] mit einem Faktor c von $1,11 \cdot 1,18 = 1,31$.

4 Zugtragverhalten von Bewehrungsstäben in Beton

4.1 Allgemeines

Die Schubkraftübertragung in der Verbundfuge durch die Bewehrung geschieht aufgrund von zwei Tragmechanismen: die Klemm- und Dübeltragwirkung (Abschnitt 3). Eine Relativverschiebung der Fügeiteile führt bei einer rauen Fuge zur Fugenöffnung und zur Aktivierung der Klemmwirkung. Infolge dieser erfährt die Bewehrung eine Zugkraft, die im Betongefüge verankert werden muss. Dementsprechend ist speziell die Kenntnis über die Kraftübertragung zwischen der Bewehrung und dem Betongefüge wichtig. Zum Verbundverhalten der Bewehrung im Normalbeton liegt eine Vielzahl an Untersuchungen vor. Da ultrahochfester Beton ein relativ neuer Werkstoff ist, gibt es im Gegensatz zu Normalbeton nur sehr wenige Versuche zum Verbundverhalten der Bewehrung im UHPC. Aus diesem Grund wurden im Rahmen einer vom Verfasser dieser Arbeit betreuten Bachelorarbeit [Gehrlein, 2011] am Materialprüfungsamt für Bauwesen der Technischen Universität München (MPA BAU TUM) eigene Untersuchungen an Ausziehkörpern zum Verbund im UHPC durchgeführt. Dabei wurde die gleiche UHPC-Mischung (B5Q) wie bei den Verbundkörperversuchen (Abschnitt 5) und Bauteilversuchen (Abschnitt 7), die zur Untersuchung der „reinen“ und bewehrten Klebefuge dienten, verwendet. Um die Ergebnisse aus den Ausziehversuchen direkt auf die Versuche zur bewehrten Verklebung übertragen zu können, wurden die UHPC-Ausgangsstoffe und die Bewehrungsstäbe aus den gleichen Chargen wie bei den Verbundkörperversuchen verwendet. Des Weiteren sind die Ausziehkörper mit der gleichen Betonierrichtung hergestellt worden wie später die Aussparungen der Versuchskörper verfüllt wurden (Abschnitt 5 und 7). Bei der Untersuchung des Einflusses der Betondeckung ist diese ebenfalls nur einseitig wie bei den Stegen der Versuchskörper reduziert worden, um ein realistisches Bauteilverhalten abzubilden.

Zuerst wird in diesem Abschnitt auf das grundsätzliche Verbundverhalten der Bewehrung im Beton eingegangen und ein Modell zur Modellierung des Verbundes der Bewehrung im Normalbeton beschrieben. Anschließend werden Untersuchungen zum Verbundverhalten im UHPC aus der Literatur dargestellt. Darüber hinaus werden die im Rahmen der Bachelor Thesis von [Gehrlein, 2011] durchgeführten Untersuchungen und die Ergebnisse aufgezeigt. Abschließend wird ein modifiziertes Modell zur Modellierung des Verbundes der Bewehrung im UHPC für das Ausziehversagen und das Sprenggrissversagen aus den Versuchsergebnissen abgeleitet.

4.2 Verbundverhalten der Bewehrung

4.2.1 Verbundmechanismen

Im Stahlbetonbau versteht man unter Verbund die Fähigkeit, Kräfte zwischen verschiedenen Baustoffen zu übertragen. Die Kraftübertragung zwischen Bewehrung und dem umgebenden Beton geschieht durch die drei Mechanismen Haftverbund, Scherverbund (mechanische Verzahnung) und Reibungsverbund. Diese drei Verbundmechanismen wirken in Abhängigkeit der Relativverschiebung zwischen Beton und Bewehrungsstahl, dem Schlupf s . Der Haftverbund bezeichnet dabei die Kraftübertragung aufgrund chemischer Adhäsion und Grenzflächenverzahnung zwischen den zwei Baustoffen im mikroskopischen Bereich. Dieser wird hauptsächlich durch die Oberflächenbeschaffenheit (Rauigkeit) der Bewehrung beeinflusst und bereits bei kleinen Relativverschiebungen überwunden. Die Kraftübertragung durch Reibung ist nicht direkt vom Schlupf abhängig und über einen großen Verschiebungsbereich annähernd konstant. In Bild 4.1 sind die Wirkungsbereiche der drei Verbundmechanismen schematisch für glatten und gerippten Stahl dargestellt.

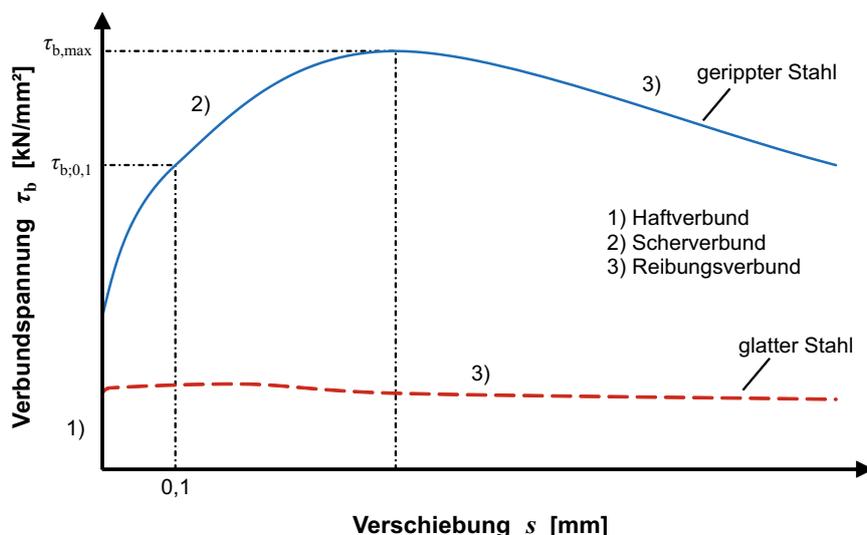


Bild 4.1: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von glattem und geripptem Bewehrungsstahl [Will, 1997]

Für gerippte Bewehrungsstähle ist, wie in Bild 4.1 ersichtlich, der Scherverbund der maßgebende Verbundmechanismus. Treten Relativverschiebungen auf, werden die entstehenden Kräfte über die Rippen des Stahls und die dazwischenliegenden Betonkonsolen (Bild 4.2, links) übertragen. Die Druckspannungen verlaufen geneigt und rotationssymmetrisch nach außen. Somit entstehen innerhalb des Betons Druckkegel und um den Betonstahl verlaufende Ringzugspannungen (Bild 4.2, rechts). Im Druckkegel entwickeln sich hohe Druckspannungen, die aufgrund des mehraxialen Spannungszustandes ein Mehrfaches der Zylinderdruckfestigkeit erreichen können. Infolge der zuvor beschriebenen Spannungszustände wird zwischen zwei Versagensarten des Scherverbundes unterschieden.

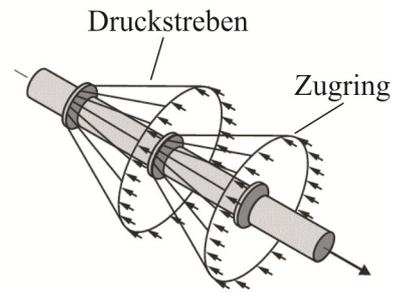


Bild 4.2: Links: Intakte Betonkonsolen (UHPC), rechts: räumlicher Spannungszustand [Zilch, Zehetmaier, 2010]

Zum einen scheren beim Ausziehversagen die zwischen den Rippen liegenden Betonkonsolen mit zunehmenden Schlupf ab. Entspricht die vorliegende Relativverschiebung dem lichten Abstand zwischen zwei Rippen, sind die Konsolen vollständig abgeschert. Kräfte können schließlich nur noch über Reibverbundspannungen abgetragen werden. Die zweite Versagensart wird als Spreng- rissversagen bezeichnet. Dieser Versagensfall tritt ein, wenn die Ringzugspannungen die Zugfestigkeit des Betons überschreiten. Infolgedessen kommt es zu radialen Längsrissen, die rechtwinklig zu den Zugspannungen und entlang der Bewehrung verlaufen. Bei zu geringer Betondeckung spalten diese Risse die Betonschale. Bei einem Sprengrissversagen können somit schlagartig keinerlei Verbundspannungen mehr übertragen werden. Es tritt ein sehr sprödes Versagen auf.

Neben der Betondeckung, der Beton- und Stahlsorte wird der Scherverbund ebenfalls durch die Rippengeometrie beeinflusst. Die Rippengeometrie ist dabei durch Form, Neigung, Höhe und Abstand der Rippen bestimmt. Zum Vergleich verschiedenartiger gerippter Stähle wurde in [Rehm, 1961] die bezogene Rippenfläche f_r , die das Verhältnis zwischen Rippenaufstandsfläche und Mantelscherfläche beschreibt, eingeführt. Die bezogene Rippenfläche f_r kann folgendermaßen bestimmt werden:

$$f_r = \frac{(\phi \cdot \pi - \sum e) \cdot [a_{1/2} + 2 \cdot (a_{1/4} + a_{3/4})]}{6 \cdot \pi \cdot c_s \cdot d_s} \quad (4.1)$$

mit

- Σe Rippenreihenabstand
- $a_{1/4}, a_{2/4}, a_{3/4}$ Rippenhöhe in den Viertelpunkten
- c_s Rippenabstand

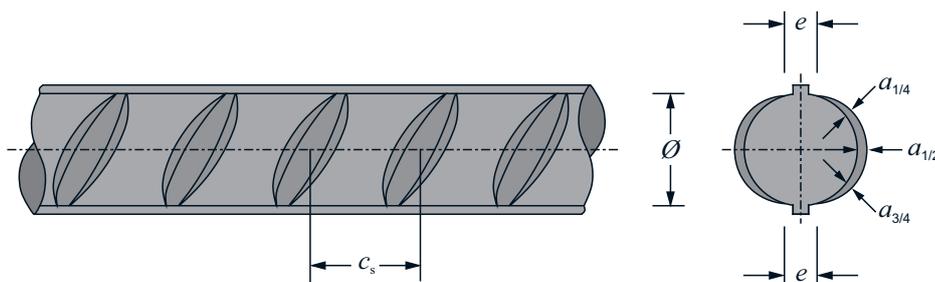


Bild 4.3: Definitionen für die bezogene Rippenfläche f_r [Leonhardt, Mönning, 1984]

4.2.2 Modellierung des Verbundes der Bewehrung in Normalbeton

Da speziell der Einfluss des Haft- und Scherverbundes experimentell nur schwer zu unterscheiden ist, werden die bereits beschriebenen Verbundmechanismen vereinfachend zur Verbundspannung τ_b , die in der Grenzfläche zwischen Beton und Bewehrung wirkt, zusammengefasst und das Verbundverhalten über die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (τ_b - s -Beziehung) beschrieben.

Die τ_b - s -Beziehung stellt dabei kein Stoffgesetz im eigentlichen Sinn dar, sondern bildet die komplexen Wechselwirkungen des Verbundes zwischen Beton und Bewehrung summarisch als Pseudo-Stoffgesetz ab [Zilch, Zehetmaier, 2010].

Üblicherweise wird anstelle der Verbundspannung τ_b die mittlere Verbundspannung τ_{bm} verwendet, da der genaue Verlauf der Verbundspannung über die Einbindlänge l_b versuchsstechnisch schwer zu bestimmen ist. Die mittlere Verbundspannung kann über die gemessene Kraft mit folgender Formel berechnet werden:

$$\tau_{bm} = \frac{F}{\phi \cdot \pi \cdot l_b} \quad (4.2)$$

In der Literatur liegen zahlreiche Untersuchungen und Modelle zum Verbundverhalten von Bewehrung im normalfesten Beton vor. Die meisten der daraus entwickelten Ansätze stimmen in dem Punkt überein, dass die maximale Verbundfestigkeit direkt von den Betonparametern Druck- und Zugfestigkeit abhängig ist. Allerdings unterscheiden sich die genauen Ergebnisse der einzelnen Untersuchungen zum Teil deutlich.

Zudem beschränken sich viele Verbundgesetze auf den ansteigenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, da nur dieser für den Gebrauchszustand eines Bauteils von Bedeutung ist [Zilch, Zehetmaier, 2010]. Von [Eligehausen et al., 1983] wurde hingegen ein auf einer Vielzahl von Ausziehversuchen (monotone und zyklische Belastung) basierendes Verbundgesetz formuliert, das den gesamten Schlupfbereich abbildet. In diesem Modell wird u. a. der Einfluss verschiedener Parameter wie die Betonfestigkeit, die bezogene Rippenfläche und die Betonierlage der Stäbe berücksichtigt. Dieses wurde in etwas modifizierter Form in den [Model Code, 1993] übernommen. Das Verbundgesetz besteht aus zwei unterschiedlichen Ansätzen für das Auszieh- und Sprenggrissversagen. Das Modell für Ausziehversagen bzw. umschnürten Beton (ausreichende Betondeckung, Querbewehrung) ist in Bild 4.4 und das Modell für Sprenggrissversagen bei nicht umschnürten Beton ist in Bild 4.5 wiedergegeben.

Die Eingangswerte für beide Modelle sind in der nachfolgenden Tabelle 4.1 angegeben. Die Werte in Klammern sind als abweichende Kenngrößen für mäßige Verbundbedingungen (abhängig von der Betonierlage) zu verstehen.

Tabelle 4.1: Kennwerte für Verbundspannung und Schlupf [Eligehausen et al., 1983]

	Ausziehversagen	Sprenggrissversagen
s_1 [mm]	1,0	0,6
s_2 [mm]	3,0	0,6
s_3 [mm]	c_1 (lichter Rippenabstand)	1,0 (2,5)
τ_{\max} [N/mm ²]	$2,5 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ oder $(1,25 \cdot \sqrt{f_{ck}})$	$2,0 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ oder $(1,0 \cdot \sqrt{f_{ck}})$
τ_f [N/mm ²]	$1,0 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ oder $(0,5 \cdot \sqrt{f_{ck}})$	$0,3 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ oder $(0,15 \cdot \sqrt{f_{ck}})$
α	0,4	0,4

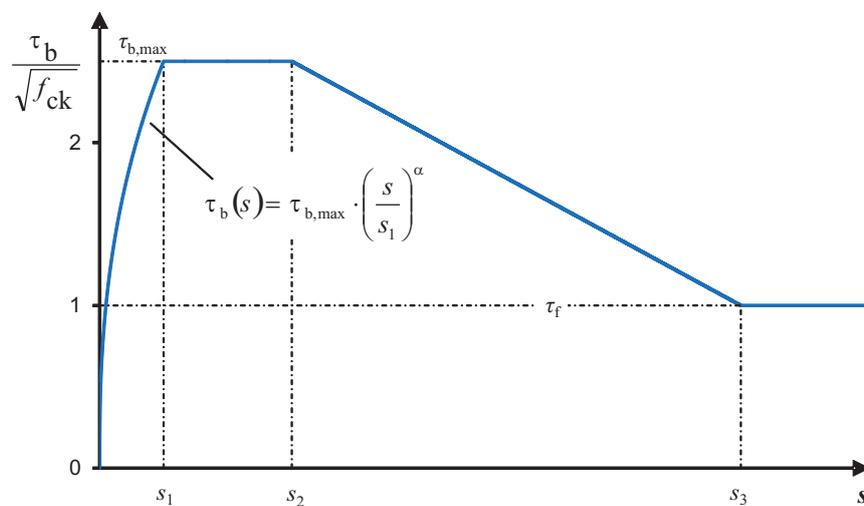


Bild 4.4: Analytische τ - s -Beziehung für Ausziehversagen [Model Code, 1993]

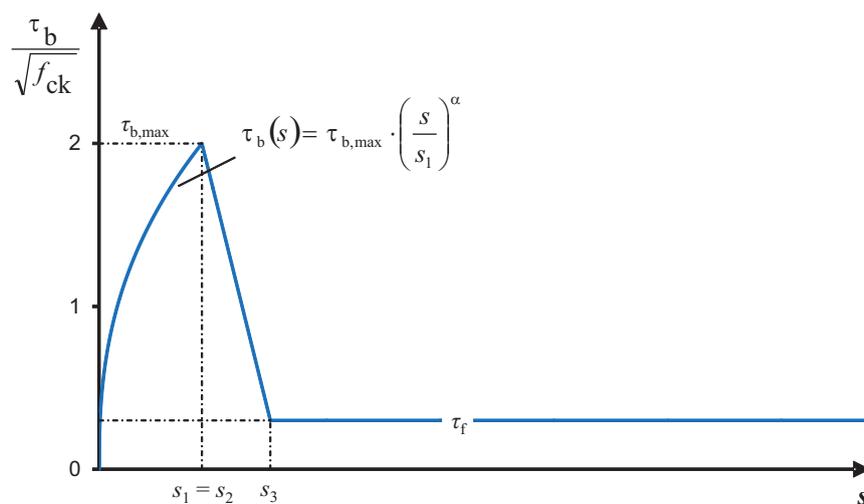


Bild 4.5: Analytische τ - s -Beziehung für Sprenggrissversagen [Model Code, 1993]

4.3 Untersuchungen zum Verbund in UHPC aus der Literatur

4.3.1 Allgemeines

Zur Bestimmung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung werden in der Regel sowohl für Normalbeton als auch für UHPC Ausziehversuche verwendet. Ein Großteil der Untersuchungen aus der Literatur wurde dabei mit Versuchskörpern, die in Anlehnung an [Rehm, 1961] konzipierten waren, durchgeführt. Vorteilhaft an diesem Versuchsaufbau sind vor allem die verbundfreien Längen an der Einfüllseite sowie an der Lasteinleitungsseite (Bild 4.6). Durch die verbundfreie Länge auf der Lasteinleitungsseite wird verhindert, dass infolge behinderter Querdehnung an der Auflagerplatte ein günstig wirkender Querdruck auf den Bewehrungsstab entsteht. Die verbundfreie Länge auf der Einfüllseite gewährleistet optimale Verbundbedingungen im untersuchten Bereich.

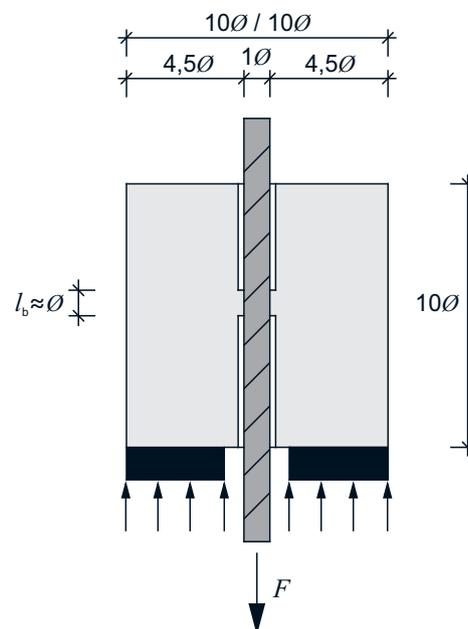


Bild 4.6: Modifizierter Ausziehkörper für UHPC nach [Rehm, 1961]

Die Einbindlänge l_b wird bei Versuchen mit UHPC meist sehr kurz ($l_b \approx \varnothing$) gewählt. Demzufolge liegt die nach Gl. (4.2) bestimmte mittlere Verbundspannung τ_{bm} sehr nah am Maximalwert der Verbundspannung $\tau_{b,max}$. Des Weiteren kann dadurch sichergestellt werden, dass das Verbundgefüge trotz der hohen Verbundspannung versagt, bevor der Bewehrungsstahl zu fließen beginnt.

An dem in Bild 4.6 dargestellten Versuchskörper können durch geringe Modifikationen alle relevanten Parameter für das Verbundverhalten untersucht werden. [Weiße, 2003] hat diese in vier Gruppen eingeteilt:

a) Beton

- Betonzusammensetzung, z. B. Sieblinie, Bindemittelgehalt
- Frischbetoneigenschaften, z. B. Ausbreitmaß, Verdichtbarkeit
- Festbetoneigenschaften, z. B. Druck- und Zugfestigkeit, E-Modul

b) Bewehrung

- Stabdurchmesser
- Rippengeometrie bzw. bezogene Rippenfläche

c) Belastungsart

- Kurz- oder langzeitige statische Beanspruchung, z. B. Belastungsgeschwindigkeit
- Dynamische Beanspruchung, z. B. Frequenz, Amplitude

d) Systemgrößen

- Betondeckung
- Umschnürung, z. B. durch Querbewehrung oder Fasern
- Stablage während der Betonage
- Verankerung

In der Literatur ist eine Vielzahl von Arbeiten zum Verbundtragverhalten von normalfestem bis hochfestem Beton zu finden. Zum Verbundtragverhalten von UHPC gibt es jedoch nur wenige stichhaltige Untersuchungen. So wurde zum Beispiel bei den Versuchen von [Hansen, 2003] und [Jungwirth, Muttoni, 2004] die Verbundlänge sehr groß gewählt. Aus diesem Grund versagte bei fast allen Versuchskörpern der Bewehrungsstahl und nicht das Verbundgefüge. Im Nachfolgenden wird auf die zwei aussagekräftigsten Beiträge aus der Literatur zum Verbundtragverhalten von UHPC eingegangen.

4.3.2 Versuche von Weiße (2003)

Den Einfluss verschiedener Parameter auf das Verbundverhalten von UHPC untersuchte [Weiße, 2003] an der HTWK Leipzig. Er variierte dabei die Stabausrichtung beim Betoniervorgang, das Maß der Betondeckung, die Betonzusammensetzung sowie das Betonalter bei Prüfbeginn. Für den Großteil der Versuche wurde Stabstahl mit einem Durchmesser von 10 mm verwendet. Einige Versuchskörper wurden ebenfalls mit 8 mm Stab- bzw. Mattenstäben hergestellt. Bei den Stäben mit kleinem Durchmesser kam sowohl erhabene als auch tiefliegende Rippung zum Einsatz. Es wurden drei verschiedene UHPC-Mischungen (ohne Faserzugabe) sowie zwei Referenzmischungen aus Normalbeton getestet. Als UHPC-Mischungen wurden eine feinkörnige (ohne Gesteinskörnung) und zwei grobkörnige Mischungen (Größtkorn 5 mm) verwendet. Für alle Betone wurden als Bindemittel ein CEM I 42 R gewählt. Die mittlere Zylinderdruckfestigkeit (nach 28 Tagen Wasserlagerung) lag bei den UHPC-Mischungen zwischen 135 und 147 N/mm² und bei den Normalbetonen zwischen 53 und 62 N/mm².

Die verwendeten Versuchskörper sind in Bild 4.7 exemplarisch dargestellt. Die Ausziehkörper wurden nach der Vorgabe von [Rilem, 1970] konzipiert. Die geeignete Verbundlänge wurde, abweichend von der Rilem-Empfehlung ($5 \varnothing$), in einer vorhergehenden Testserie zu $1,5 \varnothing$ bestimmt. Um den Einfluss der Betondeckung zu untersuchen, wurde diese bei einigen Versuchskörpern einseitig reduziert. Ob die dadurch entstehenden Lastexzentrizitäten mittels anderer Maßnahmen kompensiert wurden, ist nicht bekannt. Der Bewehrungsstahl wurde sowohl vertikal (parallel zur Betonierrichtung) als auch horizontal (quer zur Betonierrichtung) in die Versuchskörper eingebaut. Bei vertikaler Stablage wurde zusätzlich die Belastungsrichtung (entgegen oder in Setzrichtung) verändert. Die Verschiebungen zwischen Beton und Bewehrung wurden am lastfreien (oberen) Prüfkörperende mittels induktiven Wegaufnehmern gemessen. Die weggesteuerte Belastungsgeschwindigkeit betrug 0,005 mm/s.

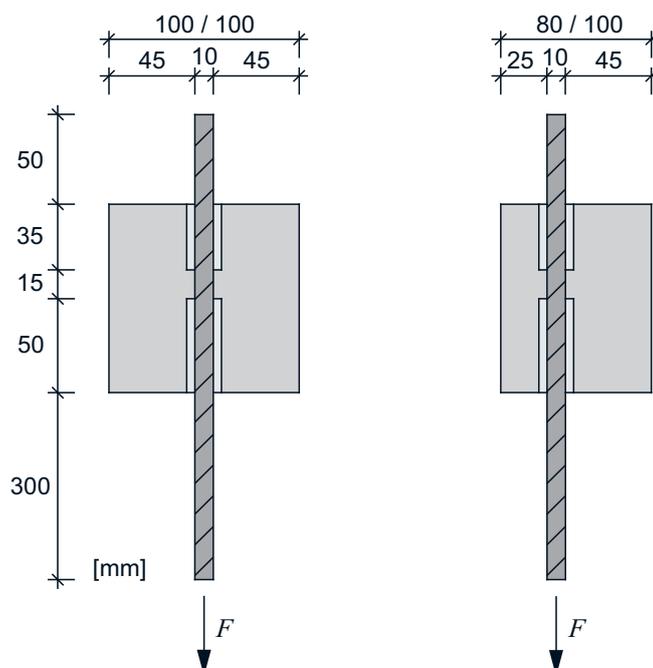


Bild 4.7: Ausziehkörper mit teilweiser reduzierter Betondeckung (\varnothing 10 mm) [Weiße, 2003]

Als Ergebnis des Versuchsprogramms konnte grundsätzlich festgestellt werden, dass das Verbundverhalten der Bewehrung in ultrahochfestem Beton durch die hohe Materialsprödigkeit nicht negativ beeinflusst wird. Bild 4.8 zeigt, dass die auf die Betonfestigkeit bezogenen maximalen Verbundspannungen der UHPC-Mischungen in einem deutlich höheren Bereich als die des Referenzbetons liegen. Der Unterschied zwischen den verschiedenen UHPC-Mischungen, der feinkörnigen- und der grobkörnigen Mischung, ist hingegen nicht signifikant. Das Nachbruchverhalten unterscheidet sich kaum. Die maximale Verbundspannung liegt bei den Versuchen mit feinkörniger Mischung jedoch etwas höher. Eine Reduktion der Betondeckung von 4,5 auf 2,5 cm hatte keine direkten Auswirkungen auf die Verbundtragfähigkeit. Lediglich bei den Versuchskörpern, die mit der feinkörnigen Mischung und mit einer verringerten Betondeckung hergestellt wurden, konnte ein Sprenggrissversagen festgestellt werden. Da dieser Beton allerdings sehr hohe Schwindraten aufwies, waren bereits vor Prüfbeginn Vorschädigungen durch Risse beobachtet worden. Das Betonalter hatte laut den Ergebnissen von [Weiße, 2003] nur während den ersten 28 Tagen einen großen Einfluss auf die maximal erreichbaren Verbundspannungen. Der spätere Zuwachs ist nur noch minimal. Die besten Verbundeigenschaften in Bezug auf die Stablage wurden bei den Probekörpern mit vertikaler Stablage und Belastung in Setzrichtung erreicht. Das duktilste Verbundverhalten zeigte sich bei den Versuchen mit tiefgerippten Mattenstahl. Der Stabstahl und der hochgerippte Mattenstahl hatten ein ähnliches Verbundverhalten und konnten höhere Verbundspannungen als der tiefgerippte Mattenstahl übertragen.

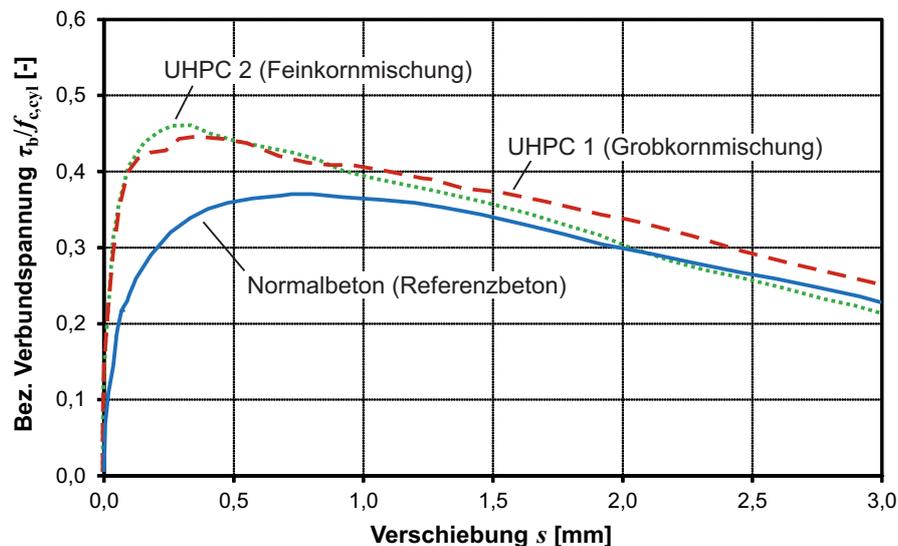


Bild 4.8: Bezogene Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen – Variante 1: vertikale Stablage, in Setzrichtung belastet, \varnothing 10 mm, Betondeckung 4,5 cm, Verbundlänge 1,5 cm, Prüfalter 28 Tage [Weiße, 2003]

4.3.3 Versuche von Leutbecher (2007)

Im Rahmen seiner Dissertation an der Universität Kassel hatte [Leutbecher, 2007] den Einfluss der Parameter Betondeckung, Belastungsrichtung, Stahlorte, Stabdurchmesser, bezogene Rippenfläche und Fasergehalt auf das Verbundverhalten von feinkörnigem UHPC untersucht. Der verwendete Beton hatte eine mittlere Zylinderdruckfestigkeit von 150 N/mm^2 (nach 28 Tagen Wasserlagerung). Die Konzeption der Versuchskörper richtete sich dabei nach den Vorgaben von [Rilem, 1970]. Um ein Versagen des Betonstahls zu vermeiden und ein Verbundversagen zu erreichen, betrug die Verbundlänge zwischen Stahl und UHPC bei allen Versuchen $1,5 \varnothing$. Der Aufbau der Versuchskörper ist in Bild 4.9 schematisch dargestellt. Durch eine gleichmäßige Reduktion der Betondeckung auf beiden Seiten wurde eine zentrische Lasteinleitung erreicht. Bei einer Serie (drei Prüfkörper) betrug die Betondeckung $1,0 \varnothing$, bei fünf Serien $2,5 \varnothing$ und bei drei Serien $4,5 \varnothing$. Insgesamt wurden drei Versuchsserien mit einem Fasergehalt von 1,0 Vol.-% hergestellt. Die Fasern hatten eine Länge von 17 mm und einen Durchmesser von 0,15 mm. Als Bewehrungsstäbe kamen warmgewalzte Betonstahlstäbe BSt 500 S mit erhabener Rippung und einem Durchmesser von 10 mm, hochfeste gerippte Spannstähle der Güte St 1420/1570 mit Durchmessern von 8 und 10 mm sowie der Güte St 1470/1620 mit einem Durchmesser von 12 mm zum Einsatz. Die Belastung erfolgte teilweise senkrecht und teilweise parallel zur Betonierichtung und mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,01 mm/s (Maschinenweg). Mithilfe am Bewehrungsstab fixierter Wegaufnehmer wurde die Relativverschiebung am unbelasteten Stabende gemessen.

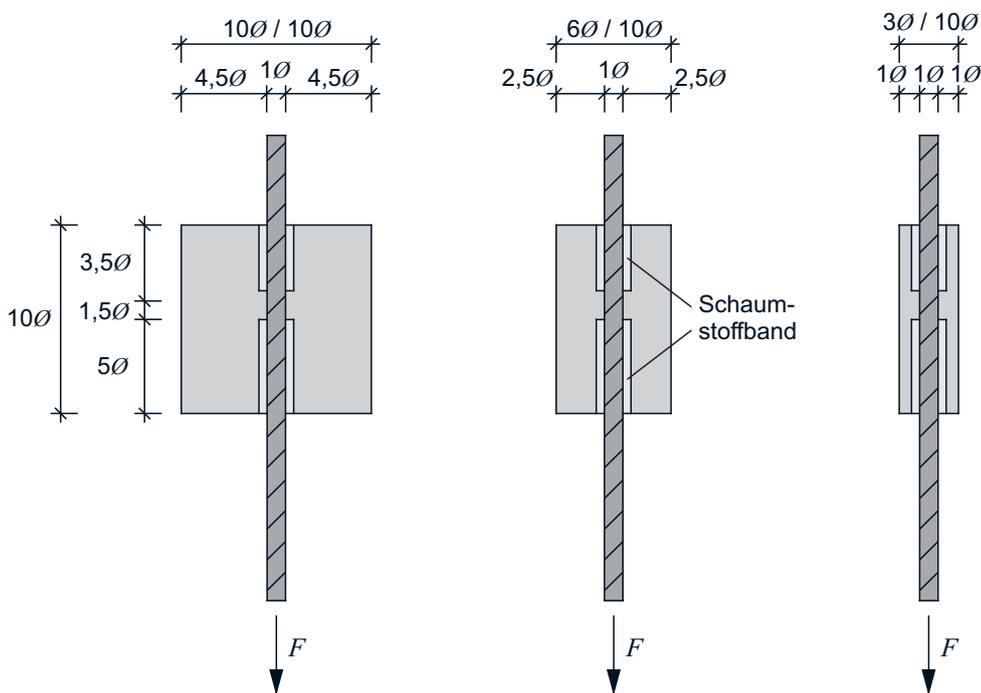


Bild 4.9: Ausziehkörper nach [Leutbecher, 2007]

In Bild 4.10 sind die wesentlichen Ergebnisse der Untersuchungen von [Leutbecher, 2007] angegeben. Mit einer mittleren Verbundspannung von ca. 55 N/mm^2 konnte die größte Verbundfestigkeit bei den Versuchen mit dem BSt 500 S Bewehrungsstahl und einer Betondeckung c_{nom} von $4,5 \varnothing$ erreicht werden. Die hochfesten Stähle wiesen ebenfalls vergleichbare Verbundfestigkeiten auf. Aufgrund der deutlich kleineren bezogenen Rippenfläche war der Verbund jedoch weicher. So wurde die maximale Tragfähigkeit bei den Betonstahlstäben bereits bei kleinen Relativverschiebungen von 0,1 bis 0,2 mm, bei den Spannstahldrähten jedoch erst bei einem Schlupf von 1,5 mm erreicht. In dem untersuchten Bereich hatte die bezogene Rippenfläche vor allem Auswirkungen auf die Steifigkeit des Verbundes. Die Verbundfestigkeit wurde nicht beeinflusst. Eine verringerte Betondeckung von $1,0$ bzw. $2,5 \varnothing$ führte bei allen Probekörpern zu einer Längsrissbildung sowie teilweise zu einem schlagartigen Aufspalten und Versagen des Verbundes. Die Auswirkungen der verminderten Betondeckung sind in Bild 4.10 deutlich zu erkennen. Die Längsrissbildung und das Aufspalten der Versuchskörper konnte auch durch die Zugabe von 1,0 Vol.-% Fasern nicht vollständig verhindert werden. Speziell die Körper mit einer Betondeckung von $1,0 \varnothing$ wiesen trotz Faserzugabe Risse auf. Darüber hinaus zeigten die Ergebnisse, dass bei reduzierter Betondeckung eine Verzögerung im Rissfortschritt durch die Zugabe von Fasern erreicht wurde. Somit konnte die Tragfähigkeit gegenüber den vergleichbaren faserfreien Proben gesteigert werden. Bei einer ausreichenden Betondeckung von $4,5 \varnothing$ hatten die Fasern allerdings keinen signifikanten Einfluss auf das Verbundverhalten. Die Zugabe von Fasern beeinflusste demzufolge, laut den Ergebnissen von [Leutbecher, 2007], nur das Sprengrissversagen und nicht das Ausziehversagen.

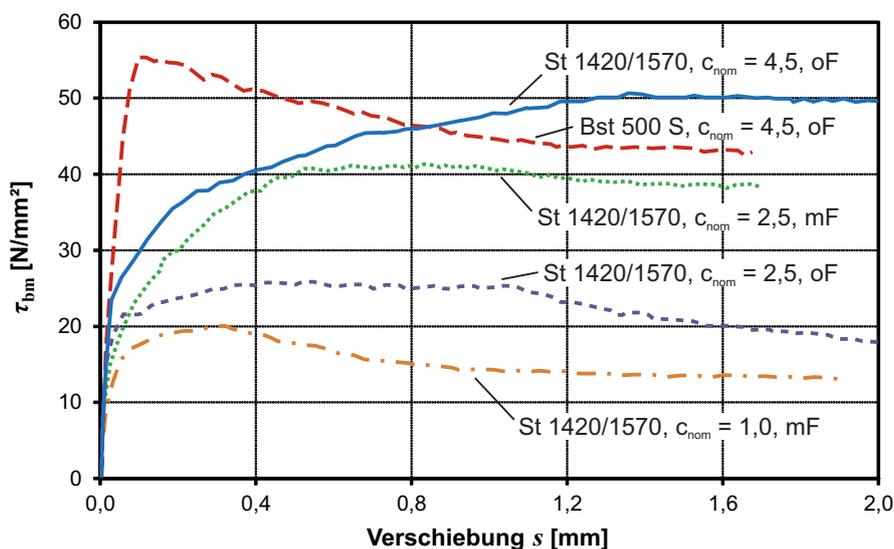


Bild 4.10: Einfluss der Bewehrungsart, der Betondeckung und der Faserzugabe auf das Verbundverhalten von UHPC, $\varnothing 10 \text{ mm}$ (c_{nom} in \varnothing , oF: ohne Fasern, mF: mit Fasern) [Leutbecher, 2007]

4.4 Untersuchungen zum Verbund in UHPC an der TUM

4.4.1 Versuchsprogramm

Im Rahmen einer vom Verfasser dieser Arbeit betreuten Bachelorarbeit [Gehrlein, 2011] wurden 2011 an der Technischen Universität München experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben in ultrahochfestem Beton (UHPC) unter statischer Zugbeanspruchung durchgeführt. In insgesamt 16 Versuchsreihen mit jeweils drei Einzelversuchen wurde der Einfluss verschiedener Parameter auf das Verbundverhalten von UHPC untersucht. Alle Prüfkörper bestanden dabei aus der grobkörnigen UHPC-Mischung B5Q, zum Teil mit einem Fasergehalt von 2,5 Vol.-% ($f_g = 2,5$) zum Teil ohne Faserzugabe. Die genaue Zusammensetzung des verwendeten UHPC ist in Abschnitt 2 aufgeführt. Bei diesen Untersuchungen wurden als Ausgangsstoffe die gleichen Chargen wie bei den Verbundkörperversuchen verwendet. Neben dem Fasergehalt sind die Auswirkungen der Betondruckfestigkeit, der Betondeckung, der Verankerungsart und -länge, des Stabdurchmessers und der Rippengeometrie auf die Verbundtragfähigkeit untersucht worden. Bei allen Versuchskörpern war die Bewehrung parallel zur Betonierrichtung angeordnet. Die statische Belastung erfolgte in Setzrichtung und mit einer weggesteuerten Belastungsgeschwindigkeit von 0,01 mm/s. Die Relativverschiebung wurde bei allen Versuchen am unbelasteten Stabende mittels eines induktiven Wegaufnehmers und teilweise zusätzlich durch zwei DD1-Wegaufnehmer an der Prüfkörperunterseite aufgezeichnet. Weiterhin wurde bei drei Versuchskörpern die Stahlspannung mit eingeklebten DMS gemessen.

4.4.2 Konzeption der Versuche

Die Ausziehkörper zur Durchführung der Versuche wurden in Anlehnung an die Empfehlung von [Rehm, 1961] entworfen. In Bild 4.11 sind die verwendeten Versuchskörper schematisch dargestellt. Die Kantenabmessungen betragen 10 / 10 / 10 Ø. Der Anfang des Verbundes lag 5 Ø von der Prüfkörperunterseite und das Ende des Verbundes 3,5 Ø von der Prüfkörperoberseite entfernt. Die Einbindelänge wurde, wenn nicht gesondert untersucht, mit 1,5 Ø sehr kurz gewählt. Auf diese Weise sollte ein Fließen des Bewehrungsstahls vermieden und eine sehr nahe am Maximalwert der Verbundspannung liegende mittlere Verbundspannung erreicht werden. Um ein realitätsnahes Verbundverhalten zu simulieren, wurde die Betondeckung nur an einer Seite reduziert. Mit Hilfe von Auflagerplatten (siehe Bild 4.11b und c) wurde trotz der teilweisen Asymmetrie der Prüfkörper eine zentrische Lasteinleitung sichergestellt. Zur Untersuchung der Betondruckfestigkeit wurde eine Versuchsreihe bereits nach 14 Tagen, alle anderen Versuchsreihen nach 28 bis 31 Tagen geprüft. Nach der Herstellung der Versuchskörper lagerten diese für 7 Tage im Wasserband und anschließend im Normalklima. Die mittlere Zylinderdruckfestigkeit betrug nach 14 Tagen 151,1 N/mm², nach 28 Tagen 165,9 N/mm², 166,9 N/mm² bzw. 169,0 N/mm² (drei Betonagen). Die Verankerungslänge wurde bei vier Versuchskörpern auf 3,0 Ø und bei zwei weiteren Probekörpern auf 6,0 Ø erhöht. Zur Untersuchung des Einflusses der Verankerungsart auf den Verbund wurden zwei der Versuchskörper mit der Verankerungslänge $l_b = 3,0 \text{ Ø}$ zusätzlich mit einer an der Bewehrung angebrachten Ankerplatte versehen. Als Bewehrung wurden Stäbe mit einem Durchmesser von 12, 15 und 20 mm verwendet. Bei den Bewehrungsstäben der Durchmesser 12 und 20 mm wurde Betonstahl der Sorte B500B mit einer bezogenen Rippenfläche

von 0,0682 bzw. 0,0683 eingesetzt. Die bezogene Rippenfläche der Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 15 mm lag mit 0,0752 um 9,3% höher. Es handelte sich hierbei um hochfeste Schalungsanker mit Gewinderippen der Stahlgüte St 900/1100 [Z-12.5-96, 2010]. Die Bewehrungsstäbe der Ausziehkörper stammen aus den gleichen Chargen wie die bei den UHPC-Verbundkörperversuchen verwendeten (Abschnitt 5). Die genauen Kennwerte dieser Stähle sind in Tabelle 5.3 aufgeführt. Die bezogene Rippenfläche wurde nach Gl. (4.1) bestimmt.

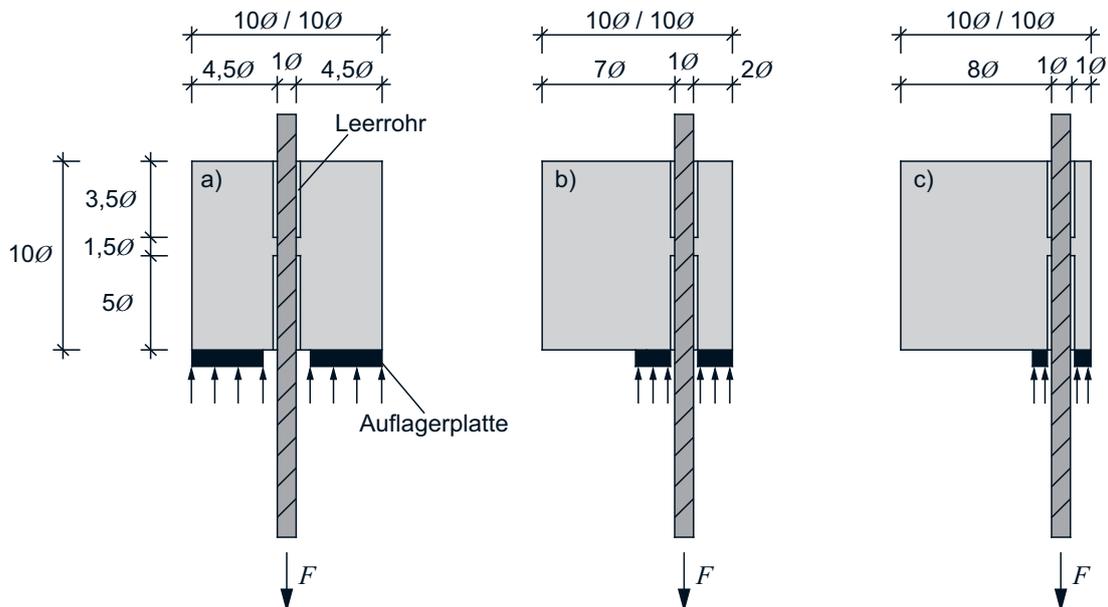


Bild 4.11: Schematische Darstellung der verwendeten Versuchskörper [Gehrlein, 2011]

4.4.3 Versuchsergebnisse

Allgemeines

Im Nachfolgenden sind ausgewählte Ergebnisse der in Abschnitt 4.4.2 beschriebenen Versuche dargestellt. Die gezeigten Kurven verstehen sich als Mittelwertkurven einer bzw. zwei Versuchsreihen und fassen die Ergebnisse von jeweils drei bzw. sechs identischen Körpern zusammen. Die angegebene mittlere Verbundspannung wurde nach Gl. (4.2) mit der gemessenen Versuchskraft bestimmt. Der Schlupf s wurde mit einem induktiven Wegaufnehmer an der Prüfkörperoberseite ermittelt.

Einfluss der Betondruckfestigkeit

Die Auswirkungen der UHPC-Druckfestigkeit auf das Verbundverhalten nach 14 und 28 Tagen wurde mit den Versuchsreihen 1, 2 (28 Tage) und 4 (14 Tage) untersucht. Bis auf das unterschiedliche Prüfalter waren die Versuchskörper identisch ($\varnothing = 12 \text{ mm}$, $c_{\text{nom}} = 4,5 \varnothing$, $l_b = 1,5 \varnothing$). UHPC weist schon nach wenigen Tagen eine hohe Druckfestigkeit auf (Abschnitt 2). Wie die Druckfestigkeitsprüfung der Begleitprüfkörper zeigte, lag die mittlere Zylinderdruckfestigkeit nach 14 Tagen bereits bei $151,1 \text{ N/mm}^2$, nach 28 Tagen betrug sie $166,9 \text{ N/mm}^2$. Der geringe Festigkeitsunterschied von 8 % hatte keinen Einfluss auf die Verbundeigenschaften. Die mittlere maximal übertragbare Verbundspannung der Versuchskörper mit der niedrigeren

Betondruckfestigkeit lag mit $63,53 \text{ N/mm}^2$ sogar leicht höher als die der Versuchskörper mit einer höheren Betondruckfestigkeit ($59,90 \text{ N/mm}^2$).

Der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf das Verbundtragverhalten wird erst bei größeren Differenzen deutlich. In Bild 4.12 werden die Ergebnisse der Versuchsreihen 1, 2 mit den in 2011 von [Finckh et al., 2011] an der Technischen Universität München durchgeführten Ausziehversuchen verglichen. Dabei werden die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen in Bild 4.12 links über einen größeren und in Bild 4.12 rechts über einen kleineren Relativverschiebungsbereich dargestellt. Diese Versuche [Finckh et al., 2011] sind sowohl vom Stabdurchmesser, der Stahlorte als auch von der Versuchsdurchführung vergleichbar, während die Betondruckfestigkeit das maßgebende Unterscheidungsmerkmal ($166,9 \text{ N/mm}^2$ zu $47,2 \text{ N/mm}^2 / 23,4 \text{ N/mm}^2$) darstellt. Die maximale Verbundspannung des UHPC beträgt mit $59,9 \text{ N/mm}^2$ das ca. 4,1-fache des Normalbetons C20/25 ($14,7 \text{ N/mm}^2$) und das ca. 3,3-fache des Normalbetons C40/50 ($17,9 \text{ N/mm}^2$).

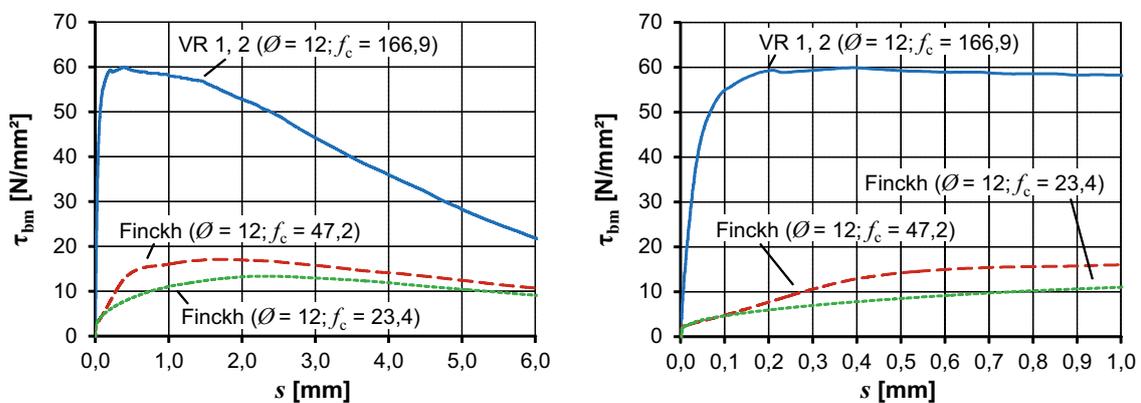


Bild 4.12: Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c (N/mm^2) im Vergleich mit korrespondierenden Versuchen aus Normalbeton [Finckh et al., 2011], $\varnothing = 12 \text{ mm}$ (links: Gesamtdarstellung, rechts: vergrößerte Darstellung)

Der Verbund im UHPC ist ebenfalls deutlich steifer. Die maximalen Verbundspannungen werden bereits bei sehr viel kleineren Relativverschiebungen erzielt. Diese Ergebnisse lassen sich vor allem durch die erhöhte Festigkeit der Betonkonsolen im UHPC erklären. Aufgrund der erhöhten Druckfestigkeit des UHPC gegenüber dem Normalbeton scheren die Betonkonsolen erst bei höheren Belastungen ab. Da der UHPC spröder versagt, findet dieser Vorgang bei geringeren Relativverschiebungen statt.

Einfluss der Rippengeometrie und des Bewehrungsdurchmessers

In Bild 4.13 werden die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der Versuchsreihen 1, 2 ($\varnothing = 12 \text{ mm}$, $f_r = 0,068$), 10, 14 ($\varnothing = 20 \text{ mm}$, $f_r = 0,068$) und der Versuchsreihe 15 ($\varnothing = 15 \text{ mm}$, $f_r = 0,075$) miteinander verglichen. Die Abmessungen der Versuchskörper, bezogen auf den Stabdurchmesser, waren identisch. Das Hauptunterscheidungsmerkmal der einzelnen Versuchskörper war demzufolge der Stabdurchmesser bzw. die bezogene Rippenfläche. Die größte Verbundspannung konnte bei den Versuchen mit einem Stabdurchmesser von 20 mm ($69,56 \text{ N/mm}^2$) erzielt werden. Die maximale Verbundspannung für den Durchmesser 15 mm lag bei $63,55 \text{ N/mm}^2$ und für den Durchmesser 12 mm bei $59,90 \text{ N/mm}^2$. Aus den dargestellten Verläufen lässt sich ableiten, dass eine geringfügige Erhöhung der bezogenen Rippenfläche (9,0%) keinen direkten Einfluss auf das Verbundverhalten hat. Die Verbundtragfähigkeit ist somit in einem viel höheren Maß vom Stabdurchmesser als von der bezogenen Rippenfläche abhängig. Dieser Sachverhalt lässt sich durch die längeren Rippenabstände, die bei einem größeren Stabdurchmesser vorhanden sind, begründen. Um die dadurch entstehenden längeren Betonkonsolen abzuscheren, ist eine größere Relativverschiebung nötig. Somit wird der Verbund mit zunehmendem Stabdurchmesser weicher und die maximalen Verbundspannungen treten erst bei höheren Relativverschiebungen auf (Bild 4.13). Damit einhergehend ist der Maximalwert des Verbundes vom Stabdurchmesser abhängig. Allerdings liegen die übertragbaren Verbundspannungen der verschiedenen Stabdurchmesser bis zum Abscheren der ersten Betonkonsolen ($\varnothing = 12 \text{ mm}$, bei ca. $0,35 \text{ mm}$) sehr eng zusammen.

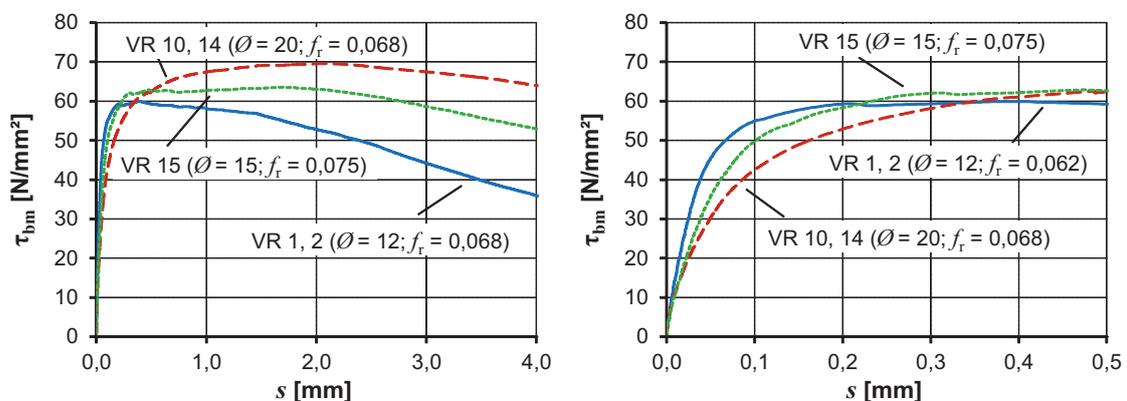


Bild 4.13: Einfluss der bezogenen Rippenfläche f_r und des Stabdurchmessers \varnothing
(links: Gesamtdarstellung, rechts: vergrößerte Darstellung)

Einfluss der Betondeckung

Die Betondeckung wurde bei sieben Versuchsreihen einseitig reduziert. Durch die Reduktion an nur einer Seite sollte ein möglichst bauteilnahes Verhalten der Probekörper erreicht werden. Die in Bild 4.14 dargestellten Kurven zeigen die Ergebnisse der Versuche mit einem Stabdurchmesser von 20 mm und einem Fasergehalt von 2,5 Vol.-%. Um den Einfluss der Betondeckung zu untersuchen, betrug diese entweder $1,0 \varnothing$, $2,0 \varnothing$ oder $4,5 \varnothing$. Eine Reduktion der Betondeckung auf $2,0 \varnothing$ hat bei faserverstärktem UHPC keine Auswirkungen auf das Verbundtragverhalten der

Bauteile, wie in Bild 4.14 deutlich wird. Die Verläufe der Mittelwertkurven für eine Betondeckung von $4,5 \varnothing$ und $2,0 \varnothing$ sind nahezu identisch. Auch die maximal übertragbaren Verbundspannungen unterscheiden sich mit $69,90 \text{ N/mm}^2$ ($c_{\text{nom}} = 2,0 \varnothing$) zu $69,56 \text{ N/mm}^2$ ($c_{\text{nom}} = 4,0 \varnothing$) kaum. Der Einfluss der Betondeckung zeigt sich erst bei einer auf $1,0 \varnothing$ reduzierten Betondeckung. Die maximale Verbundspannung liegt mit $53,70 \text{ N/mm}^2$ um $22,8 \%$ niedriger als die der Versuche mit einer größeren Betondeckung. Obwohl keine sichtbaren Risse aufgetreten sind, ist aufgrund der deutlich niedrigeren Versuchslast anzunehmen, dass sich innerhalb des Versuchskörpers Längsrisse gebildet haben. Diese sind jedoch nicht bis zur Oberfläche vorgedrungen. Eine Betondeckung von $1,0 \varnothing$ reicht infolge der fehlenden Umschnürung nicht dazu aus, ein reines Ausziehversagen zu erreichen. Stattdessen entstehen Längsrisse innerhalb des Bauteils, die zu einem Sprengrissversagen führen.

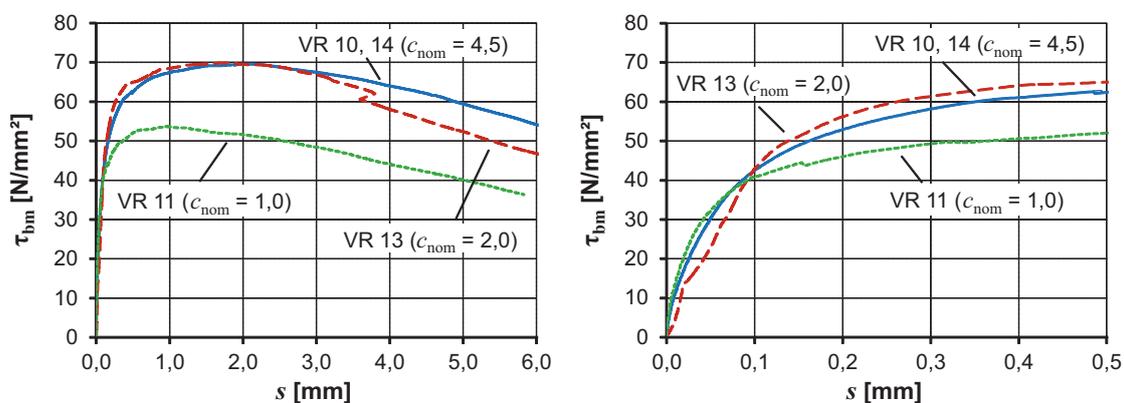


Bild 4.14: Einfluss der Betondeckung c_{nom} (\varnothing), $\varnothing = 20 \text{ mm}$, $f_g = 2,5 \text{ Vol.-%}$
(links: Gesamtdarstellung, rechts: vergrößerte Darstellung)

Einfluss des Stahlfasergehaltes

Bei der Herstellung der Versuchskörper wurde bei einem Betoniervorgang eine B5Q-Mischung ohne Zusatz von Stahlfasern verwendet. Die Ergebnisse dieser Versuche, verglichen mit den bis auf den Stahlfasergehalt identischen Versuchen, sind in Bild 4.15 dargestellt. Die Zugabe von Stahlfasern hat bei einer ausreichenden Betondeckung ($4,5 \varnothing$) keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Verbundes. Die Werte der Versuchskörper ohne Stahlfasern (VR 3, $\tau_{\text{max}} = 69,98 \text{ N/mm}^2$) liegen dabei sogar über denen der Versuchskörper mit Faserzugabe von $2,5 \text{ Vol.-%}$ (VR 1, 2, $\tau_{\text{max}} = 59,90 \text{ N/mm}^2$). Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen verlaufen sehr ähnlich. Der Einfluss der Stahlfasern auf das Verbundtragverhalten wurde erst bei den Versuchen mit reduzierter Betondeckung ($1,0 \varnothing$ bzw. $2,0 \varnothing$) deutlich. Bei allen Probekörpern dieser Konfiguration traten im Versuch deutlich sichtbare Risse auf. Die Rissbildung begann jeweils kurz nach dem Erreichen der Maximallast. In Bild 4.16 sind exemplarisch die Bruchbilder zweier Versuchskörper mit reduzierter Betondeckung und ohne Faserzusatz dargestellt. Wie die Ergebnisse zeigen, sind die Auswirkungen des Stahlfasergehaltes auf das Verbundverhalten hauptsächlich von der Betondeckung abhängig. Der Einfluss des Stahlfasergehaltes wurde ab einer auf $2,0 \varnothing$ reduzierten Betondeckung sichtbar. Während eine auf $2,0 \varnothing$ verminderte Betondeckung bei Stahlfaserzugabe noch keine Auswirkungen hatte (vgl. Einfluss der Betondeckung), veränderte sich bei den Körpern ohne Stahlfasern vor allem das Nachbruchverhalten. Es konnten zwar weiterhin ähnliche maximale Verbundspannungen übertragen werden ($71,58 \text{ N/mm}^2$ bei

$f_g = 2,5$ Vol.-%, $c_{\text{nom}} = 2,0 \varnothing$ sowie $70,44 \text{ N/mm}^2$ bei $f_g = 0,0$ Vol.-%, $c_{\text{nom}} = 2,0 \varnothing$, doch nach dem Erreichen der Maximallast versagte der Verbund bei den Probekörpern ohne Fasern jedoch schlagartig [Gehrein, 2011]. Statt eines Ausziehversagens konnte hier ein Sprengrissversagen und somit ein signifikant spröderes Verbundverhalten beobachtet werden. Ein ähnliches Bild zeigt auch der Vergleich der Versuche mit einer Betondeckung von $1,0 \varnothing$ hinsichtlich des Fasergehaltes. In diesem Fall traten ebenfalls Längsrisse auf und der Verbundkörper ohne Fasern versagte deutlich spröder (Bild 4.15). Zudem lag die maximal übertragbare Verbundspannung der Versuchskörper mit einem Fasergehalt von $0,0$ Vol.-% mit $55,32 \text{ N/mm}^2$ um $6,4 \%$ niedriger als die der Vergleichsversuche ($59,10 \text{ N/mm}^2$). Die Versuchsergebnisse zeigen deutlich die Umschnürungswirkung der Stahlfasern. Bei geringer bzw. ungenügender Betondeckung wirken die Fasern wie eine Querbewehrung und verhindern ein Sprengrissversagen des Bauteils. Mit der Zugabe von Stahlfasern können demzufolge geringe Betondeckungen realisiert und ein duktileres Nachbruchverhalten sichergestellt werden.

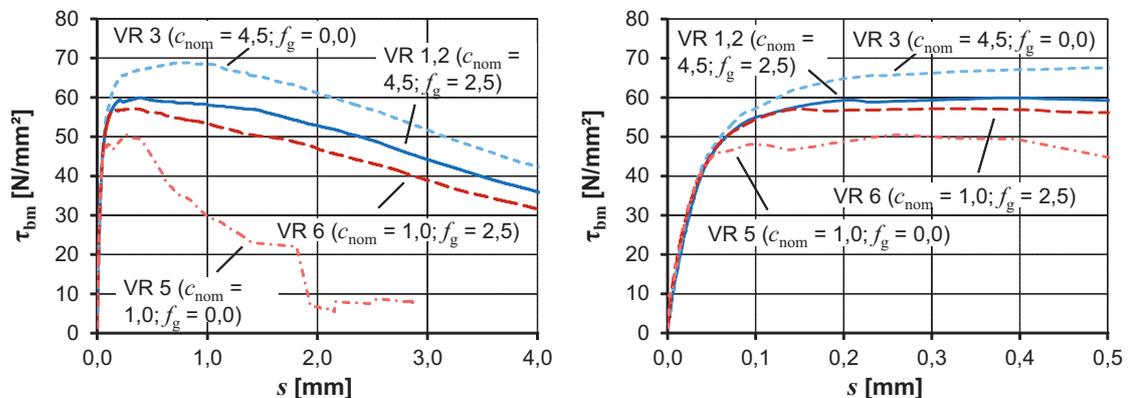


Bild 4.15: Einfluss des Fasergehaltes f_g (Vol.-%) bei unterschiedlichen Betondeckungen c_{nom} (\varnothing), $\varnothing = 12$ mm (links: Gesamtdarstellung, rechts: vergrößerte Darstellung)



Bild 4.16: Bruchbilder des Versuchskörpers 7.3 (Sprengrissversagen, $c_{\text{nom}} = 2,0 \varnothing$, $f_g = 0,0$ Vol.-%, $\varnothing = 12$ mm)

Zusammenfassung der Ergebnisse

Bei den Versuchen wurden im Vergleich zu Normalbeton sehr hohe Verbundspannungen festgestellt. Die Mittelwerte der einzelnen Versuchsreihen betragen bei ausreichender Betondeckung durchgängig über 60 N/mm^2 . In Bild 4.17 sind die Mittelwerte der Versuchsreihen mit einer Einbindelänge von $1,5 \varnothing$ in Abhängigkeit von der Betondeckung und dem Fasergehalt dargestellt. Der Höchstwert der Verbundspannung wurde bereits bei sehr kleinen Relativverschiebungen erreicht. Je nach Durchmesser betragen diese zwischen $0,2$ und $1,0 \text{ mm}$. Insgesamt konnte ein deutlicher Einfluss des Stabdurchmessers auf die Steifigkeit des Verbundes nachgewiesen werden. Die Verbundtragfähigkeit hingegen wird vom Stabdurchmesser nicht maßgeblich beeinflusst. Ein direkter Einfluss der untersuchten bezogenen Rippenflächen auf das Verbundtragverhalten konnte nicht festgestellt werden. Bei Probekörpern aus faserbewehrtem UHPC zeigte sich im Allgemeinen ein sehr duktileres Verbundverhalten. Selbst bei einer geringen Betondeckung von $1,0 \varnothing$ konnte durch die Zugabe von Stahlfasern eine gute Umschnürung und somit ein duktileres Ausziehversagen erreicht werden. Allerdings lagen die maximal übertragbaren Verbundspannungen dabei deutlich unter denen der Versuche mit ausreichender Betondeckung ($\geq 2,0 \varnothing$). Es zeigte sich, dass bei der Zugabe von Fasern eine Betondeckung von $2,0 \varnothing$ ausreicht, um ein reines Ausziehversagen zu erzielen und die maximalen Verbundspannungen übertragen zu können. Bei den Versuchen ohne Fasern traten bei reduzierter Betondeckung Längsrisse auf, die durch ein Sprenggrissversagen verursacht wurden. Folglich war ein deutlich spröderes Verbundverhalten zu beobachten. Wurde die Längsrisssbildung mittels ausreichender Betondeckung ($4,5 \varnothing$) verhindert, hatte die Zugabe von Stahlfasern keine messbaren Auswirkungen auf das Verbundtragverhalten. Es trat kein Sprenggrissversagen auf, der Verbund versagte duktil. Aufgrund der guten Verbundeigenschaften des untersuchten UHPC wurde der Großteil der Versuche mit einer sehr kurzen Einbindelänge von $l_b = 1,5 \varnothing$ durchgeführt, damit ein Verbundversagen sichergestellt werden konnte. Zudem wurden auch größere Einbindelängen untersucht. Wie die Versuche in [Gehrlein, 2011] zeigen, reichte bereits eine Einbindelänge von $3,0 \varnothing$ aus, um ein Stahlversagen anstelle eines Verbundversagens zu bewirken. Bei $l_b = 6,0 \varnothing$ oder durch den Einsatz von Ankerplatten konnten die auftretenden Verschiebungen auf weniger als $0,1 \text{ mm}$ begrenzt werden.

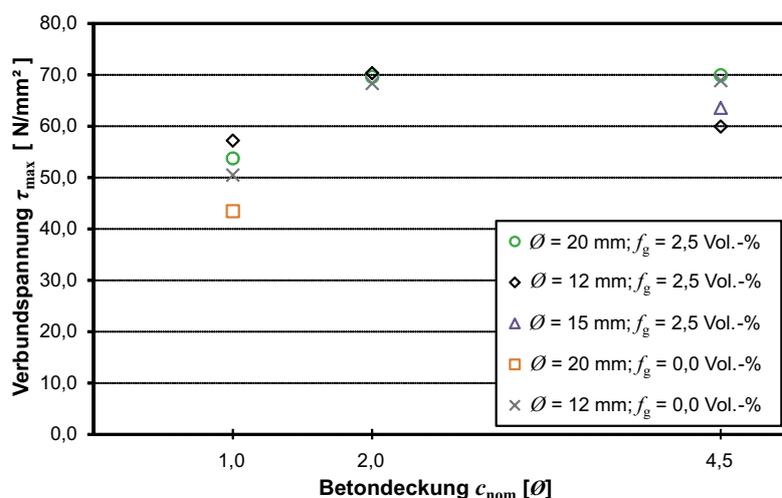


Bild 4.17: Überblick über die maximalen Verbundspannungen in Abhängigkeit von der Betondeckung c_{nom} und dem Stahlfasergehalt f_g

4.5 Modellierung des Verbundes der Bewehrung in UHPC

Das bereits in 4.2.2 vorgestellte analytische Modell für den Verbund in Normalbeton kann, in etwas modifizierter Form, auch den Verbund der Bewehrung im UHPC abbilden. Innerhalb des Modells nach [Model Code, 1993] wird dabei zwischen Auszieh- und Sprenggrissversagen unterschieden. Bei den Versuchsreihen mit einer ausreichenden Betondeckung ($\geq 2,0 \varnothing$) und einem Fasergehalt von 2,5 Vol.-% bzw. einer Betondeckung von $4,5 \varnothing$ und ohne Faserzusatz wurde ein Ausziehversagen beobachtet. Die Versuchskurven und die maximalen Verbundtragfähigkeiten der einzelnen Versuchsreihen bei gleichem Bewehrungsdurchmesser waren bei diesen Randbedingungen fast identisch. Aus diesem Grund wurde das Modell zur Abbildung des Ausziehversagens für einen Durchmesser von 12 mm an den Versuchsergebnissen der Reihen 1, 2 ($c_{\text{nom}} = 4,5 \varnothing$) und für einen Durchmesser von 20 mm an den Reihen 10, 14 ($c_{\text{nom}} = 4,5 \varnothing$) kalibriert. In Bild 4.18 und Bild 4.19 sind die Versuchsergebnisse der einzelnen Versuche dem modifizierten Modell gegenübergestellt.

Bei einer Betondeckung $c_{\text{nom}} \leq 2,0 \varnothing$ und ohne Fasern trat ein Sprenggrissversagen auf. Die geringsten Tragfähigkeiten wurden dabei bei einer Betondeckung von $1,0 \varnothing$ und ohne Faserzusatz beobachtet. Für diesen Fall wurde das Modell nach [Model Code, 1993] für ein Sprenggrissversagen an die Versuchswerte angepasst. Dazu wurden die Versuchsreihen 5 ($\varnothing = 12$, $c_{\text{nom}} = 1,0 \varnothing$, $f_g = 0,0$ Vol.-%) und 12 ($\varnothing = 20$, $c_{\text{nom}} = 1,0 \varnothing$, $f_g = 0,0$ Vol.-%) herangezogen. Das an diesen Versuchsreihen kalibrierte Modell ist in Bild 4.20 bzw. Bild 4.21 zusammen mit den Versuchsergebnissen der einzelnen Versuche gezeigt.

Neben der Betonfestigkeit f_{ck} , die bei den genannten Versuchsreihen $166,9 \text{ N/mm}^2$ betrug, gehen in das Modell nach [Model Code, 1993] die Größe der Relativverschiebungen an verschiedenen Punkten im Verbundspannungs-Schlupf-Verlauf ein. Diese Werte wurden zur Anpassung an das Verbundverhalten im UHPC modifiziert. Die abgeänderten Werte und die ursprünglichen Werte nach [Model Code, 1993] sind in Tabelle 4.2 für Auszieh- und in Tabelle 4.3 für Sprenggrissversagen dargestellt.

Tabelle 4.2: Vergleich der kalibrierten Werte für die Modellierung des Ausziehversagens bei UHPC mit den empfohlenen Werten nach [Model Code, 1993]

Ausziehversagen			
	Werte UHPC		Werte nach [Model Code, 1993]
	$\varnothing 12$	$\varnothing 20$	
s_1 [mm]	0,10	0,30	1,00
s_2 [mm]	1,20	3,50	3,00
s_3 [mm]	$c_1 = 7,00$	$c_1 = 11,00$	c_1 (lichter Rippenabstand)
τ_{max} [N/mm ²]	58,0	61,4	$2,50 * \sqrt{f_{\text{ck}}}$
τ_f [N/mm ²]	15,5	25,8	$1,00 * \sqrt{f_{\text{ck}}}$
α	0,40	0,40	0,40

Tabelle 4.3: Vergleich der kalibrierten Werte für die Modellierung des Sprengrissversagens bei UHPC mit den empfohlenen Werten nach [Model Code, 1993]

Sprengrissversagen			
	Werte UHPC		Werte nach [Model Code, 1993]
	Ø 12	Ø 20	
s_1 [mm]	0,10	0,15	0,60
s_2 [mm]	0,10	0,15	0,60
s_3 [mm]	1,90	2,50	1,00
τ_{max} [N/mm ²]	55,0	48,5	$2,00 * \sqrt{f_{ck}}$
τ_f [N/mm ²]	6,50	3,20	$0,30 * \sqrt{f_{ck}}$
α	0,40	0,40	0,40

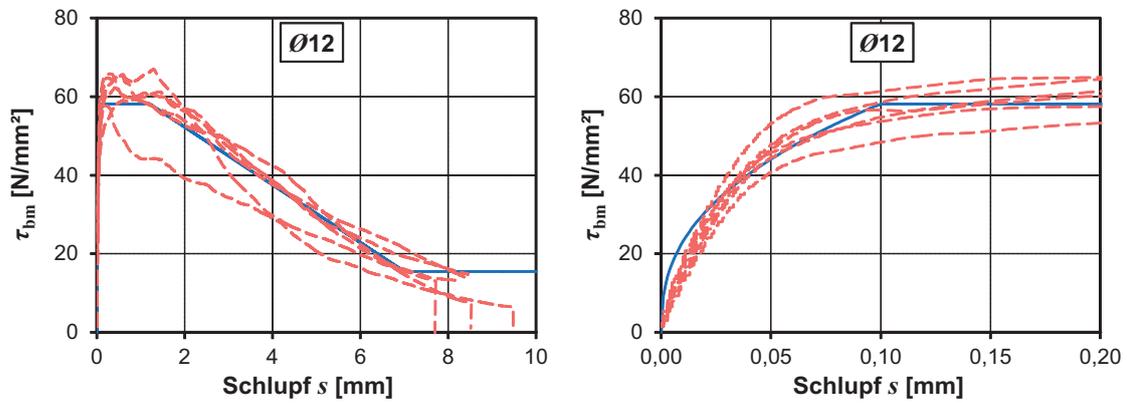


Bild 4.18: Vergleich der hergeleiteten analytischen τ - s -Beziehung (blaue Linie) für das Ausziehversagen mit den Versuchsergebnissen, $\varnothing = 12$ mm (links: Gesamtdarstellung, rechts: vergrößerte Darstellung)

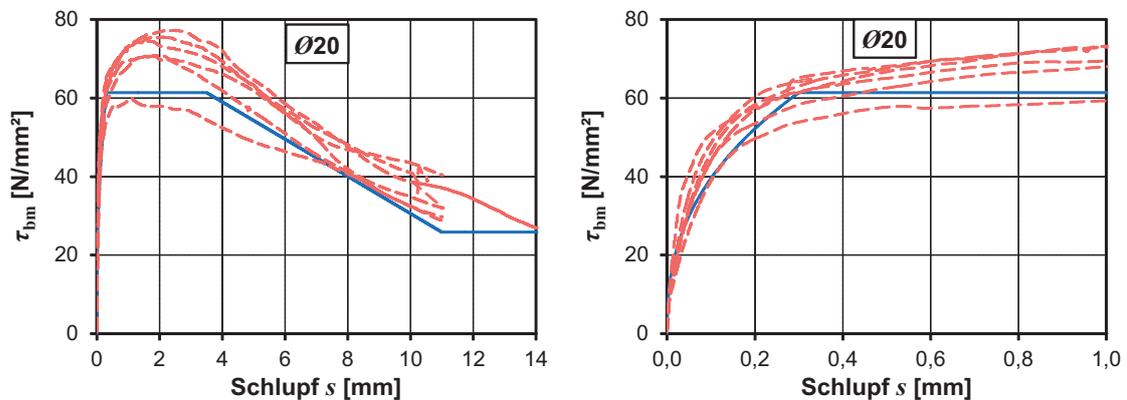


Bild 4.19: Vergleich der hergeleiteten analytischen τ - s -Beziehung (blaue Linie) für das Ausziehversagen mit den Versuchsergebnissen, $\varnothing = 20$ mm (links: Gesamtdarstellung, rechts: vergrößerte Darstellung)

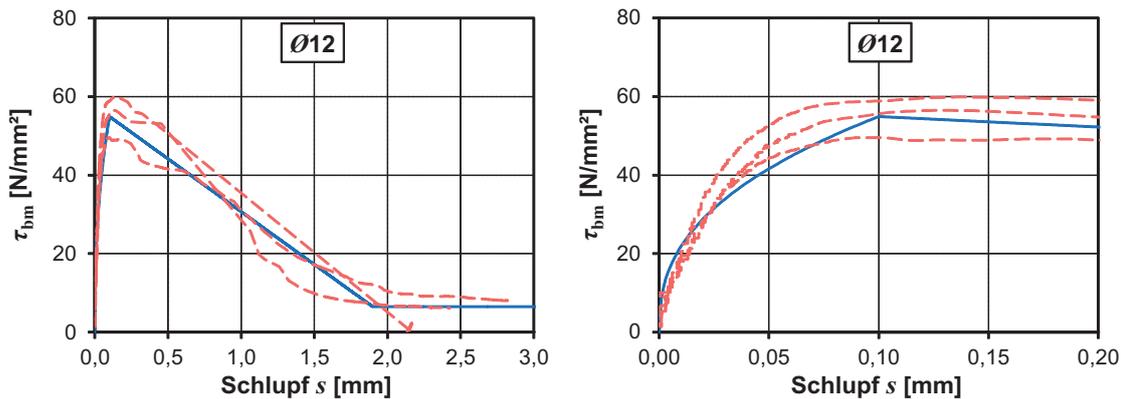


Bild 4.20: Vergleich der hergeleiteten analytischen τ - s -Beziehung (blaue Linie) für das Sprenggrissversagen mit den Versuchsergebnissen, $\varnothing = 12$ mm (links: Gesamtdarstellung, rechts: vergrößerte Darstellung)

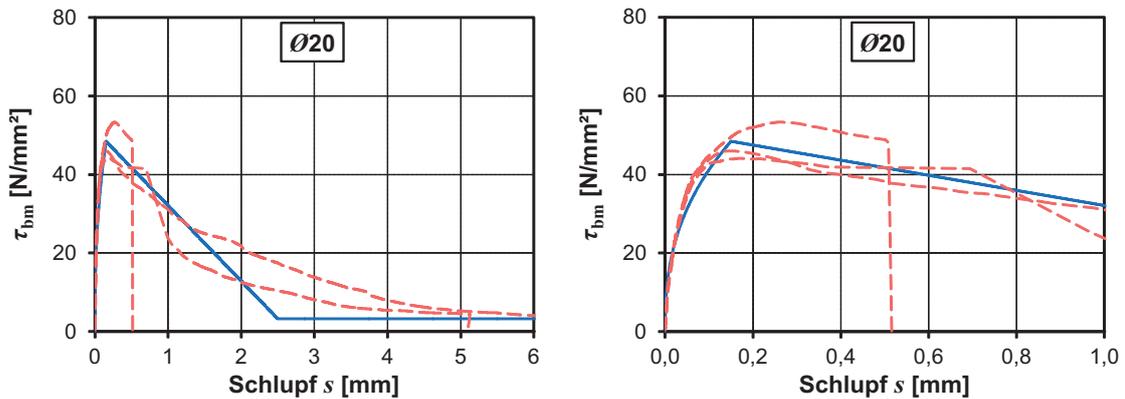


Bild 4.21: Vergleich der hergeleiteten analytischen τ - s -Beziehung (blaue Linie) für das Sprenggrissversagen mit den Versuchsergebnissen, $\varnothing = 20$ mm (links: Gesamtdarstellung, rechts: vergrößerte Darstellung)

Bild 4.18, Bild 4.19, Bild 4.20 und Bild 4.21 zeigen, dass sich das Verbundverhalten von Bewehrung in UHPC gut durch das modifizierte Modell nach [Model Code, 1993] abbilden lässt. Dies trifft für unterschiedliche Eingangswerte auf die beiden untersuchten Stabdurchmesser zu. Vor allem im Bereich des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit (ansteigender Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung) lassen sich sowohl Auszieh- wie auch Sprenggrissversagen durch das Modell abbilden.

5 Experimentelle Untersuchungen – Verbundkörperversuche

5.1 Allgemeines

Zur Untersuchung des Schubtragverhaltens von „reinen“ und bewehrten Klebefugen bei Bauteilen aus UHPC wurden eigene umfangreiche Versuche durchgeführt. Hierzu wurden kleinformartige Verbundkörperversuche konzipiert, bei denen die Fugenbeanspruchung ähnlich wie im realen Bauteil war. Versuche mit diesen Verbundkörpern sind weniger aufwendig als Bauteilversuche. Somit konnte eine Vielzahl an Parametern untersucht werden. Die Versuche mit „reiner“ Klebefuge dienten als Referenzversuche zu den in [Mühlbauer, 2012] durchgeführten Versuchen. Zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von bewehrten Klebefugen bei Bauteilen aus UHPC wurden u. a. die Fugenoberfläche, der Bewehrungsdurchmesser und -grad, die Stahlgüte, der Fasergehalt des UHPC und der Abstand der Aussparungen untersucht. Darüber hinaus wurden Versuche mit normalfestem Beton (NC) und hochfestem Beton (HPC) durchgeführt, um die Dübeltragwirkung über das Betonfestigkeitsspektrum festzustellen. Der Umfang des kompletten Versuchsprogramms bzw. die Anzahl an Einzelversuchen wurde so gewählt, dass eine Auswertung der Versuchsergebnisse mit statistischen Methoden möglich ist.

Auf Basis der in diesem Abschnitt beschriebenen Verbundkörperversuche und der im Abschnitt 4 beschriebenen Ausziehversuche kann schließlich ein Bemessungsansatz für die bewehrte Klebefuge hergeleitet werden (vgl. Abschnitt 6). Dieser wird im Abschnitt 8 anhand der eigenen durchgeführten Bauteilversuche validiert.

5.2 Versuchsprogramm

Die grundlegenden Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Klebefugen wurden mit dem in Bild 5.1 dargestellten Verbundkörperversuch Typ I mit einer Fugenlänge von $l_v = 50$ cm (Fugenbreite $b_v = 16$ cm) durchgeführt. Mit dem in Bild 5.2 gezeigten Verbundkörperversuch Typ II, der eine Fugenlänge von $l_v = 100$ cm (Fugenbreite $b_v = 16$ cm) aufwies, wurde der Einfluss der Fugenlänge, des Abstandes der Aussparungen und außerdem der Einfluss des Bewehrungsgehaltes untersucht. Um die Auswirkung verschiedener Betonfestigkeiten zu ermitteln, wurde Verbundkörperversuch Typ III konzipiert. Zur Minimierung der Exzentrizität aus der Lasteinleitung wurden die Versuchskörper vom Typ I und Typ III auf 4 cm breite Stahlleisten mit Gips als Zwischenschicht gestellt. Des Weiteren waren bei den Versuchskörpern mit bewehrter Verklebung Zugstangen angeordnet, um die resultierende Horizontalkraft aus der verbleibenden Exzentrizität aufzunehmen und somit eine annähernd reine Schubbeanspruchung der Klebefuge zu erreichen. Der Versuchskörper Typ II mit der doppelten Fugenlänge $l_v = 100$ cm ist über die komplette Plattenbreite von 8 cm mit Gips als Zwischenschicht aufgelagert worden.

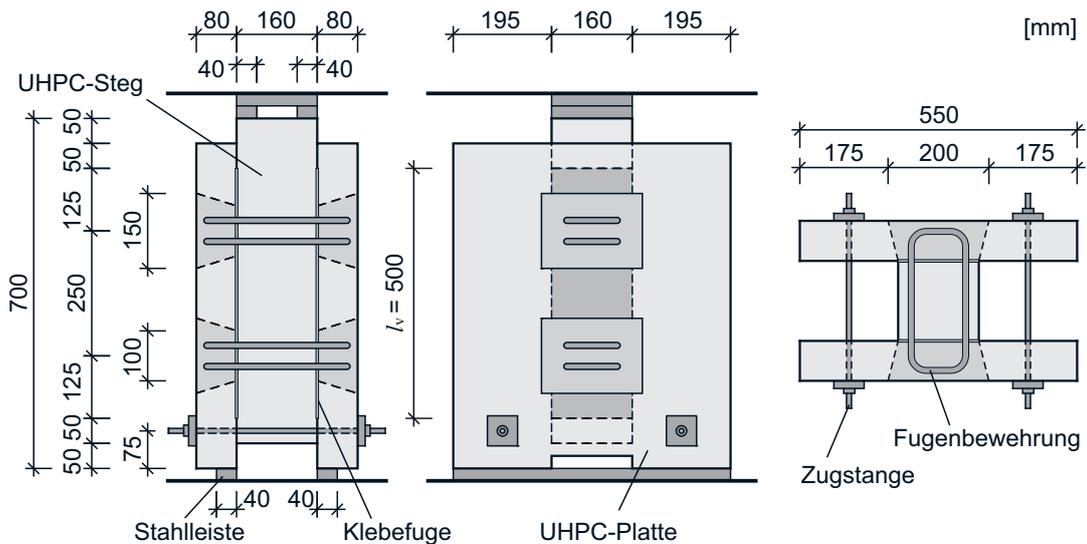


Bild 5.1: Verbundkörperversuch Typ I, Fugenfläche 50 x 16 cm²

Die Versuchskörper bestanden aus zwei Platten und einem mittleren stabförmigen Füge teil, das den Steg repräsentiert. Bei den Versuchskörpern Typ I und Typ II wurden die zwei Platten mit RPC-Klebstoff an den Steg geklebt und anschließend die Aussparungen verfüllt. Für die Herstellung der Füge teile wurde die grobkörnige UHPC-Mischung B5Q ohne Wärmebehandlung mit 2,5 Vol.-% (bis auf Serie 12, 0,9-Vol. %) Fasern aus dem Schwerpunktprogramm SPP 1182 der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) verwendet. Die Mischungszusammensetzungen der B5Q-Mischung und des RPC-Klebstoffs können Abschnitt 2 entnommen werden.

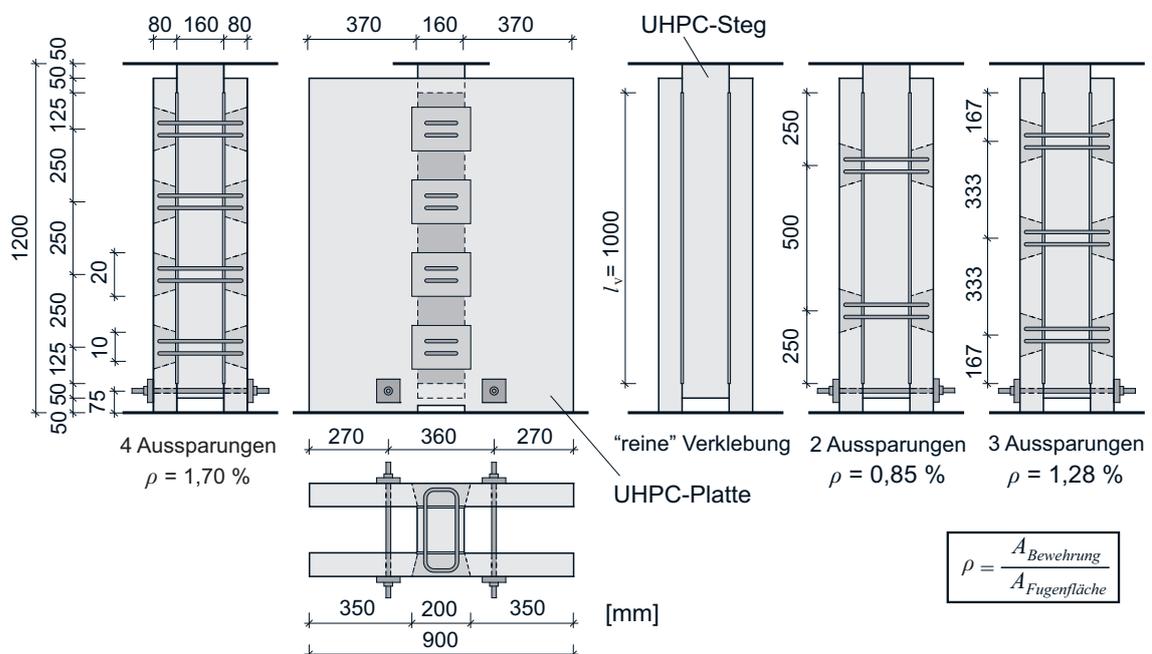


Bild 5.2: Verbundkörperversuch Typ II, Fugenfläche 100 x 16 cm²

Neben der vorwiegend bei den Untersuchungen verwendeten schalglatten, gestrahlten Oberfläche wurde auch eine ungeschalt, gestrahlte und trapezprofilierte, gestrahlte Oberfläche untersucht. Diese drei Oberflächenstrukturen sind in Bild 5.3 abgebildet. Detaillierte Informationen zur Herstellung der Oberflächen und zu den Abmessungen der Trapezprofilierung sind in Abschnitt 5.4 enthalten.



Bild 5.3: Fugenoberflächen (schalglatt, ungeschalt, trapezprofiliert)

Mit dem Verbundkörperversuch Typ III (Bild 5.4) wurde die Dübeltragwirkung von Bewehrungsstäben in Betonen verschiedener Festigkeiten analysiert. Als Festigkeiten waren die folgenden Festigkeiten anvisiert: C20/25, C40/50, C70/85 und C90/105.

Um u. a. die volle Bettung der Bewehrung zu gewährleisten und ein Aufspalten des Betons zu verhindern, war ein Versuchskörper mit größeren Abmessungen als bei den Versuchen mit UHPC erforderlich. Mittels Teflonfolie in der schalglatten Fuge wurde der tragfähigkeitssteigernde Einfluss aus Reibung vermieden und sichergestellt, dass die Tragwirkung des Versuchskörpers nur aus der Dübelwirkung resultierte.

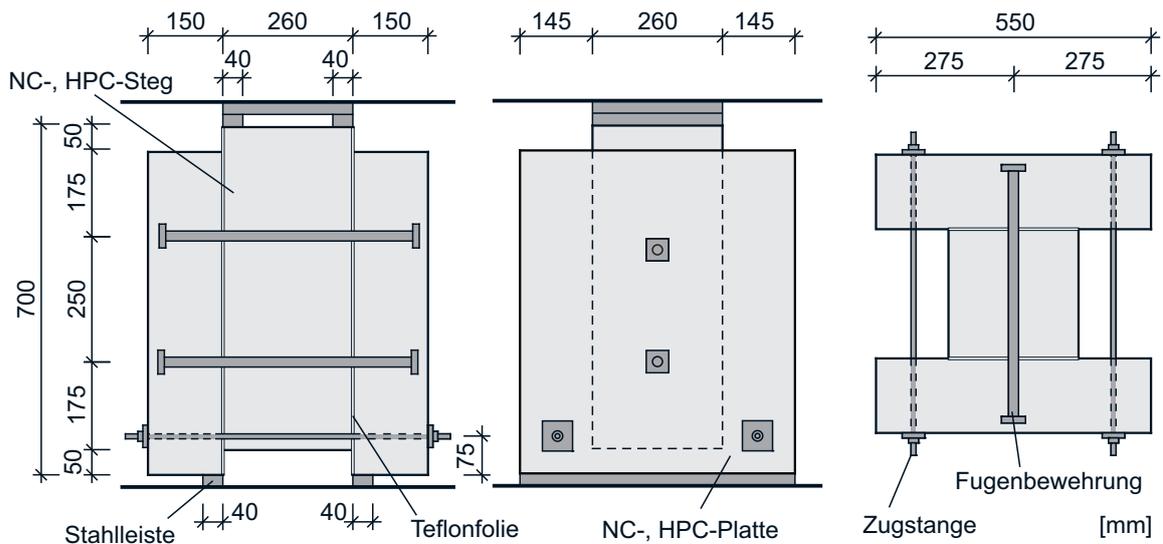


Bild 5.4: Verbundkörperversuch Typ III, Teflon-Folie in der Fuge

Es wurden zwölf Versuchsserien zur Beschreibung der maßgebenden Parameter durchgeführt. Mittels dieser Serien sind die nachfolgenden Parameter untersucht worden:

- „reine“ Verklebung (Serie 1)
- Bewehrungsdurchmesser (Serie 2)
- Verankerung der Bewehrung (Serie 3)
- Stahlgüte (Serie 4)
- Bewehrungsgehalt (Serie 5)
- Dübelwirkung (Serie 6)
- Fugenlänge (Serie 7)
- Abstand der Aussparungen (Serie 8)
- Material der Verfüllung (Serie 9)
- Fugenoberflächenstruktur (Serie 11)
- Fasergehalt (Serie 12)
- Betondruckfestigkeit (Serie 13)

Die 1. und 7. Serie mit „reiner“ Verklebung dienten als Referenzserien zu den in [Mühlbauer, 2012] durchgeführten Versuchen. Die anderen Serien wurden mit bewehrter Klebefuge hergestellt. Mit der 2. bis 5. Serie wurden der Einfluss des Bewehrungsdurchmessers, der Verankerungsart, der Stahlgüte und des Bewehrungsgehaltes untersucht. Bei Serie 6 befand sich ebenso wie bei der Serie 13 (Versuchskörper-Typ III) eine Teflonfolie in der Fuge, um die Dübeltragwirkung festzustellen. Der Abstand der Aussparungen und der Bewehrungsgehalt sowie die Auswirkung der Fugenlänge wurden mit den Serien 7 und 8 untersucht. In der 9. Serie wurde RPC-Klebstoff ohne Fasern als Verfüllmaterial verwendet. Mit Serie 11 wurde der Einfluss der Fugenoberfläche und mit Serie 12 der Einfluss des Fasergehaltes auf das Trag- und Verformungsverhalten von bewehrten Klebefugen analysiert. Darüber hinaus haben noch weitere Versuche mit unterschiedlichen Betonfestigkeitsklassen stattgefunden (Serie 13), um die Dübeltragwirkung über das Betonfestigkeitsspektrum zu ermitteln.

Detaillierte Angaben zu den Serien können der Tabelle 5.1 entnommen werden. Die Bezeichnung der Versuchskörper, wie z. B. 5.1a-c, setzt sich aus der Seriennummer (Serie 5, Versuchsziel: Bewehrungsgehalt), einer fortlaufenden Nummer für den untersuchten Parameter (1: Bewehrungsgehalt: 1,70 %) und einem fortlaufenden Buchstaben für die Anzahl der durchgeführten Versuche (a: erster Versuchskörper, b: zweiter Versuchskörper...) zusammen.

In Bild 5.5 und Bild 5.6 sind die bei den Versuchsserien verwendeten Bewehrungstypen abgebildet. Es wurden konventionelle Bügelbewehrungen und geschweißte Bewehrungselemente untersucht. Die angegebene Bezeichnung bezieht sich immer auf eine Aussparung und besteht aus dem Bewehrungstyp:

- B = Bügelbewehrung
- D = Doppelkopfbolzen aus Bewehrungsstahl

sowie der Anzahl der Bewehrungsquerschnitte und der Anzahl der hintereinander angeordneten Bewehrungselemente. Der Bewehrungstyp D3-2 bedeutet beispielsweise, dass es sich um ein dreischnittiges Bewehrungselement handelt, das zwei Mal hintereinander angeordnet war.

Demzufolge befanden sich in jeder Aussparung sechs Stäbe. Bei dem Versuchskörper 5.1 mit dem Bewehrungselement D3-2 und zwei Aussparungen pro Platte kreuzten folglich zwölf Bewehrungsstäbe die Fuge.

Die Bewehrungselemente Typ D2 bis D4 besaßen einheitlich bei allen Durchmessern eine seitliche Betondeckung von 25 mm. Der mittlere Stab von Bewehrungselement D3 war mittig zwischen den Außenstäben angeordnet. Bei Bewehrungselement D4 waren die Stäbe untereinander im gleichen Abstand angeordnet.

Bei den Bewehrungselementen der Versuchskörper Typ I und II mit einem Bewehrungsdurchmesser von 12, 14, 15 und 20 mm betrug die Einbindungslänge ohne Kopfplatte in die Aussparungen $4,92 \varnothing$, $3,8 \varnothing$, $3,8 \varnothing$ und $3,0 \varnothing$. Die Bewehrungselemente Typ D1-1 von Versuchskörper Typ III waren in horizontaler Richtung mittig im Steg platziert. Die Stäbe waren einheitlich 120 mm (ohne Kopfplatte) in die Platten eingebunden; bei den verwendeten Durchmessern von 20 mm und 15 mm entspricht dies einer auf den Durchmesser bezogenen Einbindungslänge von $6 \varnothing$ bzw. $8 \varnothing$.

Die Bügelbewehrung Typ B2 bestand aus zwei U-förmigen gebogenen Bewehrungsstäben, die zu einem Bügel verschweißt wurden. Die Schweißnaht befand sich in Stegmitte. Die seitliche Betondeckung der Bügelbewehrung war 20 mm.

Der Abstand zwischen zwei hintereinander angeordneten Bewehrungselementen bzw. Bügeln betrug 40 mm.

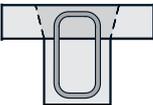
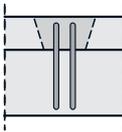
	Querschnitt	Längsschnitt
B2-2		

Bild 5.5: Bügelbewehrung

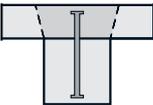
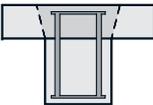
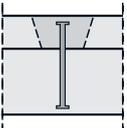
Querschnitt \ Längsschnitt				
Längsschnitt				
	D1-1	D2-1	D3-1	D4-1
	D1-2	D2-2	D3-2	D4-2

Bild 5.6: Geschweißte Bewehrungselemente

Tabelle 5.1: Versuchsprogramm Verbundkörperversuche

Serie	Bezeichnung	Versuchskörpertyp	Anzahl Aussparungen	Material Steg / Platten	Material Verfüllungen	Fugenoberfläche	Bewehrung				Anzahl Versuche	Versuchsziel		
							Ø [mm]	Typ	Gehalt [%]	Güte				
1	1.1a-f	I	-	B5Q 2.5F	B5Q 2.5F	gestrahlt	-	-	-	-	6	Referenzserie		
	1.2a-c		2				-	-	-	-	3			
2	2.1a,c		gestrahlt				-	B500B	12	D2-2	1,13	-	2	Bewehrungsdurchmesser
	2.2a-c								14	D3-1	1,15		3	
	2.3c,d								20	D2-1	1,57		2	
	2.1d-f								12	D2-2	1,13		3	
	2.3a,b								20	D2-1	1,57		2	
3	3.1a-c		Trennmittel (TM)				12	B2-2	1,13	3	Verankerung			
4	4.1a-c		gestrahlt				-	St900/1100	15	D3-1	1,33	3	Hochfester Stahl	
	4.1d,e								12	D3-2	1,70	2		
5	5.1a-c		gestrahlt mit TM				-	B500B	12	D3-2	1,70	-	3	Bewehrungsgrad
	5.1d-h								12	D3-2	1,70		5	
	5.2a								12	D1-1	0,28		1	
	5.3a,b	12		D2-1	0,57	2								
	5.4a,b	12		D4-2	2,26	2								
6	6.1a-c	geschalt mit Teflon	-	S900/1100	12	D2-2	1,13	-	3	Dübelwirkung				
	6.2a				20	D2-1	1,57		1					
	6.3a				15	D3-1	1,33		1					
7	7.1a-c	II	-	-	-	-	-	3	Referenzserie					
8	8.1a-c		gestrahlt	B5Q 2.5F	12	D3-2	0,85	-	3	Abstand der Aussparungen				
	8.2a-c				12	D3-2	1,27		3					
	8.3a-c				12	D3-2	1,70		3					
9	9.1a-c		RPC	12	D2-2	1,13	3	Verfüllmaterial						
11	11.1a-c		ungeschalt, gestrahlt	B5Q 2.5F	B500B	12	D3-2	1,70	-	3	Fugenoberfläche			
	11.2a,b	12				D3-2	1,70	2						
	11.3a,b	20				D2-1	1,57	2						
12	12.1a,b	gestrahlt	B5Q 0,9F	B5Q 0,9F	12	D2-2	1,13	-	2	Fasergehalt				
	12.2a,b		20	D2-1	1,57	2								
13	13.1	III	-	C20/25	-	geschalt mit Teflon	20	D1-1	-	B500B	1	Betondruckfestigkeit		
	13.2			15			D1-1	-	S900/1100	1				
	13.3			C40/50			20	D1-1	-	B500B	1			
	13.4			15			D1-1	-	S900/1100	1				
	13.5			C70/85			20	D1-1	-	B500B	1			
	13.6			15			D1-1	-	S900/1100	1				
	13.7			C90/105			20	D1-1	-	B500B	1			
	13.8			15			D1-1	-	S900/1100	1				

Anmerkungen: 2,5F: Fasergehalt 2,5 Vol.-%; 0,9F: Fasergehalt 0,9 Vol.-%
 Serie 1 bis Serie 9: Grundlegende Untersuchungen
 Serie 11 bis Serie 13: Spezielle Untersuchungen

5.3 Materialien

5.3.1 Beton

Die UHPC-Versuchskörper (Typ I und II) wurden alle mit der grobkörnigen UHPC-Mischung B5Q gefertigt. Um die entsprechenden Festigkeiten bei den Versuchskörpern aus normalfestem und hochfestem Beton (Typ III) zu erzielen, sind unterschiedliche Betonmischungen verwendet worden. Die Mischungszusammensetzungen der einzelnen Betone können dem Abschnitt 2 entnommen werden. Die Betonmischungen für die Versuchskörper Typ I und III und die Mischungen für die Verfüllungen des Typs II wurden alle vom Personal des Materialprüfungsamtes für Bauwesen der Technischen Universität München (MPA BAU TUM) hergestellt. Die Betonmischungen für die Fügebauteile des Typs II produzierte die Versuchshalle von Consult Materials in Mörfelden-Walldorf, die zu der HOCHTIEF Solutions AG gehört. Die einzelnen Ausgangsstoffe der UHPC-Mischungen für die Versuchskörper Typ I und II und für die kompletten Verfüllungen der Platten stammten aus einer Charge. Damit eine gleichmäßige Herstellungsqualität gewährleistet werden konnte, wurden bei jeder Mischung die Frischbetoneigenschaften (Fließmaß, Frischbetonrohichte, Luftporengehalt) ermittelt und die Temperatur der Ausgangsstoffe sowie die Temperatur während des Mischvorgangs dokumentiert.

Die Betonfestigkeitsprüfung wurde in Anlehnung an [DIN EN 12390-3, 2009] und die E-Modulprüfung in Anlehnung an [DIN 1048-5, 1991] durchgeführt. Als Begleitprüfkörper zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit und des E-Moduls der Versuchskörper kamen Zylinder mit einem Durchmesser von $\varnothing = 150$ mm und einer Höhe von $h = 300$ mm zum Einsatz. Die Festigkeitsprüfung der Begleitprüfkörper erfolgte zeitnah zur Prüfung der Versuchskörper. Bei den ersten UHPC-Versuchskörpern sind pro Mischung jeweils sechs Zylinder als Begleitprüfkörper hergestellt worden. An drei dieser Zylinder wurde die Druckfestigkeit geprüft. Anschließend erfolgte an den verbliebenden drei Zylindern die E-Modulprüfung mit einem Drittel der festgestellten mittleren Druckfestigkeit als obere Prüfspannung und danach die Druckfestigkeitsprüfung. Hierbei zeigte sich, dass die Vorbelastung durch die E-Modulprüfung im Vergleich zu den nur druckgeprüften Zylindern keine Auswirkung auf die Druckfestigkeit hatte. Da nach einigen Versuchen ausreichend Erfahrungswerte für die Druckfestigkeit nach den jeweiligen Prüfzeitpunkten zur Verfügung standen, wurden; um einerseits Kosten zu sparen und andererseits das Mischvolumen des Mischers besser ausnutzen zu können, nur noch drei Zylinder pro Betonage gefertigt. An diesen erfolgte zuerst die E-Modulprüfung und anschließend die Druckfestigkeitsprüfung. Bei einigen Mischungen wurden zusätzlich weitere drei Zylinder hergestellt, um die Druckfestigkeit und den E-Modul nach 28 Tagen festzustellen. Die Betonage der einzelnen Fügebauteile der Versuchskörper aus normalfestem und hochfestem Beton (Typ III) erfolgte an einem Tag. Aufgrund der großen Menge an Begleitprüfkörpern wurden zur Festigkeitsermittlung Zylinder (Durchmesser/Höhe 150 / 300 mm) und Würfel (Kantenlänge 150 mm) verwendet. Bei der Herstellung der Stege sind pro Mischung sechs Zylinder und drei Würfel produziert worden. Am Prüftag wurde die Druckfestigkeitsprüfung an drei Zylindern und anschließend die Ermittlung des E-Moduls an den verbliebenden drei Zylindern, wie bereits oben beschrieben, durchgeführt. Die drei zusätzlich hergestellten Würfel dienten zur Ermittlung von Umrechnungsfaktoren, um von der Würfel- auf die Zylinderdruckfestigkeit schließen zu können, da bei den folgenden Mischungen für die Platten nur noch Würfel hergestellt wurden. Alle Begleitprüfkörper sind am Tag nach der

Betonage ausgeschalt, für sieben Tage im Wasserbad bei 20 °C und anschließend im Normklima (20 °C, 65 % RH) gelagert worden. In der Tabelle 5.2 sind die Mittelwerte der Festigkeitsprüfungen aufgelistet. Detaillierte Angaben zu den Festigkeitswerten sind im Anhang A aufgeführt.

Tabelle 5.2: Mittlere mechanische Eigenschaften des Betons der Versuchskörper und des RPC

Serie	Versuchskörper	$f_{cm,cyl,150}$			E_{cm}			$f_{gcm,pr,40}$		$f_{gt,fl}$	
		N/mm ²			N/mm ²			N/mm ²		N/mm ²	
		Platten, Steg	1.Verfüllung	2.Verfüllung	Platten, Steg	1.Verfüllung	2.Verfüllung	1.Verklebung	2.Verklebung	1.Verklebung	2.Verklebung
1	1.1a-c	168	-	-	50876	-	-	137	129	18,7	17,1
	1.2a-c	174	162	156	52735	49526	49530	136	127	16,7	18,1
2	2.1a,c	179	168	161	51599	51100	50732	140	130	18,0	16,9
	2.1d-f	182	163	155	48236	49766	46765	140	143	18,0	16,9
	2.2a-c	169	145	131	-	-	-	121	132	17,2	16,2
	2.3a,b	170	163	155	48856	49766	46765	140	143	18,6	19,5
	2.3c,d	-	150	142	-	49320	49415	154	152	18,5	20,1
3	3.1a-c	176	162	164	49067	-	-	149	140	18,0	16,9
4	4.1a-c	178	162	164	-	-	-	149	140	18,0	16,9
	4.1d,e	166	154	159	52250	51238	51086	131	124	15,8	15,7
5	5.1a-c	176	162	156	50563	49526	49530	136	127	16,7	18,1
	5.1d-h	180	156	148	50542	49543	48090	147	147	18,5	20,1
	5.2a	167	154	159	51702	51238	51086	131	124	15,8	15,7
	5.3a,b	163	154	159	51369	51238	51086	131	124	15,8	15,7
	5.4a,b	161	154	159	51558	51238	51086	131	124	15,8	15,7
6	6.1a-c	165	145	131	-	-	-	-	-	-	-
	6.2a	170	163	155	48856	49766	46765	-	-	-	-
	6.3a	169	154	159	52497	51238	51086	-	-	-	-
7	7.1a-c	188	-	-	50999	-	-	144	140	18,1	16,9
8	8.1a-c	187	140	149	51010	45944	45944	144	140	18,1	16,9
	8.2a-c	181	149	137	49456	-	-	146	133	19,9	17,7
	8.3a-c	185	149	137	50274	-	-	143	133	19,8	17,7
9	9.1a-c	174	125	127	48101	39509	37862	110	109	17,2	14,1
11	11.1a-c	172	150	142	-	49320	49415	154	152	18,5	20,1
	11.2a,b	166	161	151	-	-	50810	124	130	15,6	14,5
	11.3a,b	164	161	151	-	-	50810	124	130	15,6	14,5
12	12.1a,b	146	146	145	50116	-	50521	124	130	15,6	14,5
	12.2a,b	154	146	145	50328	-	50521	124	130	15,6	14,5
13	13.1a	26	33	28	26979	-	-	-	-	-	-
	13.2a	26	33	28	26979	-	-	-	-	-	-
	13.3a	55	54	51	34539	-	-	-	-	-	-
	13.4a	55	54	51	34539	-	-	-	-	-	-
	13.5a	69	67	66	38141	-	-	-	-	-	-
	13.6a	69	67	66	38141	-	-	-	-	-	-
	13.7a	119	115	117	41814	-	-	-	-	-	-
	13.8a	119	115	117	41814	-	-	-	-	-	-

Zusätzlich zu den genannten Prüfungen erfolgten Zug- und Biegezugfestigkeitsprüfungen von einer Referenzmischung mit den Ausgangsstoffen der gleichen Charge, die bei den Versuchskörpern verwendet wurde. Die Ergebnisse dieser Prüfungen sind in Abschnitt 2 dargestellt.

Um die Oberflächenfestigkeit der UHPC-Fügeteile festzustellen, ist im Anschluss an die Versuchsdurchführung die Oberflächenhaftzugfestigkeit nach [DIN EN 1542, 1999] ermittelt worden. Hierzu wurden in der Nähe der Klebefläche auf die ungestrahlte Fläche Stahlstempel mit einem Durchmesser von 50 mm an einer durch eine Ringnut begrenzte Prüffläche aufgeklebt und abgezogen. Pro Mischung wurden mindestens drei Haftzugwerte genommen. Die Festigkeitswerte sind im Anhang A aufgelistet.

5.3.2 RPC-Klebstoff

Die Mischungszusammensetzung des verwendeten RPC-Klebstoffs kann Abschnitt 2 entnommen werden. Die Biegezug- und die Druckfestigkeit des RPC-Klebstoffs wurde mittels Prismen ($l/b/h = 160/40/40$ mm) in Anlehnung an [DIN EN 196-1, 2005] ermittelt. Mit einer RPC-Mischung wurden mehrere Versuchskörper verklebt. Von jeder Mischung sind drei Prismen hergestellt worden. Die Mittelwerte der Festigkeit des RPC-Klebstoffs der einzelnen Versuchskörper sind in der Tabelle 5.2 aufgeführt. Weitere Angaben zu den Festigkeitswerten sind im Anhang A zu finden.

5.3.3 Bewehrungsstahl

Zur Untersuchung des Schubtragverhaltens von bewehrten Klebefugen kam zum einen handelsüblicher, normalfester Bewehrungsstahl B500B mit verschiedenen Durchmessern und zum anderen ein hochfester Ankerstabstahl St 900/1100 mit Gewinderippen aus dem Stahlwerk Annahütte zum Einsatz [Z-12.5-96, 2010]. Dieser hatte einen Durchmesser von 15 mm.

Um die mechanischen Eigenschaften des verwendeten Bewehrungsstahls für die Fugenbewehrung und die Bewehrung der Versuchskörper festzustellen, wurden pro Charge drei Zugprüfungen nach [DIN EN ISO 15630-1, 2011] durchgeführt. Die Mittelwerte der Zugprüfungen können Tabelle 5.3 entnommen werden. Des Weiteren ist von den verwendeten Stählen und Durchmessern je eine repräsentative Spannungs-Dehnungslinie über den kompletten Dehnungsbereich in Bild 5.7 sowie der elastische Bereich der Spannungs-Dehnungslinien aller Zugproben in Bild 5.8 abgebildet.

Tabelle 5.3: Mittlere mechanische Eigenschaften der Bewehrung der Versuchskörper

Nr.	verwendet bei VK	Art	\varnothing	A_s	f_r	E_s	$R_{cH}=f_y$	$R_m=f_t$	$\varepsilon_u=A_{gt}$
			mm	mm ²		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	%
1	UHPC-VK	B500B	12	113,5	0,0683	202.800	597,8	685,9	10,20
2	UHPC-VK	B500B	14	157,0	-	199.967	558,3	669,3	10,33
3	UHPC-VK	B500B	20	311,5	0,0682	199.200	513,9	616,9	11,41
4	NC- u. HPC-VK	B500B	20	309,4	0,0678	205.133	558,7	658,9	10,40
5	NC- u. HPC-VK	St 900/1100	15	179,1	0,0752	197.733	960,2 ³⁾	1.169,8	4,07
6	Gewinde-Zugstangen VK 2.1a,c; 2.2a-c; 2.1d-f; 2.3a,b; 3.1a-c; 4.1a-c; 5.1a-c; 5.1d-f; 6.1a-c; 6.2a; 8.1a-c; 8.2a-c; 8.3a-c; 9.1a-c	5.6 (M10)	7,6 ¹⁾	44,9	-	221.633	523,9 ³⁾	601,2	3,45
7	Gewinde-Zugstangen VK 2.3c,d; 4.1d,e; 5.1g,h; 5.2a; 5.3a,b; 5.4a,b; 6.3a; Serie 11, 12 u. 13	5.6 (M10)	6,4 ¹⁾	32,3	-	200.000 ²⁾	447,9 ³⁾	508,2	4,37

¹⁾ gemessener Kerndurchmesser, Gewinde wegen DMS-Messung bereichsweise abgedreht

²⁾ E-Modul angenommen

³⁾ $R_{p0,2} = f_{0,2}$ angegeben

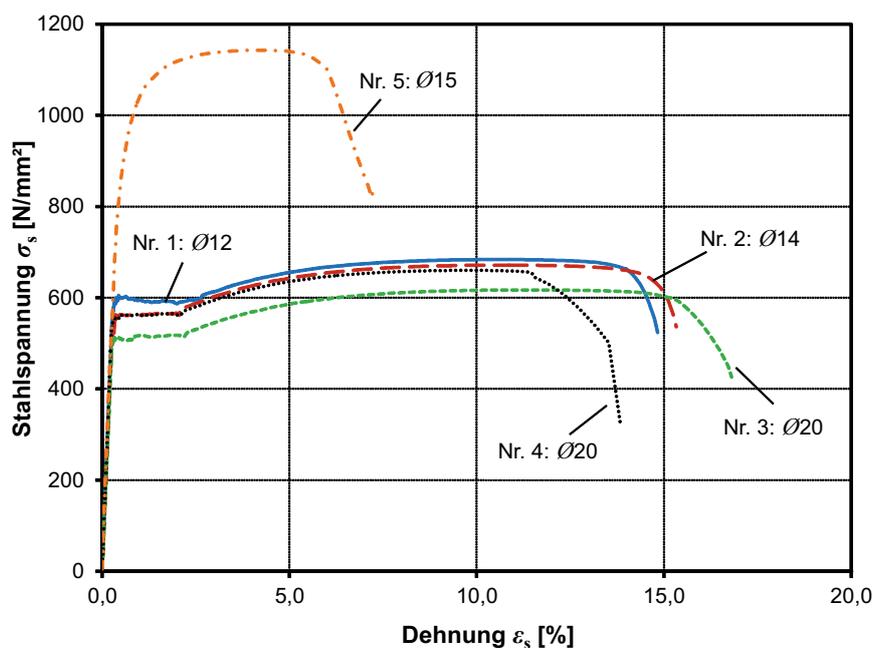


Bild 5.7: Repräsentative Spannungs-Dehnungs-Linien der Stähle B500B und St 900/1100

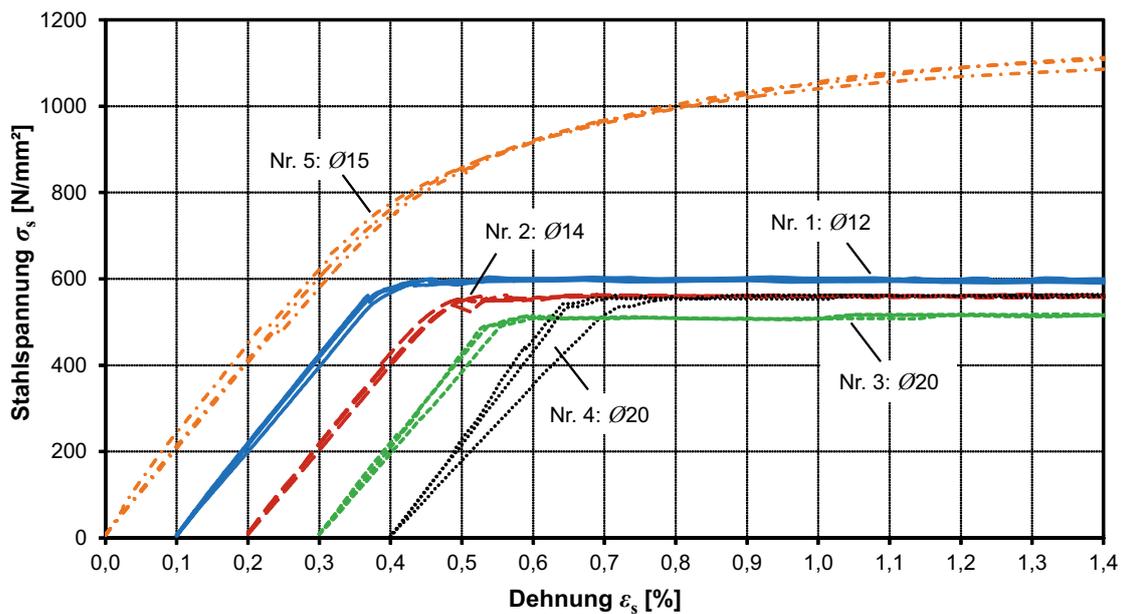


Bild 5.8: Spannungs-Dehnungs-Linien der Stähle B500B, St900/1100 im elastischen Bereich

Von dem als Stabstahl angelieferten Bewehrungsstahl wurden Stabstücke mit einer Bügelsäge abgeschnitten und mit Kopfplatten der Stahlgüte S 235 zu Bewehrungselementen verschweißt (Bild 5.6). Die Schweißarbeiten wurden am MPA BAU TUM durchgeführt. Zur Prüfung der Güte der Schweißnaht sind Schweißproben nach dem gleichen Verfahren wie bei den Bewehrungselementen hergestellt worden. Diese wurden vom gleichen Schweißer, der auch die Bewehrungselemente gefertigt hat, geschweißt. Anschließend erfolgte die Zugprüfung. Hierzu sind die Proben in eine spezielle Vorrichtung eingespannt worden (Bild 5.9, links). Wie zu erwarten war, sind alle Proben im Bereich der Schweißnaht gebrochen (Bild 5.9, rechts), da in diesem Bereich durch die Hitzeeinwirkung eine Querschnittsschwächung auftrat. Die Ergebnisse der Prüfung können Tabelle 5.4 und die Spannungs-Verformungs-Linien der Proben Bild 5.10 entnommen werden.

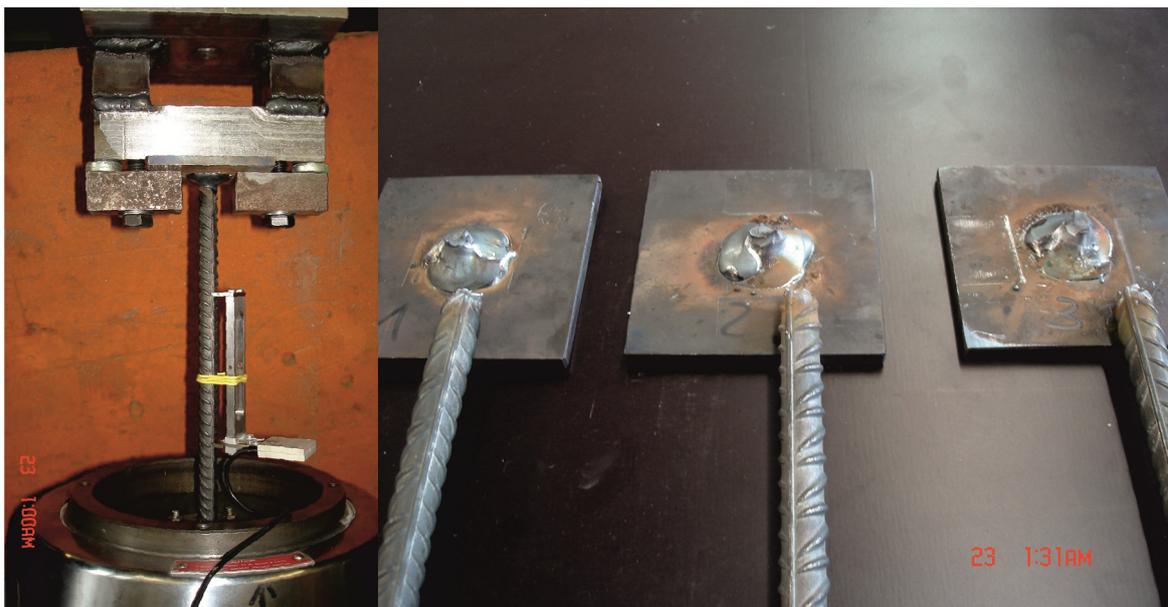


Bild 5.9: Prüfung der Schweißnaht der Bewehrungselemente

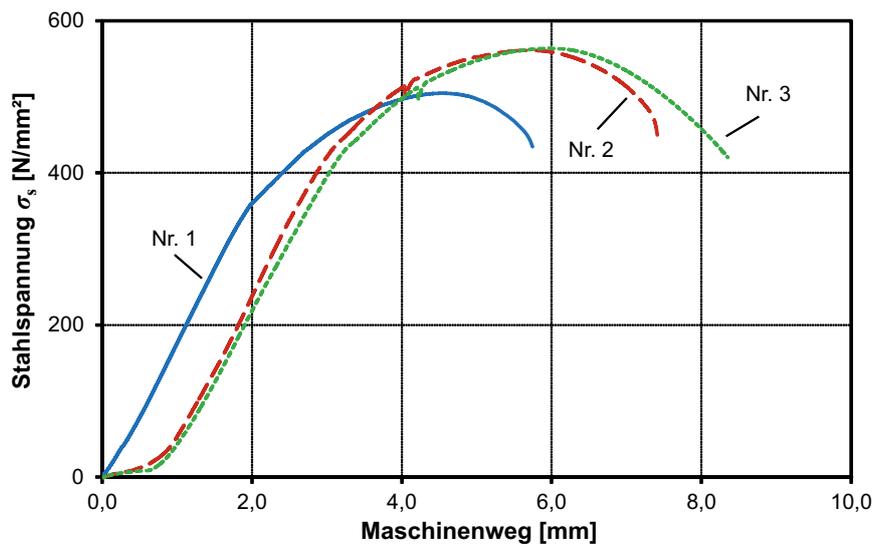


Bild 5.10: Spannungs-Verformungs-Linien der Schweißproben

Tabelle 5.4: Mechanische Eigenschaften der Schweißproben

Nr.	Art	\varnothing_s	A_s	$R_{p0,2}=f_{0,2}$
		mm	mm ²	N/mm ²
1	B500B	12	113,1	504,89
2	B500B	12	113,1	560,69
3	B500B	12	113,1	563,71
Mittelwert Nr.1-3				543,10

5.4 Herstellung

Die Verbundversuchskörper Typ I und Typ III wurden wie bereits erwähnt am Materialprüfungsamt für Bauwesen der Technischen Universität München (MPA BAU TUM) hergestellt und die Verbundversuchskörper Typ II in der Versuchshalle von Consult Materials in Mörfelden-Walldorf, die zur HOCHTIEF Solutions AG gehört, gefertigt. Die Schalung und die Betonage der Versuchskörper Typ II sind in Bild 5.11 gezeigt. Die beiden Fugenflächen des Steges und die Fugenflächen der Platten (bis auf Versuchskörper 11.1) wurden geschalt hergestellt, sodass nach [Mühlbauer, 2012] eine optimale Klebefläche erzielt werden konnte.

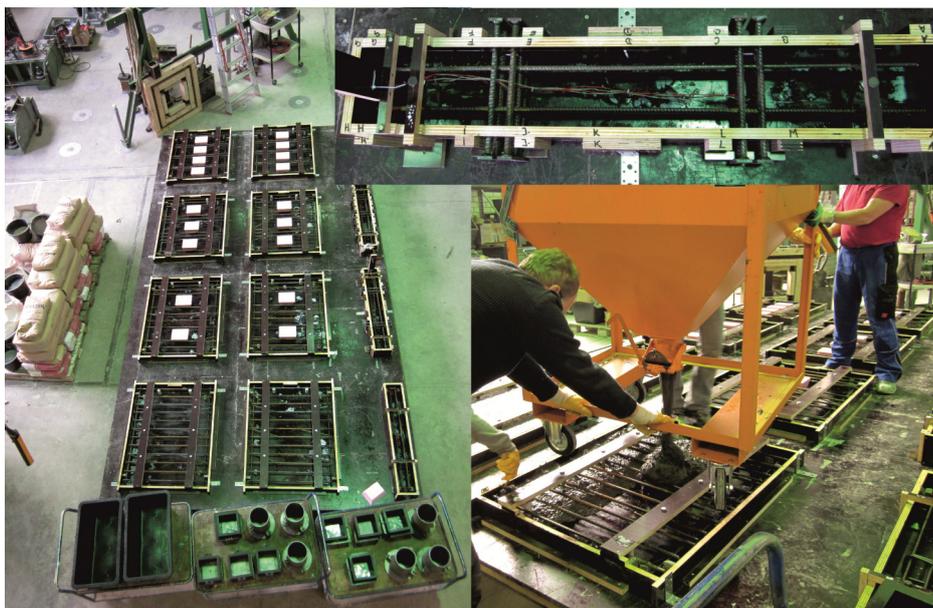


Bild 5.11: Herstellung der Platten und Stege der Verbundversuchskörper Typ II

Bei den Versuchskörpern Typ I und Typ II sind die Platten liegend, mit der Fugenfläche zur Schalseite zeigend, betoniert worden. Die Aussparungen in den Platten wurden mit Styrodurkörpern hergestellt. Die Platten waren einlagig mit Bewehrungsstäben $\varnothing 12$ mm an der Außenseite bewehrt. Die Betondeckung der Plattenbewehrung betrug 15 mm. Die Stege enthielten nur die Fugenbewehrung und vier Längsstäbe $\varnothing 10$ mm zur Fixierung. Genauere Angaben zu den Versuchskörpern und der Bewehrung sind im Anhang A enthalten. Der verwendete UHPC hatte eine selbstverdichtende Konsistenz. Somit musste dieser nicht verdichtet werden. Zur Nachbehandlung wurden die Platten, Stege und Begleitprüfkörper nach der Betonage mit Folie abgedeckt. Die Einzelteile eines Versuchskörpers (Steg und zwei Platten) stammten immer aus einer Mischung. Am Tag nach der Betonage sind die Versuchskörper ausgeschalt und zur Nachbehandlung für sieben Tage in nasse Jutesäcke eingepackt und mit einer Folie umwickelt worden. Die Begleitprüfkörper wurden für sieben Tage ins Wasserbad gelegt. Die anschließende Lagerung der Füge-teile und Probekörper erfolgte im Normklima (20 °C, 65 % RH). Um einen optimalen Verbund der Füge-teile sicherzustellen, wurden diese vor dem Verkleben mit festem Strahlgut gestrahlt. Dadurch konnte die Schlämpe an der Oberfläche entfernt und eine raue Fugenfläche erzeugt werden. Die Klebeflächen und die Aussparungen der Versuchskörper vom Typ I sind am MPA BAU TUM und vom Typ II bei der HOCHTIEF Solutions AG gestrahlt worden.

Als Klebstoff ist der am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München entwickelte RPC-Klebstoff verwendet worden. Detaillierte Angaben zur Rezeptur, zum Mischvorgang und zur Mischzeit können Abschnitt 2 entnommen werden. Um Spannungsspitzen im Lasteinleitungsbereich der Fugen zu vermeiden, hatten die Versuchskörper eine verbundfreie Vorlänge von 5 cm. Diese wurde durch Anordnung einer Teflonfolie sichergestellt. Damit die Verfüllfläche frei von RPC-Klebstoff blieb, waren an den Rändern der Aussparungen Klebestreifen am Steg angeordnet. Somit konnte ein optimaler Verbund zwischen der Verfüllung und dem Steg gewährleistet werden. Die Klebestreifen wurden vor der Verfüllung wieder entfernt. Das Zusammenfügen der Verbundversuchskörper erfolgte durch das Personal des MPA BAU TUM und ist in Bild 5.12 dargestellt. Vor dem Verkleben wurde die Klebefläche von Staub befreit und mit einem nassen Schwamm mattfeucht vorgeätzt, um ein Austrocknen des RPC-Klebstoffs zu verhindern (Bild 5.12, a). Auf der Platte wurde eine dünnere und auf dem Steg eine dickere Schicht RPC-Klebstoff aufgetragen (Bild 5.12, b). Anschließend wurden die Fügeteile miteinander verklebt (Bild 5.12, c). Der Kraftschluss zwischen der Fugenbewehrung und der Platte erfolgte durch Verfüllung der Aussparungen (Bild 5.12, d). Dazu kam ebenfalls (bis auf Serie 9 und 12) die grobkörnige UHPC-Mischung B5Q mit einem Fasergehalt von 2,5 Vol.-% zum Einsatz. Danach sind die Versuchskörper mit nassen Jutesäcken und Folie abgedeckt worden. Die Verklebung der Fügeteile erfolgte im Normklima. Nach einer Aushärtezeit von drei Tagen wurden die Versuchskörperhälften gedreht, die zweite Platte aufgeklebt sowie die Aussparungen verfüllt. Die gefügten Versuchskörper wurden zur Nachbehandlung für sieben Tage in nasse Jutesäcke eingepackt und mit Folie abgedeckt und danach bis zur Prüfung im Normklima gelagert. Nachdem die zweite Platte aufgeklebt war, härteten die gefügten Versuchskörper bis zur Prüfung mindestens vierzehn Tage aus.



Bild 5.12: Zusammenfügen eines Verbundversuchskörpers (beispielhaft bei Typ II)

Bei Normalbeton hat die Oberflächenstruktur einen großen Einfluss auf das Tragverhalten von Verbundfugen. Aus diesem Grund sind neben der vorrangig in dieser Arbeit verwendeten schalglatten, gestrahlten Oberfläche auch noch weitere Oberflächenstrukturen untersucht worden. Dies erfolgte im Rahmen einer vom Verfasser dieser Arbeit betreuten Bachelor Thesis [Hackl, 2012]. Dabei wurden Versuche mit folgenden Oberflächenstrukturen durchgeführt:

- ungeschalte, gestrahlte Oberfläche
- trapezprofilerte, gestrahlte Oberfläche

Bei den Versuchskörpern mit ungeschalteter Oberfläche ist eine Fugenseite des Stegs die Schalungsunterseite → schalglatte Oberfläche. Die andere Fugenseite des Stegs befand sich an der Einfüllseite. Diese wurde nach dem Einbau des Betons mit einer Kelle abgezogen und mit einer Folie abgedeckt → ungeschaltete Oberfläche. Die Fugenflächen der Platten wurden geschalt hergestellt. Vor dem Verkleben wurden alle Fugenflächen mit festem Strahlgut gestrahlt.

In Bild 5.13 ist links der Verbundversuchskörper Typ I mit trapezprofilierter Oberfläche dargestellt. Detaillierte Angaben zur Herstellung können [Hackl, 2012] entnommen werden. Bei diesem Versuchskörper waren die Fugenoberflächen des Steges und der Platten trapezprofilert. Diese Struktur wurde durch MDF-Schalplatten, aus denen ein Negativ der späteren Oberfläche gefräst wurde, hergestellt. Die gewählte Trapezprofilgeometrie ist in Bild 5.13, rechts abgebildet. Beim Verkleben der Füge-teile wurde auf die gestrahlte Stegfläche und auf die gestrahlte Plattenfläche RPC-Klebstoff aufgetragen und die Füge-teile miteinander verklebt.

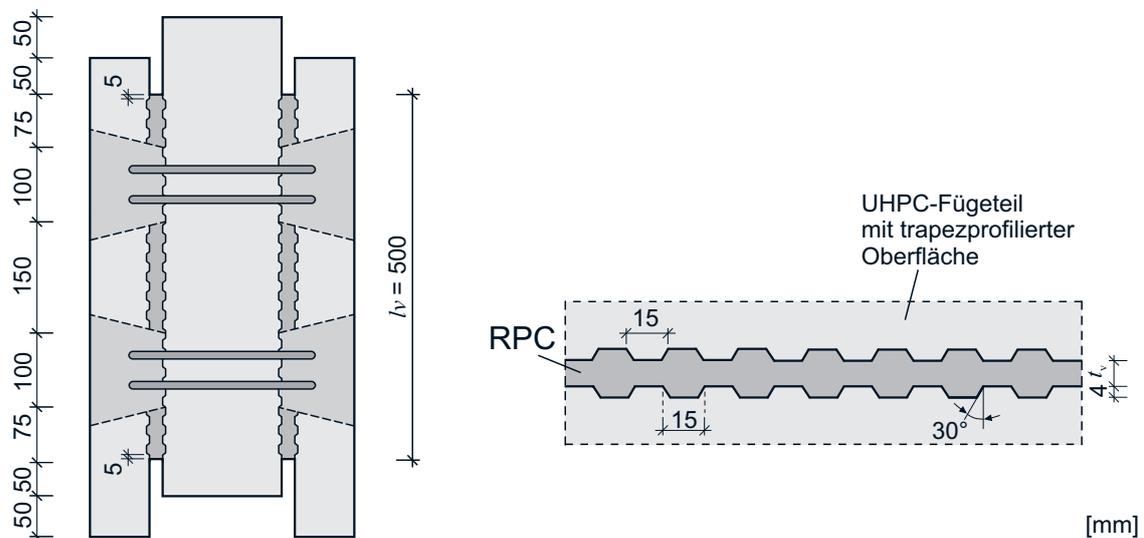


Bild 5.13: Verbundversuchskörper Typ I mit trapezprofilierter Oberfläche

Bedingt dadurch, dass der Verbundversuchskörper Typ III keine Aussparungen hatte, unterscheidet sich die Herstellung gegenüber der von den Versuchskörpern Typ I und Typ II. Zuerst wurde der Steg betoniert (vgl. Bild 5.14, links). Nach einer Aushärtezeit von vier Tagen wurde dieser ausgeschalt und die Fugenflächen mit Teflon beklebt sowie die Plattenschalung über den Steg gebaut. Am fünften Tag nach der Herstellung des Steges erfolgte die Betonage der Platten. Diese härteten bis zum Ausschalen zwei Tage aus. Anschließend wurde das Halbfertigteil gedreht, die zweite Plattenschalung angebracht und am darauffolgenden Tag die Platten betoniert worden. Bei

allen Betonfestigkeitsklassen wurde der eingebrachte Beton mit einer Rüttelflasche verdichtet. Die Stege und Platten der Versuchskörper sind unbewehrt ausgeführt worden. Zwei Tage später wurde der fertige Versuchskörper ausgeschalt, in nasse Jutesäcke eingepackt, mit Folie umwickelt und für sieben Tage in diesem Zustand gelagert. Danach erfolgte die Lagerung im Normklima. Die Begleitprüfkörper der Stege und Platten wurden immer am nächsten Tag ausgeschalt, für sieben Tage im Wasserbad und anschließend bis zur Prüfung im Normklima gelagert. Während des Herstellungsprozesses wurden die schon betonierten Teile des Versuchskörpers immer mit nassen Jutesäcken und Folie abgedeckt, um eine optimale Nachbehandlung sicherzustellen.

Bis zur Prüfung härteten die fertig gefügten Verbundversuchskörper 24 Tage aus. Die Prüfung der Versuchskörper erfolgte innerhalb von vier Tagen. Die Rezepte der Betonmischungen wurden so entworfen, dass zum Prüfzeitpunkt die erforderliche Festigkeit erreicht und die Festigkeitsentwicklung der Fügeiteile zum Zeitpunkt der Prüfung nahezu abgeschlossen sein sollte.



Bild 5.14: Herstellung der Verbundversuchskörper Typ III

5.5 Versuchsdurchführung und Messtechnik

Die gefügten Verbundversuchskörper wurden in einer servohydraulischen 4-Säulen-Druckprüfmaschine mit 10 MN Prüfbereich der Firma Toni Technik geprüft (Bild 5.15). Die Belastung erfolgte weggesteuert. Bei dem Versuchskörper Typ I betrug die Belastungsgeschwindigkeit, nachdem die Vorlast in Höhe von 60 kN aufgebracht war, 0,6 mm/min. Nach einem Maschinenweg von 1,2 mm wurde die Geschwindigkeit auf 1,2 mm/min verdoppelt, um die Versuchsdauer zu verkürzen. Der Adhäsionsbruch der Verklebung war bei diesem Maschinenweg bereits eingetreten, die Fugenbewehrung war noch nicht plastiziert. Da bei dem Versuchskörper Typ II der Maschinenweg beim Adhäsionsbruch noch nicht bekannt war, wurde eine mittlere Geschwindigkeit von 1,0 mm/min über die gesamte Versuchsdauer gewählt. Bei dem Versuchskörper Typ III und den Versuchskörpern 11.2 und 11.3 (Tabelle 5.1) betrug die Belastungsgeschwindigkeit einheitlich 0,6 mm/min.

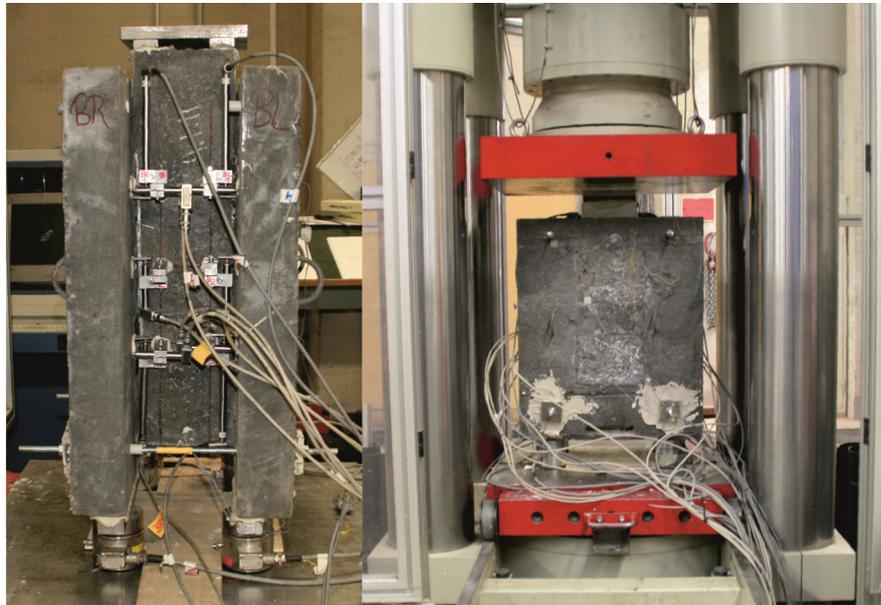


Bild 5.15: Versuchskörper Typ I mit Messtechnik (links) und in der Prüfmaschine (rechts)

Mit induktiven Wegaufnehmern wurden die vertikalen und horizontalen Relativverschiebungen der Platte zum Steg gemessen (Bild 5.15). Die vertikalen und horizontalen induktiven Wegaufnehmer waren an der jeweiligen Messstelle mit einem gemeinsamen Halter befestigt. Die Messspitzen der vertikalen Wegaufnehmer stützten sich gegen Stahlwinkel ab und die Messspitzen der horizontalen Wegaufnehmer wurden direkt auf der schalglatten ebenen UHPC-Platte platziert. Falls Störstellen, wie z. B. Luftporen, in der UHPC-Platte im Bereich des Messweges vorhanden waren, wurde ein Stahlplättchen auf die Platte geklebt, um eine Beeinflussung des Messergebnisses zu vermeiden. Bei den Versuchskörpern Typ I und III sind jeweils in der Höhe der Aussparungsmitten horizontale und vertikale Wegaufnehmer an den vier Fugenseiten und bei Typ I noch zusätzlich vertikale Wegaufnehmer in der Fugenmitte angebracht worden (Bild 5.16 u. Bild 5.18). Bei Versuchskörper Typ II befanden sich die Wegaufnehmer gemäß Bild 5.17 an drei über die Höhe verteilten Messebenen an den jeweiligen Fugenseiten. Die Aufnahme der Gesamtverschiebung erfolgte bei allen Versuchskörpern durch den in der Prüfmaschine integrierten Wegaufnehmer.

Um die Lastverteilung auf die beiden Fugen zu ermitteln, wurde jede Platte auf zwei Kraftmessdosen aufgelagert. Zur Aufnahme der aufgebracht Gesamtkraft ist die in der Prüfmaschine integrierte Kraftmessdose verwendet worden.

Die Beanspruchung der Zugstangen wurde mittels Dehnungsmessstreifen gemessen. Dazu kamen Linear-DMS vom Typ FLA-6-11 mit einem Epoxid-Träger L/B 12,5 x 4,3 mm und einem Messgitter L/B 6 x 2,2 mm zum Einsatz.

Über mehrere Messverstärker (Typ Spider 8 der Firma HBM), die an einem Computer angeschlossen waren, wurden alle Messwerte mit einer Messrate von 5 Hz aufgezeichnet.

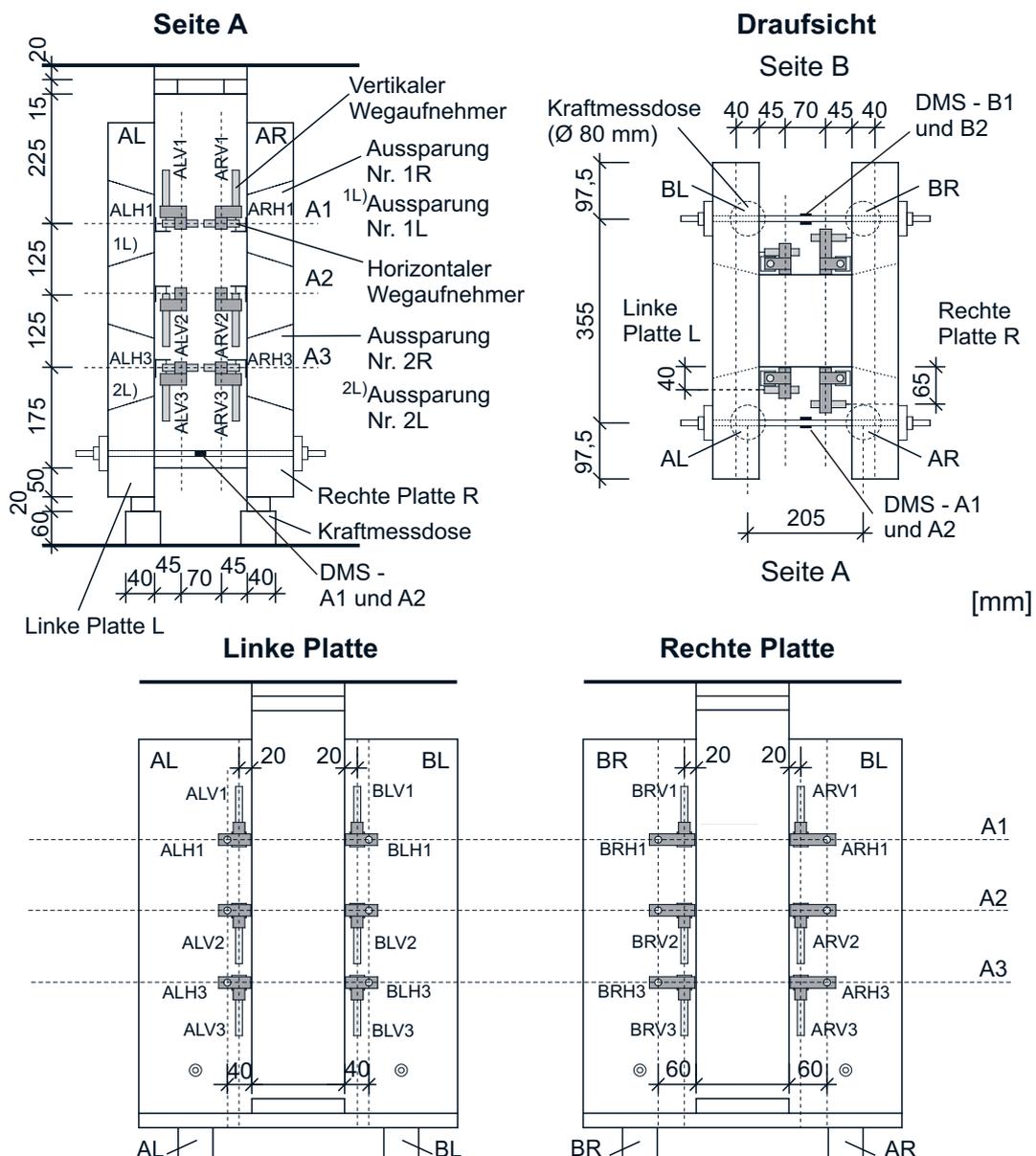


Bild 5.16: Messtechnik der Verbundkörperversuche Typ I

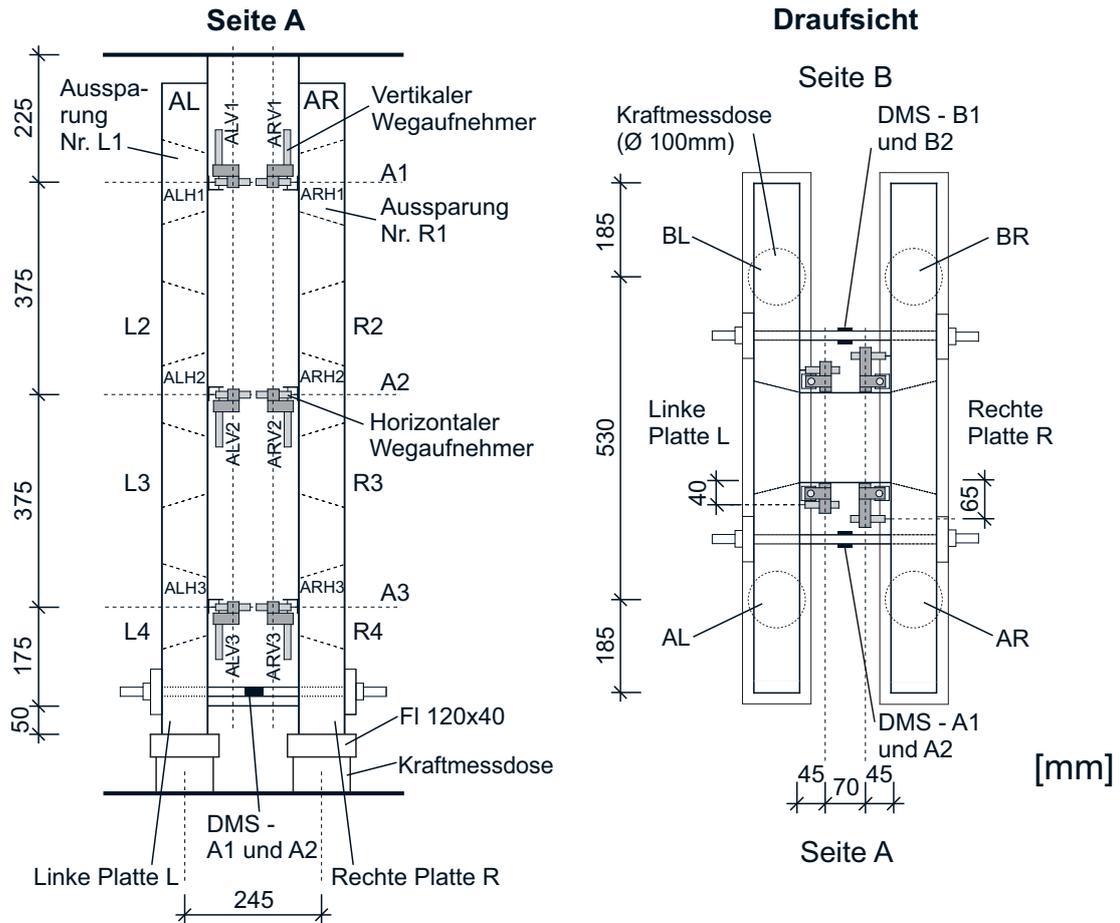


Bild 5.17: Messtechnik der Verbundkörperversuche Typ II

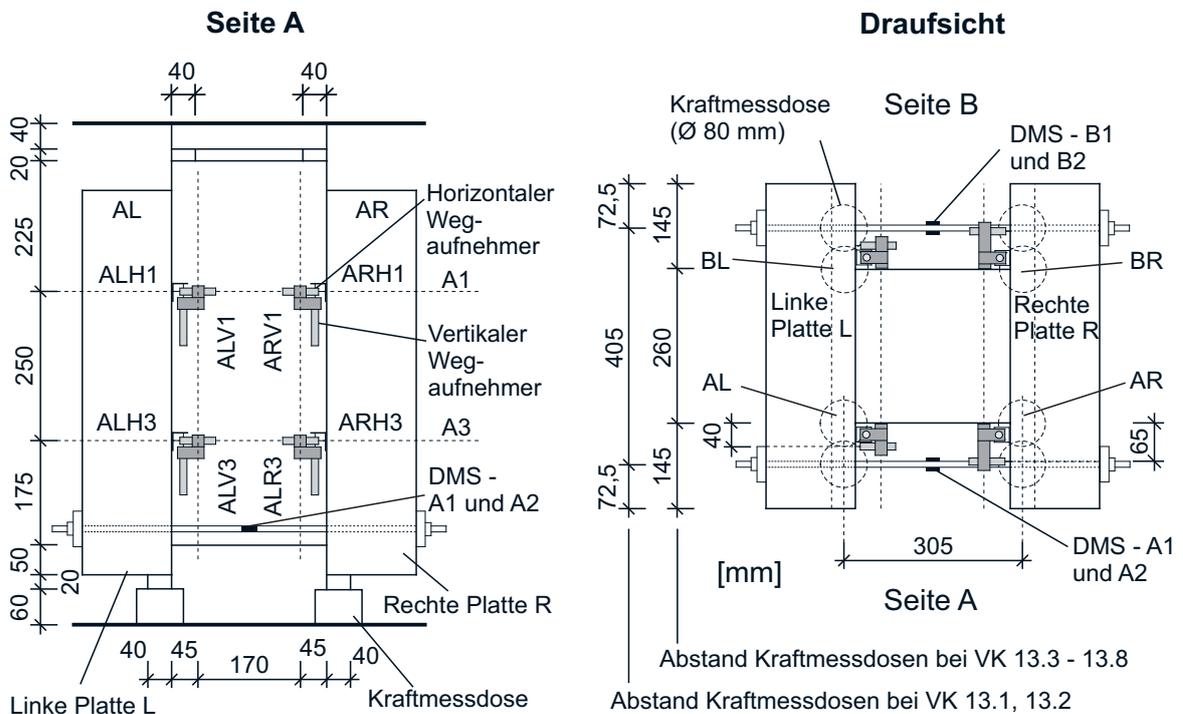


Bild 5.18: Messtechnik der Verbundkörperversuche Typ III

Bei einigen Versuchskörpern des Typs I und II wurden die Dehnungen der Fugenbewehrung der Seite A (Bild 5.16) des Versuchskörpers mittels Dehnungsmessstreifen (DMS) gemessen. Es kamen zum einen herkömmliche Linear-DMS und zum anderen Bolzen-DMS zum Einsatz. Als Linear-DMS wurden sehr kleine DMS vom Typ FLA-1-11 mit einem Epoxid-Träger L/B 5 x 2,5 mm und einem Messgitter L/B 1 x 1,3 mm verwendet. Diese sind an die Seitenflächen der eingeschlitzten Bewehrungsstäbe geklebt worden (Bild 5.19 und Bild 5.20). Aufgrund des sehr schmalen Schlitzes wurde der Verbund zwischen UHPC und Bewehrungsstab nur geringfügig gestört. Die Dehnungsmessstreifen waren bei den meisten Versuchskörpern in der Messebene 1 (3 mm von der Klebefuge entfernt) und bei einigen Versuchskörpern über die Höhe der Bewehrungsstäbe verteilt (Bild 5.19, Detail) angeordnet. Somit konnte die Biege- und Normkraftbeanspruchung des Stabes ermittelt werden. Die Bezeichnung der Dehnungsmessstreifen z. B. 2aL1 setzt sich aus der Ebene der Dehnungsmessstreifen, der jeweiligen Seite der Bewehrung, der Plattenseite und der Nummer der Aussparung zusammen – die obere Aussparung hat die Nr. 1 (Bild 5.16 und Bild 5.17).

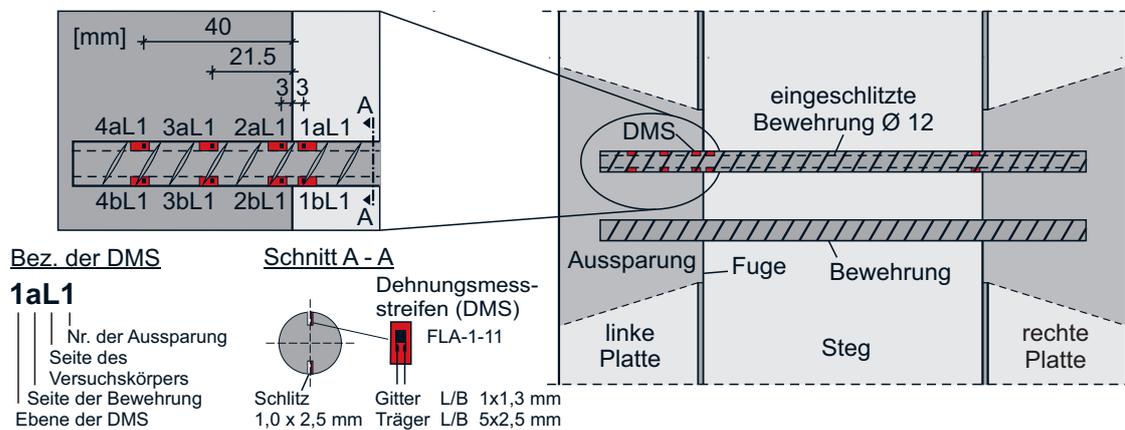


Bild 5.19: Dehnungsmessung Bewehrungsstäbe Ø 12 Versuchskörper Typ I und Typ II

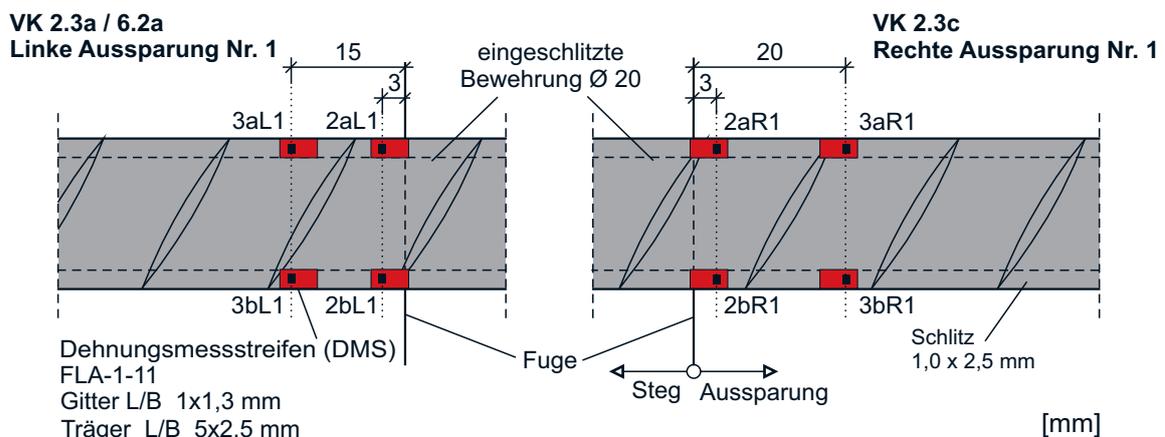


Bild 5.20: Dehnungsmessung Bewehrungsstäbe Ø 20 Versuchskörper 2.3a und 2.3c (Typ I)

Des Weiteren wurden Bewehrungsstäbe mit Bolzen-Dehnungsmessstreifen vom Typ BTM-6C mit einem Träger L/B 12 x 1,7 mm und einem Messgitter L/B 6 x 1 mm ausgestattet. Hierzu ist vom Bewehrungsstabende ein Loch mit einem Durchmesser von 2 mm mittig in den Kreisquerschnitt bis zur Fugenebene gebohrt worden. Dieses wurde mit Spezialklebstoff gefüllt und anschließend wurde ein Bolzen-DMS eingesetzt, der genau mittig in der Fugenebene angeordnet war. Mit diesem Verfahren war es möglich, die reine Normalkraftbeanspruchung ohne einen Biegeeinfluss – wenn die Bohrung exakt in der Mitte ist – direkt in der Fuge zu messen. Die Bezeichnung der Bolzen-DMS z. B. L1 setzt sich aus der Plattenseite und der Nummer der Aussparung zusammen.

Zur Dehnungsmessung an den Bewehrungsstäben der Versuchskörper Typ III wurde aus Herstellungsgründen ein breiterer, flacherer Schlitz (3,0 x 1,5 anstatt 1,0 x 2,5 mm) in die Bewehrung gefräst. Anschließend sind die DMS auf die Ober- und Unterseite der Bewehrungsstäbe appliziert worden. Als Dehnungsmessstreifen kamen Linear-DMS vom Typ FLK-1-11 mit einem Epoxid-Träger L/B 4,5 x 1,4 mm und einem Messgitter L/B 1 x 0,7 mm zum Einsatz. Die Bezeichnungen der DMS sind Bild 5.21 und Bild 5.22 zu entnehmen.

Die feinen isolierten Anschlussdrähte der DMS wurden bei allen Versuchskörpern in den Schlitz zur Bewehrungsstabmitte geführt. Dort sind diese Drähte mit Kabeln verlötet worden. Die Kabel wurden in Stegmitte zur Unterseite des Steges geführt und dort aus dem Steg herausgeführt. Nachdem die DMS in den Bewehrungsstäben eingeklebt waren, wurden die Schlitz mit Silikon verfüllt. So konnten die DMS vor mechanischer Beanspruchung und Feuchtigkeit während des Betoniervorgangs geschützt werden.

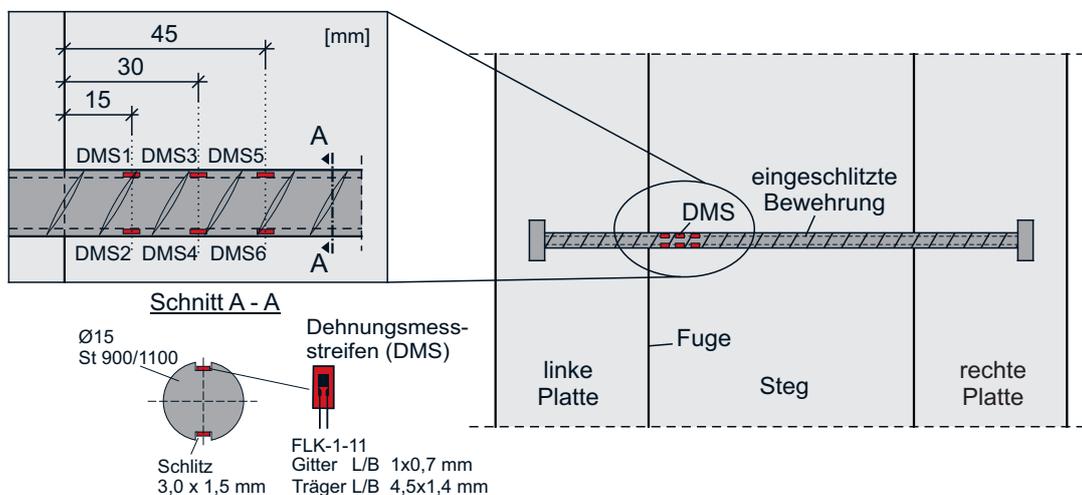


Bild 5.21: Dehnungsmessung Bewehrungsstäbe $\varnothing 15$ Versuchskörper Typ III

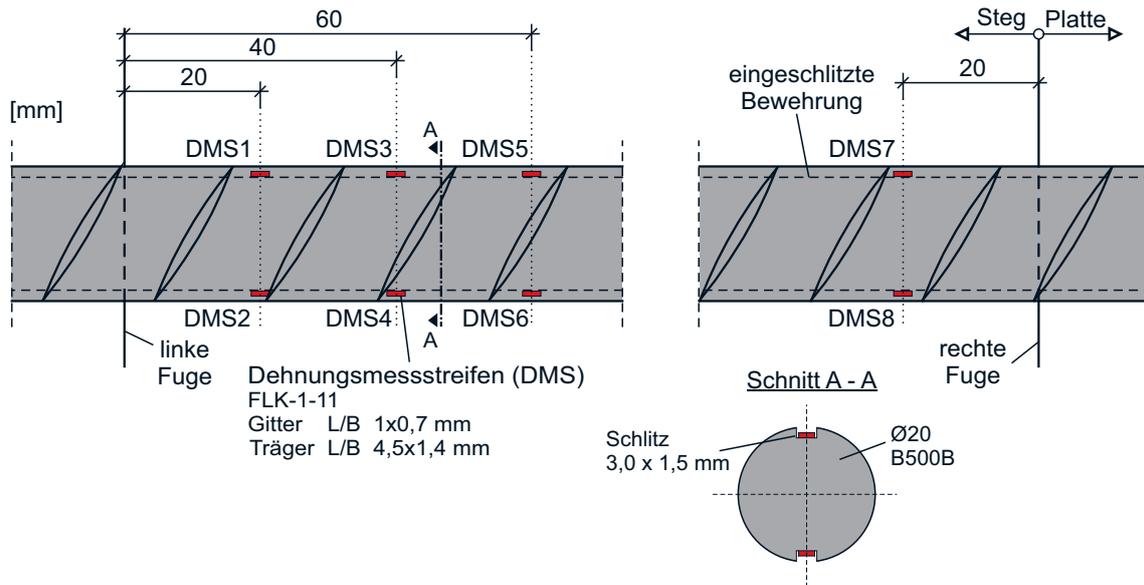


Bild 5.22: Dehnungsmessung Bewehrungsstäbe $\varnothing 20$ Versuchskörper Typ III

5.6 Versuchsergebnisse

In der nachfolgenden Tabelle 5.5 sind die Versuchsergebnisse der Verbundkörperversuche zusammengefasst. Im Einzelnen ist der Mittelwert der Relativverschiebung der Füge­teile w , die Fugenöffnung v und die Kraft pro Fuge F_j der Versuchskörper für die maßgebenden Punkte aufgeführt. Die Indizes stehen für die Relativverschiebung, Öffnung und Kraft bzw. Schubspannung beim Adhäsionsbruch ad , bei der Plastizierung der Bewehrung pl und beim Versagen der Bewehrung fa . Die Einzelwerte der Versuchskörper für die linke Fuge L und der rechten Fuge R können der Anlage A entnommen werden.

Zur Sicherstellung einer „reinen“ Schubbeanspruchung der Fugen, waren, wie in Abschnitt 5.5 beschrieben, Zugstangen angeordnet. Die aus den Zugstangen resultierende Normalkraftbeanspruchung auf die Fugen wurde mit einem Reibungsbeiwert von $\mu = 1,0$ von der aufgetragenen Versuchskraft abgezogen.

Tabelle 5.5: Versuchsergebnisse als Mittelwerte der Verbundkörperversuche

Serie	Versuchskörper	$w_{ad,m}$	$w_{pl,m}$	$w_{fa,m}$	$v_{pl,m}$	$v_{fa,m}$	$F_{ad,m}$	$F_{pl,m}$	$F_{fa,m}$
		mm	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN
1	1.1a-f	0,014	-	-	-	-	349,4	-	-
	1.2a-c	0,014	-	-	-	-	344,0	-	-
2	2.1a,c	0,029	0,304	6,332	0,177	0,996	462,8	669,0	514,0
	2.1d-f	-	0,417	6,400	0,127	0,667	-	460,6	477,7
	2.2a-c	0,023	0,370	7,302	0,172	0,689	360,6	489,1	481,5
	2.3a,b	-	0,460	11,178	0,136	0,840	-	517,4	588,1
	2.3c,d	0,034	0,440	12,187	0,159	0,902	415,8	588,2	628,1
3	3.1a-c	-	0,387	7,201	0,156	0,781	-	499,1	480,1
4	4.1a-c	-	1,705	8,420	0,421	0,977	-	776,4	807,3
	4.1d,e	0,023	1,470	8,847	0,436	1,154	371,4	873,6	882,0
5	5.1a-c	0,024	0,434	6,404	0,230	0,936	419,4	827,1	716,6
	5.1d-h	-	0,452	6,247	0,154	0,615	-	694,8	694,6
	5.2a	0,017	0,199	6,416	0,148	1,020	307,8	269,9	145,7
	5.3a,b	0,026	0,165	6,967	0,105	0,945	465,8	470,9	285,8
	5.4a,b	0,029	0,572	6,286	0,226	0,759	457,9	1048,0	983,4
6	6.1a-c	-	0,419	7,383	0,075	0,450	-	303,8	475,0
	6.2a	-	0,520	12,939	0,076	0,851	-	351,9	589,5
	6.3a	-	1,606	10,534	0,300	1,206	-	616,5	731,9
7	7.1a-c	0,023	-	-	-	-	472,6	-	-
8	8.1a-c	0,026	0,448	5,656	0,177	0,813	469,1	895,0	766,9
	8.2a-c	0,030	0,521	6,062	0,191	0,893	476,0	1257,4	1200,9
	8.3a-c	0,032	0,703	5,836	0,224	0,831	436,1	1599,6	1539,6
9	9.1a-c	0,026	0,408	8,547	0,186	0,983	352,0	534,9	481,2
11	11.1aL-cL	0,034	0,408	6,440	0,170	0,855	495,5	903,0	777,8
	11.2a,b	0,041	0,476	7,037	0,306	1,664	483,3	1482,9	896,5
	11.3a,b	0,038	0,563	10,482	0,275	1,696	505,1	1495,1	768,4
12	12.1a,b	0,031	0,370	7,465	0,167	0,850	442,7	584,5	505,0
	12.2b	0,028	0,419	14,348	0,155	1,157	395,4	583,2	654,2
13	13.1	-	1,697	1,812	0,134	0,152	-	138,2	139,8
	13.2	-	2,524	3,704	0,176	0,250	-	117,2	127,5
	13.3	-	1,212	12,558	0,130	1,096	-	189,2	256,8
	13.4	-	2,244	10,179	0,189	0,581	-	159,7	226,7
	13.5	-	0,995	12,086	0,110	0,907	-	189,0	281,1
	13.6	-	2,001	9,748	0,186	0,676	-	182,1	247,7
	13.7	-	0,616	15,889	0,105	0,610	-	203,9	343,6
	13.8	-	1,827	9,543	0,228	0,666	-	223,8	266,5

5.7 Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten

5.7.1 Allgemeines

Das Trag- und Verformungsverhalten der „reinen“ und bewehrten Klebefuge ist von verschiedenen Einflüssen abhängig. Zur Beurteilung dieser Einflüsse werden Last-Verschiebungs-, Last-Dehnungs- und Verschiebungs-Fugenöffnungs-Kurven herangezogen. Mittels dieser Beziehungen kann das Trag- und Verformungsverhalten anschaulich dargestellt und analysiert werden. Des Weiteren werden die Versagensarten der Fugen anhand von Bruchbildern beurteilt.

Der Vergleich der Versuchsergebnisse erfolgt an ausgewählten Versuchskörpern, von denen jeweils repräsentative Kurven einer Fuge herangezogen werden. Beispielsweise bedeutet die Kurvenbezeichnung 2.1cL, dass die Ergebnisse des Versuchskörpers „2.1“ der Versuchsnummer „c“ der linken Fuge „L“ dargestellt sind. Die Relativverschiebung w und die Fugenöffnung v sind Mittelwerte, die aus den Ergebnissen der über die Fugenlänge angeordneten Messstellen gleicher Art ermittelt werden.

Da die Versuchskörper teilweise unterschiedliche Fugenbewehrungsgehalte und Fugenbewehrung mit verschiedenen Streckgrenzen aufweisen, werden zum Vergleich dieser Ergebnisse normierte Versuchslasten berechnet. Dabei wird die Kraft pro Fuge auf die Streckgrenze und die Stahlfläche der Bewehrung bezogen. Nachstehend wird zuerst das grundsätzliche Trag- und Verformungsverhalten von „reinen“ und bewehrten Klebefugen erläutert. Anschließend werden die Einflussparameter auf die bewehrte Klebefuge beurteilt.

5.7.2 „reine“ und bewehrte Klebefuge

Allgemeines

In [Mühlbauer, 2012] wurden umfangreiche Versuche zur „reinen“ Verklebung durchgeführt. Hierbei wurde neben einem einachsig belasteten Schub-Druck-Probekörper mit unterschiedlicher Fugenneigung ebenfalls ein Schub-Druck-Probekörper mit zweiachsialer Lasteinleitung, bestehend aus zwei zusammengeklebten L-förmigen Fügebauteilen, verwendet. Zur Untersuchung der bewehrten Klebefuge war es aufgrund des entwickelten Fügeverfahrens erforderlich, einen anderen Versuchskörpertyp zu konzipieren. Um die Übertragbarkeit der Ergebnisse der Untersuchungen zur „reinen“ Verklebung auf den neuen Versuchskörpertyp zu überprüfen, wurden Referenzversuche ohne Fugenbewehrung und ohne Aussparungen, also nur mit Verklebung, durchgeführt.

Tragfähigkeit und Last-Verschiebungs-Beziehung

Bild 5.23 zeigt die Last-Verschiebungs-Charakteristika der Verbundfuge mit „reiner“ Verklebung (Versuchskörper 1.1e, rechte Fuge) und mit bewehrter Verklebung (Versuchskörper 2.1c, linke Fuge). Die Relativverschiebung ist dabei mit logarithmischer Skalierung dargestellt. Bei der „reinen“ Verklebung ist bis zur Adhäsionstragfähigkeit der Fuge F_{ad} nur eine sehr geringe Relativverschiebung festzustellen. Der Adhäsionsbruch trat bei den Versuchen mit Versuchskörper 1.1 bei einer Relativverschiebung von etwa 0,015 mm mit einem lauten Knall ein. Nach dem Bruch fiel die Last schlagartig auf null ab. Das sehr spröde Adhäsionsversagen wurde auch in [Mühlbauer, 2012]

festgestellt. Die Adhäsionstragfähigkeiten nach [Mühlbauer, 2012] und die Ergebnisse der Untersuchungen in dieser Arbeit werden in Abschnitt 5.7.11 gegenübergestellt.

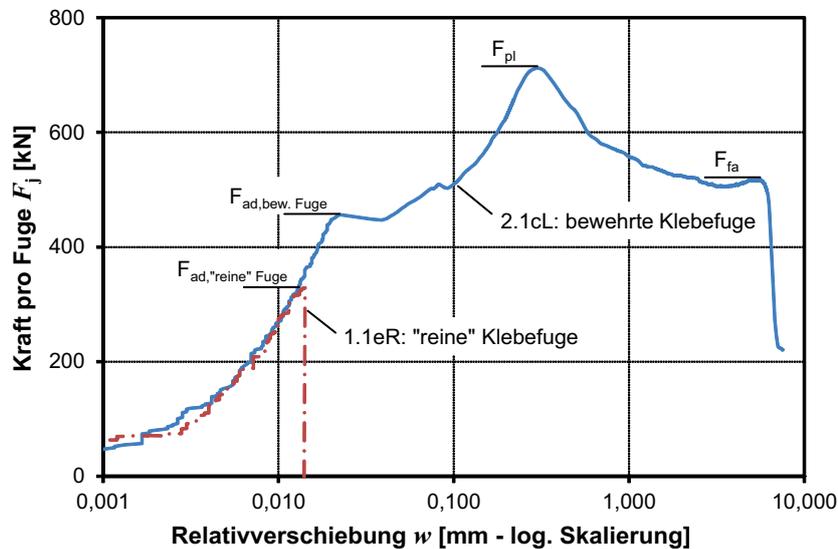


Bild 5.23: Last-Verschiebungs-Kurven „reine“ und bewehrte Klebefuge (log. Skalierung)

Bei den Versuchskörpern 2.1 mit bewehrter Klebefuge trat der Adhäsionsbruch bei einer geringfügig größeren Relativverschiebung in Höhe von etwa 0,03 mm ein. Dieser war auch akustisch durch ein Knistern in der Fuge zu vernehmen. Der Adhäsionsbruch führte zu einer Relativverschiebung der Fugenufer und zu einem geringen Lastabfall bis die Bewehrung in der Klebefuge aktiviert werden konnte, wie Bild 5.23 zeigt. Die Aktivierung der Bewehrung ist an dem deutlichen Anstieg der Dehnungen der Bewehrungsstäbe in Bild 5.30 zu erkennen. Nach dem Adhäsionsbruch konnte die Kraft bis zum Erreichen der plastischen Fugentragfähigkeit F_{pl} (Plastizierung der Bewehrung) weiter gesteigert werden. Aufgrund der sehr steifen Bettung der Bewehrung im UHPC-Gefüge fing die Bewehrung nach einer Relativverschiebung der Fuge von ca. 0,3 mm zu fließen an. Bei dieser Relativverschiebung stellt sich auch die maximale über die Fuge übertragbare Kraft ein. Mit dem Fließen der Bewehrung nahm diese Kraft zunächst ab und stieg dann mit zunehmender Relativverschiebung wieder leicht an. Nach einer Relativverschiebung von 6,1 - 6,7 mm versagten schließlich die Bewehrungsseisen bei den Versuchskörpern 2.1. Die Last beim Versagen der Bewehrungsseisen wird als Bruchtragfähigkeit der Fuge F_{fa} bezeichnet. Bei einigen Versuchskörpern versagten die Bewehrungsseisen nacheinander, was an dem treppenförmigen Verlauf der Last-Verschiebungs-Kurven ersichtlich ist (Anlage A). Das Versagen der einzelnen Bewehrungsseisen war deutlich durch einen lauten Knall hörbar. Die Versuchskörper wurden bis zum endgültigen Ausfall aller Bewehrungsseisen belastet. Somit konnten die Fügeiteile direkt nach dem Versuch auseinander genommen und die Fugenflächen begutachtet werden.

Durch das Fügeverfahren der bewehrten Klebefuge bestand die Fuge aus RPC-Klebstoff und der UHPC-Verfüllung. Um die „reine“ Adhäsionstragfähigkeit dieser Kombination zu testen, wurden Versuchskörper mit Aussparungen aber ohne Fugenbewehrung hergestellt (VK 1.2).

In Bild 5.24 sind die Mittelwerte der Schubspannungen beim Adhäsionsbruch der Versuchskörper 1.1 „reine“ Verklebung, 1.2 Verklebung & Aussparungen und 2.1 bewehrte Verklebung dargestellt.

Die mittlere Schubspannung berechnet sich nach Gl. (5.1). Für die Fugenlänge l_v und die Fugenbreite b_v konnten die Sollabmessungen eingesetzt werden, da alle Verbundkörper nur sehr geringe geometrische Abweichungen aufwiesen und die Fugenlänge exakt abgeklebt wurde.

$$\tau_{ad,m} = \frac{F_{ad,m}}{l_v \cdot b_v} \quad (5.1)$$

Wie die Ergebnisse zeigen, ist keine Beeinflussung der Adhäsionstragfähigkeit durch die Aussparungen erkennbar. Im Vergleich zu der „reinen“ Verklebung ist die Schubspannung beim Adhäsionsversagen der bewehrten Verklebung um 32 % höher. Anscheinend verbessert die Bewehrung, die sehr steif in den UHPC eingebettet ist, die Adhäsionstragfähigkeit.

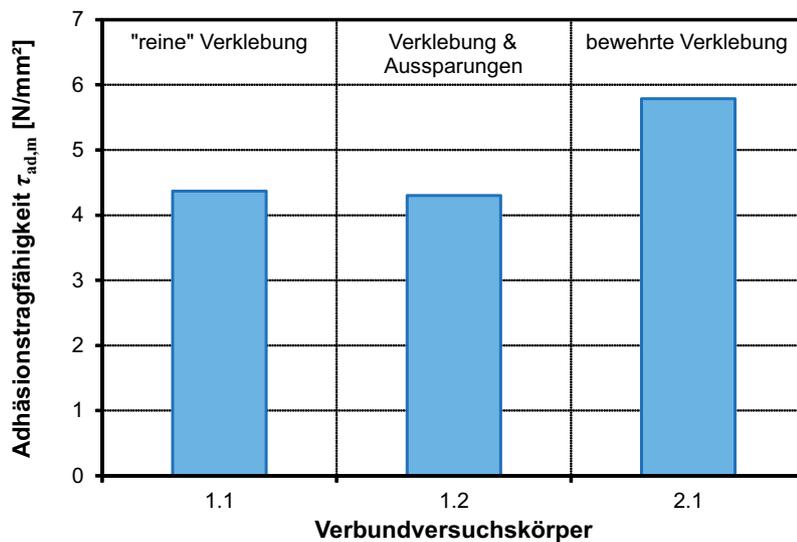


Bild 5.24: Adhäsionstragfähigkeiten der Versuchskörper 1.1, 1.2 und 2.1

Versagensarten

Bei allen Versuchskörpern wurde ein Adhäsionsbruch in der Grenzfläche zwischen RPC-Klebstoff und UHPC (Bereich: Klebefuge) bzw. in der Grenzfläche zwischen UHPC und UHPC (Bereich: Verfüllung) festgestellt (Bild 5.25).

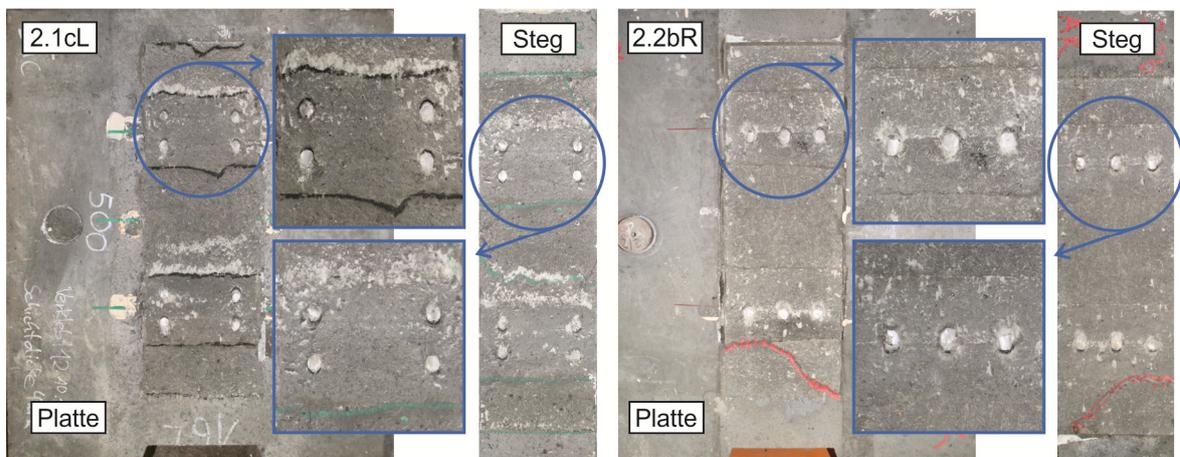


Bild 5.25: Bruchbilder der Fugenflächen – Versuchskörper 2.1c und 2.2b

Die weißen Stellen in der Fugenfläche entstanden aus der Gefügezerstörung des Quarzmehls im RPC-Klebstoff bzw. im UHPC, hervorgerufen durch die Klemmwirkung der Bewehrung. Die Fugenbewehrung versagte in der Fugenebene durch Abscheren. Vor den Bewehrungsstäben waren geringfügige muschelförmige Gefügezerstörungen in einem Bereich von einem Stabdurchmesser in Lastrichtung festzustellen. Die Bewehrungsstäbe wiesen bleibende Verformungen auf.

Um die Gefügezerstörung des UHPC durch die Bewehrung zu lokalisieren und die Verformung der Bewehrung zu begutachten, wurde nach dem Versuch ein Sägeschnitt durch im UHPC eingebettete Bewehrungsstäbe des Steges von Versuchskörper 8.2b hergestellt (Bild 5.26). Hierbei wurden nur geringfügige Betonzerstörungen festgestellt. Im oberen Bereich kam es zu einer Abplatzung der Betonoberfläche mit einer Tiefe von ca. 2 mm. Aufgrund der Verformung der Bewehrungsstäbe entstand auf der Zugseite der Bewehrung ein Hohlraum und auf der Druckseite bildete sich vor den Bewehrungsstäben eine Plastifizierungszone im Beton aus. Die Verformung der Bewehrungsstäbe begann in einer Tiefe von etwa einem Stabdurchmesser von der Fugenfläche entfernt.



Bild 5.26: Sägeschnitt durch im UHPC-Steg eingebettete Bewehrungsstäbe des VK 8.2b

Weiterhin zeigten sich zwei typische Bruchbilder der bewehrten Klebefuge: Fugenversagen in einer Ebene (Bild 5.27 links) und Fugenversagen in zwei Ebenen (Bild 5.27 rechts). Durch die Verklebung der Fügeile mit RPC-Klebstoff entstehen zwei Grenzflächen. Im Bereich der Aussparungen ist wegen der Verfüllung nur eine Grenzfläche vorhanden. Je nachdem in welcher Grenzfläche der Adhäsionsbruch zwischen RPC-Klebstoff und UHPC auftrat, führte dies zum Fugenversagen in einer oder in zwei Ebenen. In letzterem Fall bildete sich zwischen der Verfüllung und der Verklebung zusätzlich eine Verzahnung aus, die zu einem steiferen Tragverhalten und zu einer größeren Traglast der Fuge bei Aktivierung der Fugenbewehrung führte. Dabei kam es auch vor, dass sich die Verzahnung nicht an allen Aussparungen ausbildete.

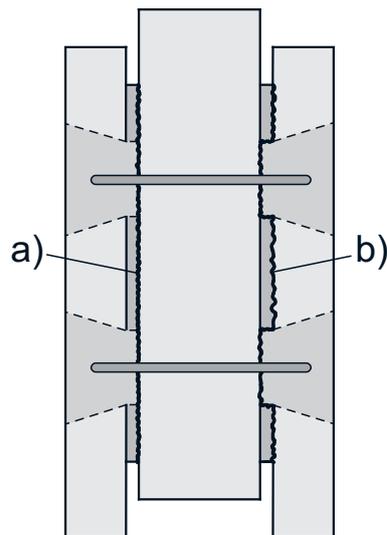


Bild 5.27: Schematische Darstellung der zwei festgestellten Bruchbilder der Fuge
a) Fugenversagen in einer Ebene, b) Fugenversagen in zwei Ebenen

Die Versuchsergebnisse der Versuchskörper 2.1cL, linke Fuge und 2.2bR, rechte Fuge verdeutlichen diesen Effekt (Bild 5.28). Bei der Fuge 2.1cL bildete sich zwischen der Klebefuge und den beiden Verfüllungen eine Verzahnung (Fugenversagen in zwei Ebenen). Die Maximallast liegt um 45 % höher als die Maximallast der Klebefuge 2.2bR mit Fugenversagen in einer Ebene. Die Fugen beider Versuchskörper wiesen den gleichen Bewehrungsgehalt auf. Die Durchmesser der Fugenbewehrungen mit 12 mm (VK 2.1c) und 14 mm (VK 2.2b) sowie die Streckgrenzen der Fugenbewehrungen mit 598 N/mm^2 und 558 N/mm^2 waren geringfügig unterschiedlich, sind aber nicht ausschlaggebend für diese signifikante Differenz. Außerdem ist die Relativverschiebung nach dem Adhäsionsbruch bis zur Aktivierung der Bewehrung durch die Verzahnung deutlich geringer als beim Fugenversagen in einer Ebene. Demgegenüber steht ein etwas verschlechtertes Nachbruchverhalten, da der Lastabfall nach der Plastizierung der Bewehrung bis zum endgültigen Versagen der Bewehrung größer ist.

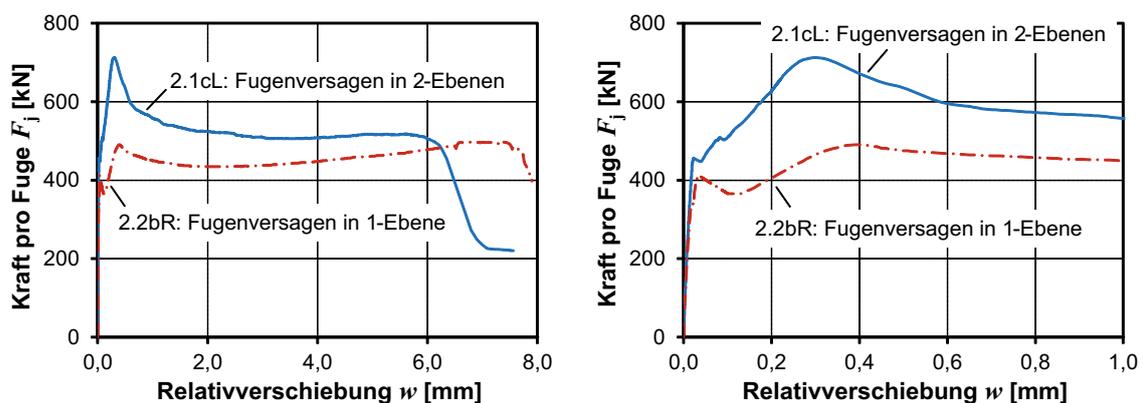


Bild 5.28: Last-Verschiebungs-Kurven – Fugenversagen in 1-Ebene und in 2-Ebenen
(links: Gesamtdarstellung, rechts: vergrößerte Darstellung)

Um eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse durch die Art des Fugenbruchs auszuschließen, wurde bei den Untersuchungen des Bewehrungsdurchmessers, der Verankerung und der Stahlsorte

ein Trennmittel auf die Fugenfläche aufgetragen. Aus diesem Grund entstand kein Haftverbund in der Grenzfläche zwischen Steg und RPC-Klebstoff und der Fugenbruch trat somit in einer Ebene hervor. Die Tragwirkung der Fuge zeigte sich bereits von Belastungsbeginn über die Bewehrung.

Fugenöffnung

Wie im Abschnitt 3 beschrieben, öffnet sich die Fuge durch die verzahnte Oberfläche und die im UHPC eingebettete Bewehrung erfährt eine Längsdehnung. Durch die Klemmwirkung der Bewehrung werden Schubkräfte durch Reibung übertragen. Aus der Längsdehnung entsteht eine Zugbeanspruchung in der Bewehrung. Diese wird über den Verbund zwischen der Bewehrung und dem UHPC in die Fügeiteile eingeleitet. Da zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben in UHPC wenige Erfahrungen vorliegen, wurden im Rahmen einer vom Verfasser dieser Arbeit betreuten Bachelor Thesis [Gehrlein, 2011] Ausziehversuche an gerippten Bewehrungsstäben, die in UHPC-Quadern einbetoniert waren, durchgeführt. Eine Zusammenfassung der Ergebnisse dieser Arbeit ist Abschnitt 4 zu entnehmen.

Über in UHPC eingebettete Bewehrungsstäbe können deutlich höhere Verbundspannungen als über in Normalbeton eingebettete Bewehrungsstäbe übertragen werden. Bei einem Bewehrungsseisen $\varnothing 12$ mm in UHPC beträgt die mittlere maximale Verbundspannung 63 N/mm^2 . Die Verbundfestigkeit ist im Vergleich zu Normalbeton 4-mal höher. Durch diese hohe Verbundfestigkeit sind extrem kurze Verankerungslängen der Bewehrung möglich. Des Weiteren können bereits bei einem relativ geringen Schlupf hohe Kräfte übertragen werden. Bei einer sehr kleinen Verschiebung von ca. $0,2 \text{ mm}$ wird schon annähernd die maximale Verbundspannung erreicht. Vergleicht man diesen Schlupf mit der mittleren Fugenöffnung der Verbundkörperversuche bei Höchstlast, Bild 5.29 Fuge 2.1cL $v = 0,177 \text{ mm}$ und Fuge 2.2bR $v = 0,176 \text{ mm}$, so wird deutlich, dass ein sehr hoher Reibungsanteil durch Klemmwirkung aktiviert werden kann.

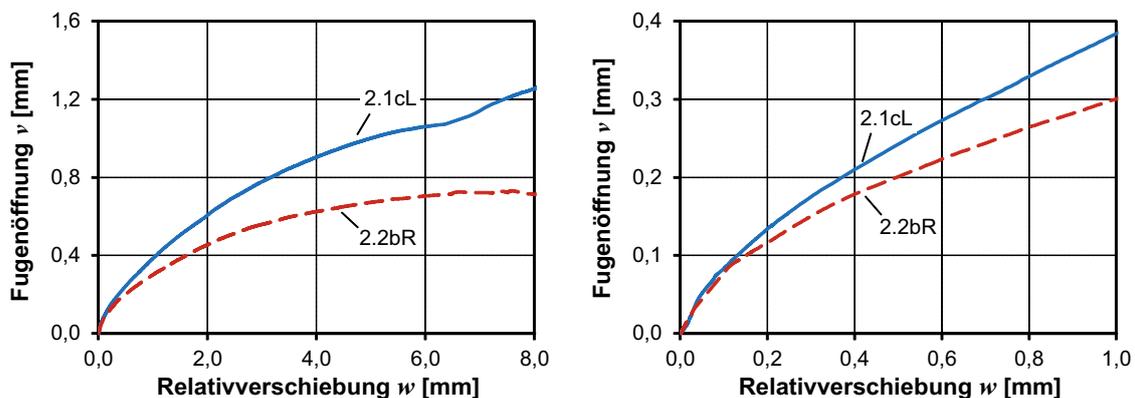


Bild 5.29: Fugenöffnungs-Verschiebungs-Kurven – Versuchskörper 2.1cL und 2.2bR
(links: Gesamtdarstellung, rechts: vergrößerte Darstellung)

Die gemittelten Fugenöffnungen der Fuge 2.1cL und 2.2bR sind gleich groß, obwohl das Versagen der Fuge 2.1cL in zwei Ebenen und der Fuge 2.2bR in einer Ebene auftrat. Das bedeutet, dass die Verzahnung der Verfüllung mit dem RPC-Klebstoff keinen Einfluss auf die Fugenöffnung bei der Plastizierung der Bewehrung hat. Die Bewehrung wird bei beiden Fugen gleich gedehnt. Aufgrund der Verzahnung entstehen jedoch eine größere Fugensteifigkeit und ein höherer Reibungsbeiwert.

Dehnungsmessung

Zur Ermittlung der Dehnungen der Fugenbewehrung wurden einige Bewehrungsstäbe der Versuchskörper mit Dehnungsmessstreifen ausgestattet. Dabei kamen in Schlitze geklebte herkömmliche DMS, die in einem Abstand von 3 mm von der Fuge auf der Vorder- und Rückseite der Bewehrung angeordnet waren, und in Bohrlöcher geklebte Bolzen-DMS, die sich in der Querschnittsmitte in Höhe der Fuge befanden, zum Einsatz. In Bild 5.30 sind Dehnungen über die Relativverschiebung von Bewehrungsstäben der Fugen 2.1cL und 2.2bR dargestellt. Die Bezeichnung und Position der DMS sind in Abschnitt 5.5 erläutert. Wie aus den Diagrammen ersichtlich wird, zeigten die Dehnungsmessstreifen schon vor dem Adhäsionsbruch Dehnungen der Fugenbewehrung auf. Die Bewehrung ist somit durch die sehr steife Bettung im UHPC-Gefüge vor dem eigentlichen Adhäsionsbruch aktiviert, sodass ein Mischtragverhalten aus Verklebung und Bewehrung bis zum vollständigen Versagen der Verklebung, mit deutlich erkennbarer Verschiebung, besteht. Dieser Sachverhalt begründet ebenfalls die zuvor festgestellte höhere Tragfähigkeit der bewehrten Klebefuge beim Adhäsionsbruch (vgl. Bild 5.24).

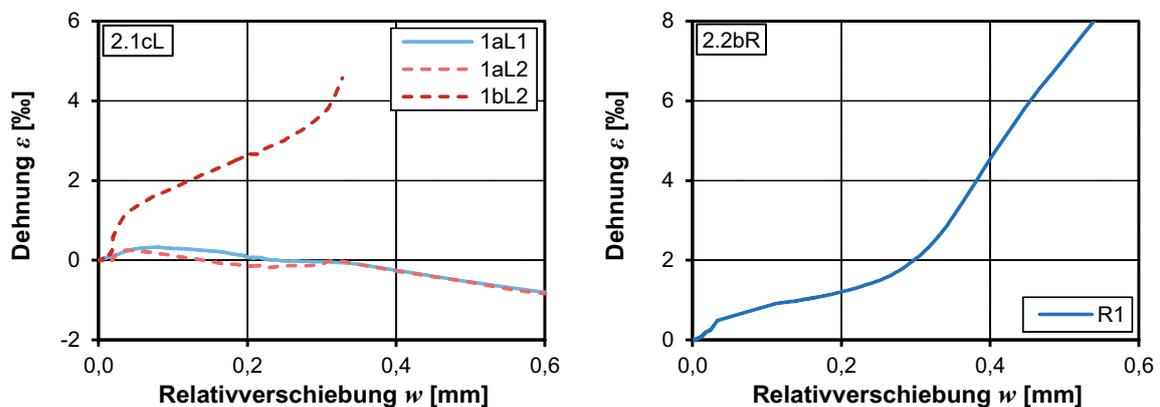


Bild 5.30: Dehnungen der Bewehrungsstäbe – Fuge 2.1cL (normale DMS) und Fuge 2.2bR (Bolzen-DMS)

Der Adhäsionsbruch führt zu einer Verschiebung der Fugenufer und zu einer deutlichen Zunahme der Dehnungen der Bewehrungsstäbe, bis die Umlagerung von der Tragwirkung über die Verklebung hin zur Bewehrung stattgefunden hat. Dies ist mit einem geringen Lastabfall verbunden. Nach der Aktivierung der Bewehrung flachen die Kurvenverläufe ab und die Dehnungen nehmen proportional bis zu einer Relativverschiebung von $w = 0,25$ mm zu. Ab diesem Punkt verlieren auch die Fugen an Steifigkeit (vgl. Bild 5.28) und die Fugenbewehrung beginnt zu plastizieren, was an dem überproportionalen Anstieg der Dehnungen zu erkennen ist. Anhand der Anordnung der Bolzen-DMS in der Querschnittsmitte kann die Längsdehnung aus der Klemmwirkung ermittelt werden. Mit dem Verlust der Fugensteifigkeit wird die Hälfte der Fließdehnung der Bewehrung erreicht, d. h., dass die Beanspruchung der Bewehrungsstäbe zu gleichen Anteilen aus der Klemmwirkung und der Dübelwirkung resultiert. Dies bestätigt auch die Dehnungsmessung an den Bewehrungsstäben mit normalen DMS. Mit dem Verlust der Fugensteifigkeit wird auf der Zugseite die Fließdehnung der Bewehrung erreicht während auf der Druckseite nur sehr geringe Dehnungswerte gemessen werden.

5.7.3 Fugenoberfläche mit und ohne Trennmittel

Bei den Versuchen zeigten sich zwei typische Bruchbilder: Fugenversagen in einer Ebene und in zwei Ebenen (vgl. Abschnitt 5.7.2). Bei letzterem bildete sich zwischen RPC-Klebstoff und Verfüllung eine Verzahnung aus, die zu einer Tragfähigkeitssteigerung führte. Um eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse durch diesen Effekt auszuschließen, wurde bei der Untersuchung des Bewehrungsdurchmessers (2.1d-f, 2.3a,b), der Verankerung (3.1a-c), der Stahlsorte (4.1a-c) und bei einem Referenzversuch mit höherem Bewehrungsgehalt (5.1d-h) das Trennmittel Sika TR 1 (Universaltrennmittel auf Paraffinölbasis) auf die Fugenfläche aufgetragen. Dadurch wurde der Bruch in einer Ebene hervorgerufen und eine Verzahnung vermieden.

Bild 5.31 zeigt die Last-Verschiebungs-Kurven der Versuchskörper 2.1 mit einem Bewehrungsgehalt von $\rho = 1,13\%$ und 5.1 mit $\rho = 1,70\%$ mit und ohne Trennmittel. Der Vergleich der Versuchsergebnisse ohne Trennmittel zeigt, dass aus einer Erhöhung der Bewehrungsmenge um 50 % nur eine Tragfähigkeitssteigerung von ca. 20 % resultiert. Bei den Fugen mit Trennmittel ist eine deutlich größere Steigerung durch eine höhere Bewehrungsmenge erkennbar. Die Tragfähigkeitssteigerung ist direkt proportional zur Bewehrungsmenge. Aufgrund der Verzahnung beim Fugenversagen in zwei Ebenen ist auch bei einem geringeren Bewehrungsgehalt der Fuge eine große Tragfähigkeit möglich; die Steigerung der Fugentragfähigkeit steht nicht in Bezug zum Bewehrungsquerschnitt. Bei den Fugen mit Trennmittel ist eine klare Abhängigkeit zwischen Bewehrungsgehalt und Fugentragfähigkeit erkennbar. Somit ist auch ein Vergleich der Versuchsergebnisse von Fugen mit z. B. unterschiedlichen Bewehrungsdurchmessern und verschiedenen Bewehrungsgehalten (Serie 2) möglich.

Bei dem Versuchskörper mit geringerer Bewehrungsmenge und ohne Trennmittel kann nach dem Adhäsionsbruch durch die Verzahnung eine hohe Tragfähigkeit erzielt werden (vgl. Bild 5.31). Jedoch ist der Lastabfall nach der Plastizierung der Bewehrung deutlich größer und tritt bei einer geringeren Relativverschiebung als bei dem Versuchskörper mit höherer Bewehrungsmenge ein.

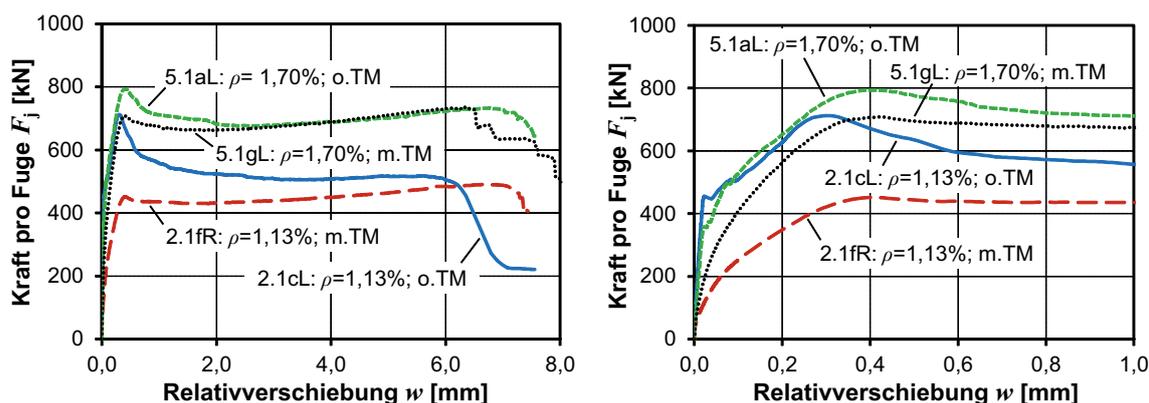


Bild 5.31: Last-Verschiebungs-Kurven – Versuchskörper 2.1 und 5.1 mit u. ohne Trennmittel (links: Gesamtdarstellung, rechts: vergrößerte Darstellung)

Die Verschiebungen der Fugenufer der beiden Versuchskörper mit Trennmittel beim Erreichen der plastischen Tragfähigkeit sind gleich. Die Tragfähigkeiten beim Versagen der Bewehrung der Versuchskörper mit und ohne Trennmittel mit identischem Bewehrungsgehalt bei einer Relativverschiebung von ca. 6 mm liegen in der gleichen Größenordnung. Hier spielt der Effekt der Verzahnung eine untergeordnete Rolle, da die Schrägzugwirkung der Bewehrung aktiviert ist.

Im Vergleich zu den Versuchskörpern ohne Trennmittel (Fugenversagen in zwei Ebenen) ist die Fugenöffnung v der Versuchskörper mit Trennmittel (Fugenversagen in einer Ebene) geringer. Des Weiteren fällt im Gegensatz zu den verklebten und in einer Ebene gebrochenen Versuchskörpern 2.2 (vgl. Abschnitt 5.7.2) die Fugenöffnung niedriger aus. Da jedoch die Verzahnung keine Auswirkung auf die Fugenöffnung beim Plastizieren der Bewehrung hat (dieser Sachverhalt wird durch den Vergleich der Fugenöffnungen der Versuchskörper 2.1 und 2.2 ohne Trennmittel mit Fugenversagen in zwei und einer Ebene deutlich (vgl. Abschnitt 5.7.2) muss das Trennmittel die Oberfläche beeinflussen. Die Poren der Fugenoberfläche können durch das Trennmittel teilweise gefüllt sein und die mechanische Adhäsion reduzieren. Weiterhin findet keine oberflächennahe Schädigung der Fugenfläche durch das Adhäsionsversagen statt, welches zu einer rauerer Ribfläche und letztlich zu einer größeren Fugenöffnung führt.

Aufgrund der etwas geringeren Fugenöffnung ist die Längsdehnung der Bewehrung sowie die Klemmwirkung der Bewehrung und damit einhergehend die Tragfähigkeit dieser Versuchskörper niedriger. In Bild 5.32 sind exemplarisch die Fugenöffnungsbeziehungen von Versuchskörper 2.1cL ohne Trennmittel und 2.1fR mit Trennmittel dargestellt. Bei der Verklebung ohne Trennmittel beträgt die Fugenöffnung bei Höchstlast $v = 0,18$ mm und bei der Verklebung mit Trennmittel $v = 0,10$ mm.

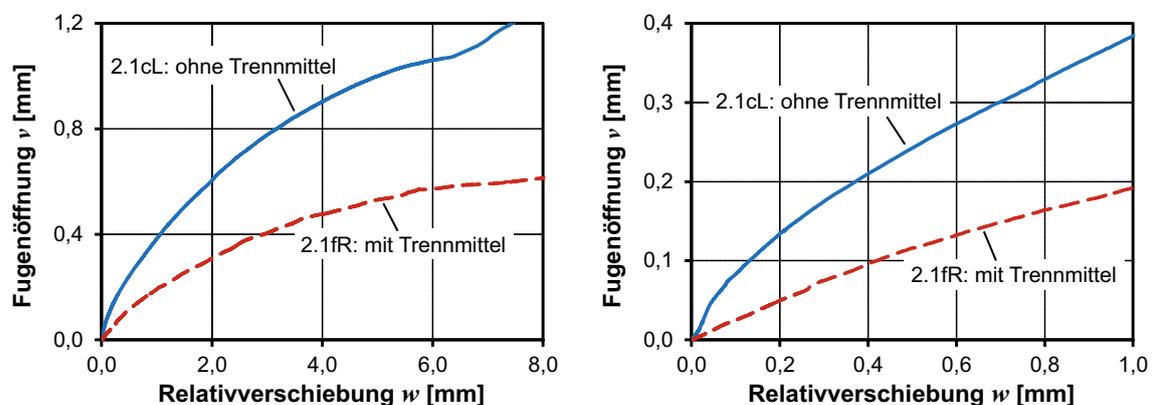


Bild 5.32: Fugenöffnungs-Verschiebungs-Kurven – Versuchskörper 2.1cL ohne Trennmittel und 2.1fR mit Trennmittel (links: Gesamtdarstellung, rechts: vergrößerte Darstellung)

5.7.4 Dübelwirkung

In der gerissenen Fugenfläche bei Normalbeton werden Schubbeanspruchungen durch Klemm- und Dübelwirkung der Bewehrung in der Fuge übertragen (vgl. Abschnitt 3). Um zu analysieren, ob diese Tragmechanismen der Bewehrung bei bewehrten Klebefugen von UHPC-Bauteilen auch wirksam sind, wurde bei den Versuchskörpern der Serie 6 Teflonfolie in die Fugen gelegt, womit der durch Rissverzahnung hervorgerufene Traganteil (Klemmwirkung) eliminiert wurde. Die Tragwirkung resultierte bei diesem Versuchskörper allein aus der Dübelwirkung der Bewehrung. Beim Vergleich der Last-Verschiebungs-Kurven des Versuchskörpers 2.1cL und Versuchskörpers 6.1bL in Bild 5.33 ist eine deutlich höhere Maximallast des Versuchskörpers mit verklebter Fuge festzustellen. Mit dem Erreichen der Maximallast fällt die Last mit zunehmender Relativverschiebung um 30 % ab, bis das Fließplateau erreicht wird. Bei dem Versuchskörper mit Teflonfolie in der Fuge verliert die Fuge bei einer Last von 300 kN enorm an Steifigkeit. Die Last steigt aber noch bis zum Versagen der Bewehrung bei einer Relativverschiebung von ca. 7 mm um 55 % an. Die Maximalverschiebung w_{fa} beim Bruch der Bewehrung ist etwas größer als die des Versuchskörpers mit verklebter Fuge.

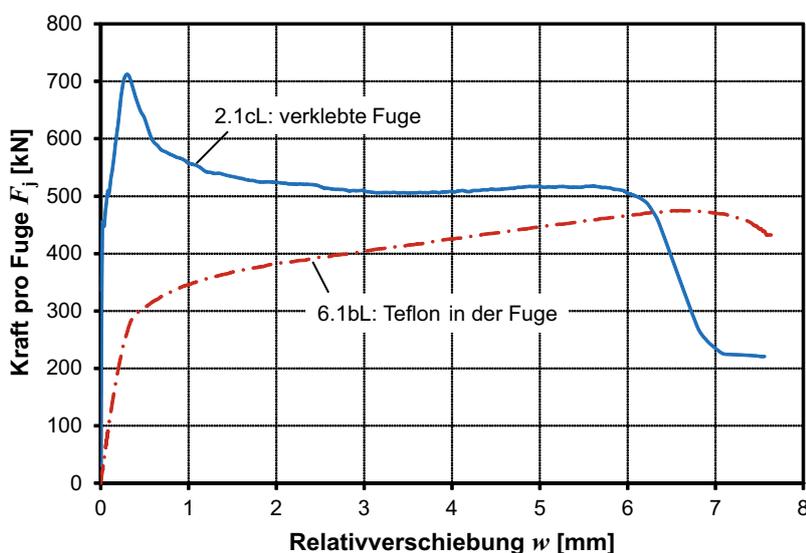


Bild 5.33: Last-Verschiebungs-Kurven über komplettem Verschiebungsbereich – Einfluss der Klemm- und Dübelwirkung

Der Adhäsionsbruch der verklebten Fuge tritt bei einer Verschiebung der beiden Fugenufer von $w_{ad} = 0,025$ mm ein. Dieser führt zu einer Verschiebungszunahme und schließlich zu einer Aktivierung der Bewehrung. Nach dem Adhäsionsbruch kann die Belastung durch die Bewehrungstragwirkung weiter gesteigert werden. Verglichen mit der Fuge mit Teflonfolie ist ein deutlich steiferes Tragverhalten und eine um 140 % höhere Traglast bei der Plastizierung der Bewehrung zu erkennen. Diese Steigerung resultiert aus der Klemmwirkung der Bewehrung (Bild 5.34). Bei der bewehrten Klebefuge bei Bauteilen aus UHPC sind also wie bei Verbundfugen von Normalbeton beide Tragmechanismen wirksam.

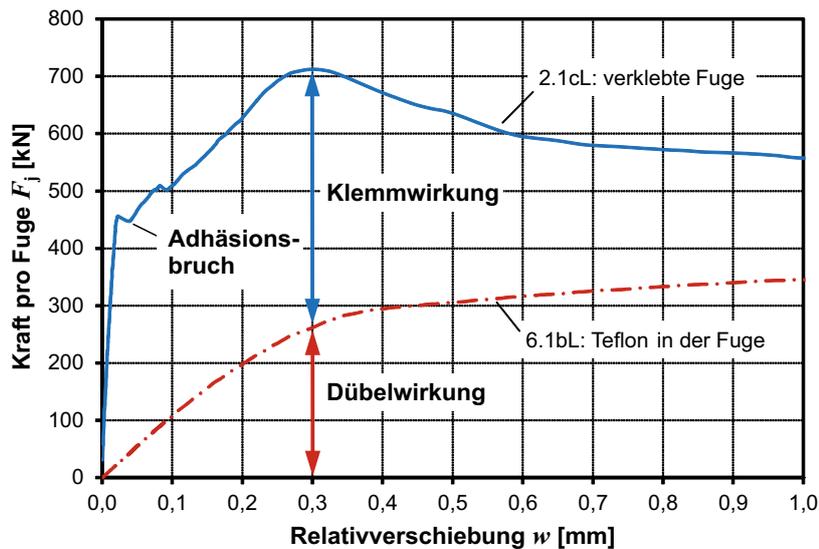


Bild 5.34: Last-Verschiebungs-Kurven über begrenztem Verschiebungsbereich – Einfluss der Klemm- und Dübelwirkung

Die Dehnungsverläufe der Bewehrungsstäbe der Fuge 2.1cL (verklebte Fuge) und 6.1bL (Teflonfolie in der Fuge) sind in Bild 5.35 dargestellt. Die Lage der Dehnungsmessstreifen ist Bild 5.19 zu entnehmen. An den Dehnungsverläufen des mit Dehnungsmessstreifen ausgestatteten Bewehrungsstabs der Fuge 6.1bL (Ausparung Nr. 2, Bild 5.16) ist erkennbar, dass dieser auf reine Biegung beansprucht wird und somit nur die Dübelwirkung der Bewehrung wirksam ist. Des Weiteren kann aus den Dehnungsverläufen auf die Stelle der maximalen Beanspruchung im Bewehrungsstab geschlossen werden. Diese muss zwischen der Dehnungsmessstreifen-Ebene 2 und 3 liegen, also in etwa einer Tiefe von ca. 1 cm von der Fugenoberfläche, da beim Steifigkeitsverlust die gemessenen Dehnungen unter der Fließdehnung der Bewehrung liegen. Bis zu einer Last von etwa 300 kN ist ein stetiger Kraftanstieg feststellbar. Danach nehmen die Dehnung der Bewehrungsstäbe sowie die Verschiebung der beiden Fugenufer stark zu, sodass die Fuge an Steifigkeit verliert. Diese Last kennzeichnet den Beginn der Plastizierung der Bewehrung und die Aktivierung des Tragmechanismus der Schrägzugwirkung. Bei einer Kraft von etwa 470 kN versagten allmählich die Bewehrungsstäbe.

Die Dehnungsmessung an den Bewehrungsstäben der Fuge 2.1cL (Bewehrungsstäbe in der ersten und zweiten Ausparung der linken Platte) zeigt (Bild 5.35) wie der Verschiebungsmessung bis zum Adhäsionsbruch nur sehr geringe Werte. Nach dem Adhäsionsbruch ist auf der Seite b der Bewehrungsstäbe ein deutlicher Anstieg der Dehnung zu verzeichnen. Auf der Seite a hingegen ist die Zunahme wesentlich geringer. Dies zeigt, dass die Bewehrungsstäbe durch Normalkraft (Klemmwirkung) und durch Biegung (Dübelwirkung) beansprucht werden. Die Anteile beider Beanspruchungsarten müssen aufgrund des Dehnungsverlaufs in etwa gleich groß sein. Mit dem Erreichen der Maximallast in Höhe von 710 kN bei einer Relativverschiebung von 0,30 mm nehmen die Dehnungen stark zu und in den Bewehrungsstäben bildet sich eine Plastizierungszone aus. Ab diesem Punkt wird die Schrägzugwirkung der Bewehrung aktiviert.

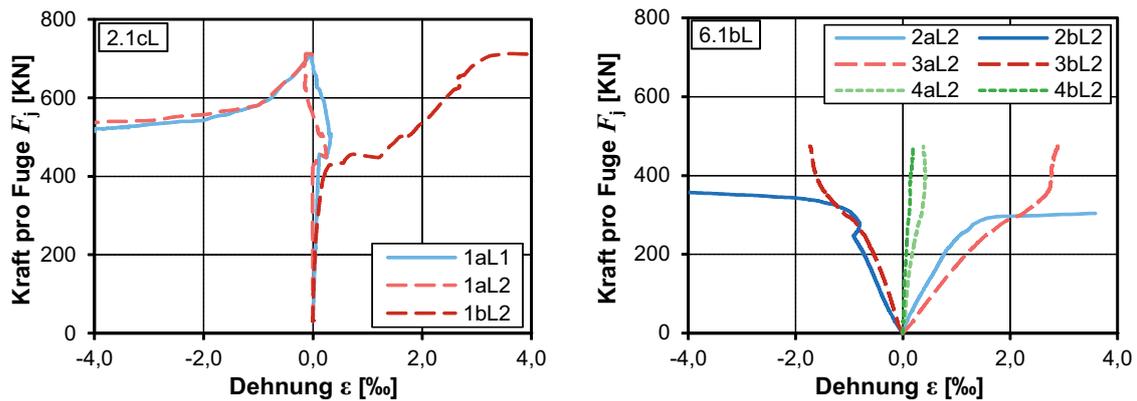


Bild 5.35: Last-Dehnungs-Kurven – Versuchskörper 2.1cL und 6.1bL

Mittels der Serie 6 mit Teflonfolie in der schalglatten Fuge wurden neben der Fugenbewehrung $\varnothing 12$ mm (VK 6.1) aus normalfestem Stahl (B500B), Bewehrungsstäbe $\varnothing 20$ mm (VK 6.2), ebenfalls aus normalfestem Stahl, und Bewehrungsstäbe aus hochfestem Stahl $\varnothing 15$ mm (VK 6.3) untersucht. Bild 5.36 zeigt repräsentative Last-Verschiebungs-Kurven dieser Versuchskörper. Da die Durchmesser und die Streckgrenzen der Bewehrungsstäbe sowie die Bewehrungsgehalte der Fugen variierten (vgl. Tabelle 5.3), sind die Versuchslasten normiert abgebildet, um die Ergebnisse der Versuchskörper miteinander vergleichen zu können. Die Last wurde bei der Normierung auf die Streckgrenze und die Stahlfläche bezogen. Bei den Versuchen mit der Fugenbewehrung der Stahlorte B500B ist die Relativverschiebung beim Versagen der Fugenbewehrung w_{fa} für den größeren Durchmesser wesentlich höher und folglich die Duktilität dieser Fuge auch deutlich größer. Die Kurvenverläufe der Versuchskörper mit Bewehrungsstäben $\varnothing 12$ und $\varnothing 20$ mm sind ähnlich, wobei die Fugensteifigkeit und die Fugentragfähigkeit des mit $\varnothing 12$ bewehrten Versuchskörpers etwas größer sind. Im Vergleich zu dem hochfesten Stahl St 900/1100 sind die Bewehrungsstäbe aus normalfestem Stahl B500B steifer im UHPC-Gefüge eingebettet. Dadurch ergibt sich eine um den Faktor 4 geringere Relativverschiebung beim Plastizieren der Fugen.

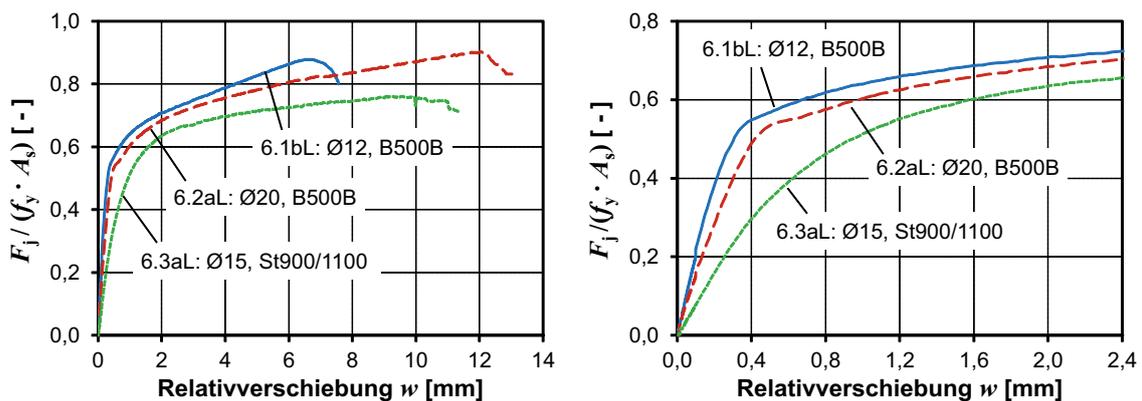


Bild 5.36: Last-Verschiebungs-Kurven – Einfluss der Dübeltragwirkung (links: Gesamtdarstellung, rechts: vergrößerte Darstellung)

5.7.5 Bewehrungsgehalt

Die Fugentragfähigkeit der bewehrten Klebefugen bei UHPC-Bauteilen ist wie bei Verbundfugen von Bauteilen aus Normalbeton vom Bewehrungsgehalt der Fuge abhängig. Mit einem höheren Bewehrungsgehalt ist eine Steigerung der Fugentragfähigkeit möglich. Dies verdeutlicht der Vergleich der Last-Verschiebungs-Kurven in Bild 5.37. Die Versuchskörper mit einem Bewehrungsgehalt der Fugen von 1,13 bis 2,26 % zeigen ein affines Lastverformungsverhalten. Nach dem Adhäsionsbruch ist bis zur plastischen Tragfähigkeit ein linearer Kurvenanstieg feststellbar. Mit zunehmender Relativverschiebung fällt die Last ab, bis das Fließplateau erreicht wird, und steigt bis zum Bewehrungsversagen wieder leicht an. Das Fugensversagen tritt bei allen Versuchskörpern in etwa bei der gleichen Größenordnung der Relativverschiebung zwischen 6 und 7 mm ein. Bei den Versuchskörpern mit höherem Bewehrungsgehalt ist der Lastabfall bis zum Erreichen des Fließplateaus im Verhältnis zur Tragfähigkeit deutlich geringer als bei den Versuchskörpern mit niedrigerem Bewehrungsgehalt.

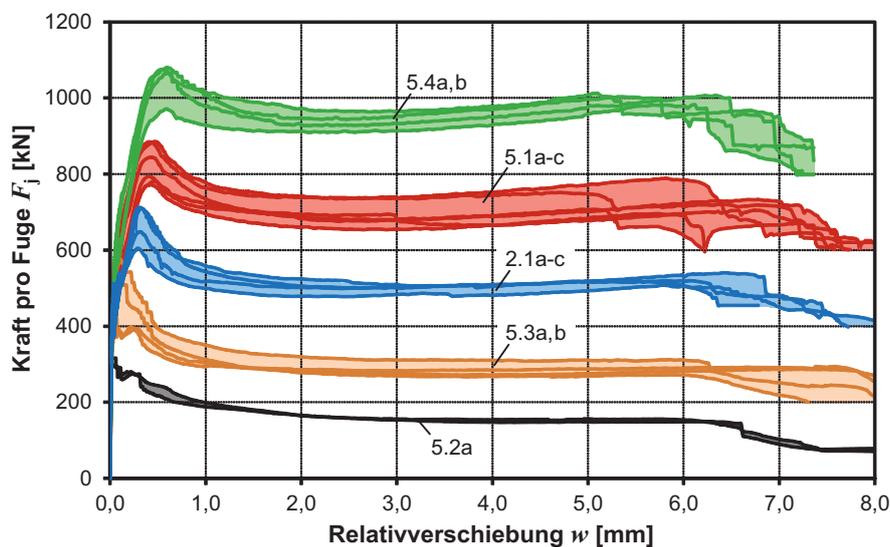


Bild 5.37: Last-Verschiebungs-Kurven über komplettem Verschiebungsbereich, Einfluss des Bewehrungsgehalts

Mit steigendem Bewehrungsgehalt nimmt die Relativverschiebung beim Plastizieren der Bewehrung zu (Bild 5.38, Ausschnitt von Bild 5.37). Bei den untersuchten Fugen mit einem niedrigeren Bewehrungsgehalt von 0,28 bis 0,57 % erhöht sich die Last nach dem Adhäsionsbruch nicht, sondern fällt mit zunehmender Relativverschiebung bis auf das Fließplateau ab. In diesem Fall ist die Adhäsionstragfähigkeit höher als die Bewehrungstragfähigkeit.

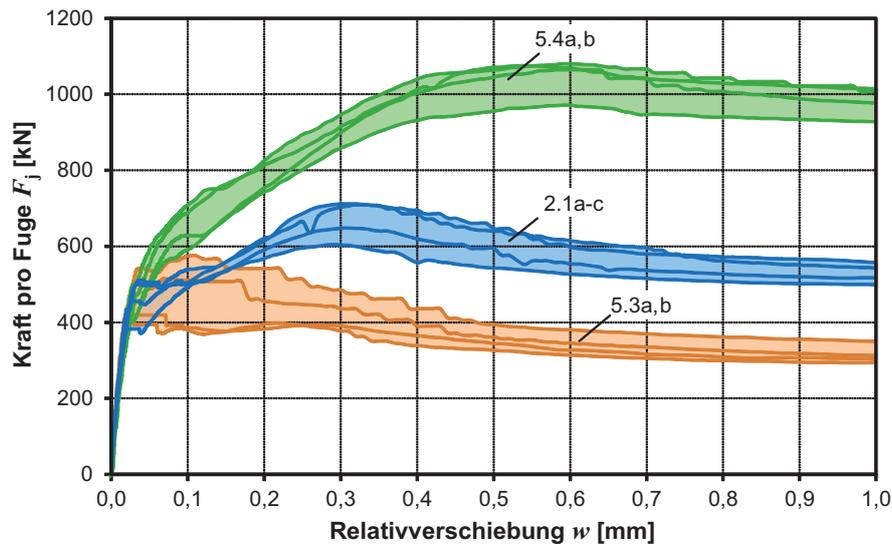


Bild 5.38: Ausgewählte Last-Verschiebungs-Kurven über begrenztem Verschiebungsbereich, Einfluss des Bewehrungsgehalts

Um den Lastabfall bei den Versuchskörpern mit einer geringeren Bewehrungstragfähigkeit als der Adhäsionstragfähigkeit besser darzustellen, ist in Bild 5.39 nur die Last-Verschiebungs-Kurve der Fuge 5.2aL mit einem Bewehrungsgehalt von 0,28 % abgebildet. Hierbei wurde der Lastmaßstab kleiner als in Bild 5.37 und als Lasthöchstwert des Diagramms ein Wert nahe der Maximallast der Fuge gewählt. Somit ist der Lastabfall von fast 50 % gegenüber der Maximallast, bis das Fließplateau erreicht wird, besser zu erkennen.

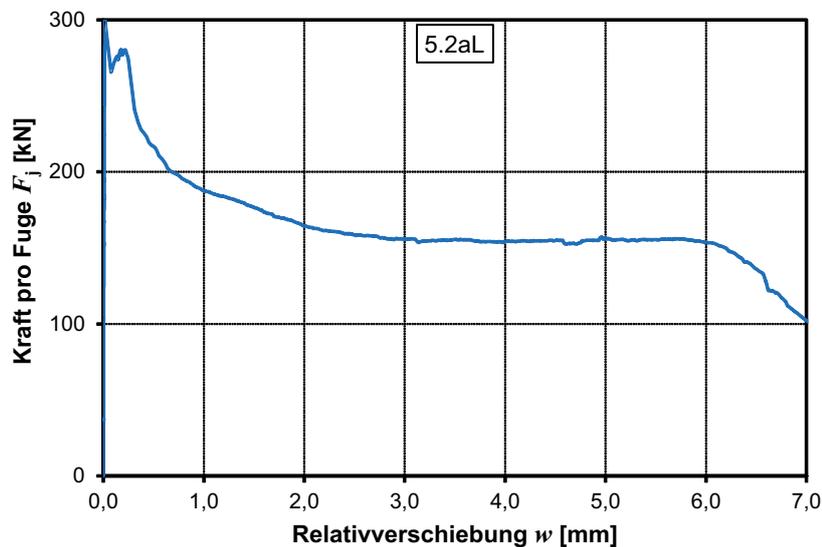


Bild 5.39: Last-Verschiebungs-Kurve, Einfluss eines geringen Bewehrungsgehalts

Das Dehnungsverhalten des mit normalen DMS ausgestatteten Bewehrungsstabs der ersten und zweiten Aussparung der Fuge 5.1cL und das Dehnungsverhalten des mit einem Bolzen-DMS ausgestatteten Bewehrungsstabs der ersten Aussparung der Fuge 5.4bL sind ähnlich (Bild 5.40). Der Adhäsionsbruch führt zu einer stärkeren Dehnungszunahme. Nach einer Relativverschiebung

von etwa 0,10 mm flacht der Dehnungsverlauf ab und die Dehnungen steigen linear an. Bei einer Relativverschiebung von etwa 0,30 mm nehmen die Dehnungen überproportional zu, die Bewehrungsstäbe plastizieren und die Last-Verschiebungs-Kurve flacht ab (Bild 5.38).

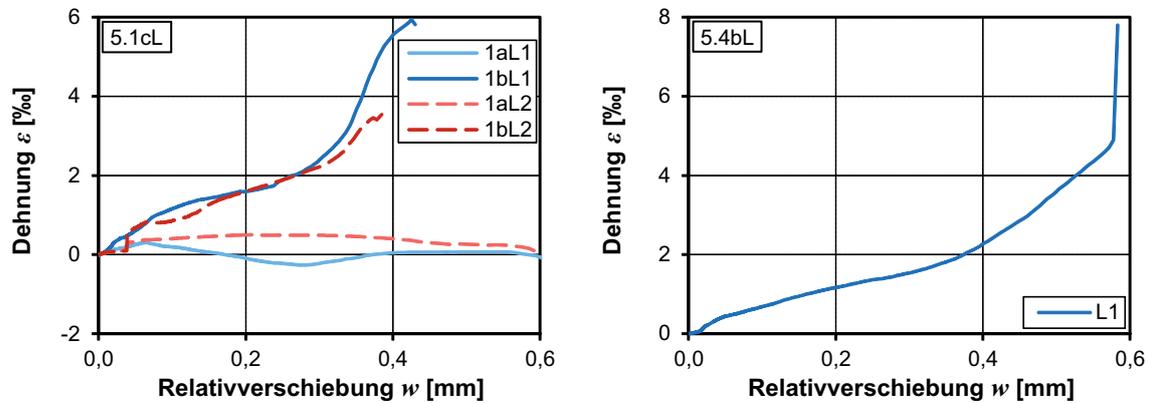


Bild 5.40: Dehnungen der Bewehrungsstäbe –
Fuge 5.1cL (normale DMS) und Fuge 5.4L (Bolzen-DMS)

5.7.6 Bewehrungsdurchmesser

Die Auswirkungen des Bewehrungsdurchmessers auf das Trag- und Verformungsvermögen der Fugen wurde mit Serie 2 untersucht. In dieser Serie sind Fugenbewehrungsdurchmesser 12, 14 und 20 mm verwendet worden. Wie in Abschnitt 5.7.3 erläutert, beeinflussen der Bewehrungsgehalt und die Verzahnung der UHPC-Verfüllung mit dem RPC-Klebstoff das Fugentragverhalten. Da die Versuchskörper der Serie 2 unterschiedliche Bewehrungsgehalte aufwiesen, wurde zur Vermeidung der genannten Einflüsse bei einigen Versuchskörpern ein Trennmittel auf die Fugenfläche aufgetragen, um den Fugenbruch in einer Ebene hervorzurufen.

In Bild 5.41 sind ausgewählte Last-Verschiebungs-Kurven der Serie 2, die der Versuchskörper 2.1fR und 2.3aL, mit verschiedenen Bewehrungsdurchmessern abgebildet. Vor dem Verkleben wurde bei diesen Versuchskörpern ein Trennmittel auf die Fugenoberfläche aufgetragen. Die Streckgrenzen der Fugenbewehrung und die Bewehrungsgehalte der Fugen variierten (vgl. Tabelle 5.3). Aus diesem Grund werden die Versuchslasten normiert dargestellt.

Im Abschnitt 5.7.4 sind die Ergebnisse der Versuchskörper mit einer Teflonfolie in der schalglatten Fugenfläche diskutiert worden. Hier wurde bei den Bewehrungsstäben mit einem größeren Durchmesser eine höhere Relativverschiebung und damit einhergehend eine höhere Duktilität beim Versagen der Bewehrungsstäbe festgestellt. Dieses Verhalten zeigt sich ebenfalls bei verklebten Fugen, wie beim Vergleich der Last-Verschiebungs-Kurven der Fugen mit einer Fugenbewehrung \varnothing 20 mm und \varnothing 12 mm in Bild 5.41 festzustellen ist. Ebenso sind die bezogene Tragfähigkeit und die Steifigkeit der verklebten Fuge mit einer Bewehrung \varnothing 20 mm etwas geringer.

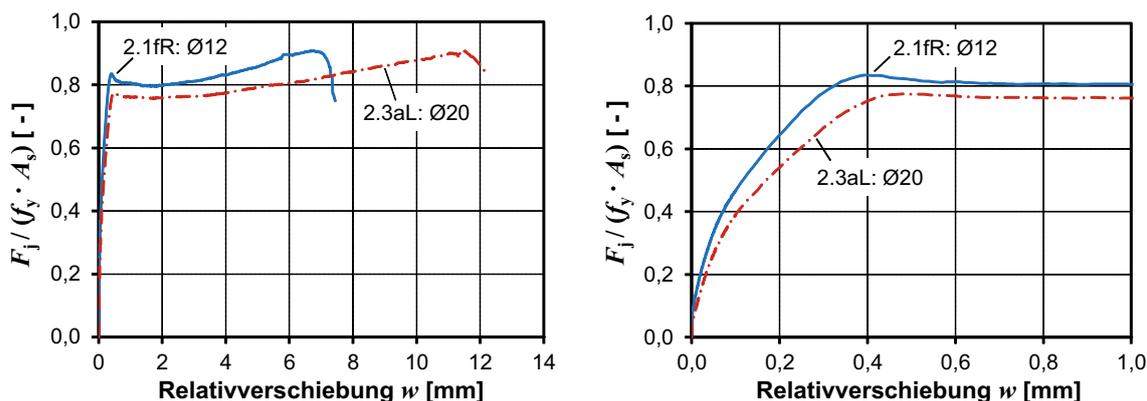


Bild 5.41: Last-Verschiebungs-Kurven – Einfluss des Bewehrungsdurchmessers
(links: Gesamtdarstellung, rechts: vergrößerte Darstellung)

Zur Erfassung des Beanspruchungszustandes der Bewehrungsstäbe wurden einige Bewehrungsstäbe mit DMS ausgestattet. Die zwei Bewehrungsstäbe der Seite A der Fuge 2.3aL enthielten mehrere normale Dehnungsmessstreifen in unterschiedlichen Einbindetiefen. Mit Hilfe dieser Anordnung ist ein Rückschluss auf die Stelle der maximalen Beanspruchung möglich. Die Lage der DMS ist Bild 5.20 zu entnehmen. Der Bewehrungsstab der ersten Aussparung der Seite A des Versuchskörpers 2.1f der rechten Fuge war mit mittig im Querschnitt angeordneten Bolzen-Dehnungsmessstreifen ausgestattet, wie in Abschnitt 5.5 beschrieben. Damit kann direkt die Normalkraftbeanspruchung der Bewehrungsstäbe in Fughöhe bestimmt werden.

In Folge des vor der Verklebung auf die Fugenfläche aufgetragenen Trennmittels entsteht kein chemischer Haftverbund, der eine Verschiebung der beiden Fugenufer verhindert. Daraus ergibt sich bereits ab Belastungsbeginn eine Beanspruchung der Bewehrung (Bild 5.42). Mit zunehmender Relativverschiebung steigen die Dehnungen der Fugenbewehrung linear an. Bei dem Bewehrungsstab $\varnothing 12$ mm der Fuge 2.1fR nehmen die Dehnungen ab einer Relativverschiebung von etwa 0,25 mm und bei den Bewehrungsstäben $\varnothing 20$ mm der Fuge 2.3aL ab einer Relativverschiebung von etwa 0,40 mm überproportional zu. Bei beiden Fugen flachen ab diesem Punkt auch die Last-Verformungs-Kurven ab. Die gemessene Dehnung des mit einem Bolzen-Dehnungsmessstreifen ausgestatteteten Bewehrungsstabes beträgt bis zur erwähnten starken Dehnungszunahme 1,5 %. Wie im Abschnitt 5.7.2 bei der Dehnungsmessung der Fugenbewehrung des Versuchskörpers 2.2bL festgestellt wurde, wird auch hier nur die Hälfte der Fließdehnung der Bewehrung erreicht. Bei den Bewehrungsstäben der Fuge 2.3aL mit normalen Dehnungsmessstreifen liegen die gemessenen Dehnungen beim Erreichen der Maximallast der Ebene 3 (Seite a) über der Fließdehnung und die der Ebene 2 (Seite a) unterhalb der Fließdehnung der Bewehrungsstäbe. Da bei Ebene 3 die Fließdehnung erreicht wird, muss in diesem Bereich in einer Entfernung von ca. 15 mm von der Fugenfläche eine Art Fließgelenk entstanden sein.

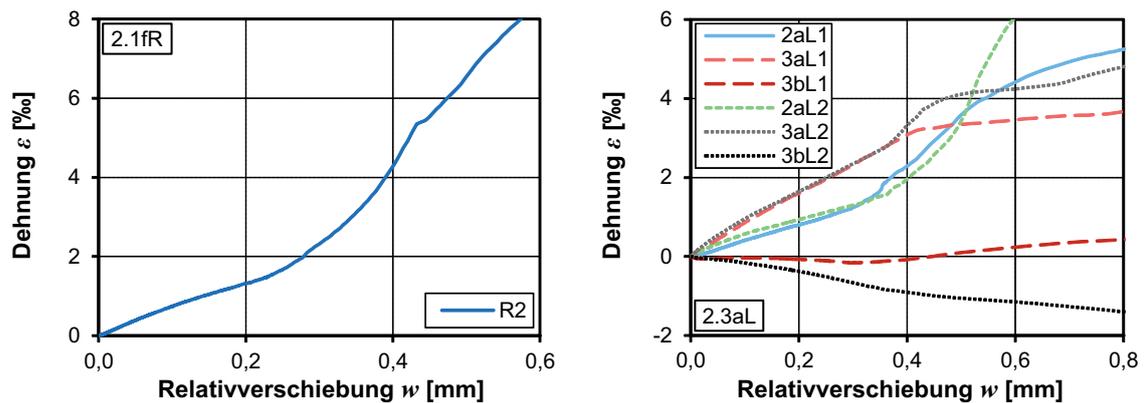


Bild 5.42: Dehnungen der Bewehrungsstäbe – Fuge 2.fR und 2.3aL

In Abschnitt 5.7.2 sind ausgewählte Bruchbilder von Fugenflächen abgebildet. Die Bewehrungsstäbe sind in der Fläche gebrochen und etwas aus dem Betongefüge herausgezogen. In Krafrichtung der Bewehrung sind im oberflächennahen Bereich in einer Zone, die in etwa einem Durchmesser entspricht, Abplatzungen zu erkennen. Um Aufschluss über die Verformung der Bewehrung zu erhalten, wurden den Versuchskörpern Bewehrungsstäbe entnommen (Bild 5.43). Der Serie 2 wurde keine Fugenbewehrung $\varnothing 20$ mm entnommen. Dafür ist ein verformter Stab $\varnothing 20$ mm der Serie 6 abgebildet, welcher nur auf reine Biegung beansprucht wurde.

An den Bewehrungsstäben sind Biege- und Schubverformungen ersichtlich. Im Vergleich zur Biegeverformung ist die Schubverformung deutlich größer. Die Verformungen der Stäbe beginnen bei $\varnothing 12$, $\varnothing 14$ und $\varnothing 20$ mm in einem Abstand von etwa 10, 15 und 20 mm zur Fugenfläche. Die Dehnungsmessung an Bewehrungsstäben $\varnothing 12$ mm (Abschnitt 5.7.4 Dübelwirkung) zeigt, dass die Fließzone etwa 10 mm entfernt von der Fugenoberfläche auftritt. Dieser Abstand entspricht dem Beginn der Biegeverformung des Stabes. Bei einem $\varnothing 20$ mm liegt die Fließzone in einem Bereich von etwa 15 mm (Bild 5.43). Aus den Messungen und der Biegeverformung der entnommenen Stäbe kann geschlossen werden, dass die Fließzone in einem Bereich auftritt, der in etwa einen Bewehrungsdurchmesser von der Fugenfläche entfernt liegt.



Bild 5.43: Bruchbilder von Bewehrungsstäben mit $\varnothing 12$, $\varnothing 14$ und $\varnothing 20$ mm

Infolge der Ausbildung der Fließzone verlieren die Fugen an Steifigkeit. Mit zunehmender Relativverschiebung der beiden Fugenufer wird die Schrägzugwirkung der Bewehrung aktiviert. Das endgültige Versagen der bewehrten Klebefuge tritt schließlich durch ein Abscheren der Bewehrungsstäbe in der Fugenfläche ein.

5.7.7 Stahlgüte

Eine weitere Einflussgröße auf das Fugentragverhalten stellt die Stahlfestigkeit der Fugenbewehrung dar. In Serie 4 wurden hochfeste Schalungsanker St 900/1100, \varnothing 15 mm, mit einer Streckgrenze von 960 N/mm^2 verwendet. Diese Streckgrenze ist um 60 % höher als die der Bewehrungsseisen der Stahlsorte B500B mit einem \varnothing 12 mm. Wie im vorherigen Abschnitt wird auch in Bild 5.44 die Versuchslast normiert auf die Stahlfläche und die Streckgrenze dargestellt. Die Fugenflächen der Versuchskörper, deren Ergebnisse in Bild 5.44 gezeigt werden, wurden aus Gründen der Vergleichbarkeit vor dem Verkleben mit Trennmittel behandelt, um den Fugenbruch in einer Ebene hervorzurufen.

Bei der Gegenüberstellung der Kurven der Versuchskörper 2.1fR mit normalfester Bewehrung B500B und 4.1aR mit hochfestem Stahl St 900/1100 in Bild 5.44 wird deutlich, dass das Fugentragverhalten des Versuchskörpers mit normalfester Bewehrung wesentlich steifer ist. Bis 90 % der plastischen Tragfähigkeit bei einer Relativverschiebung von etwa 0,3 mm ist der Kurvenverlauf der Fuge mit normalfester Bewehrung linear ansteigend. Der Kurvenverlauf der Fuge mit hochfester Bewehrung hingegen ist nur bis 70 % der plastischen Tragfähigkeit bei einer Relativverschiebung von etwa 0,5 mm linear ansteigend. Nach diesen Verschiebungen nimmt die Last unterproportional zu, und die Bewehrung beginnt zu plastizieren. Die hochfesten Bewehrungsstäbe plastizieren bereits bei einer geringeren normierten Last, weil die Plastizierungszone des Betons und damit einhergehend das Biegemoment in der Bewehrung größer sind.

Der Verlust der Fugensteifigkeit beginnt bei der Fuge mit normalfester Bewehrung bei 0,4 mm und bei der Fuge mit hochfester Bewehrung bei 1,7 mm. Mit dem Steifigkeitsverlust ist die plastische Tragfähigkeit der Bewehrung erreicht. Die normierte plastische Tragfähigkeit der Fuge mit normalfester Bewehrung liegt um 10 % höher als mit hochfester Bewehrung. Die Relativverschiebungs- und Tragfähigkeitsdifferenz zwischen elastischem und plastischem Verhalten ist bei der Fuge mit hochfestem Stahl wesentlich größer, da bei diesem Stahl der Übergang vom elastischen zum plastischen Verhalten stetig ist. Der verwendete normalfeste Bewehrungsstahl hingegen hat eine ausgeprägte Streckgrenze. Deswegen ist der Kurvenverlauf bis zur plastischen Tragfähigkeit auch fast linear.

Mit dem Erreichen der plastischen Tragfähigkeit fallen die Kurven leicht ab und steigen mit zunehmender Relativverschiebung wieder an. Die Relativverschiebung beim Versagen der Bewehrungsseisen ist bei der Fuge mit hochfester Bewehrung um ca. 1,5 mm größer.

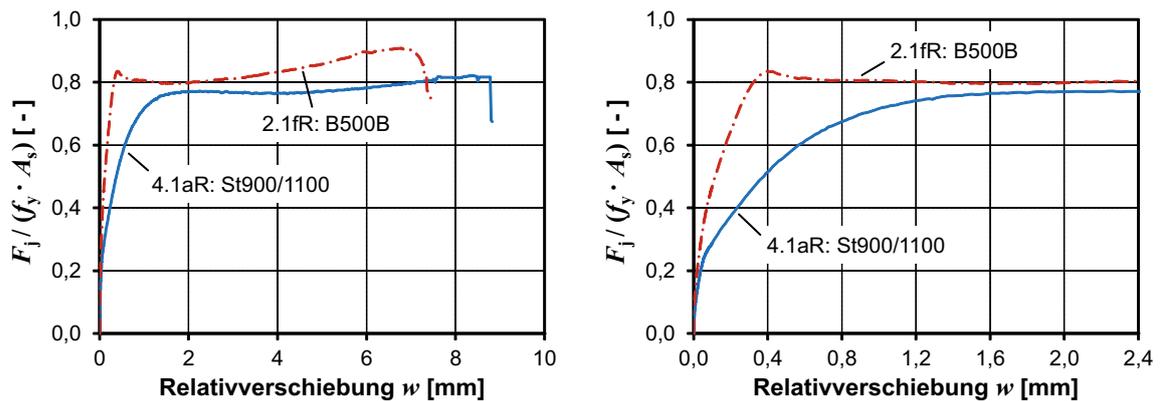


Bild 5.44: Last-Verschiebungs-Kurven – Einfluss der Stahlgüte
(links: Gesamtdarstellung, rechts: vergrößerte Darstellung)

Sowohl die Bewehrungsseisen des Versuchskörpers mit hochfestem Stahl, als auch die Bewehrungsseisen des Versuchskörpers mit normalfestem Stahl, waren in der Fugenebene gebrochen (vgl. Abschnitt 5.7.2). Hier waren ebenfalls nur geringfügige Gefügezerstörungen im Beton in Lastrichtung vor den Bewehrungsstäben feststellbar. Die Bewehrungsstäbe wiesen bleibende Verformungen auf. Bei einigen Versuchskörpern mit hochfester Fugenbewehrung bildeten sich nach der Plastizierung der Bewehrung Risse im Steg aus, die schließlich zu einem keilförmigen Abspalten der Betondeckung in Lastrichtung der Bewehrung führten (Bild 5.45). Dieses trat überwiegend an der schalglatten Seite der Stege auf.



Bild 5.45: Bruchbilder einer Fuge mit hochfester Bewehrung – Versuchskörper 4.1a

Um Aufschluss über die Verformung der hochfesten Bewehrungsstäbe zu erhalten, wurden nach dem Versuch aus einem Steg die Bewehrungsstäbe entnommen. In Bild 5.46 sind die Bruchbilder der Bewehrungsseisen der Stahlgüten St 900/1100 und B500B gegenübergestellt. Das Bruchbild der Bewehrungsstäbe der Serie 4 aus hochfestem Stahl entspricht dem Bruchbild der Bewehrungsseisen der Serie 2 aus normalfestem Stahl. Auch bei diesen Bewehrungsstäben beginnt die Biegeverformung in einem Bereich, der ca. einen Durchmesser von der Fugenoberfläche entfernt liegt.



Bild 5.46: Bruchbilder von Bewehrungsstäben der Serie 2 aus normalfestem Stahl und der Serie 4 aus hochfestem Stahl

5.7.8 Fasergehalt

Ultrahochfester Beton ohne Fasern versagt sehr spröde. Um das Nachbruchverhalten zu verbessern, werden dem UHPC Stahlfasern hinzugegeben. Neben der Verbesserung des Nachbruchverhaltens wird auch die maximale Traglast durch die Faserzugabe gesteigert [Maier, 2012]. Bei „reinen“ Klebefugen hingegen leisten die Stahlfasern der UHPC-Fügeteile weder einen Beitrag zur Tragfähigkeit noch zum Nachbruchverhalten [Mühlbauer, 2012]. Die aus der Fugenfläche herausragenden, sehr kurzen Fasern können nicht derart in die sehr dünne Klebefuge eingebettet werden, dass ein positiver Effekt auf das Tragverhalten entsteht. Das Trag- und Verformungsvermögen von bewehrten Klebefugen ist neben der Adhäsionstragfähigkeit des RPC-Klebstoffs auch von der Tragfähigkeit der Fugenbewehrung abhängig. Diese wird maßgeblich durch die Bettungswirkung der Bewehrungsstäbe in der UHPC-Matrix und durch die Gefügezerstörung in Lastrichtung vor den Bewehrungsstäben bestimmt. Zur Untersuchung, ob ein veränderter Fasergehalt Auswirkungen auf die Bettung und Gefügezerstörung hat, wurden Versuchskörper mit einem geringeren Fasergehalt, 0,9 Vol.-% anstatt 2,5 Vol.-%, hergestellt. Wie aus den Last-Verschiebungs-Kurven (Bild 5.47) ersichtlich, ist die Trag- und Verformungsfähigkeit der Fuge beim Plastizieren der Bewehrung unabhängig vom Fasergehalt. Es entsteht keine größere Gefügezerstörung und plastische Zone im UHPC in Lastrichtung vor den Bewehrungsstäben und letztendlich auch keine höhere Beanspruchung der Bewehrung. Demnach entspricht die Bettungswirkung der Bewehrung im UHPC mit 0,9 Vol.-% Fasergehalt der im UHPC mit 2,5 Vol.-% Fasergehalt. Da das Bettungsverhalten vom E-Modul abhängig ist, zeigt die E-Modul Prüfung der Begleitprüfkörper ebenfalls keine Abhängigkeit vom Fasergehalt des UHPC.

Im Nachbruchverhalten ist das Verschiebungsvermögen der Fuge des Versuchskörpers mit 0,9 Vol.-% Fasern um ca. 4 mm größer als das der Fuge des Versuchskörpers mit 2,5 Vol.-% Fasern. Bei den Versuchskörpern mit 0,9 Vol.-% Fasern bildeten sich mit steigender Relativverschiebung vor den Bewehrungsstäben in der Fugenfläche an der schalglatten Seite des Steges Spalttrisse aus, die zu einem Abspalten der Betondeckung führten und somit eine größere Relativverschiebung der beiden Fugenufer ermöglichten (Bild 5.48).

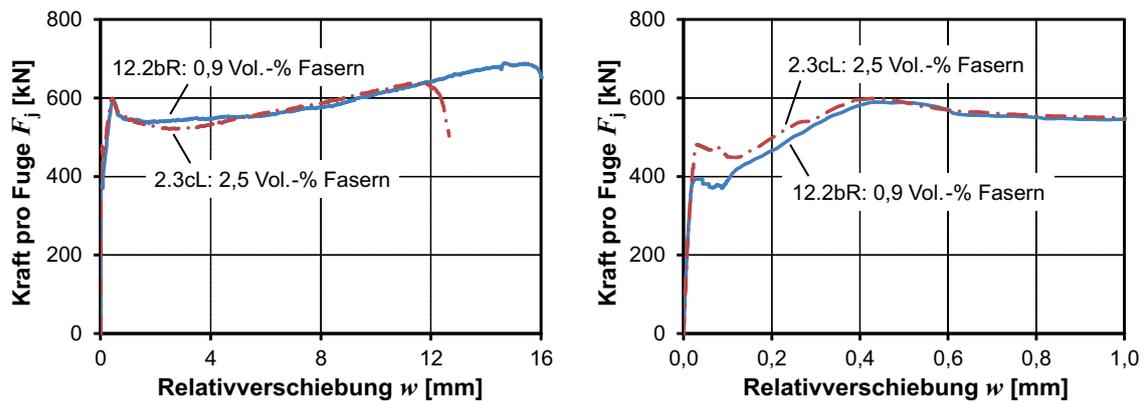


Bild 5.47: Last-Verschiebungs-Kurven – Einfluss des Fasergehalts
(links: Gesamtdarstellung, rechts: vergrößerte Darstellung)

Auch bei den Versuchskörpern 12.1 mit 0,9 Vol.-% Fasern, einer Fugenbewehrung \varnothing 12 mm und einem größeren Verhältnis von Betondeckung zum Durchmesser $c/\varnothing = 2,08$ (\varnothing 20 mm \rightarrow $c/\varnothing = 1,25$) hatten sich Spaltrisse vor der Fugenbewehrung in der Fugenfläche an der schalglatten Stegseite gebildet. Diese führten jedoch nicht zu einem Abspalten der Betondeckung und waren auf der schalglatten Stegseite nicht sichtbar. Des Weiteren waren bei den Platten der Versuchskörper 12.2 Schrägrisse an der zweiten Aussparung aufgetreten. Wie die Last-Verschiebungs-Kurve der Fuge 12.2bR in Bild 5.47 exemplarisch zeigt, beeinflusst die Rissbildung jedoch nicht das Trag- und Verformungsverhalten. Die Versuchskörper mit höherem Fasergehalt zeigten keine Spaltrisse. Die muschelförmigen Abplatzungen hatten eine Tiefe von etwa 3 mm und lagen vor den Bewehrungsstäben in einer Zone, die in etwa einem Durchmesser entspricht. Bei den Versuchskörpern mit geringerem Fasergehalt waren diese Abplatzungen ca. 1 - 2 mm tiefer.

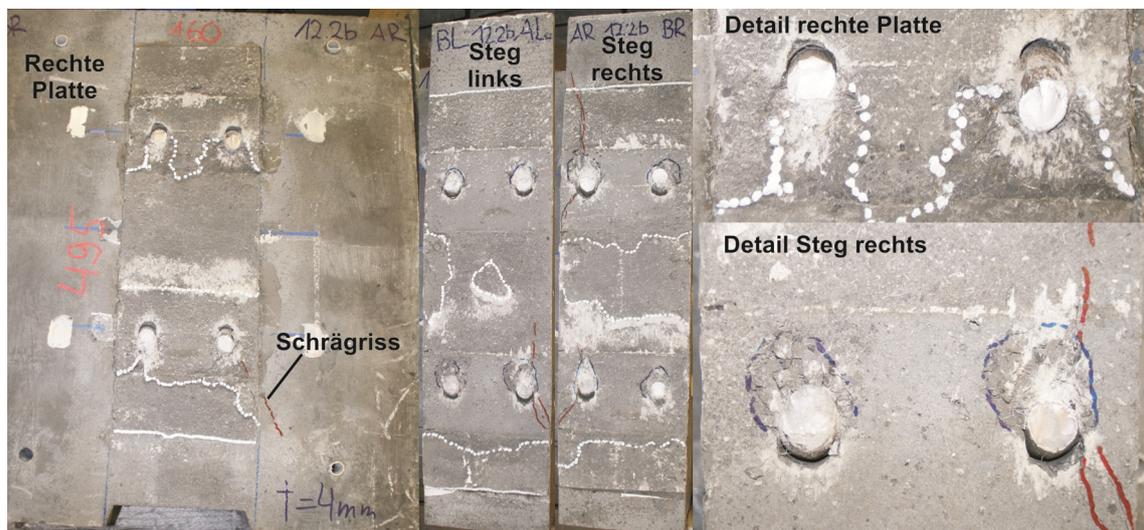


Bild 5.48: Bruchbilder der Fugen mit einem Fasergehalt der Füge-teile von 0,9 Vol.-% – Versuchskörper 12.2bR

5.7.9 Verankerung der Bewehrung

Als Fugenbewehrung der Versuchskörper der Serie 3 wurden Bügel mit einem Durchmesser von 12 mm verwendet (Bild 5.50, links). Bedingt durch den Mindestbiegerollendurchmesser von $4 \varnothing$, und der Plattenstärke von 8 cm betrug die gerade Länge der Bewehrungsstäbe in den Aussparungen der Platte nur 3,2 cm ($2,67 \varnothing$). Bei den anderen Serien kamen Bewehrungselemente zum Einsatz. Die Stäbe dieser Elemente waren durch angeschweißte Platten verankert. Infolgedessen war eine größere gerade Einbindungslänge in den Aussparungen möglich. Bei den Bewehrungselementen mit einem Durchmesser 12 mm betrug die Einbindungslänge 5,9 cm ($4,92 \varnothing$).

In Bild 5.49 sind die Ergebnisse der Versuchskörper 3.1bL mit Bügelbewehrung $\varnothing 12$ mm und 2.1fR mit Bewehrungselementen $\varnothing 12$ mm als Fugenbewehrung abgebildet. Um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse herzustellen, wurden beide Fugenoberflächen mit einem Trennmittel behandelt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Steifigkeit und die Tragfähigkeit der Fuge mit Bügelbewehrung höher sind als die der Fuge mit Bewehrungselementen. Ursache dafür ist jedoch nicht die Art der Fugenbewehrung, sondern die rauere Fuge des Versuchskörpers. Da die Tragfähigkeit der Fuge mit Bügelbewehrung größer ist, kann davon ausgegangen werden, dass die geringere Einbindungslänge der Bewehrungsstäbe und die Verankerung durch den Bügel keinen Einfluss auf das Tragverhalten haben. Die Relativverschiebung beim Bewehrungsversagen ist bei der Fuge mit Bügeln geringfügig höher.

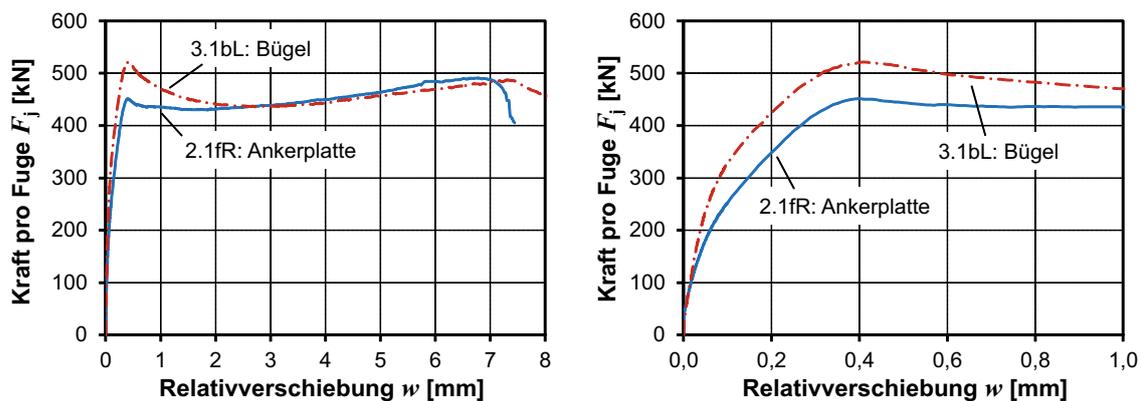


Bild 5.49: Last-Verschiebungs-Kurven – Einfluss der Verankerung der Bewehrung (links: Gesamtdarstellung, rechts: vergrößerte Darstellung)

Die Betondeckung der Versuchskörper mit Bügelbewehrung war mit 2,0 cm ($c/\varnothing = 1,67$) kleiner als die der Bewehrungselemente mit 2,5 cm ($c/\varnothing = 2,08$). Aufgrund der geringeren Betondeckung traten Spaltrisse in der Fugenfläche an der schalglatten Seite des Steges des Versuchskörpers 3.1b auf (Bild 5.50, rechts). Die Spaltrisse beeinflussten das Tragverhalten nicht. Die weiteren zwei Versuchskörper 3.1a und 3.1c hatten keine Risse.



Bild 5.50: Bügel als Fugenbewehrung – Bruchbilder der Fuge mit Bügelbewehrung VK 3.1b

5.7.10 Material der Verfüllung

Die Aussparungen der Versuchskörper der Serie 9 waren mit RPC-Klebstoff ohne Fasern verfüllt worden. Somit war sowohl die Fuge als auch der bewehrte Aussparungsbereich durchgehend homogen mit RPC-Klebstoff. Die Mittelwerte der Adhäsionstragfähigkeiten der „reinen“ Verklebung (VK 1.1), der bewehrten Verklebung mit UHPC-Verfüllung (VK 2.1) und der bewehrten Verklebung mit RPC-Verfüllung (Versuchskörper 9.1) sind im Balken-Diagramm in Bild 5.51 gegenübergestellt. Die mittlere Adhäsionstragfähigkeit der RPC-Klebefugen von Versuchskörper 1.1 und 9.1 sind gleich. Die bewehrte Klebefuge mit UHPC-Verfüllung weist eine im Vergleich zu den „reinen“ RPC-Klebefugen um 32 % höhere Adhäsionstragfähigkeit auf.

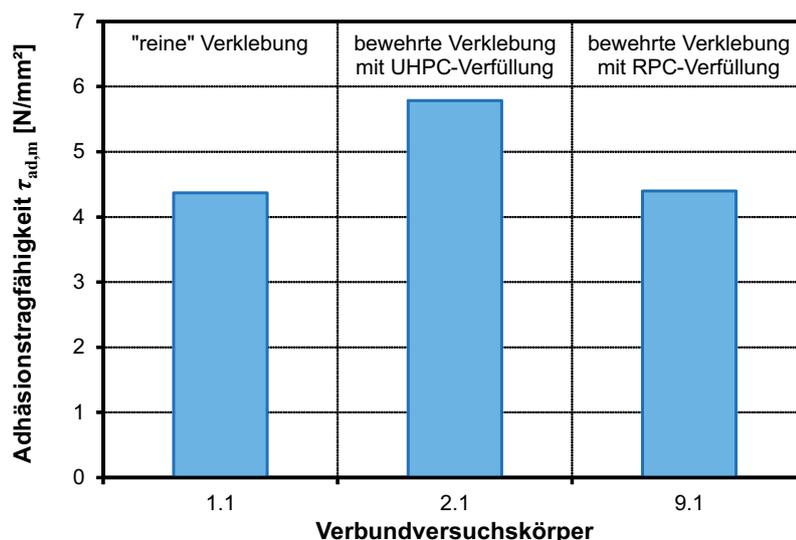


Bild 5.51: Mittelwerte der Adhäsionstragfähigkeiten der Versuchskörper 1.1, 2.1 und 9.1

Durch die sehr steife Bettung der Bewehrung im UHPC-Gefüge wird die Bewehrung bereits bei geringen Verschiebungen aktiviert und erhöht somit die Adhäsionstragfähigkeit (Abschnitt 5.7.2). In der RPC-Matrix muss demnach eine geringere Bettungswirkung vorhanden sein.

Im Vergleich zur UHPC-Druckfestigkeit ist die RPC-Druckfestigkeit (Begleitprüfkörper: Zylinder mit Durchmesser/Höhe = 150/300 mm) um 35 % geringer. Auch die Ergebnisse der Verbundkörperversuche mit RPC-Verfüllung zeigen gegenüber der UHPC-Verfüllung eine um 20 % verminderte Tragfähigkeit aufgrund der geringeren Druckfestigkeit. Demgegenüber steht allerdings ein höheres Verschiebungsvermögen der Fuge beim Versagen der Bewehrung (Bild 5.52).

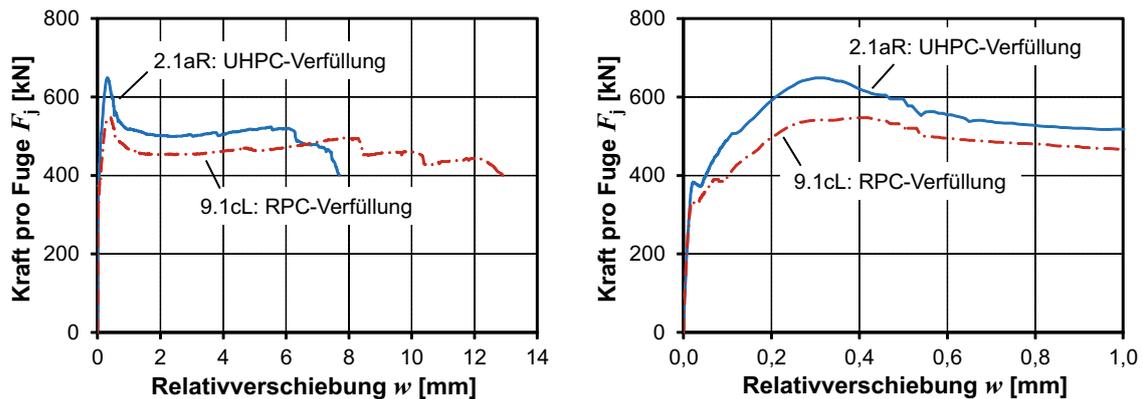


Bild 5.52: Last-Verschiebungs-Kurven – Einfluss des Materials der Verfüllung (links: Gesamtdarstellung, rechts: vergrößerte Darstellung)

Nach dem Öffnen der Fuge wurde deutlich, woraus das größere Verschiebungsvermögen resultierte. Die geringere Druckfestigkeit des RPC-Klebstoffs und das Fehlen von Stahlfasern führten zu einer größeren Schädigung des Gefüges der Verfüllung (Bild 5.53), ermöglichten im Gegenzug aber eine bessere Verformungsfähigkeit (Bild 5.54).

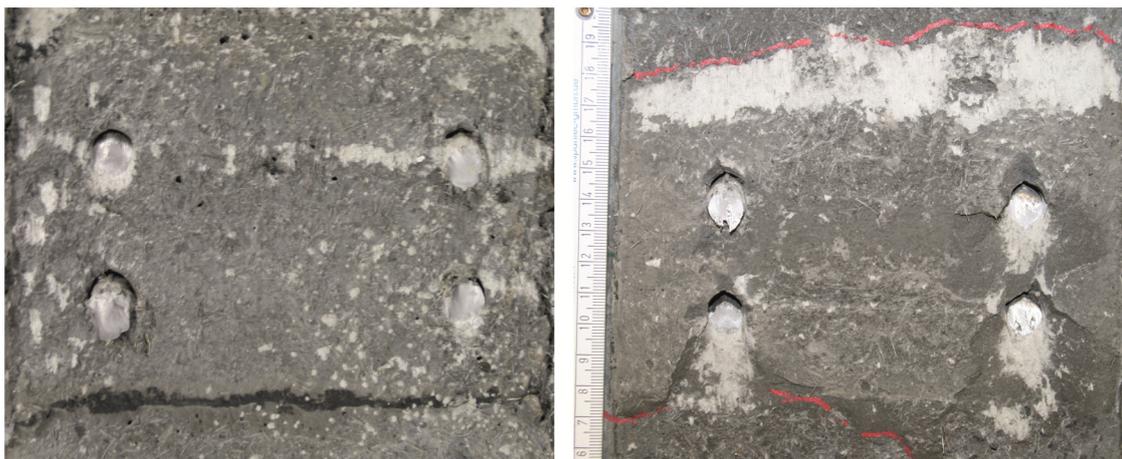


Bild 5.53: Fugenbruchbilder – UHPC-Verfüllung (links) und RPC-Verfüllung (rechts)

In Bild 5.54 sind die verformten Bewehrungsstäbe des Versuchskörpers 2.1c mit UHPC-Verfüllung und des Versuchskörpers 9.1c mit RPC-Verfüllung abgebildet. Der Bewehrungsstab mit Einbindung in die RPC-Verfüllung zeigt eindeutig die bereits festgestellten größeren Verformungen durch die Gefügezerstörung.

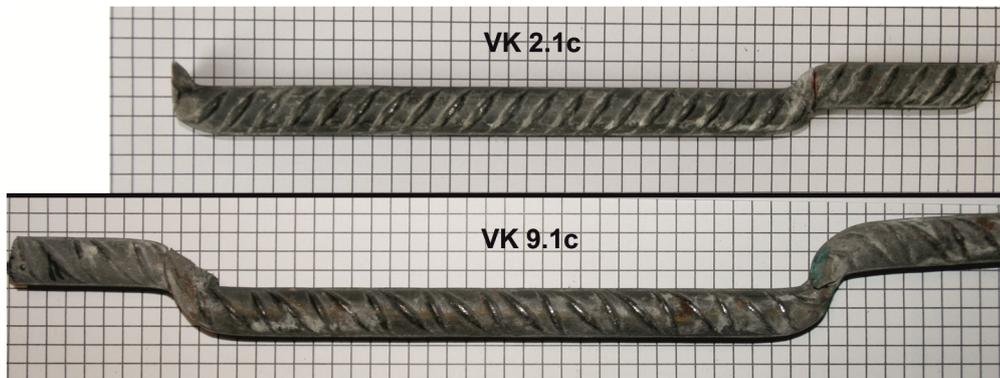


Bild 5.54: Bruchbilder von Bewehrungsstäben – UHPC-Verfüllung (oben) und RPC-Verfüllung (unten)

5.7.11 Fugenlänge

Im Rahmen der in dieser Arbeit durchgeführten Versuche wurden Fugenlängen von 50 und 100 cm untersucht. [Mühlbauer, 2012] verwendete Versuchskörper bestehend aus zwei zusammengeklebten L-förmigen Füge­teilen mit einer Fugenlänge von 24 cm. In Bild 5.55 sind die mittleren Adhäsionstragfähigkeiten der „reinen“ Verklebungen der einzelnen Versuche gegenübergestellt. Mit zunehmender Fugenlänge nimmt die Adhäsionstragfähigkeit der Versuchskörper ab. Die mittlere Adhäsionstragfähigkeit beträgt bei einer Fugenlänge von 50 cm 80 % und bei einer Fugenlänge von 100 cm 54 % der Adhäsionstragfähigkeit der Fuge mit einer Länge von 24 cm.

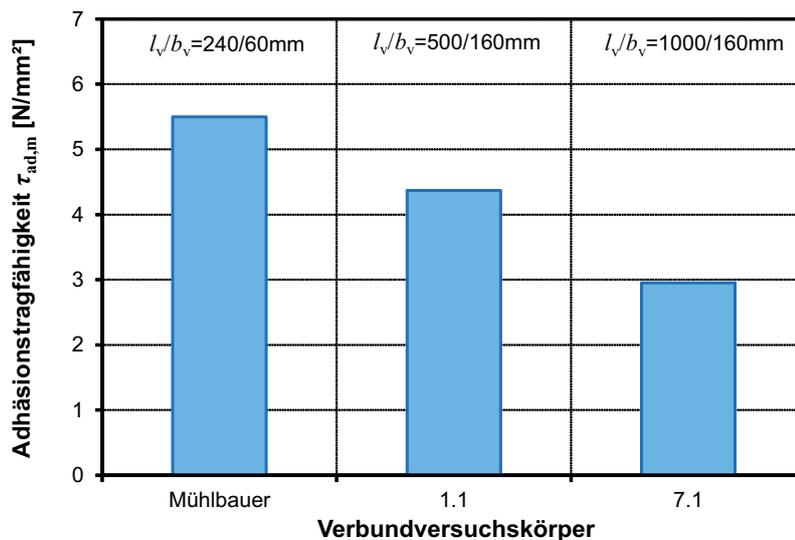


Bild 5.55: Mittelwerte der Adhäsionstragfähigkeiten der Versuchskörper von Mühlbauer [Mühlbauer, 2012] und der Versuchskörper 1.1 und 7.1

Die in dieser Arbeit untersuchten Verbundkörper sind auf Kraftmessdosen gestellt worden, um die jeweilige Fugenbeanspruchung zu messen. Die Ergebnisse der Kraftmessung zeigte außerdem, dass bei ein paar Versuchskörpern eine ungleichmäßige Belastung der Platten aufgetreten war (Anlage A). Dies kann zwei Gründe haben: Bei der Herstellung der Versuchskörper wurden Steg und Platte nicht parallel miteinander verklebt. Des Weiteren kann es trotz aller Bemühungen, die Körper möglichst gerade einzubauen, vorgekommen sein, dass der Körper schief eingebaut wurde. Aufgrund des Abstandes der Kraftmessdosen zur Fugenmitte entstand aus diesen Imperfektionen eine Verdrehung der Platten und somit eine zur Schubspannung zusätzlich wirkende exzentrische Beanspruchung der Klebefugen (Bild 5.56).

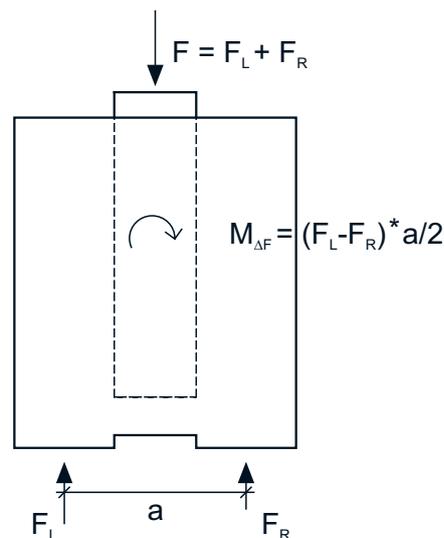


Bild 5.56: Exzentrische Plattenbeanspruchung durch schiefen Einbau oder schiefe Verklebung

Im Balkendiagramm Bild 5.55 sind nur Ergebnisse von Fugen mit annähernd zentrischer Lasteinleitung ausgewertet worden. Bei Versuchskörper 1.1: 6 von insgesamt 12 Fugen und bei Versuchskörper 7.1: 3 von insgesamt 6 Fugen.

Wie vorab festgestellt, ist die Adhäsionstragfähigkeit von der Fugenlänge abhängig. Je kleiner die Fugenlänge, desto größer ist die Schubspannung. Das bedeutet, dass die Schubspannung mit zunehmender Länge nicht mehr konstant über die Fuge ist. Anhand des Last-Verformungsverhaltens der Versuchskörper mit bewehrter Klebefuge der Serie 8 konnte die Schubspannungsverteilung über die Länge hergeleitet werden. Da die bewehrte Klebefuge nicht schlagartig versagte, konnten die Verschiebungspfade mit den über die Fugenlänge angebrachten Wegaufnehmern nachvollzogen werden. In Bild 5.57 sind die Mittelwerte der Relativverschiebungen von der linken Fuge, Versuchskörpers 8.1a der gegenüberliegenden Wegaufnehmer (Seite A und B) der ersten, zweiten und dritten Messebene dargestellt (Bild 5.17).

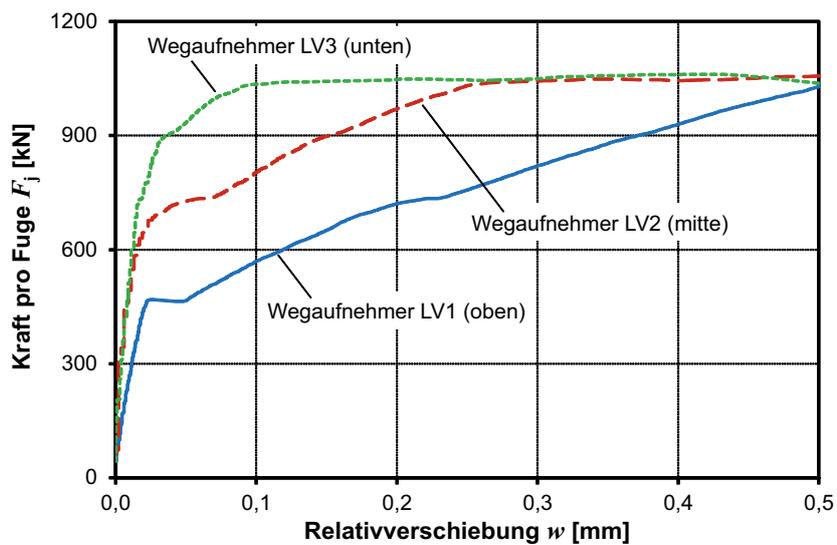


Bild 5.57: Last-Verschiebungs-Kurven – Einfluss der Fugenlänge VK 8.1aL

Wie an den Verschiebungen zu erkennen ist, beginnt das Fugenversagen von oben. Dort muss demnach auch die maximale Schubspannung aufgetreten sein. Mit steigender Kraft pflanzt sich das Schubspannungsmaximum über die Fugenlänge nach unten fort (Bild 5.58), so dass die über die Höhe angeordnete Bewehrung sukzessive aktiviert wird.

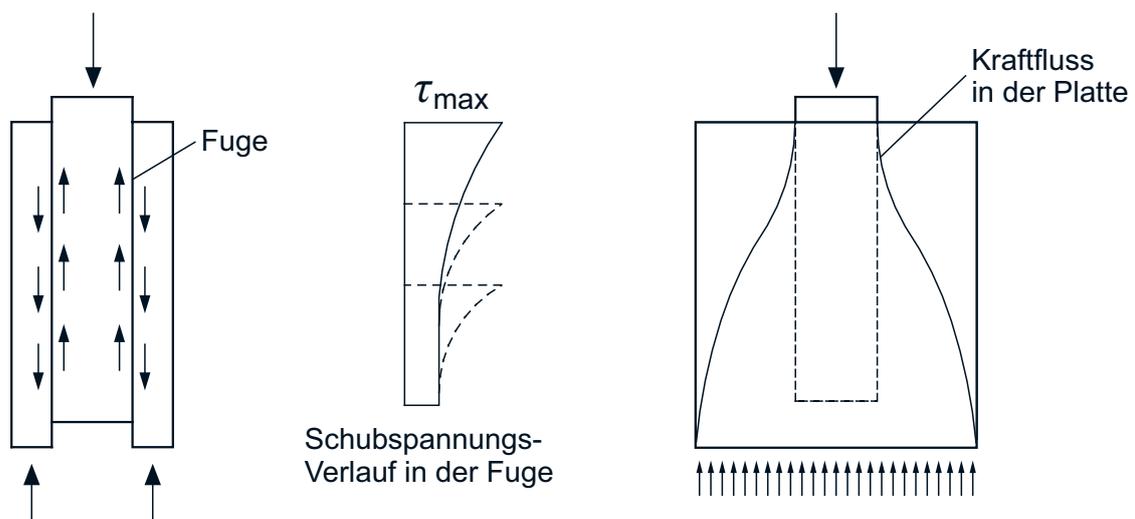


Bild 5.58: Schematische Schubspannungsverteilung in der Verbundfuge

5.7.12 Abstand der Aussparungen

Mit Serie 8 (Versuchskörper-Typ II, Bild 5.2) wurde u. a. die Auswirkung des Abstandes der Aussparungen auf das Fugentragverhalten untersucht. Die Fugenlänge betrug einheitlich 100 cm. Die Versuchskörper 8.1, 8.2 und 8.3 hatten zwei, drei und vier Aussparungen mit einem Abstand von 50, 33,3 und 25 cm. Die Ausführung der Klebefugen erfolgte bewehrt mit dem Bewehrungselement-Typ D3-2, \varnothing 12 (Bild 5.6). In Bild 5.59 sind die mittleren Adhäsionstragfähigkeiten der Serie 8 und der Referenzserie 7 mit „reiner“ Verklebung und ebenfalls einer Fugenlänge von 100 cm gegenübergestellt. Es sind nur die Ergebnisse mit einer nahezu zentrischen Lasteinleitung in die Platten ausgewertet worden. Bei Versuchskörper 7.1: 3 von insgesamt 6 Fugen und bei den Versuchskörpern 8.1, 8.2 und 8.3: 1, 3 und 4 von insgesamt jeweils 6 Fugen.

Im Vergleich zum Referenzversuch 7.1 mit „reiner“ Verklebung ist keine merkliche Beeinflussung der mittleren Adhäsionstragfähigkeit durch die Aussparungen erkennbar. Nur bei den Ergebnissen des Versuchskörpers 8.3 liegt die mittlere Adhäsionstragfähigkeit geringfügig mit 8 % unter den Ergebnissen des Referenzversuchs.

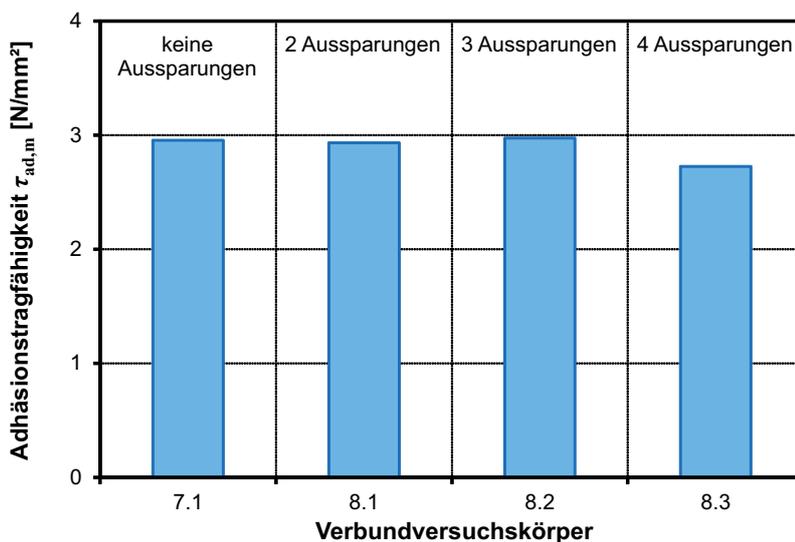


Bild 5.59: Mittelwerte der Adhäsionstragfähigkeiten der Versuchskörper 7.1, 8.1, 8.2 und 8.3

5.7.13 Fugenoberfläche

Nachfolgend wird die Abhängigkeit des Fugentragverhaltens von der Oberflächenbeschaffenheit der Fuge dargestellt. Es wurden folgende Oberflächenstrukturen untersucht:

- geschalte, gestrahlte Oberfläche mit Trennmittel (Versuchskörper 5.1d-h)
- geschalte, gestrahlte Oberfläche ohne Trennmittel (Versuchskörper 5.1a-c)
- ungeschalte, gestrahlte Oberfläche ohne Trennmittel (Versuchskörper 11.1a-c)
- trapezprofilierte, gestrahlte Oberfläche ohne Trennmittel (Versuchskörper 11.2a,b)

Die verschiedenen Oberflächenstrukturen können Bild 5.3 entnommen werden. Die Versuchskörper waren mit Bewehrungselementen vom Typ D3-2 mit einem Durchmesser von 12 mm ausgestattet. Somit betrug der Bewehrungsgehalt der Fugen bei allen Versuchskörpern einheitlich 1,70 %.

Die Ergebnisse der Prüfungen zeigen eine deutliche Abhängigkeit des Schubtragverhaltens von der Art der Fugenoberfläche (Bild 5.60). Je rauer die Fugenoberfläche ist, desto größer ist auch die Tragfähigkeit. Bei der Fuge 5.1dL wurde der Haftverbund durch ein Trennmittel verhindert. Daraus ergibt sich bereits von Belastungsbeginn an die Tragwirkung über die Bewehrung. Im Vergleich zu den anderen Versuchskörpern ohne Trennmittel ist durch die fehlende Adhäsionswirkung des RPC-Klebstoffs und der UHPC-Verfüllung die Fugensteifigkeit weicher. Die Adhäsionstragfähigkeiten der rauerer Fugen mit ungeschalt, gestrahlter Oberfläche 11.1aL und mit trapezprofilierte, gestrahlter Oberfläche 11.2bL sind nahezu identisch. Durch die Trapezprofilierung konnte die Adhäsionstragfähigkeit nicht weiter gesteigert werden. Die Fuge mit geschalt, gestrahlter Oberfläche 5.1aL besitzt im Vergleich zu trapezprofilierte, gestrahlter Oberfläche einen um etwa 20 % geringeren Haftverbund.

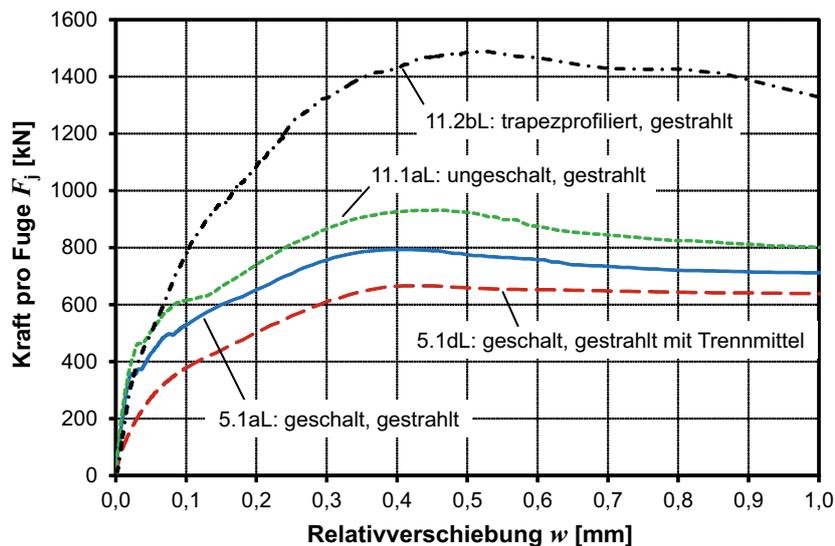


Bild 5.60: Last-Verschiebungs-Kurven über begrenztem Verschiebungsbereich – Einfluss der Fugenoberfläche

Die Bewehrungsstäbe der Fugen 5.1aL und 5.1dL plastizieren ungefähr bei der gleichen Relativverschiebung von 0,40 mm. Die plastischen Tragfähigkeiten der raueren Fugen werden bei Versuchskörper 11.1aL bei einer Relativverschiebung von 0,45 mm und bei Versuchskörper 11.2bL bei einer Relativverschiebung von 0,50 mm erreicht. Bezogen auf die Fuge mit Trennmittel 5.1dL liegen die plastischen Tragfähigkeiten der Fugen 5.1aL, 11.1aL und 11.2bL um 20 %, 40 % und 124 % höher. Mit steigender Oberflächenrauheit kann die plastische Tragfähigkeit enorm gesteigert werden. Demgegenüber steht allerdings ein schlechteres Nachbruchverhalten der profilierten Fuge, da mit der Plastizierung der Bewehrung ein erheblicher Lastabfall einhergeht und daher ein sprödes Verhalten auftritt (Bild 5.61). Die Relativverschiebungen beim Fugenversagen der Versuchskörper liegen im gleichen Bereich. Mit zunehmender Relativverschiebung gleichen sich die aufnehmbaren Lasten der Versuchskörper wieder an. Dabei spielt die Fugenoberfläche eine untergeordnete Rolle, da zu diesem Zeitpunkt der Tragmechanismus der Schrägzugwirkung der Bewehrung aktiviert ist.

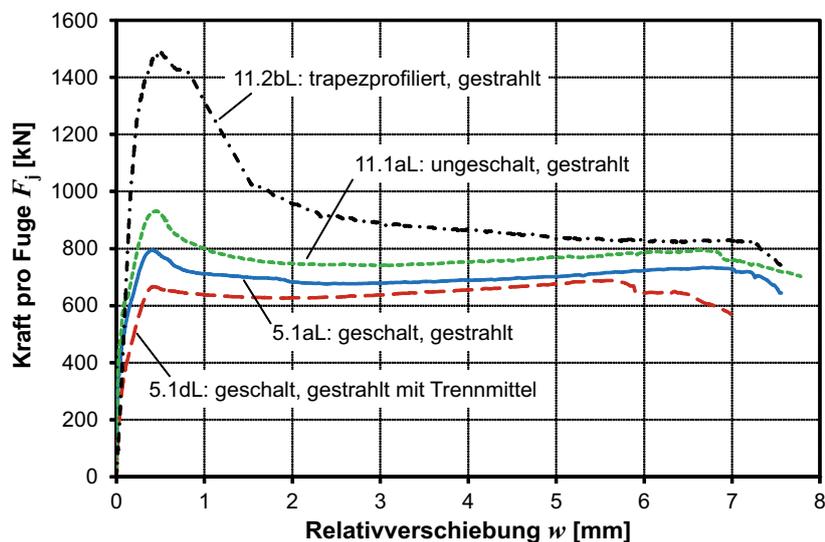


Bild 5.61: Last-Verschiebungs-Kurven über komplettem Verschiebungsbereich – Einfluss der Fugenoberfläche

Aufgrund einer größeren Oberflächenrauheit ist eine bessere Verzahnung der beiden Fugenufer möglich. Infolgedessen entstehen eine größere Fugenöffnung (Bild 5.62) und eine größere Dehnung der Bewehrung. Mit der stärkeren Zugbeanspruchung der Bewehrung wird auch eine höhere einwirkende Drucknormalspannung in der Fuge aktiviert und somit die Klemmwirkung gesteigert. Außerdem resultiert aus der verbesserten Verzahnung ein höherer Reibungsbeiwert.

Die Fugenöffnung der mit Trennmittel behandelten Fuge ist am geringsten (Bild 5.62). Die Fugen 5.1aL mit schalglatter, gestrahlter Oberfläche und 11.1aL mit ungeschalteter Oberfläche zeigen ein affines Fugenöffnungsverhalten. Wie zu erwarten war, ist die Öffnung der trapezprofilierten Fuge am größten.

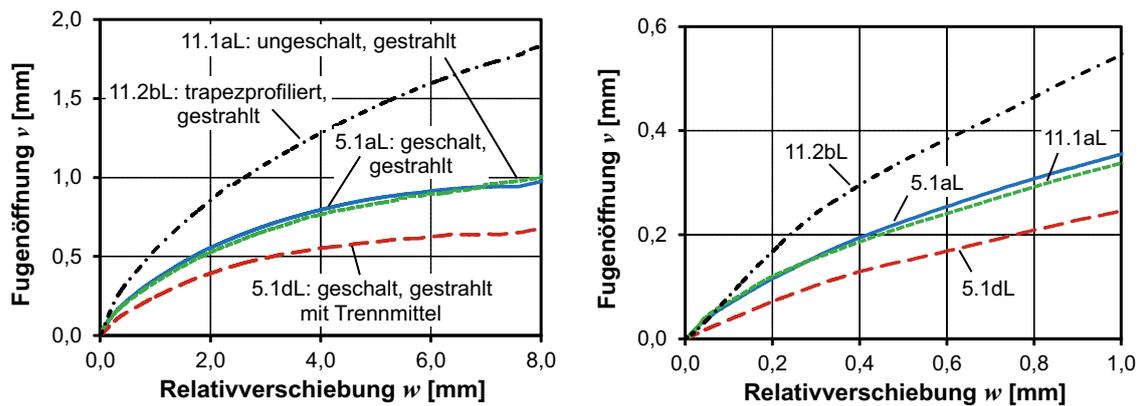


Bild 5.62: Fugenöffnungs-Verschiebungs-Kurven – Einfluss der Fugenoberfläche (links: Gesamtdarstellung, rechts: vergrößerte Darstellung)

In Bild 5.63 sind die Bruchbilder der Fugen gegenübergestellt. Bei der Fuge mit Trennmittel (5.1gL) war der Fugenbruch in einer Ebene und bei der Fuge ohne Trennmittel (5.1aL) in zwei Ebenen mit einer Verzahnung des RPC-Klebstoffs an der UHPC-Verfüllung bei einer Aussparung aufgetreten. Die Fuge mit ungeschalteter Oberfläche (11.1aL) war in einer Ebene gebrochen. Nach dem Öffnen dieser Fuge wurden größere weiße Stellen festgestellt, wo das Quarzmehl zerrieben wurde. Dies deutet auf eine rauere Oberfläche hin. Der Fugenbruch der trapezverzahnten Fuge (11.2bL) war im Gefüge des RPC-Klebstoffs aufgetreten.

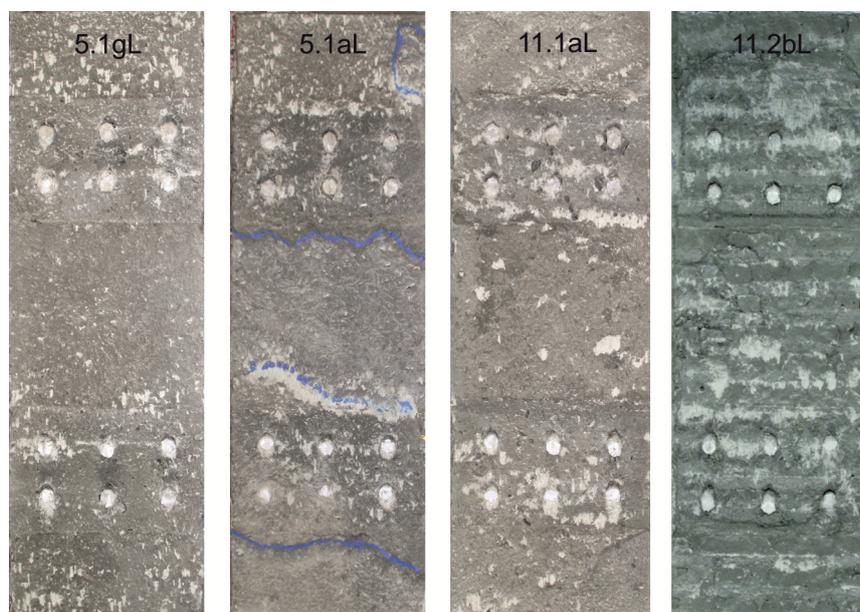


Bild 5.63: Bruchbilder von Fugen – Fuge mit Trennmittel, Fuge ohne Trennmittel, ungeschalt und trapezprofiliert Fuge

5.7.14 Betonfestigkeit

Um den Einfluss der Dübeltragwirkung der Bewehrung über das Betonfestigkeitsspektrum festzustellen, wurden zusätzliche Versuche mit normalfestem und hochfestem Beton durchgeführt (Serie 13). Die Versuchskörper hatten eine Teflonfolie in der schalglatten Fugenfläche und waren mit einer Fugenbewehrung aus herkömmlichem Bewehrungsstahl B500B bzw. hochfestem Bewehrungsstahl St 900/1100 ausgestattet. Zum Vergleich wurden die UHPC-Versuchskörper der Serie 6 herangezogen, die jedoch unterschiedliche Bewehrungsgehalte und Streckgrenzen der Fugenbewehrung aufwiesen. Deshalb wurden die Versuchslasten normiert. Die Last-Verformungs-Kurven ausgewählter Fugen mit einer in verschiedenen Betonfestigkeitsklassen eingebetteten Fugenbewehrung der Stahlsorte B500B werden in Bild 5.65 (Gesamtdarstellung) und Bild 5.66 (vergrößerte Darstellung) gezeigt. Wie zu erkennen ist, steigen mit zunehmender Betonfestigkeit auch die Tragfähigkeit der Fuge und die Fugensteifigkeit an. Die plastischen Tragfähigkeiten der Fugen 13.3L ($f_{cm} = 53 \text{ N/mm}^2$), 13.5L ($f_{cm} = 67 \text{ N/mm}^2$), 13.7L ($f_{cm} = 117 \text{ N/mm}^2$) und 6.2aL ($f_{cm} = 163 \text{ N/mm}^2$) sind nahezu identisch. Allerdings plastiziert die Bewehrung bei unterschiedlichen Verschiebungen. Das Last-Verschiebungs-Verhalten der Fugen 6.2aL und 13.7L mit einer Druckfestigkeitsdifferenz von 28 % ist nahezu gleich. Das Last-Verschiebungs-Verhalten der Versuchskörper 13.3L und 13.5L mit einer Druckfestigkeitsdifferenz von 21 % ist ebenfalls affin. Die Relativverschiebungen der Fugen 6.2aL und 13.7L betragen im Vergleich zu den Fugen 13.3L und 13.5L beim Plastizieren der Bewehrung nur die Hälfte. Die plastische Tragfähigkeit der Fuge 13.1L mit einer mittleren Druckfestigkeit des Versuchskörpers von $f_{cm} = 29 \text{ N/mm}^2$ ist deutlich geringer und die zugehörige Relativverschiebung w_{pl} auch wesentlich höher. Mit steigender Druckfestigkeit der Versuchskörper ist ein verbessertes Nachbruchverhalten ersichtlich. Festzuhalten ist, dass bei allen Versuchskörpern der Serie 13 nicht die Fugen gebrochen sind, sondern ein Plattenversagen aufgrund eines Spaltbruchs aufgetreten ist (Bild 5.64). Aus diesem Grund versagte der Versuchskörper 13.1 mit einer geringen Druck- bzw. Zugfestigkeit des Betons bereits bei einer kleinen Verschiebung der Fugenufer. Die Fugenbewehrung war beim Versagen schon plastiziert. Der Kurvenverlauf der Versuchskörper mit einer höheren Druckfestigkeit ist bis zum Verlust der Fugensteifigkeit linear ansteigend. Nach der Plastizierung der Bewehrung verlieren die Fugen wesentlich an Steifigkeit und die Kurvenverläufe flachen ab. Mit dem Steifigkeitsverlust gleichen sich die Kurven an.

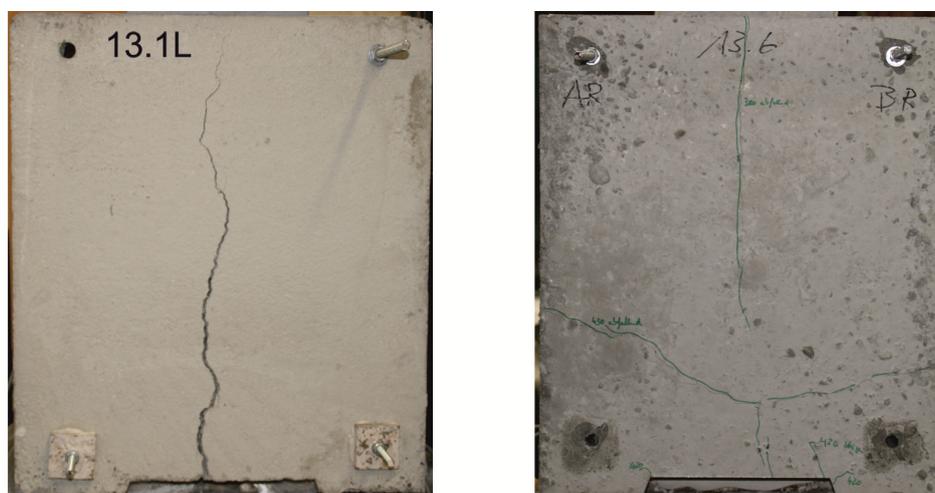


Bild 5.64: Rissbilder der Platten – linke Platte VK 13.1 und rechte Platte VK 13.6

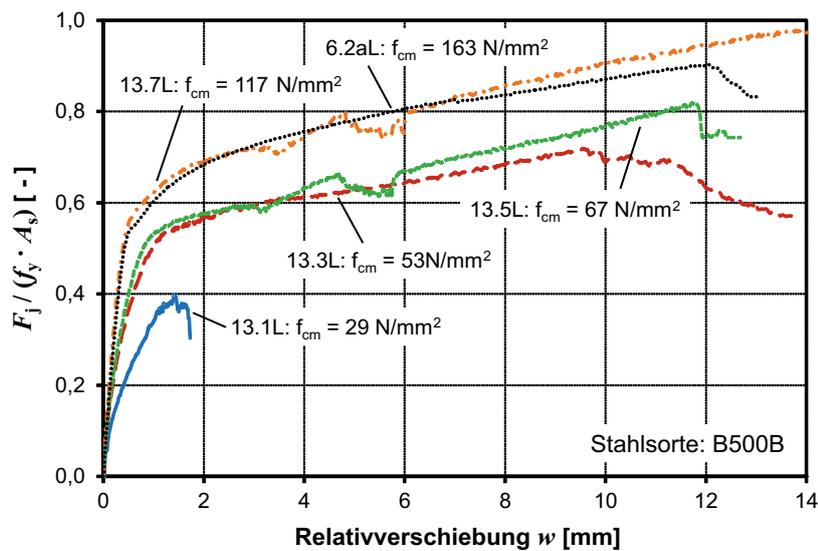


Bild 5.65: Last-Verschiebungs-Kurven über komplettem Verschiebungsbereich – Einfluss der Betonfestigkeit bei einer Stahlsorte B500B

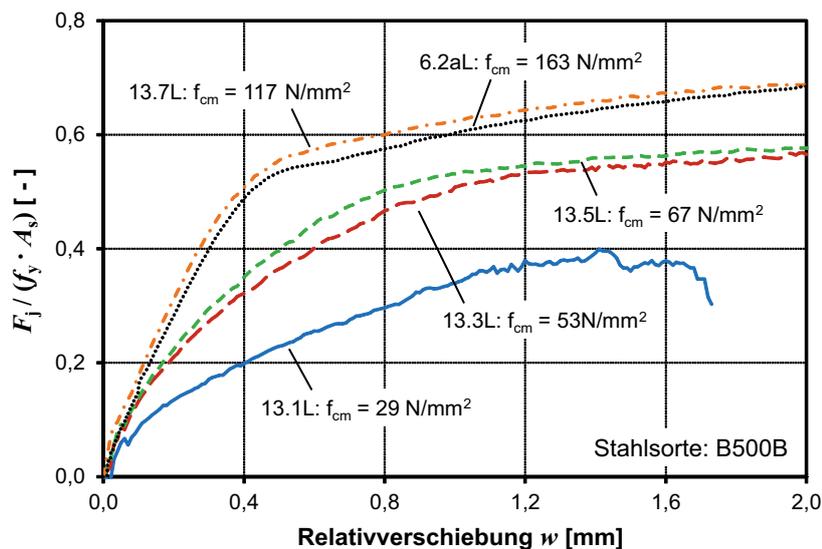


Bild 5.66: Last-Verschiebungs-Kurven über begrenztem Verschiebungsbereich – Einfluss der Betonfestigkeit bei einer Stahlsorte B500B

Wie bei den Versuchskörpern mit einer Fugenbewehrung aus Stahl B500B, ist auch bei den Versuchskörpern mit einer Fugenbewehrung aus Stahl St 900/1100, bei steigender Betonfestigkeit der Versuchskörper, eine höhere Tragfähigkeit und Steifigkeit der Fuge festzustellen (Bild 5.67 (Gesamtdarstellung) und Bild 5.68 (vergrößerte Darstellung)). Ebenso versagten hier nicht die Fugen, sondern die Platten der Versuchskörper durch einen Spaltbruch. Die Fugen 13.8L ($f_{cm} = 117 \text{ N/mm}^2$) und 6.3aL ($f_{cm} = 163 \text{ N/mm}^2$) weisen einen nahezu identischen Kurvenverlauf und eine gleichgroße plastische Tragfähigkeit auf. Der Lastanstieg beider Fugen ist bis zu einer bezogenen Versuchslast von ca. 0,3 proportional. Nach der Plastizierung der Fugen flachen bei allen Versuchskörpern die Kurvenverläufe ab und steigen mit zunehmender Relativverschiebung wieder leicht an.

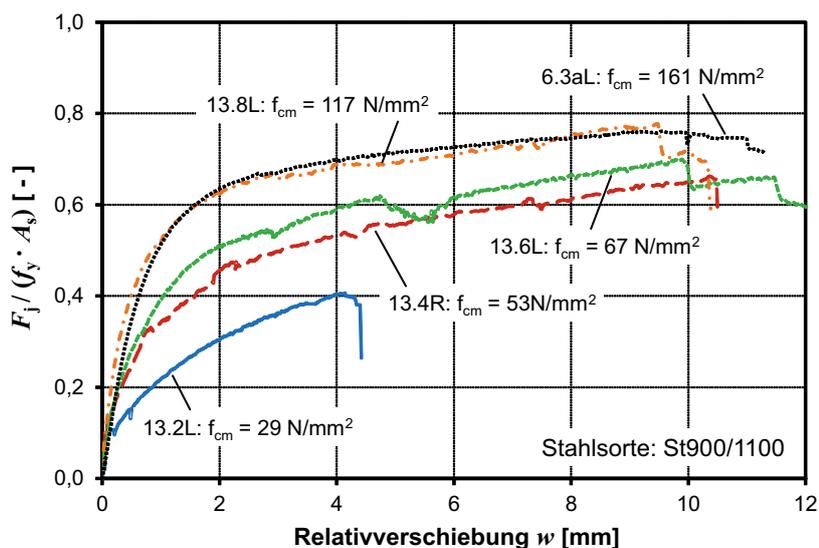


Bild 5.67: Last-Verschiebungs-Kurven über komplettem Verschiebungsbereich – Einfluss der Betonfestigkeit bei einer Stahlsorte St 900/1100

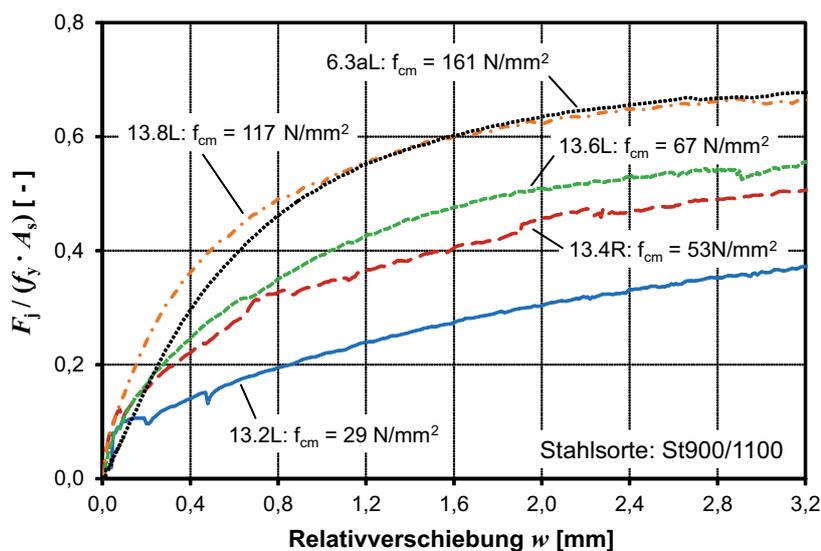


Bild 5.68: Last-Verschiebungs-Kurven über begrenztem Verschiebungsbereich – Einfluss der Betonfestigkeit bei einer Stahlsorte St 900/1100

In Bild 5.69 sind die Ergebnisse der Dehnungsmessungen an den Bewehrungsstäben der Versuchskörper 13.4 ($f_{cm} = 53 \text{ N/mm}^2$) und 13.8 ($f_{cm} = 117 \text{ N/mm}^2$) mit einer Fugenbewehrung aus Stahl St 900/1100 und der Versuchskörper 13.5 ($f_{cm} = 67 \text{ N/mm}^2$) und 13.7 ($f_{cm} = 117 \text{ N/mm}^2$) mit einer Fugenbewehrung aus Stahl B500B dargestellt. Die Lage der Dehnungsmessstreifen ist Bild 5.21 und Bild 5.22 zu entnehmen.

In der 1. Messebene (20 mm von der Fugenfläche entfernt) wird die Fließdehnung des Bewehrungsstahls B500B am DMS-2 der Versuchskörper 13.5 und 13.7 bei einer Fugenverschiebung von etwa 0,5 mm erreicht (Bild 5.69). Dabei tritt die Fließdehnung bei verschiedenen Lastniveaus auf. Die bezogene Last beträgt bei Versuchskörper 13.5 0,4 und bei Versuchs-

körper 13.7 0,55 (Bild 5.66). Mit steigender Relativverschiebung nehmen die Dehnungen der DMS 2 weiter linear zu. Der weitere Dehnungszuwachs bei Versuchskörper 13.7 beträgt 1 ‰ bis die Kurve bei einer Relativverschiebung von 0,65 mm abflacht. An diesem Punkt verliert die Fuge an Steifigkeit. Bei Versuchskörper 13.5 beträgt die proportionale Dehnungszunahme ab dem Erreichen der Fließdehnung noch 2 ‰ bis die Dehnung des DMS bei einer Relativverschiebung von 0,9 mm abfällt. Dies ist mit einem deutlichen Steifigkeitsverlust der Fuge verbunden.

Der Abfall der Dehnungen der Dehnungsmessstreifen DMS-2 der Versuchskörper 13.4 und 13.8 mit einer Stahlgüte der Fugenbewehrung von St 900/1100 tritt bei etwa 7 ‰ ein, was der 0,2 % Dehngrenze ($R_{p0,2}$) der Bewehrung entspricht. Dieser Punkt wird bei Versuchskörper 13.4 bei einer Fugenverschiebung von etwa 1,2 mm und bei Versuchskörper 13.8 bei einer Verschiebung von etwa 0,9 mm erreicht. Anschließend verlaufen die Dehnungen der anderen DMS nicht mehr linear. Die Fugen verlieren an Steifigkeit. Eine weitere Abflachung der Dehnungsverläufe und Last-Verschiebungs-Kurven treten bei 1,8 mm (VK 13.8) bzw. bei 2,2 mm (VK 13.4) Verschiebung ein.

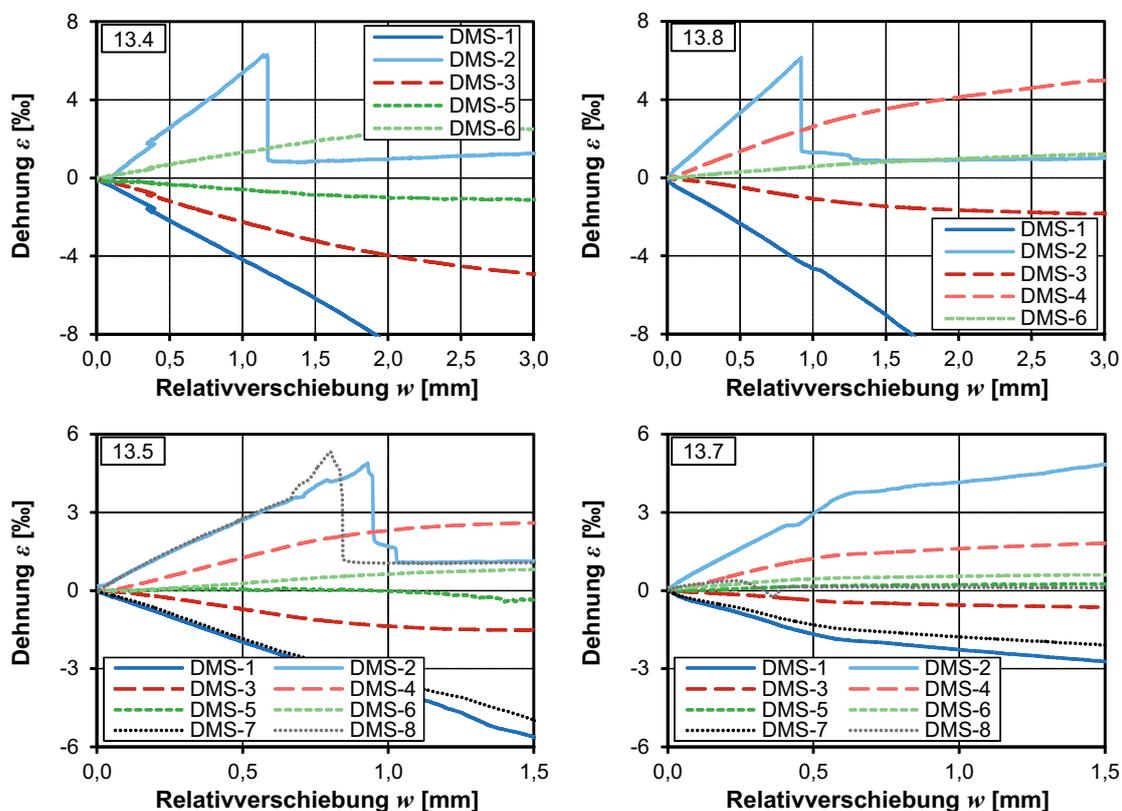


Bild 5.69: Dehnungsmessung – Einfluss der Betonfestigkeit

In Bild 5.70 sind die verformten Bewehrungsstäbe der Stahlsorte B500B und St 900/1100 im Betongefüge mit unterschiedlichen Festigkeiten nach dem Versuch gezeigt. Der verformte Betonbereich vor den Bewehrungsstäben wird mit steigender Betonfestigkeit und geringerer Stahlfestigkeit kleiner. Des Weiteren sind in Bild 5.71 die freigelegten Bewehrungsstäbe abgebildet. Aus der größeren Betonverformung resultiert eine größere Stabverformung. Je geringer die Betonfestigkeit und je höher die Stahlfestigkeit, desto größer ist auch die Biegeverformung der Bewehrung.

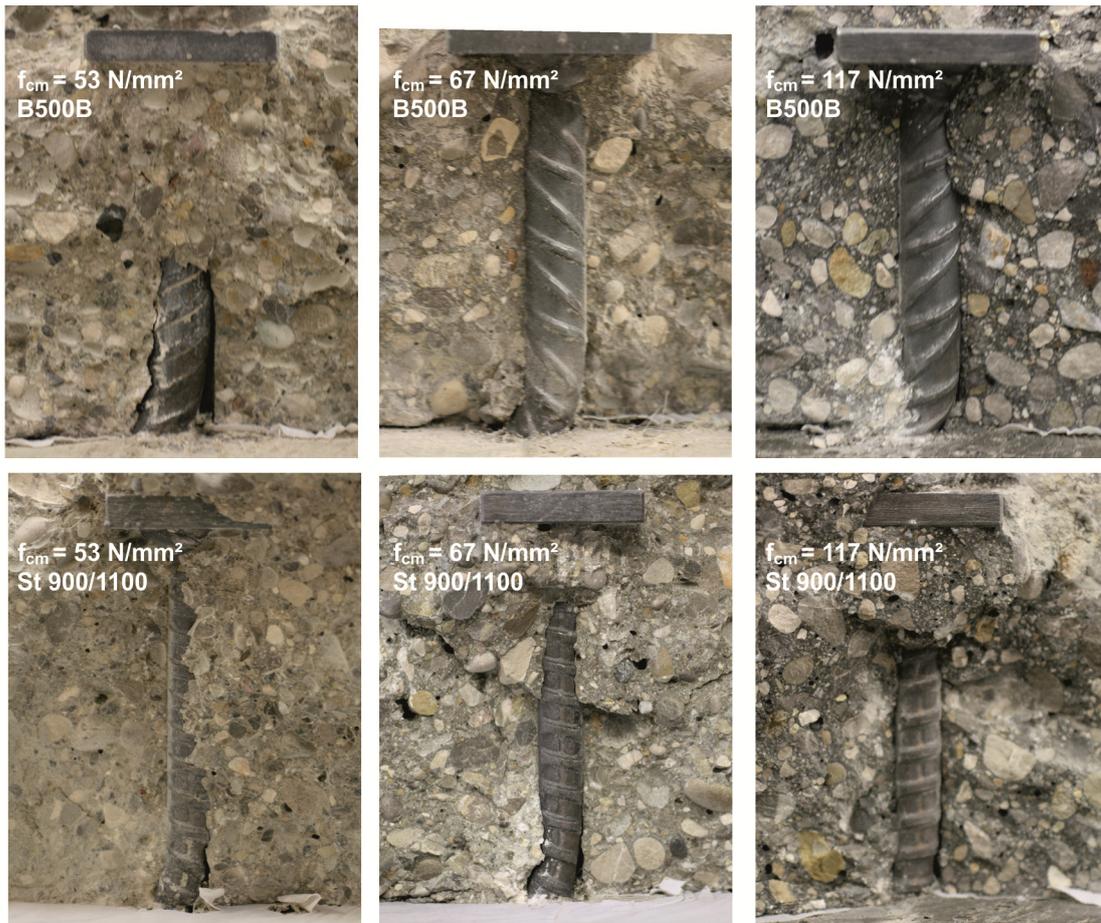


Bild 5.70: Bewehrungsstäbe der Stahlsorte B500B und St 900/1100 im Betongefüge mit verschiedenen Festigkeiten nach dem Versuch

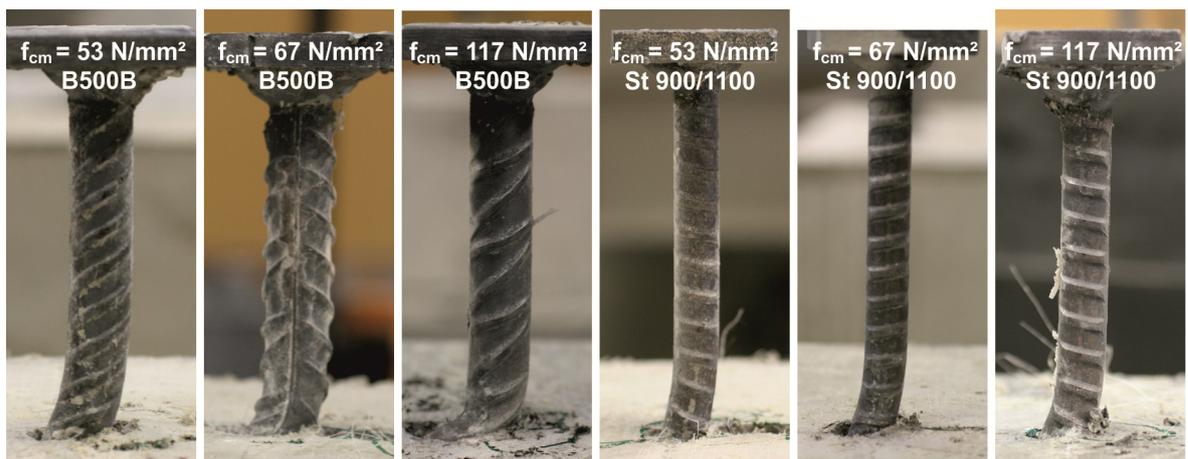


Bild 5.71: Freigelegte Bewehrungsstäbe der Stahlsorte B500B und St 900/1100 in Beton mit verschiedenen Festigkeiten nach dem Versuch

In Bild 5.72 sind die Last-Verschiebungs-Kurven von Fugen mit Bewehrungsstahl B500B und St 900/1100 in normalfestem und hochfestem Beton gegenübergestellt. Es ist eine deutliche Abhängigkeit des Tragverhaltens von der Streckgrenze der Fugenbewehrung festzustellen. Mit der höheren Streckgrenze nimmt die Fugensteifigkeit ab. Dabei ist die Größe der Reduktion der Fugensteifigkeit von der Betonfestigkeit abhängig. Die prozentuale Zunahme der Relativverschiebung der Fugen mit einem Bewehrungsstahl St 900/1100 im Vergleich zu einem Bewehrungsstahl B500B beträgt bei den in Bild 5.72 gezeigten Versuchskörpern mit einer mittleren Betondruckfestigkeit von 29 N/mm^2 ca. 60 % ($w_{pl,B500B} = 1,59 \text{ mm}$, $w_{pl,St900/1100} = 2,56 \text{ mm}$), 67 N/mm^2 ca. 100 % ($w_{pl,B500B} = 1,00 \text{ mm}$, $w_{pl,St900/1100} = 2,00 \text{ mm}$) und 117 N/mm^2 ca. 190 % ($w_{pl,B500B} = 0,64 \text{ mm}$, $w_{pl,St900/1100} = 1,83 \text{ mm}$).

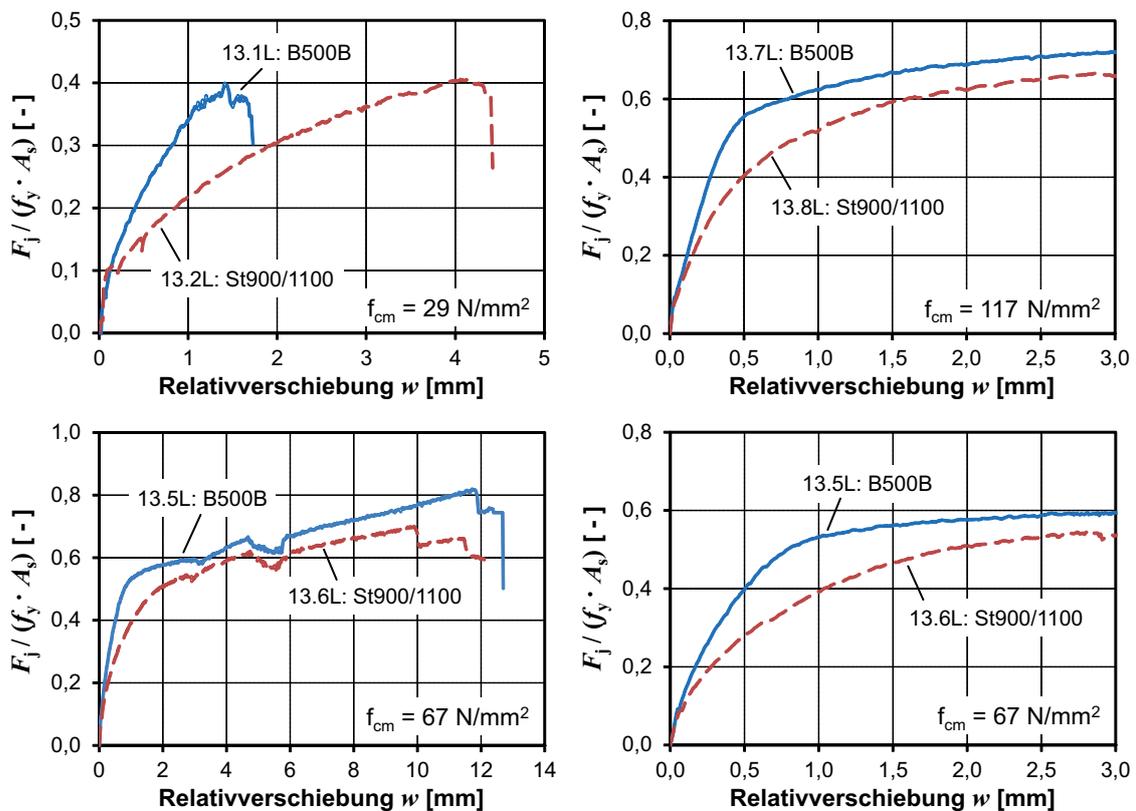


Bild 5.72: Last-Verschiebungs-Kurven – Vergleich Stahlorte B500B und St 900/1100
 (links oben: Gesamtdarstellung 13.1L und 13.2L,
 rechts oben: vergrößerte Darstellung 13.7L und 13.8L
 links unten: Gesamtdarstellung 13.5L und 13.6L,
 rechts unten: vergrößerte Darstellung 13.5L und 13.6L)

5.8 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

5.8.1 Tragverhalten

Adhäsionstragfähigkeit

Die mittleren Adhäsionstragfähigkeiten der „reinen“ und bewehrten Klebefugen der durchgeführten Verbundkörperversuche sind in Bild 5.73 zusammengefasst. Die Ergebnisse werden als Schubspannungen dargestellt. Dabei ist die Versuchslast pro Fuge auf die Fugenfläche bezogen. Die Tragfähigkeiten der „reinen“ Verklebungen sind mit nicht gefüllten Balken und die Tragfähigkeiten der bewehrten Verklebung mit gefüllten Balken dargestellt. Die blauen Balken beziehen sich auf eine Fugenlänge von 50 cm und die roten Balken auf eine Fugenlänge von 100 cm.

- Die Adhäsionstragfähigkeiten der bewehrten Klebefugen sind bei einer Fugenlänge von 50 cm aufgrund der sehr steifen Bettung der Bewehrung im UHPC-Gefüge größer als die Tragfähigkeit der „reinen“ Verklebung (außer bei VK 5.2, Bewehrungstragfähigkeit ist deutlich geringer als Adhäsionstragfähigkeit).
- Die Schubspannung der bewehrten Klebefuge mit RPC-Verfüllung und die der „reinen“ Klebefuge sind identisch. Die Bewehrung ist im RPC-Gefüge weniger steif als im UHPC-Gefüge eingebettet.
- Bei einer längeren Fuge fallen die Tragfähigkeiten geringer aus.
- Die verfüllten Aussparungen und der Abstand der Aussparungen haben keinen Einfluss auf die Versuchslasten (Serie 7 „reine“ Verklebung und Serie 8 bewehrte Verklebung mit variierenden Abständen der Aussparungen).
- Die Versuchskörper mit einer raueren Oberfläche weisen größere mittlere Schubspannungen auf (Serie 11).
- Die Adhäsionstragfähigkeit beim Fugenversagen in zwei Ebenen (VK 2.1) ist größer als beim Fugenversagen in einer Ebene (VK 2.2).

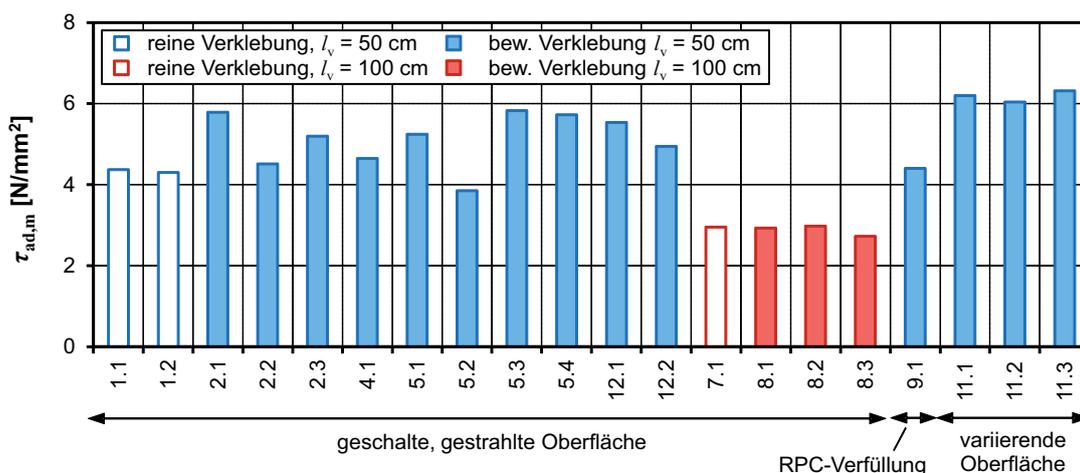


Bild 5.73: Mittlere Adhäsionstragfähigkeiten $\tau_{ad,m}$ der Fugen

Plastische Tragfähigkeit

Nachfolgend wird der Einfluss der untersuchten Parameter auf die plastische Tragfähigkeit der Fuge beschrieben. In Bild 5.74 sind die Auswertungen zum Bewehrungsdurchmesser und zur Streckgrenze gezeigt. Die Versuchslasten werden wegen den unterschiedlichen Streckgrenzen und Bewehrungsgehalten der Fugen normiert dargestellt.

Der Durchmesser der Fugenbewehrung hat auf die Dübelwirkung der Bewehrung nur einen geringen Einfluss (Bild 5.74, links, Vergleich: 6.1a-c mit 6.2a → ca. 3 %). Bei der verklebten Fuge ist der Einfluss etwas größer (Bild 5.74, links, Vergleich: 2.1d-f mit 2.3a,b → ca. 6 %). Ursache dafür kann der größere Schlupf sein, der bei Ausziehversuchen festgestellt worden ist (Abschnitt 4).

Die bezogene Versuchslast beim Verlust der Fugensteifigkeit ist bei nur auf Dübelwirkung beanspruchter Bewehrung aus höherfestem Stahl größer als bei Bewehrung aus normalfestem Stahl (Bild 5.74, rechts, 6.1a-c, 6.3a). Bei verklebten Fugen hingegen ist die Tragfähigkeit der Fugen mit höherfestem Bewehrungsstahl geringer (Bild 5.74, rechts, 2.1d-f, 4.1a-c).

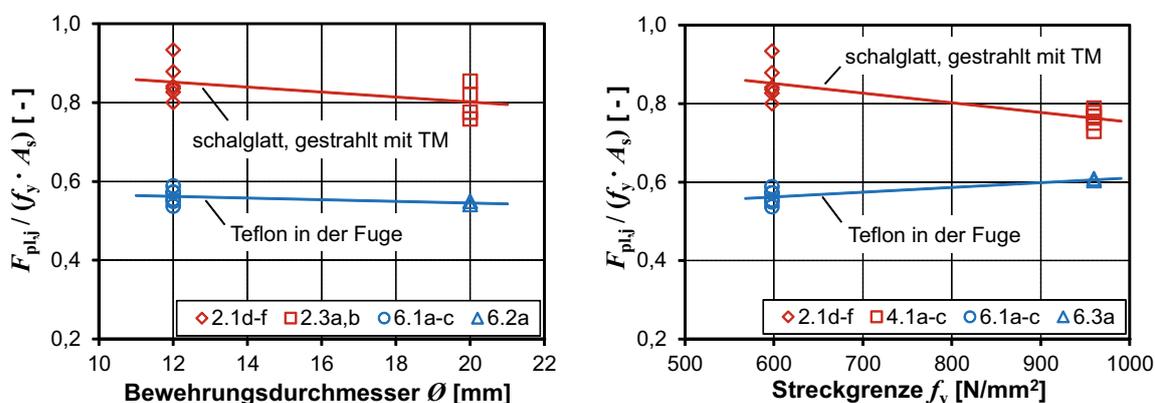


Bild 5.74: Einfluss des Bewehrungsdurchmessers (links) und der Streckgrenze (rechts) auf die plastische Tragfähigkeit der Fuge

Die Auswirkungen des Bewehrungstyps, des Füllmaterials und des Fasergehaltes auf die plastische Tragfähigkeit sind in Bild 5.75 gezeigt. Da die Streckgrenze und die Stahlfläche der Fugenbewehrung gleich sind, ist keine Normierung erforderlich. Die Versuchslast ist auf die Fugenfläche bezogen.

Aufgrund der Verwendung von Bügelbewehrung anstatt von Bewehrungselementen wird die Tragfähigkeit der Fuge nicht beeinflusst (Bild 5.75, links oben). Die Ergebnisse der Versuchskörper mit Bügelbewehrung liegen sogar höher, was auf eine rauere Fugenoberfläche zurückzuführen ist.

Bei Füllmaterial aus RPC-Klebstoff führen die geringere Druckfestigkeit und das Fehlen von Fasern zu einer weicheren Bettung der Bewehrung und zu einer größeren Gefügezerstörung durch die Bewehrung. Dadurch erfahren die Bewehrungsstäbe eine höhere Beanspruchung, woraus eine verminderte Tragfähigkeit resultiert (Bild 5.75, rechts oben).

Wie die Ergebnisse zeigen, hat der Fasergehalt keinen Einfluss auf die Versuchslast (Bild 5.75, links unten). Bei den Versuchskörpern mit einer Fugenbewehrung \varnothing 12 mm und einem Fasergehalt

von 2,5 Vol.-% ist die Tragfähigkeit zwar höher als bei den Versuchskörpern mit einem geringeren Fasergehalt. Dies muss jedoch wie auch beim Parameter Bewehrungstyp an einer raueren Fuge liegen, da bei einer Fugenbewehrung $\varnothing 20$ mm keine Beeinflussung festgestellt werden kann.

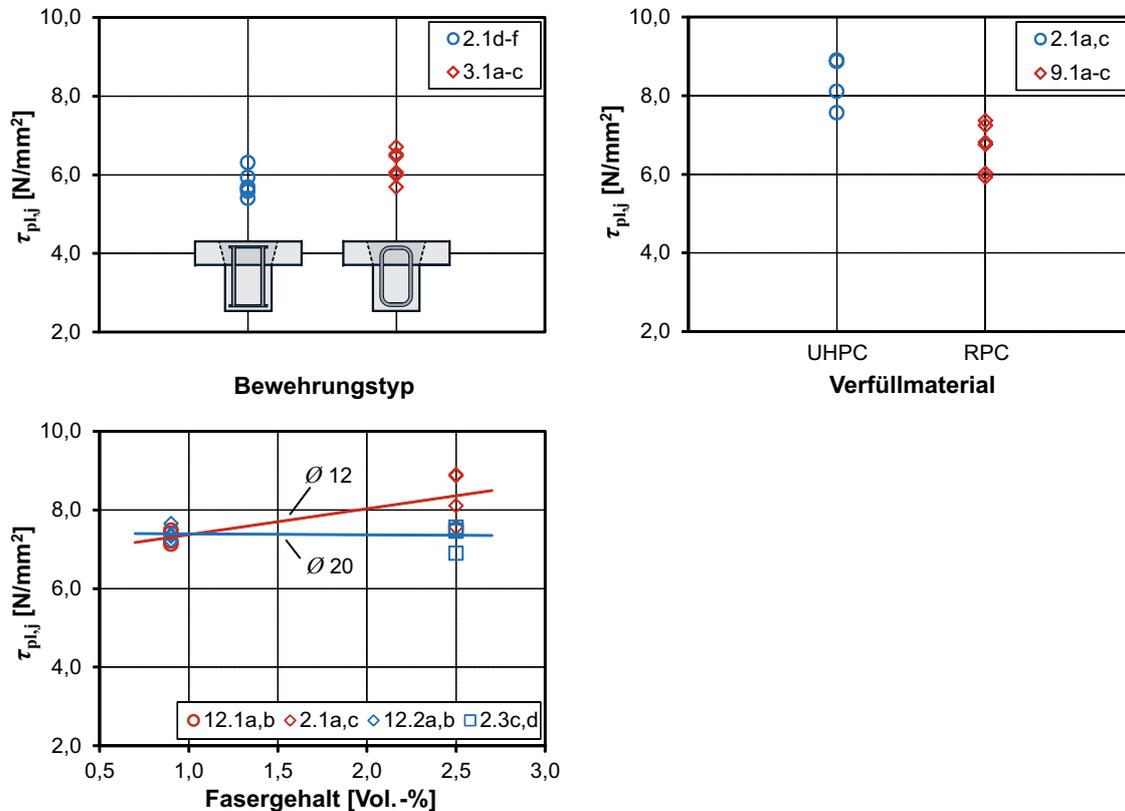


Bild 5.75: Einfluss des Bewehrungstyps, Verfüllmaterials und Fasergehaltes auf die plastische Tragfähigkeit der Fuge

Ein maßgebender Parameter für die Tragfähigkeit ist die Fugenoberfläche. Es wurden Fugen mit Teflonfolie in der Fuge; schalglatte, gestrahlte Fugen mit Trennmittel; schalglatte, gestrahlte Fugen ohne Trennmittel; ungeschalte, gestrahlte und trapezprofilierte, gestrahlte Fugen untersucht. Alle Versuchskörper, deren Ergebnisse in Bild 5.76 gezeigt werden, waren mit dem gleichen Bewehrungselement D3-2, $\varnothing 12$ mm ausgestattet. Der Bewehrungsgehalt der Fugen betrug somit einheitlich $\rho = 1,70$ %. Da die verwendete Fugenbewehrung aus einer Charge stammte, sind die Streckgrenzen ebenfalls identisch. Die Versuchslasten werden folglich als Schubspannungen, bezogen auf die Fugenfläche, abgebildet. Grundsätzlich kann festgehalten werden, je rauer die Fuge, desto höher ist auch die plastische Tragfähigkeit. Die Fuge mit trapezprofilierter Oberfläche weist die größte Fugenrauheit und damit einhergehend die größte Schubspannung auf. Die schalglatte, gestrahlte Fuge und ungeschalte, gestrahlte Fuge besitzen in etwa die gleiche Tragfähigkeit. Diese ist fast doppelt so groß wie die Tragfähigkeit der Fuge mit Teflon. Weiterhin beträgt die maximale Versuchslast der trapezprofilierten, gestrahlten Fuge das Zweifache der schalglatten, gestrahlten Fuge mit Trennmittel.

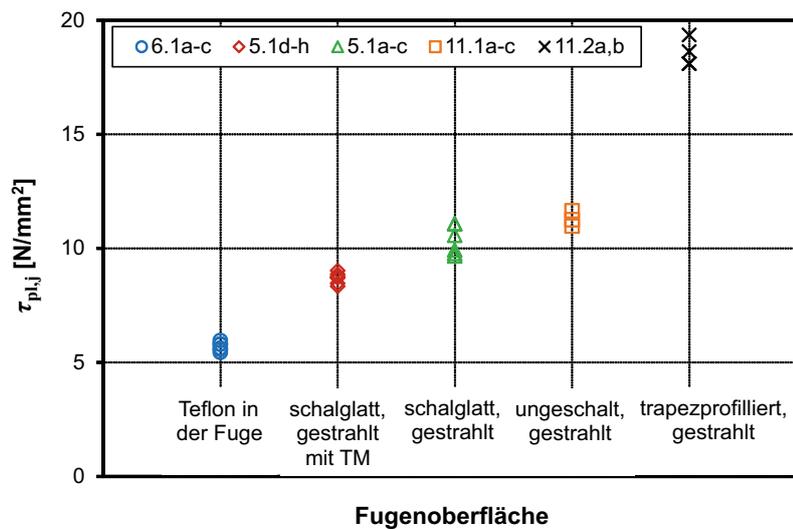


Bild 5.76: Einfluss der Fugenoberfläche auf die plastische Tragfähigkeit der Fuge

Einen weiteren Einflussparameter stellt der Bewehrungsgehalt dar. Wie die Versuchsergebnisse zeigen, ist mit zunehmendem Bewehrungsgehalt eine Steigerung der Fugentragfähigkeit möglich. In Bild 5.77 ist die plastische Schubspannung $\tau_{pl,j}$ über den Bewehrungsgehalt ρ multipliziert mit der Streckgrenze f_y der Serie 5 und des Referenz-Versuchskörpers 2.1 mit einer Fugenlänge von 50 cm aufgetragen. Die blauen Datenpunkte repräsentieren die Ergebnisse ohne Trennmittel und die roten Datenpunkte die Ergebnisse mit Trennmittel auf der Fugenfläche der Stege vor der Verklebung.

Es ist ein unterproportionaler Anstieg der Schubspannung mit steigendem Bewehrungsgehalt zu erkennen. Unter der Annahme, dass nach dem Adhäsionsversagen für einen Versuchskörper ohne Fugenbewehrung $\rho = 0$ die Schubspannung $\tau = 0$ ist, ergibt die Regressionsanalyse für die Versuchskörper mit einer Fugenlänge von 50 cm: 5.2 ($\rho = 0,28\%$), 5.3 ($\rho = 0,57\%$), 2.1 ($\rho = 1,13\%$), 5.1 ($\rho = 1,70\%$) und 5.4 ($\rho = 2,26\%$) einen Reibungsbeiwert μ von 2,00; 1,74; 1,24; 1,00 und 1,00. Bei den gering bewehrten Versuchskörpern 5.2 und 5.3 ist die Adhäsionstragfähigkeit allerdings größer als die Bewehrungstragfähigkeit. Die Versuchslast steigt nach dem Adhäsionsbruch nicht an, sondern fällt auf die Bewehrungstragfähigkeit ab. Deswegen sind diese Versuchsergebnisse bei der Auswertung auszuklammern. Bei den Versuchskörpern mit größerem Abstand zwischen der plastischen Tragfähigkeit und der Adhäsionstragfähigkeit ist der Einfluss des Bewehrungsgehaltes proportional zur Tragfähigkeit (5.1 und 5.4). Die Versuchskörper mit höherem Bewehrungsgehalt besitzen einen geringeren Reibungsbeiwert. Somit spielt neben der Abhängigkeit der Fugentragfähigkeit vom Bruchbild (vgl. Abschnitt 5.7.2) der Fugenbewehrungsgehalt eine Rolle, der sich auf die Größe des Reibungsbeiwertes auswirkt.

Eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse durch das Bruchbild wurde bei den Serien mit den Parametern Bewehrungsdurchmesser, Verankerung und Stahlsorte durch das Auftragen eines Trennmittels vor der Verklebung vermieden. Der Fugenbruch trat bei diesen Fugen in einer Ebene auf. Wie das Ergebnis der Regressionsanalyse der Versuchskörper 2.1d-f und 5.1d-h mit verschiedenen Bewehrungsgehalten zeigt, wird der Reibungsbeiwert durch das Trennmittel gemindert. Jedoch nimmt die Streuung der Reibungsbeiwerte bei unterschiedlichen Bewehrungs-

gehalten ab, was ebenfalls zu einer verbesserten Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse führt. Der Versuchskörper 2.1 ($\rho = 1,13\%$) mit einer Bewehrungstragfähigkeit nahe der Adhäsionstragfähigkeit besitzt durch das Trennmittel nun den gleichen Reibungsbeiwert $\mu = 0,85$ wie Versuchskörper 5.1 ($\rho = 1,70\%$).

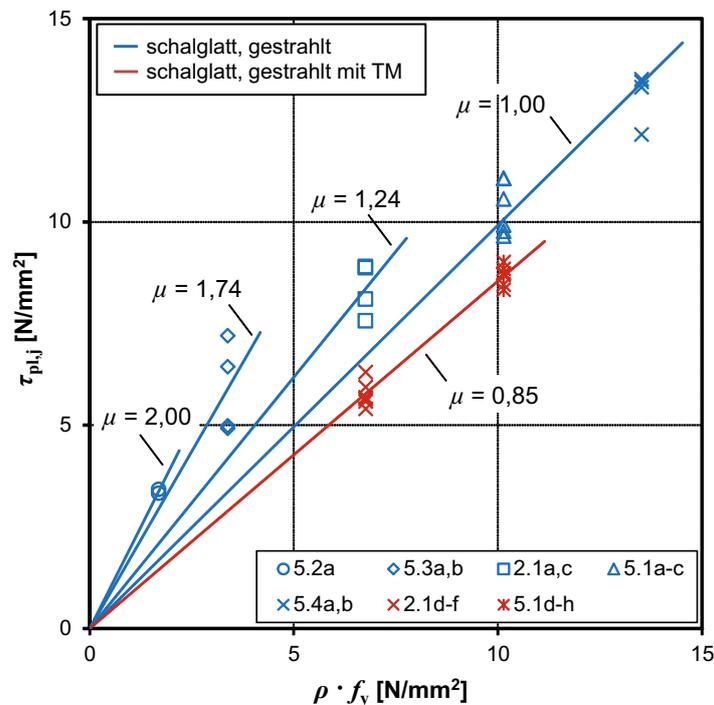


Bild 5.77: Einfluss des Bewehrungsgehaltes auf die plastische Tragfähigkeit der Fuge – Fugenlänge $l_v = 50$ cm

Bei Serie 8 mit einer Fugenlänge von $l_v = 100$ cm ist die Bewehrungstragfähigkeit im Vergleich zur Adhäsionstragfähigkeit deutlich größer (vgl. Tabelle 5.5). Für diese Versuchsserie ergibt sich für verschiedene Bewehrungsgehalte unter der Annahme, dass die Regressionsgerade durch den Koordinatenursprung verläuft, ein einheitlicher Reibungsbeiwert von $\mu = 1,00$ (Bild 5.78). Dieser entspricht dem Reibungsbeiwert der Versuchskörper 5.1 und 5.4.

Die Versuchsergebnisse können über eine lineare Funktion der Form

$$\tau_u = \mu \cdot \rho \cdot f_y \quad (5.2)$$

ähnlich der im Eurocode 2 [DIN EN 1992-1-1 + NA, 2011] für den Bewehrungstraganteil nachträglich ergänzter Betonbauteile angegeben Formel, beschrieben werden. Allerdings ist anzumerken, dass diese Formulierung mechanisch nicht korrekt ist, da die Bewehrung nicht allein über Klemmwirkung, sondern wie auch im Abschnitt 3 erläutert, über eine Kombination aus Dübel- und Klemmwirkung trägt.

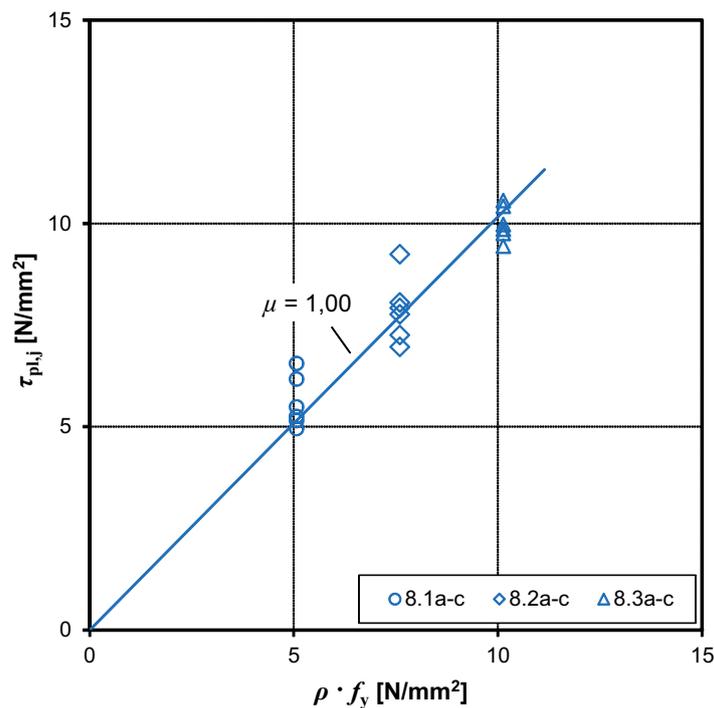


Bild 5.78: Einfluss des Bewehrungsgebietes auf die plastische Tragfähigkeit der Fuge – Fugenlänge $l_v = 100$ cm

Die plastische Dübeltragfähigkeit der Fugenbewehrung aus Stahl B500B ist ab einer mittleren Betondruckfestigkeit von 53 N/mm^2 gleichbleibend (Bild 5.79, links). Bei der höherfesten Bewehrung aus Stahl St 900/1100 stellt sich die konstante Tragfähigkeit erst bei einer höheren mittleren Betondruckfestigkeit von 117 N/mm^2 ein (Bild 5.79, rechts). Zu beachten ist jedoch, dass die plastischen Tragfähigkeiten der Fugen bei sehr unterschiedlichen Verschiebungsniveaus aufgetreten sind.

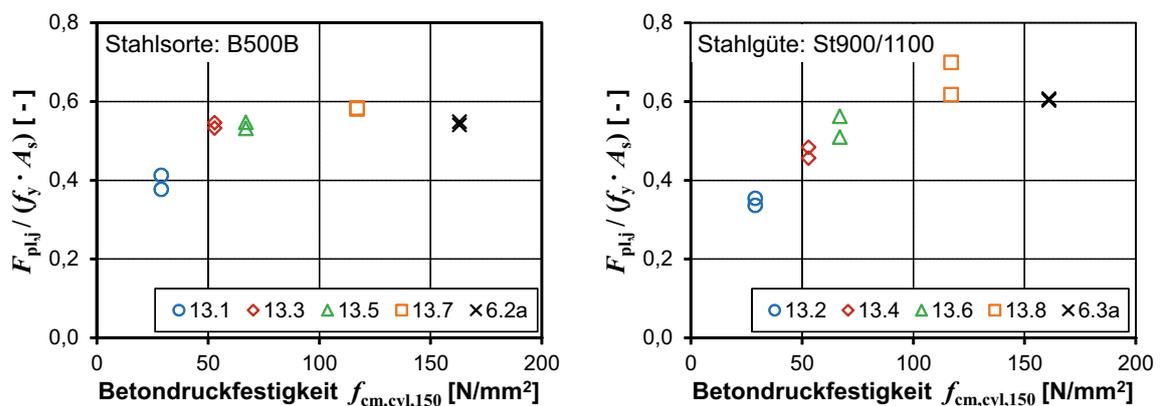


Bild 5.79: Einfluss der Betonfestigkeit bei einer Fugenbewehrung B500B (links) und St 900/1100 (rechts) auf die plastische Tragfähigkeit der Fuge

Bruchtragfähigkeit

In Bild 5.80 sind die mittleren plastischen Tragfähigkeiten den Bruchtragfähigkeiten der Versuchskörper gegenübergestellt. Die mittleren Versuchslasten der Versuchskörper beim Plastizieren und Versagen der Bewehrung wurden dabei auf die Fugenfläche bezogen. Von den Versuchskörpern der Serie 13 sind nur die plastischen Schubspannungen dargestellt, weil bei diesen Versuchskörpern nicht die Fugen versagten, sondern die Platten.

Bei den Versuchskörpern mit einem größeren Abstand zwischen der Bewehrungstragfähigkeit und Adhäsionstragfähigkeit liegen die Bruchschubspannungen in der gleichen Größenordnung wie die plastischen Schubspannungen. Wenn die Bewehrungstragfähigkeit geringer als die Adhäsionstragfähigkeit ist, liegt die Bruchtragfähigkeit wesentlich niedriger als die plastische Tragfähigkeit und das Nachbruchverhalten verschlechtert sich (VK 5.2, 5.3). Dieses Tragverhalten wurde auch bei den trapezprofilierten Fugen festgestellt. Hier ist die plastische Tragfähigkeit der Fuge deutlich größer als die eigentliche Bewehrungstragfähigkeit (VK 11.2, 11.3).

Wurden die Fuge vorher mit Trennmittel (Bez.: mTM) behandelt, entspricht die Bruchschubspannung der plastischen Schubspannung. Bei einigen Versuchskörpern liegt die Bruchschubspannung sogar etwas höher. Bei den Versuchskörpern mit Teflon in der schalglatten Fugenfläche (Serie 6) ist die Bruchtragfähigkeit deutlich größer als die plastische Tragfähigkeit.

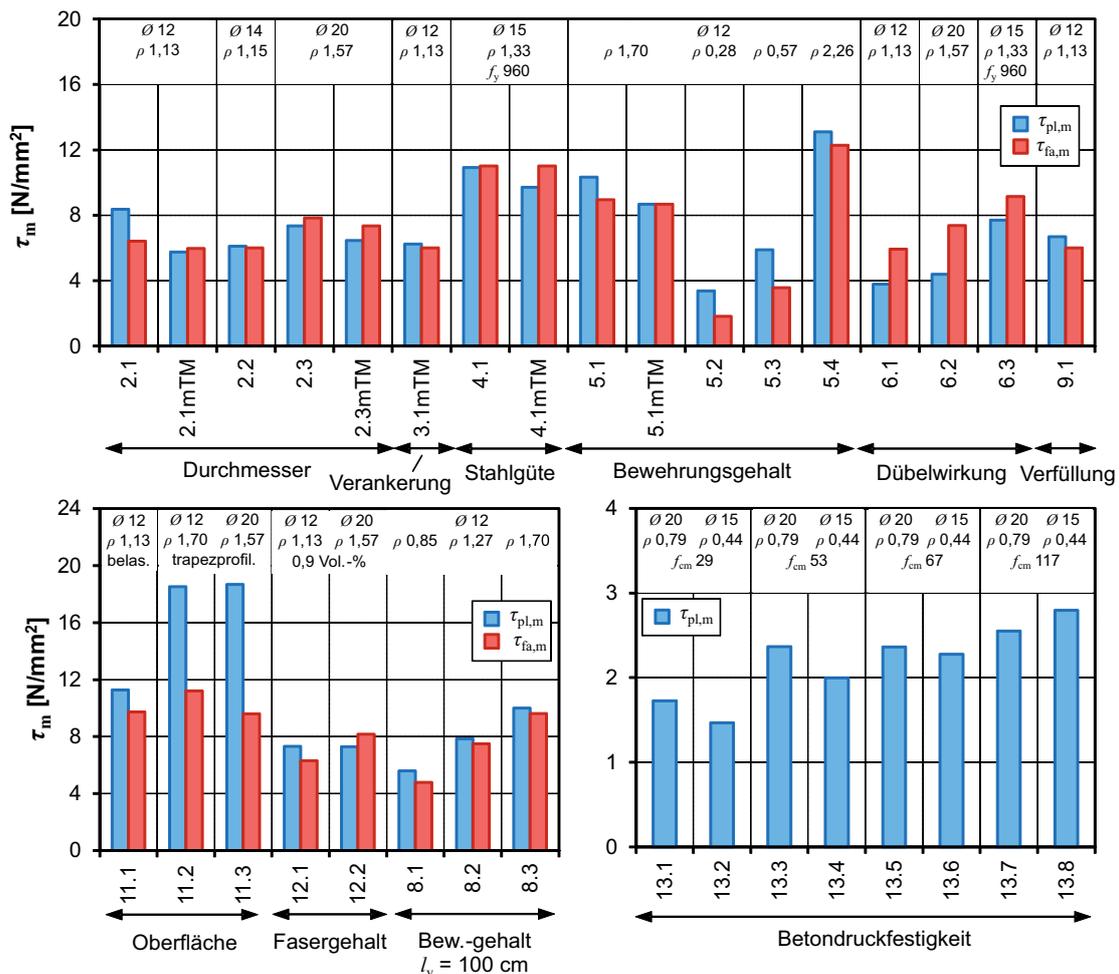


Bild 5.80: Mittlere plastische Tragfähigkeiten $\tau_{pl,m}$ und Bruchtragfähigkeiten $\tau_{fa,m}$ der Fugen

5.8.2 Verformungsverhalten

Plastische Verschiebung

Wie aus Bild 5.81 hervorgeht, wird das mittlere plastische Verschiebungsvermögen der Fuge im Wesentlichen durch folgende Parameter beeinflusst: Stahlgüte der Fugenbewehrung (Serie 4, VK 6.3), Betondruckfestigkeit der Versuchskörper (Serie 13), Fugenoberfläche (Serie 11) und Abstand zwischen Adhäsions- und Bewehrungstragfähigkeit (VK 5.2, 5.3).

Bei den Versuchskörpern mit normalfester Fugenbewehrung (B500B) liegen die plastischen Verschiebungen in etwa im gleichen Bereich (ca. 0,4 mm). Die Versuchskörper mit verklebten Fugen ohne Trennmittel weisen jedoch mit steigendem Bewehrungsgehalt höhere Verschiebungen auf (Vergleich: VK 2.1, 5.1, 5.4). Diese sind insgesamt kleiner als bei den Fugen mit Trennmittel (VK 2.1mTM, 5.1mTM), bei denen die Verschiebungen unabhängig vom Bewehrungsgehalt sind. Mit steigendem Durchmesser zeigen die Fugen ebenfalls ein geringfügig höheres Verformungsvermögen (VK 2.1, 2.2, 2.3).

Die Versuche, bei denen die Adhäsionstragfähigkeit größer als die Bewehrungstragfähigkeit ist (Bild 5.80, VK 5.2, 5.3), zeigen geringe plastische Verschiebungen der Fugen, da nach dem Haftversagen die Bewehrung nicht in der Lage ist, die auftretende Kraft aufzunehmen. Als Folge plastiziert die Bewehrung unmittelbar.

Mit einer größeren Oberflächenrauheit stellt sich eine höhere plastische Verschiebung der beiden Fugenufer ein (Bild 5.81, Serie 11).

Bei der Serie 8 mit einer Fugenlänge von 100 cm zeigt die Auswertung, dass mit steigendem Bewehrungsgehalt eine größere mittlere Verschiebung der Fuge eintritt. Da das Fugenversagen bei diesem Versuchskörper-Typ von der Lasteinleitung beginnt und sich nach unten fortpflanzt, erfährt der obere Teil der Fuge eine größere Relativverschiebung bis die Bewehrungsstäbe der untersten Aussparung plastizieren. Die gemittelte Relativverschiebung ist deshalb bei mehreren Aussparungen bzw. höherem Bewehrungsgehalt größer.

Die Betonfestigkeit der Versuchskörper und die Stahlfestigkeit der Fugenbewehrung haben einen erheblichen Einfluss auf die Fugenverschiebung, wie in Bild 5.82 anhand der plastischen Verschiebungen gezeigt wird. Je geringer die Betondruckfestigkeit und je höher die Stahlfestigkeit sind, desto größer ist die Relativverschiebung. Zwischen der minimalen Fugenverschiebung $w_{pl,m} = 0,5 \text{ mm}$ (VK 6.1, $f_{cm} = 161 \text{ N/mm}^2$, B500B) und der maximalen Fugenverschiebung $w_{pl,m} = 2,5 \text{ mm}$ (VK 13.2, $f_{cm} = 29 \text{ N/mm}^2$, St 900/1100) liegt der Faktor 5. An diesem Beispiel wird deutlich, wie sehr die Fugensteifigkeit von der Beton- und Stahlfestigkeit abhängt.

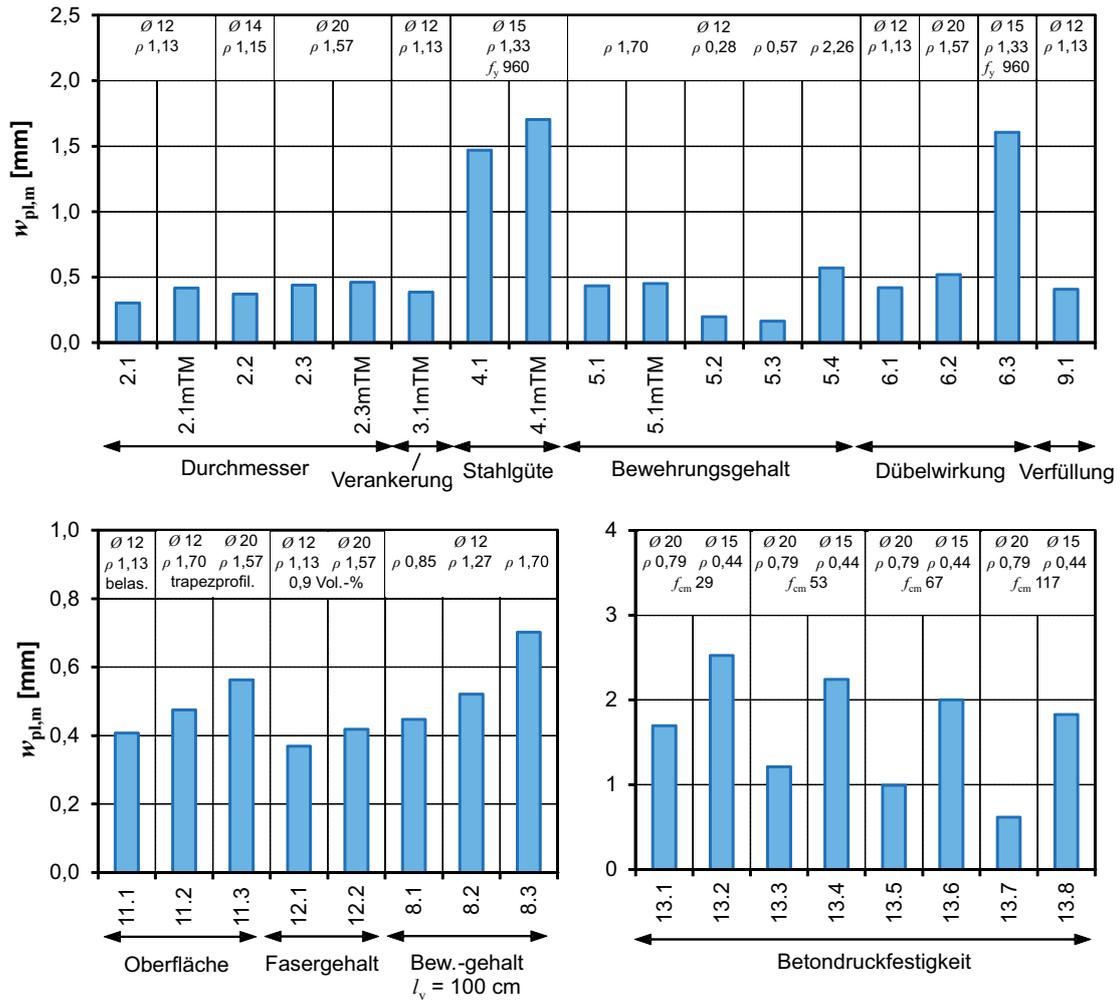


Bild 5.81: Mittlere plastische Verschiebungen $w_{pl,m}$ der Fugen

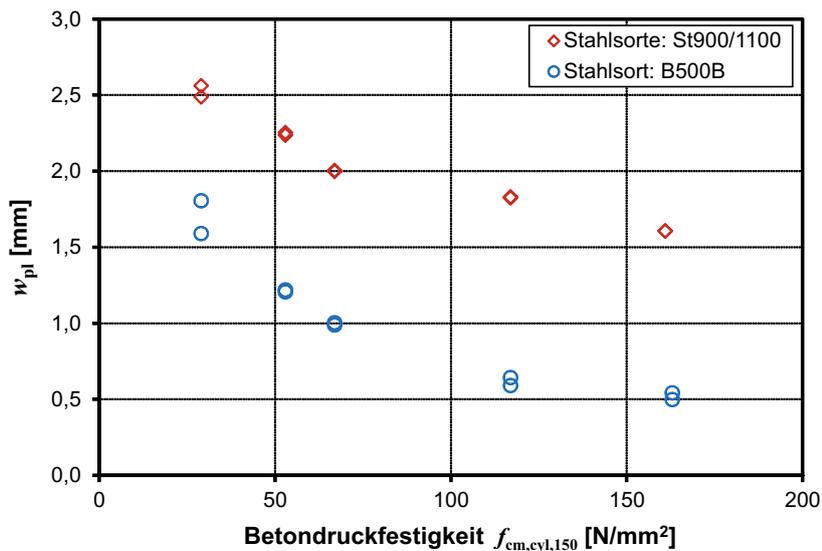


Bild 5.82: Einfluss der Betonfestigkeit auf die plastische Verschiebung w_{pl} der Fuge

Bruchverschiebung

In Bild 5.83 sind die mittleren Verschiebungen beim Versagen der Bewehrungsstäbe abgebildet. Die Fugen mit größeren Durchmessern der Fugenbewehrung besitzen eine größere Relativverschiebung und somit auch eine größere Duktilität (Serie 2). Bei einem $\varnothing 20$ mm ist die Bruchverschiebung doppelt so hoch wie bei einem $\varnothing 12$ mm. Ebenfalls ist das Verschiebungsvermögen der Fugenbewehrung aus hochfestem Stahl $\varnothing 15$ mm (Serie 4) höher als das der Fugenbewehrung aus normalfestem Stahl $\varnothing 12$ mm (z. B. VK 2.1).

Bei Serie 5 mit variierenden Bewehrungsgehalten sind die Bruchverschiebungen der Fugen gleich. Ebenso hat das Trennmittel (Bez.: mTM) kaum einen Einfluss auf die Bruchverschiebungen. Allerdings ist das Verschiebungsvermögen der Fugen mit Teflon (Serie 6), d. h. die Bewehrung trägt nur über Dübelwirkung, besser im Vergleich zu den verklebten Fugen (Serie 2).

Die Versuchskörper mit RPC-Verfüllung (Serie 9) weisen aufgrund der größeren Gefügezerstörung vor den Bewehrungsstäben in Lastrichtung im Vergleich zu den Versuchskörpern mit UHPC-Verfüllung (z. B. VK 2.1) eine höhere Relativverschiebung auf. Bei den Versuchskörpern mit einem geringeren Fasergehalt (Serie 12) und Bügelbewehrung (Serie 3) zeigt sich ebenfalls eine größere Relativverschiebung, die aus dem Abspalten der Betondeckung resultiert.

Die Bruchverschiebungen der Versuchskörper der Serie 13 mit verschiedenen Betonfestigkeiten sind nicht dargestellt, da die Platten der Versuchskörper vor dem Fugenbruch versagten.

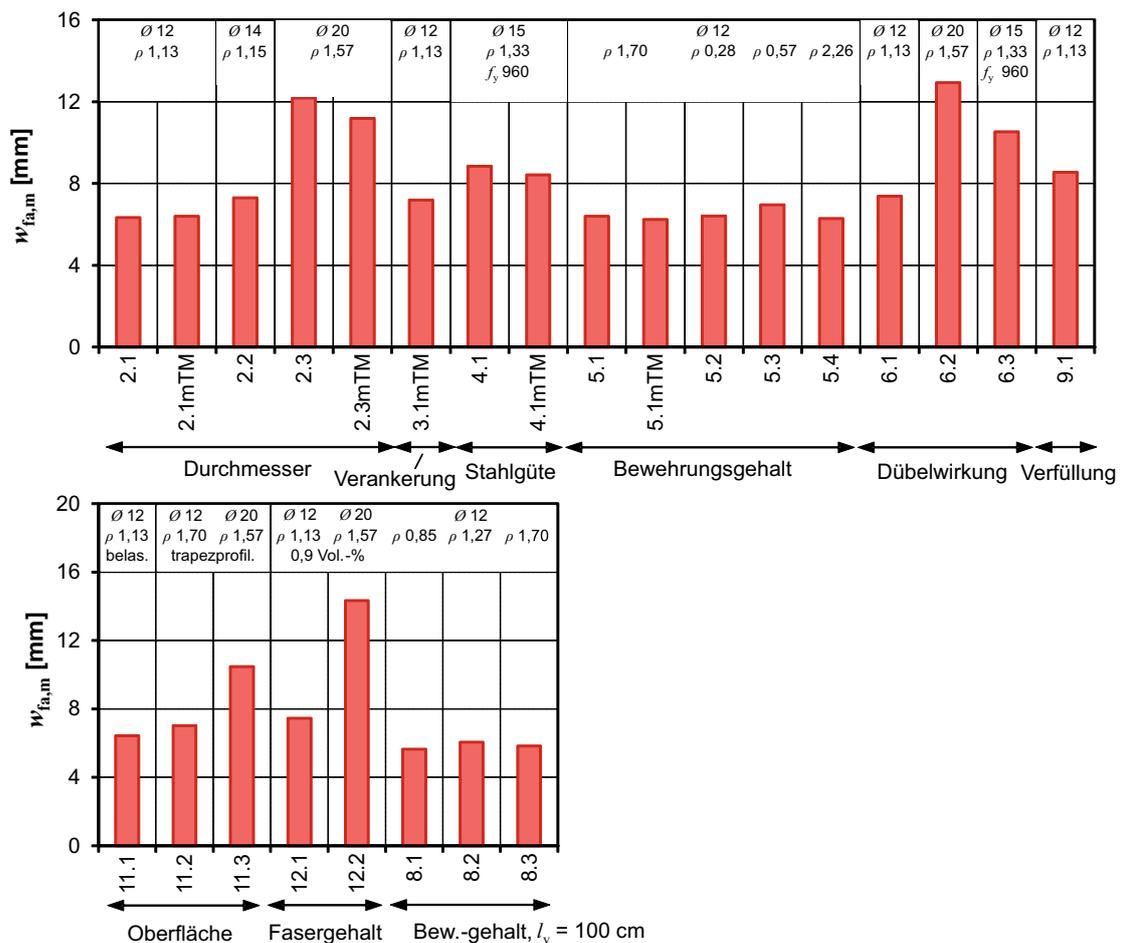


Bild 5.83: Mittlere Bruchverschiebungen $w_{fa,m}$ der Fugen

Plastische Fugenöffnung und Bruchfugenöffnung

In Bild 5.84 sind die mittleren plastischen Fugenöffnungen v_{pl} den Bruchfugenöffnungen v_{fa} der Verbundversuchskörper gegenübergestellt. Die Fugenöffnungen v_{fa} betragen ein Vielfaches von v_{pl} . Das bedeutet, dass sich die Fugen nach dem Plastizieren der Bewehrung mit wachsender Relativverschiebung weiter öffnen. Dabei ist die Öffnung von der Oberflächenrauheit der Fuge abhängig. Je rauer diese ist, desto größer ist auch die Fugenöffnung (Vergleich: Serie 2 mit Serie 11).

Bei dem Versuchskörper mit hochfester Bewehrung (VK 4.1) ist die plastische Fugenöffnung am größten. Allerdings ist auch die Relativverschiebung beim Plastizieren der Bewehrung von den Versuchskörpern am größten (Bild 5.81). Die Versuchskörper 5.1 und 5.4 weisen eine höhere plastische Fugenöffnung auf als die Versuchskörper 5.2 und 5.3, bei denen die Bewehrungstragfähigkeit geringer ist als die Adhäsionstragfähigkeit. Jedoch ist die plastische Relativverschiebung der Versuchskörper 5.1 und 5.4, wie bei Versuchskörper 4.1, ebenfalls größer (Bild 5.81). Die Fugen mit Trennmittel (Bez.: mTM) auf der Oberfläche besitzen durchweg kleinere Fugenöffnungen v_{pl} und v_{fa} .

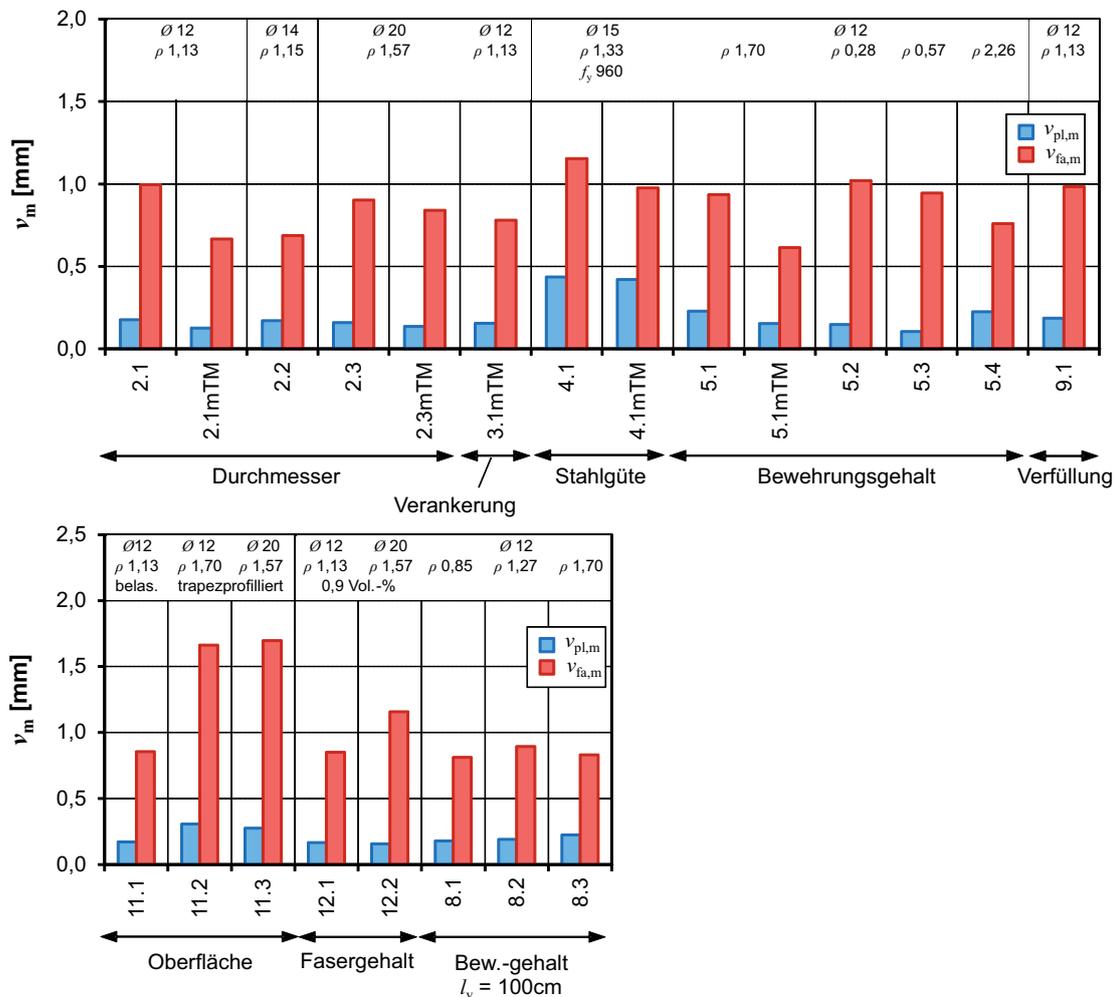


Bild 5.84: Mittlere plastische Fugenöffnungen $v_{pl,m}$ und Bruchfugenöffnungen $v_{fa,m}$

6 Mechanische Modellierung des Tragverhaltens von Klebefugen

6.1 Allgemeines

Wie bereits in Abschnitt 2 erläutert, treten die einzelnen Tragmechanismen von Schubfugen zwischen Alt- und Neubeton bei unterschiedlichen Verschiebungen auf. Bei sehr geringen Verschiebungen, quasi bei ungerissener Fuge, wirkt die Adhäsion. Nach dem Überwinden der Adhäsionsfestigkeit kommt es zu einer Fugenrelativverschiebung und zur Aktivierung der Bewehrung sowie zur Aktivierung der Reibung beim Vorhandensein einer äußeren Normalkraftbeanspruchung. Da die Tragwirkungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten auftreten, ist es mechanisch nicht korrekt, diese in voller Höhe zu superponieren, wie es in der aktuellen Normung vorgesehen ist. Aus diesem Grund wird in [Lenz, 2012] vorgeschlagen, den normativen Bemessungsansatz in einen Adhäsionstraganteil und in einen Bewehrungs- und Reibungsanteil aufzuteilen, und ungerissene und gerissene Schubfugen getrennt zu bemessen.

Bei den Versuchen an verklebten Verbundkörpern aus UHPC in Abschnitt 5 wurde ein ähnliches Tragverhalten beobachtet. Das Versagen der Klebefuge trat ebenfalls bei sehr geringen Verschiebungen durch einen Adhäsionsbruch ein. Dieser führte zur Relativverschiebung der Fuge und zur Aktivierung der Bewehrung. Infolgedessen wird bei der Herleitung des Bemessungsansatzes für die bewehrte Verklebung eine ähnliche Nachweisstrategie wie in [Lenz, 2012] verfolgt.

Auf Basis der durchgeführten Untersuchungen an Verbundkörperversuchen in Abschnitt 5 und der in Abschnitt 4 beschriebenen Ausziehversuche wird im Folgenden ein Bemessungsansatz für die bewehrte Klebefuge bei Bauteilen aus UHPC hergeleitet. Des Weiteren wird ein Bemessungsansatz für die Dübelwirkung von im Beton eingebetteten Bewehrungsstäben mit verschiedenen Stahlfestigkeiten für das komplette Betonfestigkeitsspektrum vorgestellt.

6.2 Adhäsion

Bei den verklebten Verbundkörperversuchen in Abschnitt 5 war bis zum Adhäsionsversagen ein monolithisches Tragverhalten mit sehr geringen Fugenverschiebungen feststellbar. Der Adhäsionsbruch war bei der reinen Verklebung sehr spröde und durch einen lauten Knall wahrnehmbar. Anschließend fiel die Last unmittelbar ab. Bei der bewehrten Verklebung führte der Adhäsionsbruch zu einer Fugenrelativverschiebung, verbunden mit einem geringen Lastabfall bis die Bewehrung in der Klebefuge aktiviert werden konnte. Aufgrund der Tatsache, dass die Hafttragfähigkeit nur bei sehr geringen Verschiebungen wirksam ist, wird bei der bewehrten Klebefuge vorgeschlagen, den Adhäsionstraganteil nur bei ungerissener Fuge und den Bewehrungs- und Reibungsanteil bei gerissener Fuge anzusetzen.

In [Mühlbauer, 2012] wurden umfangreiche Versuche zur reinen Verklebung mit RPC-Klebstoff durchgeführt. Auf Grundlage der Versuche an Schub-Druck-Probekörpern mit zweiachsialer Lasteinleitung und einer Verbundlänge von 24 cm wurde folgendes lineares Bruchkriterium für die ungerissene Fuge in Abhängigkeit einer einwirkenden Normalspannung σ_n hergeleitet:

$$\tau_u = \tau_{ad} + \mu_{ad} \cdot \sigma_n \quad (6.1)$$

Mit einem mittleren Adhäsionsanteil von $\tau_{ad,m} = 5,5 \text{ N/mm}^2$ wurde durch eine Regressionsanalyse der Adhäsionsbeiwert zu $\mu_{ad} = 1,0$ bestimmt.

Die im Rahmen dieser Arbeit konzipierten Versuchskörper zur Untersuchung der reinen und bewehrten Verklebung wiesen eine Verbundlänge von 50 cm (Typ I) und 100 cm (Typ II) auf. Die Fugen der Körper wurden ausschließlich durch Schub beansprucht; eine einwirkende äußere Normalspannung ist nicht untersucht worden. Die Adhäsionstragfähigkeit der Körper mit der reinen Verklebung war um 20 % ($l_v = 50 \text{ cm}$) bzw. um 46 % ($l_v = 100 \text{ cm}$) geringer im Vergleich zur mittleren Tragfähigkeit $\tau_{ad,m} = 5,5 \text{ N/mm}^2$, die in [Mühlbauer, 2012] bei einer Verbundlänge von 24 cm ermittelt wurde. Dieser Unterschied resultiert daraus, dass bei einer Lasteinleitung am Fugenanfang und -ende der Schubspannungsverlauf mit zunehmender Verbundlänge nicht mehr konstant über die Fugenlänge ist (Abschnitt 5.7.11).

Aus diesem Grund wird vorgeschlagen, bei einer kontinuierlichen Schubeinleitung wie z. B. bei Schubfugen von Biegebeanspruchten Bauteilen, die parallel zur Bauteilachse liegen, die Adhäsionstragfähigkeit gemäß Gl. (6.1) anzusetzen und bei verklebten Übergreifungsstößen mit einer Lasteinleitung am Fugenanfang und -ende bzw. bei verklebter Endverankerung die Tragfähigkeit entsprechend der Fugenlänge abzumindern. Die Auswirkung einer äußeren Normalkraftbeanspruchung auf die Fugentragfähigkeit mit zunehmender Verbundlänge ist noch zu untersuchen. Ein Einfluss der bewehrten Verklebung auf die Adhäsionstragfähigkeit bei den Verbundkörperversuchen wurde nicht festgestellt (Bild 5.24). Die Adhäsionstragfähigkeiten der bewehrten Klebefugen waren bei den Verbundkörperversuchen vom Typ I sogar größer als die Tragfähigkeiten der reinen Verklebung. Bei den Verbundkörperversuchen vom Typ II lagen die Tragfähigkeiten der Prüfkörper beider Fügemethoden in der gleichen Größenordnung. Im Gegensatz dazu ergab sich bei den Bauteilversuchen mit bewehrter Verklebung eine verminderte Adhäsionstragfähigkeit (Abschnitt 7.9). Diese wird in Abschnitt 8 durch die Einführung eines Abminderungsfaktors berücksichtigt.

6.3 Dübelwirkung

6.3.1 Untersuchungen zur Dübelwirkung

Zahlreiche Autoren haben sich in den vergangenen Jahren intensiv mit der Dübeltragwirkung im Normalbeton auseinandergesetzt. In der Tabelle 6.1 ist eine alphabetisch nach Namen der Autoren sortierte Übersicht von Veröffentlichungen zur Dübeltragwirkung aufgeführt. Einige grundlegende Untersuchungen sind davon in Abschnitt 3 näher erläutert. Die Tabellen zeigen die untersuchten Parameter und die aus den Versuchen abgeleiteten Ergebnisse. Dies sind im Einzelnen der Stabdurchmesser \emptyset , die Materialkennwerte für Beton f_c und Stahl f_y , die minimal erforderliche Einbindungslänge zur Sicherstellung der vollen Bettungswirkung $\min l_b$, der Bettungsmodul k , der Faktor n für die Erhöhung der einaxialen Druckfestigkeit im mehraxialen Spannungszustand zur Berücksichtigung der Teilflächenpressung vor der Bewehrung und die maximale Dübeltragfähigkeit F_{\max} mit dazugehöriger Relativverschiebung w_{\max} . Es wurden nur Untersuchungen zur Dübelwirkung bei ausreichender Betondeckung zusammengefasst, da bei den in Abschnitt 5 vorgestellten Versuchen zur Dübeltragwirkung im UHPC auch bei geringerer Betondeckung ausschließlich ein Bewehrungsversagen beobachtet wurde. Ein keilförmiges Abspalten der Betondeckung trat erst bei größeren Relativverschiebungen auf, nachdem die plastische Tragfähigkeit der Fugenbewehrung erreicht war. Die Fasern wirken wie eine Art Querbewehrung und behindern ein Abspalten der Betondeckung bei kleinen Relativverschiebungen. Der Versuchskörper vom Typ III (Abschnitt 5) zur Untersuchung der Dübelwirkung im normalen und hochfesten Beton wurde mit einer ausreichenden Betondeckung ($\geq 6 \emptyset$) der Fugenbewehrung konzipiert, um ein Betonversagen zu vermeiden und ein Bewehrungsversagen sicherzustellen. Wie aus Tabelle 6.1 hervorgeht, basieren die meisten Bemessungsansätze zur Dübeltragfähigkeit auf dem Bemessungsansatz nach [Rasmussen, 1962].

Tabelle 6.1: Untersuchungen zur Dübelwirkung

Autor	\emptyset	f_c	f_y	min l_b	Bettungsmodul k
	mm	N/mm ²	N/mm ²	\emptyset	N/mm ³
[Ackermann, Burkhardt, 1992]	6/8/10/ 12/16	C20/25 - C40/50	$f_y/1,15 = 191/348/391/435$	-	$k = E_{cm}/\emptyset$ $E_{cm} = 9,5 \cdot (f_{ck} + 8)^{0,333}$
[Dei Poli et al., 1988; Dei Poli et al., 1993]	14/18/24	24/32/38 ($f_{c,cyl}$)	432	3,0	75 - 450
[Dulacska, 1972]	-	-	-	-	-
[Finney, 1956]	19,1 - 50,8	24,9 - 26,5	-	-	407
[Friberg, 1938]	-	-	-	6,0	270 - 400
[Fuchs, 1990]	-	-	-	5,0	500
[Marcus, 1951]	19,1 - 50,8	20,8 - 30,3 ($f_{c,cyl}$)	461,9/544,7 E-Modul: 205.000	8,0	-
[Randl, 1997]	6/12/20	21,5/49,0 ($f_{c,cube}$)	$f_y = 508/524/600/653$ BSt 500 S	6,0	500
[Rasmussen, 1962]	16 - 25	11 - 44 ($f_{c,cyl}$)	225 - 440	6,0	-
[Soroushian et al., 1987]	12,7/19,1/ 25,4/31,8	25,0 - 46,1	-	6,0	$54,3 - 163,0$ $127 \cdot (0,6; 1,0) \cdot \sqrt{f_c \cdot (1/\phi)^{2/3}}$
[Utescher, Herrmann, 1983]	-	B25 - B35	E-Modul: 201.000	6,0	400
[Vintzeleou, Tassios, 1986]	8/14/18	20/30/45 ($f_{c,cyl}$)	-	5,0	E_c/d_s
[Walraven, 1980]	4/6/8/16	13/33/37/ 59 ($f_{c,cyl}$)	450 - 750	-	$34 \cdot \sqrt{f_{c,cube} \cdot w^{-0,85}}$
[Wiedenroth, 1973]	-	-	-	-	-

Fortsetzung Tabelle 6.1

Autor	$\sigma_{c,max}$	F_{max}	w_{max}
		kN	mm
[Ackermann, Burkhardt, 1992]	$1,2 \cdot f_c$	$F_{el,max} = 0,3044 \cdot f_{yk} \cdot \phi^2 / (1,15 \cdot k_c)$ $F_{pl,max} = \phi^2 \cdot (\pi \cdot f_{yk} / (32 \cdot h \cdot 1,15) + 0,65 \cdot f_{ck} \cdot h / \phi)$	-
[Dei Poli et al., 1988; Dei Poli et al., 1993]	$1,8 - 6,5 \cdot f_{c,cyl}$	-	0,968 ($\phi = 14\text{mm}$)
[Dulacska, 1972]	$4,0 \cdot f_{c,cube}$	$0,577 \cdot \phi \cdot \sqrt{n \cdot f_{c,cube} \cdot f_y}$ mit: $n = 4,0$	-
[Finney, 1956]	$1,8 - 2,6 \cdot f_c$	-	-
[Friberg, 1938]	$4,0 \cdot f_c$	$(1/k) \cdot 4,0 \cdot f_c \cdot 4 \cdot \beta^3 \cdot E_s \cdot I / (2 + \beta \cdot w)$	-
[Fuchs, 1990]	-	-	0,4 - 0,6 ϕ
[Marcus, 1951]	$1,8 - 2,9 \cdot f_{c,cyl}$	-	-
[Randl, 1997]	$3,5 \cdot f_{c,cube}$	$1,5 \cdot A_s \cdot \sqrt{f_y} \cdot \sqrt{f_{c,cube}}$ $= 1,3 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{c,cyl}} \cdot \sqrt{f_y}$ $1,5 \cdot A_s = 1,5 \cdot \pi / 4 \cdot \phi^2 = 1,18 \cdot \phi^2$ $\sqrt{f_{c,cube}} = 1,11 \cdot \sqrt{f_{c,cyl}}$ $1,11 \cdot 1,18 \approx 1,3$	3,09 ($\phi = 20\text{mm}$, $f_{c,cube} = 49,0 \text{ N/mm}^2$)
[Rasmussen, 1962]	$4,0 - 5,0 \cdot f_{c,cyl}$	$1,3 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{c,cyl}} \cdot \sqrt{f_y}$	1/6 ϕ
[Soroushian et al., 1987]	$1,2 - 3,0 \cdot f_c$	-	-
[Utescher, Herrmann, 1983]	$0,82 \cdot f_{c,cyl}$	$1,3 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{0,85 \cdot f_{c,cyl} \cdot f_y}$	0,5 - 1,0
[Vintzeleou, Tassios, 1986]	$5,0 \cdot f_{c,cyl}$	$F_{u,k} = 1,3 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck,cyl} \cdot f_{yk}}$ $F_{u,d} = \phi^2 \cdot \sqrt{f_{ck,cyl} \cdot f_{yk}}$	-
[Walraven, 1980]	$6,39 \cdot f_{c,cube}^{0,56}$	$3,56 \cdot \phi \cdot k^{0,75} \cdot w$	$1,4 \cdot v^{1,2}$ ($20 < f_{c,cube} < 40$) $1,87 \cdot v^{1,4}$ ($f_{c,cube} = 56$)
[Wiedenroth, 1973]	$0,5 \cdot f_{c,cube}$	$0,411 \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{f_c \cdot f_y}$	-

6.3.2 Berechnung der Dübeltragfähigkeit

Neben den in Tabelle 6.1 vorgestellten empirischen und halbempirischen Ansätzen kann die Dübeltragfähigkeit ebenfalls mit der Theorie des elastisch gebetteten Balkens berechnet werden. Diese Theorie wendete [Friberg, 1938] erstmals für im Beton gebettete Stäbe an, um Bemessungsgleichungen für die Dübeltragfähigkeit zu ermitteln. [Ackermann, Burkhardt, 1992] und [Randl, 1997] entwickelten das Modell weiter und berücksichtigten im oberen Bereich der Betondruckzone ein Plastizieren des Betons.

Das Modell von [Friberg, 1938] entstand auf Grundlage der Bettungsziffertheorie und der Annahme eines in ein elastisches Kontinuum eingebetteten elastischen Balkens unendlicher Länge. Die maximale Dübeltragfähigkeit F_{\max} ist dabei abhängig von der maximalen Spannung im Beton $\sigma_{c,\max}$ unter dem Stabstahl im Anschnitt zur Betonoberfläche und kann mit folgender Gleichung bestimmt werden:

$$F_{\max} = \frac{1}{k} \cdot \sigma_{c,\max} \cdot \frac{4 \cdot \beta^3 \cdot E_s \cdot I}{(2 + \beta \cdot v)} \quad (6.2)$$

mit

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot \phi}{4 \cdot E_s \cdot I}} \quad (6.3)$$

und v Fugenbreite (\rightarrow Hebelarm $v/2$)

Das maximale Moment M_{\max} ergibt sich aus der Bedingung $dM/dx = 0$ zu:

$$M_{\max} = -\frac{F \cdot e^{-\beta \cdot x_m}}{2\beta} \cdot \sqrt{(1 + (1 + \beta + v)^2)} \quad (6.4)$$

mit

$$x_m = -\frac{1}{\beta} \cdot \arctan\left(\frac{1}{1 + \beta \cdot v}\right) \quad (6.5)$$

Der Bettungsmodul k nach Gl. (6.2) hat nur einen sehr kleinen Einfluss auf die rechnerisch bestimmte Bruchlast. Obwohl nach der Bettungsziffertheorie ein Plastizieren des Betons nicht berücksichtigt wird und stattdessen von einer Spannungsspitze in unmittelbarer Nähe der Betonoberfläche ausgegangen wird, ergeben sich aus diesem Modell brauchbare Werte zur Abschätzung der maximalen Dübeltragfähigkeit.

In der Realität tritt die oben beschriebene Spannungsspitze jedoch nicht auf und es kommt zum Plastizieren des Betons im Bereich von der Oberfläche bis etwa zum Fließgelenk des Dübels. Aufgrund des nichtlinearen Werkstoffverhaltens des Betons nehmen die Verformungen mit zunehmender Last überproportional zu, wohingegen sich nach dem Modell von [Friberg, 1938] eine lineare Last-Verformungskurve einstellt.

Von [Ackermann, Burkhardt, 1992] und später von [Randl, 1997] wurde ein modifiziertes Bettungsziffernverfahren entwickelt, welches das oberflächennahe Plastizieren des Betons berücksichtigt und die Realität somit besser abbildet.

Wie in Bild 6.1 ersichtlich, besteht das weiterentwickelte Rechenmodell für einen Bewehrungsstab aus zwei Bereichen. Direkt unterhalb der Betonoberfläche bis in etwa zum Fließgelenk des Stabes befindet sich die Plastifizierungszone. In diesem Bereich plastiziert der Beton beim Erreichen der maximalen Betonfestigkeit $\sigma_{c,max} = n \cdot f_c$; die Spannungsverteilung wird durch einen rechteckigen Verlauf angenähert. Im anschließenden Bereich wird der Stab als elastisch gebetteter Balken behandelt.

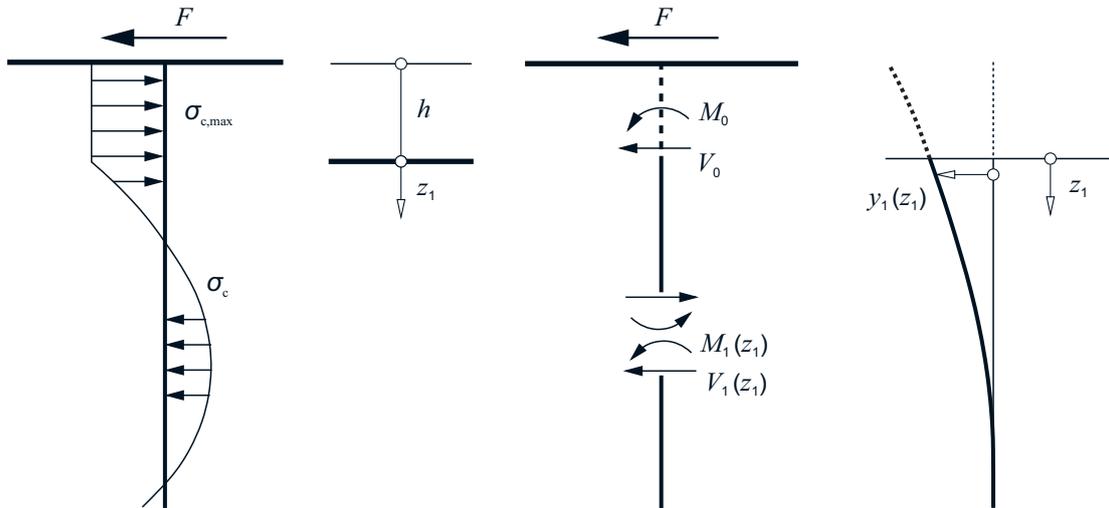


Bild 6.1: Modell für den im Beton eingebetteten Stab

Für diesen Bereich ergibt sich unter der Voraussetzung eines konstanten Bettungsmoduls k mit der mittleren Betonpressung vor dem Stab $\sigma_c = k \cdot y$ die Differentialgleichung des elastisch gebetteten Balkens zu:

$$EI \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} = -k \cdot y \quad (6.6)$$

Vereinfachend kann, unter der Bedingung einer Einbettungslänge des Stabes von $l_b \geq 3L$ von einem unendlich langen Stab ausgegangen werden [Randl, 1997]. Dabei ist der Fehler im Vergleich zur unendlichen Länge kleiner als 4 %. Mit den Randbedingungen für das Moment und die Querkraft am Stabende, $M(\infty) = 0$ und $V(\infty) = 0$, lautet die Lösung der Differentialgleichung für den durch ein Moment M_0 und eine Horizontalkraft V_0 beanspruchten Stab:

$$y_1(z_1) = \frac{2 V_0}{L \cdot \phi \cdot k} \cdot \exp^{-\zeta} \cdot \cos \zeta + \frac{2 M_0}{L^2 \cdot \phi \cdot k} \cdot \exp^{-\zeta} \cdot (\cos \zeta - \sin \zeta) \quad (6.7)$$

mit

$$\zeta = \frac{z_1}{L} \quad (6.8)$$

und

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{\phi \cdot k}} \quad (6.9)$$

Die Schnittgrößen für den elastischen Bereich können folgendermaßen ermittelt werden:

$$M_1(z_1) = V_0 \cdot L \cdot e^{-\zeta} \cdot \sin \zeta + M_0 \cdot e^{-\zeta} \cdot (\cos \zeta + \sin \zeta) \quad (6.10)$$

$$V_1(z_1) = V_0 \cdot e^{-\zeta} \cdot (\cos \zeta - \sin \zeta) - \frac{2M_0}{L} \cdot e^{-\zeta} \cdot \sin \zeta \quad (6.11)$$

Mit den nachstehenden Randbedingungen

$$V_0 = F - \sigma_{c,\max} \cdot \phi \cdot h \quad (6.12)$$

$$M_0 = F \cdot h - \sigma_{c,\max} \cdot \phi \cdot \frac{h^2}{2} \quad (6.13)$$

lässt sich die auf den Stabdurchmesser ϕ bezogene Plastizierungstiefe h berechnen:

$$\frac{h}{\phi} = \frac{2 \cdot F}{\sigma_{c,\max} \cdot \phi^2} - \frac{L}{\phi} \quad (6.14)$$

Das größtmögliche Moment im Stab entspricht bei Ausbildung eines Fließgelenkes dem vollplastischen Moment M_{pl} :

$$M_{\max} = M_{pl} = f_y \cdot \frac{\phi^3}{6} \quad (6.15)$$

Unter der Voraussetzung dieses Grenzzustandes und der Annahme, dass sich das Fließgelenk in unmittelbarer Nähe des Beginns der Plastizierungszone ausbildet, kann die maximale Dübeltragfähigkeit mit der folgenden Grenzbedingung bestimmt werden:

$$F^3 + F^2 \cdot \left[-1,5 \cdot L \cdot \sigma_{c,\max} \cdot \phi - \frac{1}{12} \cdot \left(\frac{f_y \cdot \phi^3}{L} \right) \right] + F \cdot \left(L^2 \cdot \sigma_{c,\max}^2 \cdot \phi^2 \right) - \frac{1}{4} \cdot L^3 \cdot \sigma_{c,\max}^3 \cdot \phi^3 = 0 \quad (6.16)$$

Versuchsnachrechnung

Mit dem zuvor beschriebenen Modell wurde der UHPC-Verbundkörperversuch 6.1 aus Abschnitt 5 nachgerechnet. Bei dem Versuchskörper befand sich eine Teflonfolie in der Fuge, um die Bewehrungstragwirkung über die Klemmwirkung zu eliminieren und eine reine Dübelwirkung sicherzustellen. Der Versuchskörper war mit einer Fugenbewehrung ϕ 12 mm ausgestattet. [Randl, 1997] setzte bei seinen Berechnungen einen Bettungsmodul von $k = 500 \text{ N/mm}^2$ für Normalbeton an. Da die Bewehrung im UHPC aufgrund der höheren Druckfestigkeit und des E-Moduls steifer eingebettet ist, zeigten die eigenen Berechnungen, dass für im UHPC eingebettete Bewehrungsstäbe der Bettungsmodul deutlich größer ist. Die beste Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen ergab sich bei einem Bettungsmodul von $k = 4000 \text{ N/mm}^2$. Für die maximale Betonpressung vor dem Bewehrungsstab wurde dabei das 4-fache der einaxialen Zylinderdruckfestigkeit $\sigma_{c,\max} = 4 \cdot f_{c,\text{cyl}}$ angesetzt. In Tabelle 6.2 sind die Ergebnisse der Versuchsnachrechnung und in Bild 6.2 die berechneten Kurvenverläufe gezeigt. Des Weiteren sind zum Vergleich die Ergebnisse der Berechnung eines im Normalbeton eingebetteten Bewehrungsstabes dargestellt.

Tabelle 6.2: Eingangparameter und Ergebnisse der Versuchsnachrechnung

		NC (C20)	UHPC
Parameter Beton			
$f_{cm,cyl}$	N/mm ²	28	165
n	-	4	4
k	N/mm ³	500	4000
Parameter Stahl			
f_y	N/mm ²	598	598
E_s	N/mm ²	202.800	202.800
\emptyset	mm	12	12
Ergebnisse			
F_{max}	kN	22,3	39,0
V_{max}	kN	20,7	31,0
M_{max}	kNcm	17,3	12,2
x_{max}	mm	1,4 \emptyset	0,7 \emptyset

In Bild 6.2 sind die berechnete Betonspannung σ_c , das Stabbiegemoment M , die Stabquerkraft Q und die Verformung w über die Stablänge aufgetragen. Bei der Berechnung wurde die Last solange gesteigert, bis entweder das plastische Moment oder die plastische Querkraft im Stab erreicht wurde.

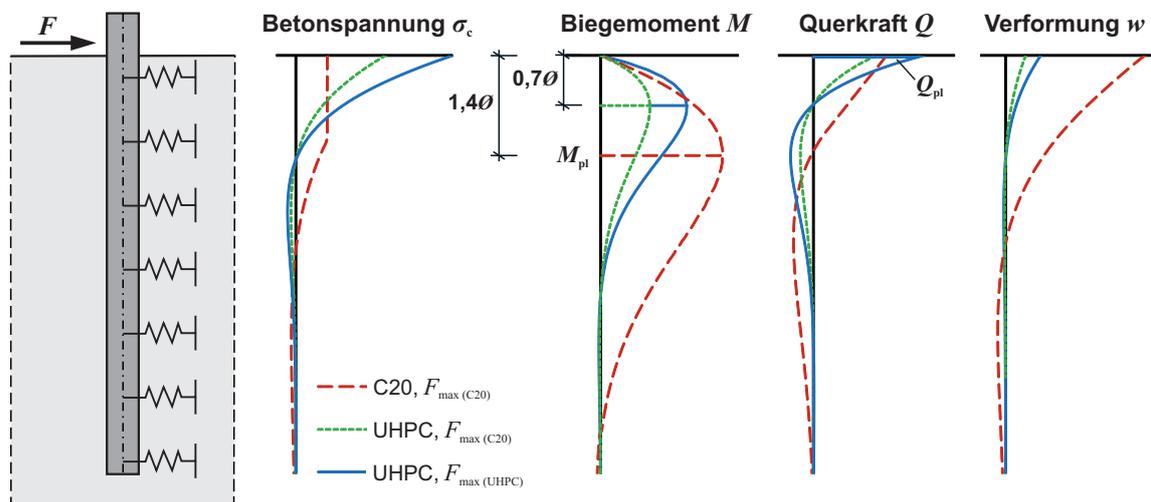


Bild 6.2: Einfluss der Betonfestigkeit auf das Tragverhalten von im Beton gebetteter Stäbe

Aufgrund der im Vergleich zur Stabstahlfestigkeit geringen Festigkeit von Normalbeton, plastiziert der Beton vor dem Bewehrungsstab. Die maximale Tragfähigkeit $F_{\max(C20)}$ ist mit dem Erreichen des vollplastischen Moments M_{pl} gegeben. Wird nun die gleiche Belastung $F_{\max(C20)}$ auf einen im UHPC gebetteten Bewehrungsstab aufgebracht, liegt die Betonspannung infolge der hohen Druckfestigkeit des UHPC deutlich unter der maximalen von $\sigma_{c,\max} = 4 \cdot f_{c,cyl}$. Infolge der sehr steifen Bettung des UHPC ist das maximale Moment wesentlich geringer und nach oben verschoben ($x_{m,UHPC} = 0,7 \varnothing$ und $x_{m,NC} = 1,4 \varnothing$). Des Weiteren ist die Verformung deutlich kleiner im Vergleich zum Normalbeton. Bei weiterer Laststeigerung nehmen die Betonspannungen weiter zu ohne, dass der Beton plastiziert. Im Gegensatz zum Normalbeton wird das plastische Moment nicht erreicht, sondern der Stab plastiziert bedingt durch die Querkraft im Anschnitt der Betonoberfläche. Dieses Tragverhalten wurde auch durch Dehnungsmessungen an den Bewehrungsstäben der Verbundkörperversuche festgestellt (Abschnitt 5). Die maximale Dübeltragfähigkeit des im UHPC eingebetteten Stabes ist um 75 % größer als im Normalbeton.

6.3.3 Eigener Bemessungsansatz

Die bisherigen Untersuchungen zur Dübeltragwirkung (Tabelle 6.1) beschränken sich ausschließlich auf Normalbeton. Um den Ansatz der Dübeltragwirkung auf ultrahochfesten Beton zu erweitern, wurden eigene Versuche mit normalfestem, hochfestem und ultrahochfestem Beton durchgeführt (Abschnitt 5). Da heutzutage immer mehr höherfeste Stähle im Bauwesen Anwendung finden, wurde neben dem herkömmlichen Bewehrungsstahl B500B auch ein hochfester Stahl mit einer Stahlgüte von St 900/1100 [Z-12.5-96, 2010] verwendet.

Wie bereits erwähnt, basieren die meisten Bemessungsansätze zur Dübeltragfähigkeit auf dem halbempirischen Ansatz nach [Rasmussen, 1962]:

$$F = 1,3 \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{c,cyl}} \cdot \sqrt{f_y} \quad (6.17)$$

Die Ergebnisse der eigenen Versuche mit Normalbeton und normalfester Bewehrung stimmen gut mit diesem Ansatz überein (Bild 6.3). Für höherfeste Betone und für höherfeste Bewehrungsstähle ist der Ansatz nach [Rasmussen, 1962] nicht mehr zutreffend (Bild 6.3 und Bild 6.4).

Auf Basis der Berechnungsergebnisse des Bemessungsansatzes nach Gleichung (6.17) für Normalbeton und den Versuchsergebnissen der Verbundkörperversuche aus Abschnitt 5, wurde ein eigener empirischer Ansatz abgeleitet, der für das komplette Betonfestigkeitsspektrum und bis zu einer mittleren Streckgrenze der Bewehrung von $f_{ym} = 960 \text{ N/mm}^2$ gültig ist:

$$F = 0,65 \cdot A_s \cdot f_{c,cyl}^{0,5} \cdot f_y^{0,75} \leq 0,58 \cdot A_s \cdot f_y \quad (6.18)$$

Dabei wird die maximale Dübeltragfähigkeit auf 58 % der Streckgrenze beschränkt. Diese obere Grenze bezieht sich auf die Schubfließgrenze von Stahl gemäß der Gestaltänderungshypothese nach von Mises. Wie zuvor mittels der Berechnung am elastisch gebetteten Stab gezeigt, ist bei Normalbeton die Biegebeanspruchung des Stabes für die Tragfähigkeit maßgebend. Bei höherfesten Betonen sind die Bewehrungsstäbe sehr steif im Betongefüge eingebettet. Durch diese steife Bettung verringert sich die Biegebeanspruchung der Stäbe und die Schubbeanspruchung wird maßgebend (Bild 6.2). Die Versuchsergebnisse in Bild 6.3 und Bild 6.4 zeigen, dass ab einer Betonfestigkeit von $f_{cm,cyl} = 67 \text{ N/mm}^2$ bei normalfester Bewehrung und ab einer Betonfestigkeit von $f_{cm,cyl} = 117 \text{ N/mm}^2$ bei hochfester Bewehrung keine Steigerung der Dübeltragfähigkeiten mehr möglich ist. Die maximale Schubtragfähigkeit nach der oben genannten Hypothese ist erreicht. Die Versuchsergebnisse in Bild 6.3 liegen teilweise etwas unterhalb der Obergrenze von $0,58 \cdot f_y$. Bei den Versuchen konnte eine geringe Fugenöffnung nicht vermieden werden, so dass die Bewehrungsstäbe zusätzlich zur Schubbeanspruchung eine Normalkraftbeanspruchung erfahren haben, wodurch sich Dübeltragwirkung verringerte.

Im Rahmen der Versuche zur Dübeltragwirkung in Abschnitt 5 wurde bei den UHPC-Verbundkörpern eine Bewehrung $\varnothing 12 \text{ mm}$ und $\varnothing 20 \text{ mm}$ untersucht. Hierbei zeigte sich, dass der Einfluss des Bewehrungsdurchmessers auf die Tragfähigkeit vernachlässigbar ist. [Randl, 1997] stellte bei seinen Versuchen zur Dübeltragwirkung im Normalbeton ebenfalls keine Auswirkung des Durchmessers auf die Tragfähigkeit fest. Folglich kann davon ausgegangen werden, dass der Bewehrungsdurchmesser bei hochfestem Beton diesbezüglich ebenfalls vernachlässigbar ist. Deshalb bleibt der Bewehrungsdurchmesser in Gleichung (6.18) unberücksichtigt. In der

Bemessungsgleichung nach [Rasmussen, 1962] dient der Bewehrungsdurchmesser lediglich zur Berechnung der Stahlfläche.

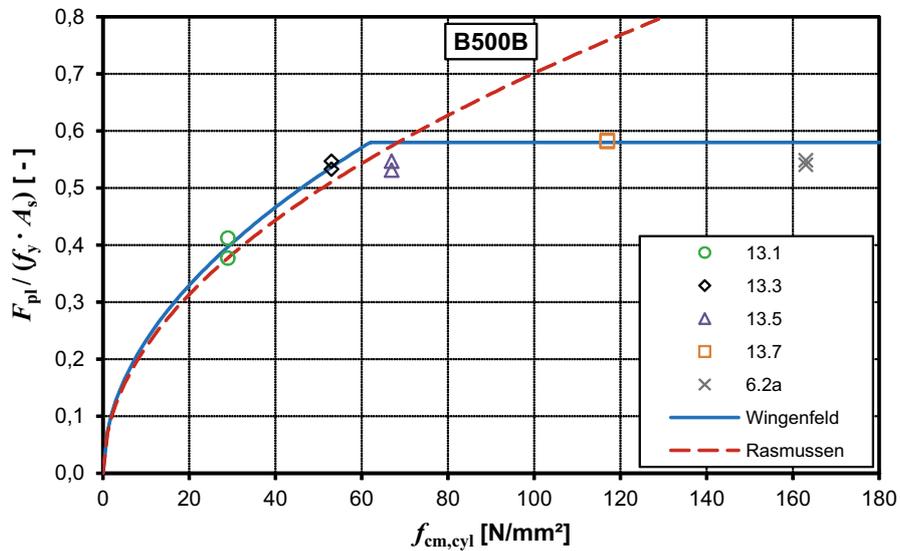


Bild 6.3: Versuchsergebnisse und Berechnungsansatz nach Wingefeld und Rasmussen für eine Stahlgüte B500B

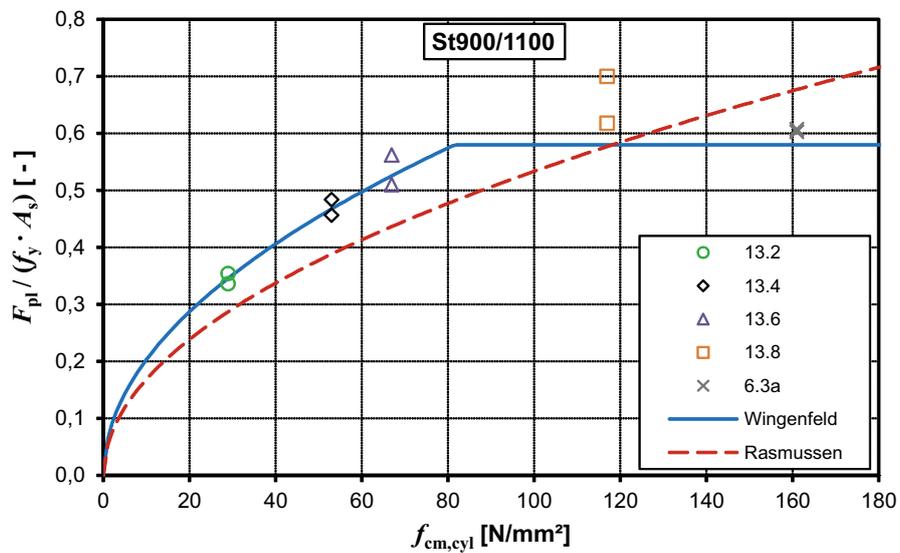


Bild 6.4: Versuchsergebnisse und Berechnungsansatz nach Wingefeld und Rasmussen für eine Stahlgüte St 900/1100

6.4 Klemm- und Dübelwirkung

6.4.1 Wirkungsweise

Bei der bewehrten Klebefuge tritt neben der Dübelwirkung ein weiterer Tragmechanismus auf: die Klemmwirkung. Durch die Klemmwirkung der Bewehrung kann die Tragfähigkeit der Fuge deutlich gesteigert werden (Bild 5.34). Infolge der sehr steifen Bettung der Bewehrung im UHPC-Gefüge, in lateraler und in axialer Richtung, ist die Umlagerung von der Adhäsionstragwirkung zur Bewehrungstragwirkung im Gegensatz zu Normalbeton ohne große Verschiebungen möglich (Bild 5.23).

6.4.2 Bemessungsansätze für nachträglich ergänzte Betonbauteile

In Abschnitt 3 sind der Bemessungsansatz aus dem Eurocode [DIN EN 1992-1-1 + NA, 2011] sowie einige aus der Literatur bekannte Bemessungsansätze zur Schubübertragung in Verbundfugen zwischen Alt- und Neubeton dargestellt. Der Bemessungsansatz nach Eurocode basiert auf der sogenannten Schubreibungstheorie, die von [Birkeland, Birkeland, 1966] und [Mast, 1968] in den 60er Jahren in den USA entwickelt wurde. Hierbei wird zugrunde gelegt, dass bei einer entsprechenden Rauheit der Verbundfuge die Fugenbewehrung überwiegend auf Zug beansprucht wird und demzufolge die volle Streckgrenze der Bewehrung als Klemmwirkung ansetzbar ist.

Bemessungsansatz nach Eurocode

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (1,2\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (6.19)$$

Wie in Abschnitt 3 dargestellt, ist jedoch nicht die vollständige Fließlast der Fugenbewehrung ausnutzbar, da die Fugenbewehrung zusätzlich auf Biegung infolge der Dübelwirkung beansprucht wird. Im [Model Code, 2010] ist ein Bemessungsvorschlag enthalten, der die Wirkungsweise der Bewehrung differenziert erfasst Gl. (3.2). Dabei wird zwischen der Klemm- und der Dübelwirkung der Bewehrung unterschieden und die Interaktion der beiden Traganteile über die Abminderungsfaktoren κ und α_F berücksichtigt.

Bemessungsansatz nach Model Code 2010

$$v_{Rd} = 0,09 k_c f_{ck}^{1/3} + \mu \left(\kappa \cdot \rho \cdot f_{yd} + \frac{\sigma_n}{\gamma} \right) + \alpha_F \cdot \rho \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}} \leq \beta_c \cdot f_{cd} \cdot b \quad (6.20)$$

6.4.3 Eigener Bemessungsansatz

Mittels der in Abschnitt 5 beschriebenen Versuche wurde festgestellt, dass die Tragmechanismen der bewehrten Klebefuge bei unterschiedlichen Relativverschiebungen auftreten. Die Adhäsion war nur bei einer sehr geringen Verschiebung wirksam. Mit dem Adhäsionsbruch nahm die Relativverschiebung deutlich zu und die Fugenbewehrung wurde aktiviert. Dies konnte mittels Dehnungsmessung festgestellt werden. Aufgrund dieser Tatsache wird für die bewehrte Klebefuge vorgeschlagen, die Adhäsions- und die Bewehrungstragwirkung separat zu berücksichtigen. Bei ungerissener Klebefuge ist nur die Adhäsionstragwirkung nach Gl. (6.1) und bei gerissener Klebefuge die Bewehrungs- und die Reibungstragwirkung anzusetzen. Um ein duktileres Fugentragverhalten sicherzustellen, muss die Bewehrungstragfähigkeit größer als die Adhäsionstragfähigkeit sein. Bei den Versuchen in Abschnitt 5, wo dies nicht der Fall war, traten nach dem Adhäsionsbruch große Relativverschiebungen, verbunden mit einem Lastabfall auf, da die Bewehrung die frei werdende Kraft nicht aufnehmen konnte (Bild 5.39).

Bei gerissener bewehrter Klebefuge wird im Folgenden auf Basis der eigenen Versuche ein Bemessungsansatz für den Bewehrungs- und Reibungstraganteil hergeleitet. Dabei wird der Bewehrungstraganteil wie nach Gl. (3.2) mechanisch korrekt berücksichtigt und zwischen der Klemm- und Dübelwirkung gemäß Gl. (6.21) unterschieden. Da die Tragwirkung über die Klemmwirkung bzw. Reibungswirkung der äußeren Normalkraftbeanspruchung entspricht, werden beide Anteile zu τ_{fr} zusammengefasst und über die Gl. (6.22) berücksichtigt. Im Rahmen der Untersuchungen in dieser Arbeit wurden keine Versuche mit einer äußeren Normalkraftbeanspruchung durchgeführt. Der Normalkraftanteil durch die Klemmwirkung wurde mittels Dehnungsmessung an den Bewehrungsstäben ermittelt. Mit weiteren Versuchen ist abzuklären, ob der Reibungsbeiwert infolge Klemmwirkung mit der äußeren Normalkraftbeanspruchung identisch ist. Der Ansatz für die Dübeltragfähigkeit über das komplette Betonfestigkeitsspektrum ist in Abschnitt 6.3 gezeigt. Diese wird nach Gl. (6.23) über τ_{do} erfasst. Die Interaktion zwischen der Klemm- und Dübelwirkung wird über die Faktoren κ und α berücksichtigt.

$$\tau_u = \tau_{fr} + \tau_{do} \geq \tau_{ad} \quad (6.21)$$

$$\tau_{fr} = \mu \cdot (\rho \cdot \kappa \cdot f_y + \sigma_n) \quad (6.22)$$

$$\tau_{do} = \alpha \cdot 0,65 \cdot \rho \cdot f_{c,cyl}^{0,5} \cdot f_y^{0,75} \leq \alpha \cdot 0,58 \cdot \rho \cdot f_y \quad (6.23)$$

mit

$$\rho = \frac{A_s}{l_v \cdot b_v} \quad (6.24)$$

Die Versuchsergebnisse der Verbundkörperversuche in Abschnitt 5 und die Berechnungsergebnisse mittels der Theorie des elastisch gebetteten Stabes in Abschnitt 6.3.2 zeigen, dass die Fugenbewehrung durch die sehr steife Bettung im UHPC-Gefüge aufgrund der Schubbeanspruchung im direkten Fugenbereich plastiziert. Deshalb wird für die Interaktion der Klemm- und Dübelwirkung die Gestaltänderungshypothese nach von Mises herangezogen:

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_n^2 + 3 \cdot \tau^2} \quad (6.25)$$

Mit Hilfe von Dehnungsmessungen an den Bewehrungsstäben der Verbundkörperversuche (Abschnitt 5.5) wurde festgestellt, dass die Normalkraftbeanspruchung der Fugenbewehrung durch die Klemmwirkung bei schalglatter gestrahlter Fuge ca. 50 % der Fließdehnung des Stahls beträgt. Es ergibt sich der Abminderungsfaktor für die volle Fließspannung zu $\kappa = 0,5$. Die Normalspannung σ_n des Stahls lässt sich somit folgendermaßen bestimmen:

$$\sigma_n = \kappa \cdot f_y \quad (6.26)$$

Da der Normalspannungsanteil σ_n des Stahls bekannt ist, kann der Schubspannungsanteil τ des Stahls infolge der Dübelwirkung über die maximal mögliche Vergleichsspannung $\sigma_v = f_y$ nach Gl. (6.25) berechnet werden. Der Interaktionsfaktor α berücksichtigt, dass bei zusätzlicher Aktivierung der Klemmwirkung nicht die volle Dübeltragfähigkeit ausnutzbar ist. Er berechnet sich aus der ermittelten Schubspannung τ_v dividiert durch die maximale Dübeltragfähigkeit τ_{\max} in Anlehnung an Gl. (6.18):

$$\alpha = \tau_v / \tau_{\max} \quad (6.27)$$

Für eine schalglatte gestrahlte Fugenoberfläche bei Bauteilen aus UHPC und einer Fugenbewehrung aus Stahl B500B ist $\alpha = 0,87$.

Die Klemmwirkung τ_{fr} ermittelt sich aus der festgestellten Versuchsschubtragfähigkeit:

$$\tau_{\text{test}} = \frac{F_{\text{test}}}{l_v \cdot b_v} \quad (6.28)$$

mit der berechneten Dübeltragfähigkeit τ_{do} wie folgt:

$$\tau_{fr} = \tau_{\text{test}} - \tau_{do} \quad (6.29)$$

Aus der gemessenen Normalkraftbeanspruchung der Fuge und der ermittelten Schubtragfähigkeit durch die Klemmwirkung kann nun der Reibungsbeiwert mittels Regressionsanalyse bestimmt werden. Unter der Bedingung, dass die Regressionsgerade den Achsenursprung schneidet, d. h. bei gerissener Fuge tritt keine Schubspannung auf, wenn die Normalspannung Null ist, ergibt sich der Reibungsbeiwert zu $\mu = 1,0$. In Bild 6.5 ist die Schubspannung der Fuge durch die Klemmwirkung über die Normalspannung in der Fuge, die mit Hilfe von Dehnungsmessungen an der Bewehrung festgestellt wurde, aufgetragen. Des Weiteren ist die Regressionsgerade abgebildet. Es sind die Ergebnisse der Verbundkörperversuche mit einer Fugenbewehrung $\varnothing 12$ mm aus normalfestem Stahl B500B der Versuchskörper Typ I und II aufgetragen. Die Versuche mit einer Bewehrungstragfähigkeit kleiner als die Adhäsionstragfähigkeit sind nicht berücksichtigt.

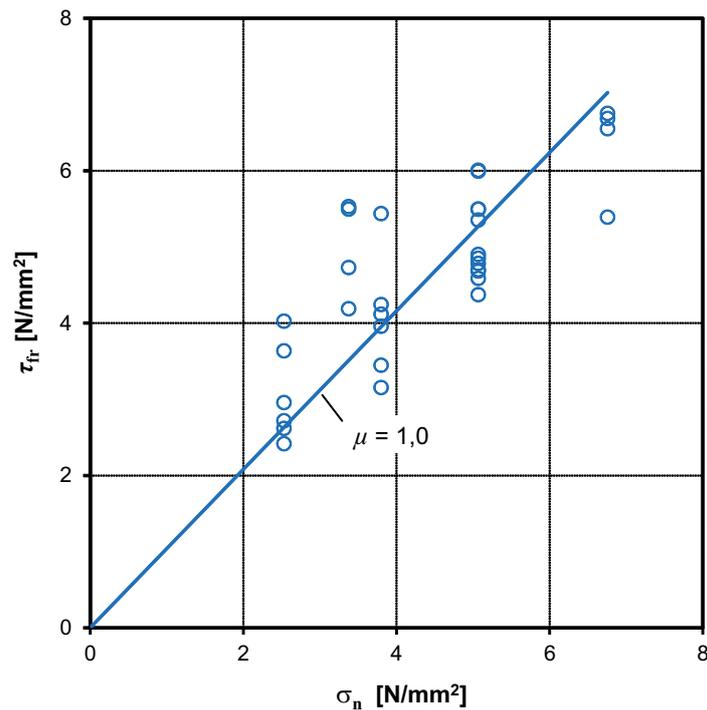


Bild 6.5: Schubspannung durch die Klemmwirkung in Abhängigkeit von der Normalspannung in der Fuge mit Regressionsgerade

Bei einer Fugenbewehrung $\varnothing 20$ mm wurde bei den Verbundkörperversuchen eine um 6 % geringere Fugentragfähigkeit im Vergleich zu einer Fugenbewehrung $\varnothing 12$ mm festgestellt (Abschnitt 5.8). Da die Dübeltragfähigkeit unabhängig vom Bewehrungsdurchmesser ist (Abschnitt 5.8), muss die geringere Tragfähigkeit aus der Klemmwirkung resultieren. Um das Verbundverhalten von Bewehrungsstäben im UHPC zu ermitteln, wurden Ausziehversuche durchgeführt. Die Ergebnisse der Ausziehversuche sind in Abschnitt 4 dargestellt. Bei diesen Versuchen zeigte sich, dass bei einer Bewehrung $\varnothing 20$ mm der Schlupf bei der maximalen Verbundspannung um etwa das 3-fache größer ist als bei einer Bewehrung $\varnothing 12$ mm. Die geringfügig verminderte Tragfähigkeit muss aus dem weicheren Verbundverhalten der Bewehrung bei einem größeren Durchmesser resultieren. Diese wird deshalb mit einer durchmesserabhängigen Modifikation des Interaktionsfaktors κ berücksichtigt:

$$\phi [mm] \leq 12 \quad \kappa = 0,5 \quad (6.30)$$

$$12 < \phi [mm] \leq 20 \quad \kappa = 0,7 - \frac{\phi [mm]}{60} \quad (6.31)$$

Verankerungslänge

Die Verankerungslänge der Fugenbewehrung infolge der Zugkraft, hervorgerufen aus der Klemmwirkung, wird nachfolgend bestimmt. Dazu wird auf Basis des im Abschnitt 4 modifizierten Modells für das Verbundverhalten von Bewehrungsstäben in UHPC und der Beziehung des Schlupfverlaufes am Einzelriss nach [Krips, 1984] die mittlere Verbundspannung τ_{sm} in Abhängigkeit des Schlupfes ermittelt.

Für einen Stahlbetonzugstab sind die schematischen Spannungs-, Verbundspannungs- und Verschiebungsverläufe für einen Einzelriss in Bild 6.6 dargestellt.

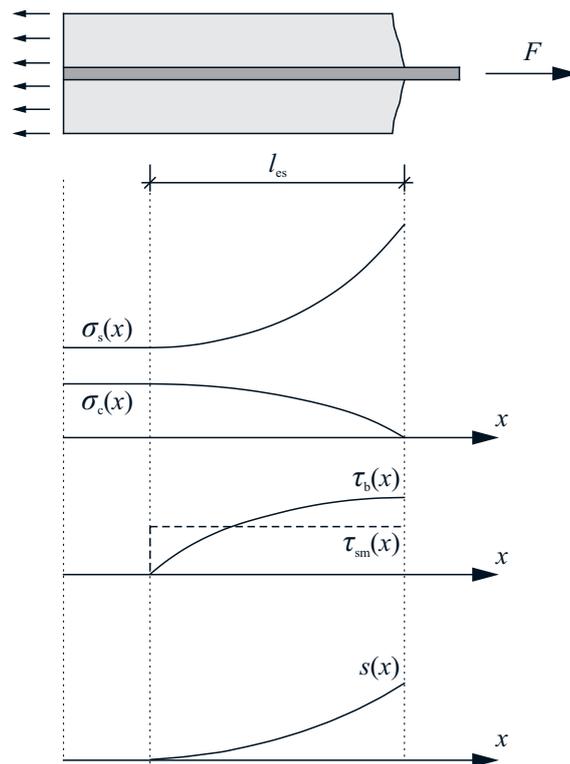


Bild 6.6: Schematische Spannungs-, Verbundspannungs- und Verschiebungsverläufe für einen Einzelriss

Unabhängig vom angenommenen Verbundgesetz kann die mittlere Verbundspannung τ_{sm} durch die Gleichung (6.32) ermittelt werden.

$$\tau_{sm} = \frac{1}{l_{es}} \int_0^{l_{es}} \tau_b(x) dx \quad (6.32)$$

Mit dem in Abschnitt 4 vorgestelltem modifiziertem Verbundgesetz für das Zugtragverhalten von Bewehrungsstäben im UHPC

$$\tau_b = \tau_{bmax} \cdot \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad (6.33)$$

ergibt sich

$$\tau_{sm} = \frac{\tau_{bmax}}{s_1^\alpha \cdot l_{es}} \int_0^{l_{es}} s^\alpha(x) dx \quad (6.34)$$

Für einen Einzelriss bzw. die Fugenöffnung v kann der Schlupfverlauf nach [Krips, 1984] analytisch bestimmt werden:

$$s(x) = \frac{v}{2} \cdot \left(\frac{x}{l_{es}} \right)^{2/(1-\alpha)} \quad (6.35)$$

Das Integral aus Gleichung (6.34) errechnet sich mit (6.35) zu:

$$\int_0^{l_{es}} s^\alpha(x) dx = \left(\frac{v}{2} \right)^\alpha \cdot \frac{1}{l_{es}^{2/(1-\alpha)}} \cdot \frac{l_{es}^{(2/(1-\alpha)+1)}}{(2/(1-\alpha)+1)} \quad (6.36)$$

Somit erhält man die mittlere Verbundspannung τ_{sm} :

$$\tau_{sm} = \frac{\tau_{bmax}}{(2/(1-\alpha)+1)} \cdot \left(\frac{v}{2 \cdot s_1} \right)^\alpha \quad (6.37)$$

Mit den in Abschnitt 4 an UHPC-Ausziehversuchen kalibrierten Faktoren für das Auszieh- und Sprenggrissversagen ergibt sich die in Bild 6.7 dargestellte mittlere Verbundspannung in Abhängigkeit der Fugenöffnung v .

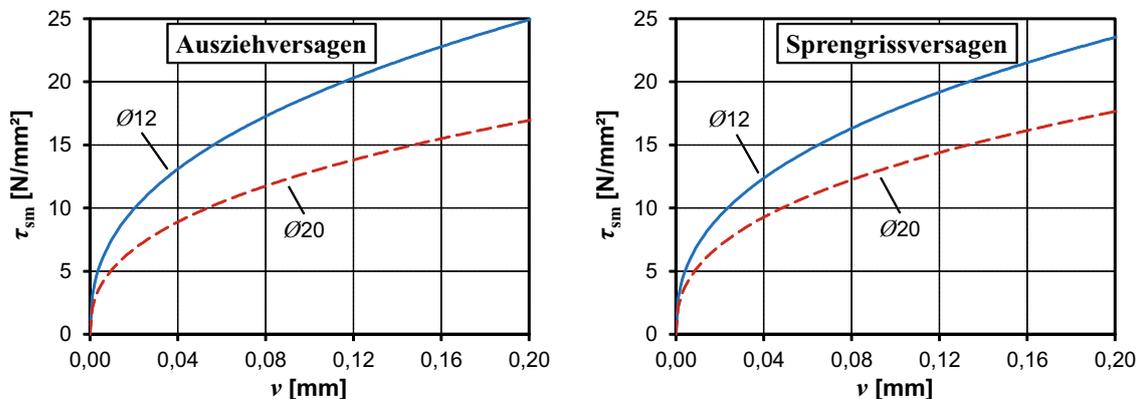


Bild 6.7: Mittlere Verbundspannungen τ_{sm} in Abhängigkeit der Fugenöffnung für Auszieh- und Sprenggrissversagen für einen Stabdurchmesser von 12 und 20 mm

Bei den Verbundkörperversuchen mit einer Fugenbewehrung $\varnothing 12$ mm wurde bei einer schalglatten gestrahlten Oberfläche eine Fugenöffnung von $v_{pl,m} = 0,20$ mm (VK 2.1a,c und 5.1a-c) festgestellt. Ein Sprenggrissversagen aufgrund einer zu geringen Betondeckung wurde bei keinem Verbundkörperversuch beobachtet. Die Bewehrung ist auf Zug durch die Klemmwirkung zur Hälfte der Fließdehnung beansprucht worden. Mit der Gl. (4.2) berechnet sich die Verankerungslänge infolge dieser Beanspruchung zu $l_b = 3,6$ cm.

7 Experimentelle Untersuchungen – Bauteilversuche

7.1 Allgemeines

Im Rahmen des von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) geförderten Erkenntnis-transfer-Projekts „Anwendung der entwickelten fūgetechnischen Konstruktionslōsungen durch Verkleben bei Brūckentrāgern aus ultrahochfestem Beton (UHPC)“, das vom Lehrstuhl fūr Massivbau der TUM und der HOCHTIEF Solutions AG als Kooperationspartner bearbeitet wurde, sind eigene Bauteilversuche durchgefūhrt worden. Mittels dieser Bauteilversuche sollte die baupraktische Anwendbarkeit und die Leistungsfāhigkeit der „reinen“ und bewehrten Klebe- verbindung untersucht werden. Des Weiteren sollten die an kleinformatigen Versuchskōrpern entwickelten Bemessungsgleichungen auf ihre Gūltigkeit hin ūberprūft und gegebenenfalls kalibriert werden, um das Trag- und Verformungsverhalten zutreffend beschreiben zu kōnnen.

Da die Bauweise mit dem Werkstoff UHPC keine Regelbauweise darstellt, bestand eines der Ziele des Forschungsvorhabens darin, die Herstellung der Versuchskōrper unter Praxisbedingungen zu testen. Aus diesem Grund wurden die Versuchskōrper im Fertigteilwerk hergestellt. Somit konnte untersucht werden, wie sich die verwendete Mischung bei groβen Betonmengen verarbeiten lāsst und ob vergleichbare Festigkeitswerte wie unter Laborbedingungen auch im Fertigteilwerk realisierbar sind. Darūber hinaus konnte mit diesen Versuchen die Anwendung der entwickelten Fūgetechniken bei groβformatigen Bauteilen getestet werden. Als Versuchskōrper wurden Platten- balken verwendet, die aus einzelnen Fūgeteilen zusammengebaut worden sind. Dabei wurden drei Platten mit verklebten Stoβfugen auf einen Steg geklebt. Es wurde die Fūgetechnik mittels „reiner“ und bewehrter Verklebung sowie die Kombination aus beiden Fūgeverfahren getestet. Im Fokus der Untersuchungen stand die horizontale Fuge zwischen dem Steg und den Platten.

Zunāchst wird in diesem Kapitel auf die Konzeption und Dimensionierung der gefūgten Platten- balken eingegangen. Es kamen vorgespannte Stege (mit Spannlitzen im sofortigen Verbund) und schlaff bewehrte Stege mit aufgeklebten Platten zum Einsatz. Die Balken wurden so bemessen, dass sich die vorgespannten Plattenbalken beim Fugenversagen noch im Zustand I befinden sollten und dass das Fugenversagen der schlaff bewehrten Plattenbalken vor dem Bauteilversagen auftreten sollte. Neben der Untersuchung der gefūgten Plattenbalken wurde auch das Trag- und Verformungsverhalten der einzelnen Fūgeteile ermittelt. Um den Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbundfuge im Vergleich zum starren Verbund auf das Systemtragverhalten der Plattenbalken zu analysieren, wurde auch ein monolithischer Plattenbalken getestet. Im Abschnitt 7.7 sind die Messergebnisse der Durchbiegungen, der Fugenverschiebungen, der Fugenōffnungen und der Stoβfugenōffnungen sowie die Ergebnisse der Dehungsmessung am Beton, an den Litzen und an der Fugenbewehrung von ausgewāhlten Versuchen dargestellt und bewertet. Weiterhin werden die Rissbilder der Trāger und die Bruchbilder der Fugen und Fugenbewehrungen analysiert. Die ūbertragbarkeit der Ergebnisse aus den Verbundkōrperversuchen wird durch eine Versuchsnach- rechnung ūberprūft. Abschlieβend werden die Versuchsergebnisse zusammengefasst.

7.2 Konzeption und Dimensionierung

Die Durchführung der Trägerversuche sollte im Vier-Punkt-Biegeversuch erfolgen. Bedingt dadurch, dass die Querkraft bzw. die Schubkraft im mittleren Teil des Versuchsträgers Null war, bestand keine gegenseitige Beeinflussung des Fugenabschnitts zwischen dem linken Auflager und der linken Einzellast (linker Fugenabschnitt) und des Fugenabschnitts zwischen dem rechten Auflager und der rechten Einzellast (rechter Fugenabschnitt). Infolgedessen konnten mit diesem Versuchsaufbau die zwei Fugenabschnitte unabhängig voneinander getestet werden.

Die vorgespannten Plattenbalken wurden in Anlehnung an [Mühlbauer, 2012] (Abschnitt 3), der Versuche mit „reiner“ Verklebung durchgeführt hat, dimensioniert. Dabei wurde der Querschnitt so gewählt, dass die Klebefuge maximale Schubbeanspruchung erfährt. Durch zentrisch im sofortigen Verbund vorgespannte Stege sollte sichergestellt werden, dass die Träger beim Fugenversagen im Zustand I verbleiben, also ungerissen sind. Somit können die Schubspannungen mit der Cousinen-Formel (Gleichung (7.12)) berechnet werden. Des Weiteren ist eine einfachere Interpretation der Versuchsergebnisse der Klebefuge möglich, da der Steifigkeitsverlust der Träger ausschließlich aus der Fugennachgiebigkeit resultiert. Die Platten sollten nach dem Vorspannen und Erhärten kraftschlüssig auf den Steg aufgeklebt werden.

Als Querschnittstyp wurde ein gedrungener Querschnitt verwendet (Bild 7.1). Dadurch ergibt sich ein geringes Trägheitsmoment, woraus eine größere Schubbeanspruchung resultiert. Weil im Schwerpunkt die maximale Schubspannung auftritt, sind die Abmessungen des Gesamtquerschnitts so gewählt worden, dass der Schwerpunkt nahe der Klebefuge zum Liegen kommt. Mit diesem kompakten Querschnitt wird auch der Anspruch an UHPC-Bauteile gerecht, möglichst schlanke Konstruktionen herzustellen und ressourcenschonend zu bauen.

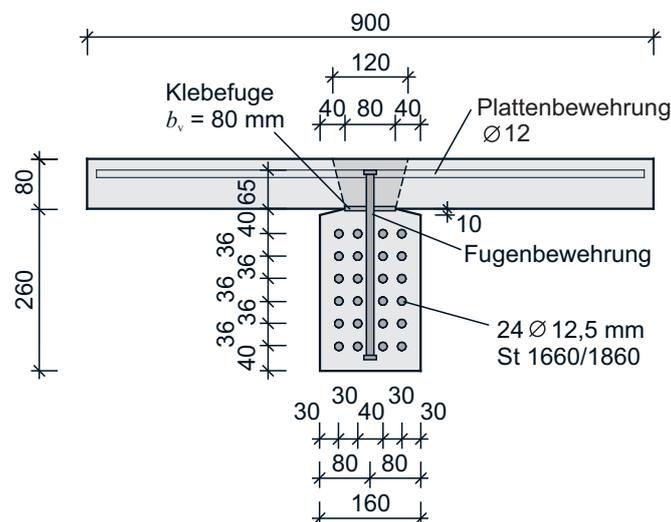


Bild 7.1: Querschnitt der vorgespannten Plattenbalken (Abmessungen in [mm])

Die Stützweite des Trägers wurde mit $l_0 = 3$ m und der Abstand der Lasteinleitung vom Auflager a mit 1 m festgelegt. Mit einem Abstand der Aussparungen von 25 cm, wie bei den Verbundkörperversuchen des Typs I (Abschnitt 5), befanden sich somit jeweils vier Aussparungen in den zu

testenden Abschnitten der Klebefuge. Das Verhältnis Abstand der Lasteinleitung vom Auflager zu Trägerhöhe betrug mit den gewählten Abmessungen $a/h = 3,0$.

Die Bauteilversuche von [Mühlbauer, 2012] wiesen ein Verhältnis von $a/h = 2,3$ auf und wurden mit einer Kraft von 2 MN vorgespannt. Mit dem Kriterium, dass die Versuchsträger beim Fugensagen im Zustand I verbleiben sollten, ergab sich bei verjüngter Fuge eine rechnerisch maximal über die Fuge übertragbare Schubspannung von $\tau_{\max} = 20 \text{ N/mm}^2$. Die in den Versuchen mit einer RPC-Klebstoff verklebten Fuge festgestellte mittlere Schubspannung lag bei $\tau_{\text{ad}} = 15,5 \text{ N/mm}^2$.

Bei den Verbundkörperversuchen (Abschnitt 5) wurden bei bewehrter Klebefuge deutlich größere Fugentragfähigkeiten im Vergleich zur „reinen“ Klebefuge festgestellt. Aufgrund der zu erwartenden größeren Fugentragfähigkeit und des größeren a/h -Verhältnisses beim gewählten Versuch war es erforderlich, die Stege höher vorzuspannen. Hierzu sollte die maximal zur Verfügung stehende Spannkraft in Höhe von 3,5 MN des verwendeten Spannbetts ausgenutzt werden.

Es wurden Spannstahllitzen St 1660/1860 mit einem Nenndurchmesser von $d_p = 12,5 \text{ mm}$ nach allgemein bauaufsichtlicher Zulassung [Z-12.3-84, 2010] verwendet. Auf der Grundlage der [DIN 1045-1, 2008] ergibt sich somit eine zulässige Spannstahlspannung beim Spannvorgang in Höhe von:

$$\sigma_{p0,\max} = \min \begin{cases} 0,80 \cdot f_{pk} \\ 0,90 \cdot f_{p0,1k} \end{cases} = 1440 \text{ N/mm}^2 \quad (7.1)$$

Bei einer Vorspannkraft von 3,5 MN entspricht dies einer erforderlichen Litzenanzahl von 26. Infolge der oben genannten Voraussetzungen zum Querschnitt und der erforderlichen Rand- und Achsenabstände der Litzen ergab sich eine optimale Litzenanzahl von 24. Um die Litzenanzahl zu reduzieren, musste $f_{p0,1k} = 1600 \text{ N/mm}^2$ fast voll ausgenutzt werden. Die Litzen wurden mit einer Spannung von 1568 N/mm^2 beansprucht. Die später durchgeführte Materialfestigkeitsprüfung der verwendeten Litzen zeigte eine höhere Festigkeit $f_{p0,1k} = 1730 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Tabelle 7.4). Mit dem Ansatz dieser Festigkeit liegt die Spannstahlspannung beim Spannvorgang im zulässigen Bereich.

Die Querschnittsbreite der Stege wurde (wie bei den Verbundversuchskörpern) zu $b = 16 \text{ cm}$ gewählt. Die Festlegung der Achsabstände der Litzen erfolgte nach [DIN 1045-1, 2008] und in Abhängigkeit der verwendeten Fugengewehrung. In der Mitte ist eine breitere Gasse für die Fugengewehrung mit $\varnothing 20 \text{ mm}$ freigelassen worden. Aus den Achsabständen und der Querschnittsbreite ergab sich ein horizontaler Randabstand der Litzen von $1,9 d_p$. Dieser liegt unter dem Mindestwert nach [DIN 1045-1, 2008] von $2,5 d_p$. Ausziehversuche an Litzen mit der gleichen UHPC-Mischung wie bei den Versuchsträgern in [Hegger, Bertram, 2010] zeigten bei einem Randabstand von $2,0 d_p$ ein ähnliches Verbundverhalten der Litzen wie bei einem Abstand von $2,5 d_p$.

Zur Spannkrafteinleitung wurde ein Auflagerüberstand von $l_p = 25 \text{ cm}$ gewählt. Dadurch wurde sichergestellt, dass ab dem Auflager die volle Spannkraft auf das Bauteil wirkt. Die Trägerlänge betrug somit $l = 3,50 \text{ m}$. In Bild 7.2 sind das statische System und die zugehörigen Schnittgrößen abgebildet. Das Eigengewicht ist im Vergleich zur Gesamtbelastung des Bauteilversuchs gering und wird vernachlässigt.

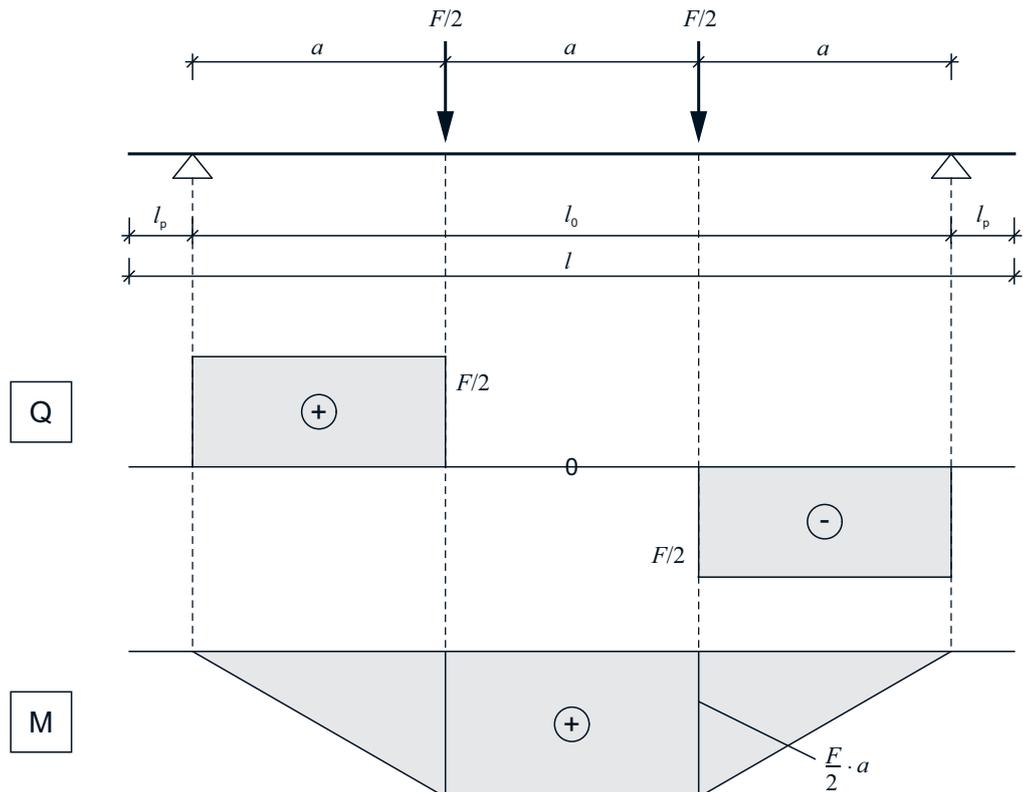


Bild 7.2: Statisches System und Schnittgrößen des geplanten Bauteilversuchs

Mit dem vorab gezeigten Querschnitt, dem statischen System und den genannten Randbedingungen wird im Folgenden die maximal übertragbare Schubspannung berechnet. Dafür werden die in der Tabelle 7.1 angegebenen Material- und Querschnittskennwerte zu Grunde gelegt.

Tabelle 7.1: Material- und Querschnittswerte des vorgespannten Plattenbalkens

Bezeichnung	Wert	Einheit
E_p	195.000	N/mm ²
ΣA_p	22,32	cm ²
E_c	50.500	N/mm ²
A_{cnB}	393,68	cm ²
A_{ciB}	484,66	cm ²
$z_{ciT,o}$	10,84	cm
$z_{ciT,u}$	23,16	cm
$I_{y,ciT}$	110.991	cm ⁴
$S_{y,ciT,Fuge}$	4.924,63	cm ³

Nach dem Ablassen der Vorspannung entspricht der Spannungsverlust aus der elastischen Bauteilverkürzung 15 %. Der Faktor zur Reduktion der Spannbettkraft berechnet sich folgendermaßen:

$$\frac{P_{m0}}{P_0} = \frac{1}{1 + \frac{E_p \cdot \sum A_p}{E_c \cdot A_{ciB}}} = \frac{1}{1 + \alpha_p \cdot \rho_p} = \frac{1}{1 + 3,86 \cdot 0,046} = 0,85 \quad (7.2)$$

Somit wirkt unmittelbar nach dem Ablassen der Spannbettkraft die Vorspannkraft P_{m0} auf den Steg:

$$P_{m0} = P_0 \cdot \frac{P_{m0}}{P_0} = 3,5 \text{ MN} \cdot 0,85 = 3 \text{ MN} \quad (7.3)$$

Für die Betondruckspannung σ_{cB} zum Zeitpunkt t_0 ergibt sich:

$$\sigma_{cB}(t_0) = \frac{-P_{m0}}{A_{cnB}} = -76 \text{ N/mm}^2 \quad (7.4)$$

Nach [DIN 1045-1, 2008] kann bis zu einer Druckspannung von 45 % der charakteristischen Druckfestigkeit von linearem Kriechen ausgegangen werden. In [Schmidt et al., 2008] wird für UHPC eine Grenze von 50 bis 60 % genannt, ab der überproportionale Kriechverformungen auftreten. Um ein lineares Kriechen sicherzustellen, sollten die Stege 14 Tage im Spannbett aushärten. Dadurch weisen diese eine Druckfestigkeit von $f_{cm} \geq 140 \text{ N/mm}^2$ auf, bevor die Vorspannung übertragen wird.

Die Spannungsverluste durch Schwinden und Kriechen werden in Anlehnung an Mühlbauer [Mühlbauer, 2012] konservativ mit ca. 15 % abgeschätzt. Folglich beträgt die verbleibende Vorspannkraft im Steg zum Prüfzeitpunkt $P_m = 2,5 \text{ MN}$.

Wie oben bereits beschrieben, sollte der Plattenbalken beim Versagen der Klebefuge im ungerissenen Zustand verbleiben. Mit dieser Bedingung berechnen sich die maximal aufbringbaren Einzellasten beim Übergang des Trägers vom Zustand I in den Zustand II über den Dekompressionsnachweis an der unteren Querschnittsrandfaser:

Die sich aus den Einzellasten und der Vorspannung des Steges ergebende Spannungsverteilung über den Querschnitt ist in Bild 7.3 gezeigt.

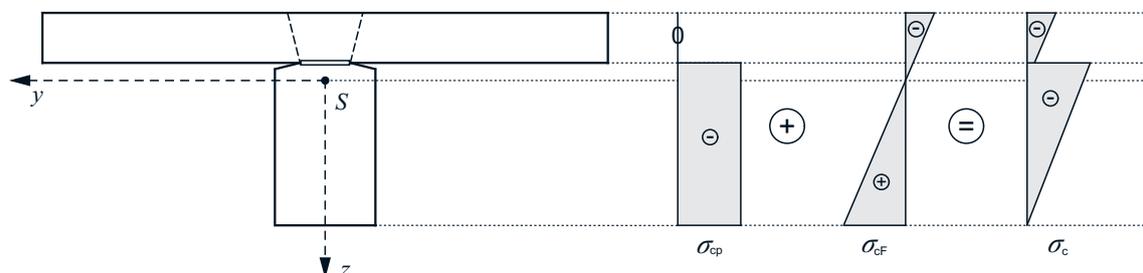


Bild 7.3: Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe für den Dekompressionsnachweis

Die Spannung in der unteren Randfaser des Querschnitts berechnet sich wie folgt:

$$\sigma_{c,u} = \sigma_{cp} + \sigma_{cF,u} = \frac{-P_m}{A_{cnB}} + \frac{M_F}{W_{ciT,u}} = 0 \quad (7.5)$$

Daraus lässt sich das maximale Biegemoment bestimmen:

$$M_F = \frac{P_m}{A_{cnB}} \cdot W_{ciT,u} = \frac{2,5 \text{ MN}}{393,68 \text{ cm}^2} \cdot 4792,36 \text{ cm}^3 = 305 \text{ kNm} \quad (7.6)$$

Um die Risslast möglichst realistisch abzuschätzen, wird ebenfalls die Biegezugfestigkeit des UHPC berücksichtigt. Für die Mischung B5Q kann diese nach [Fitik, 2012] mit der Gleichung (7.7) ermittelt werden. Bei einer abgeschätzten Druckfestigkeit von $f_{cm,cyl,150} = 165 \text{ N/mm}^2$ und einer auf der sicheren Seite liegenden angenommenen Querschnittshöhe von 260 mm (Steghöhe) ergibt sich somit:

$$f_{ctm,fl} = \frac{1 + 0,023 \cdot h^{0,7}}{0,023 \cdot h^{0,7}} \cdot 2,83 \cdot \ln(1 + f_{cm,cyl,150} / 10) = 15 \text{ N/mm}^2 \quad (7.7)$$

Das Rissmoment für den Plattenbalkenquerschnitt beträgt folglich:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_{ciT,u} = 72 \text{ kNm} \quad (7.8)$$

Die Addition beider Momente ergibt das maximale Rissmoment des vorgespannten Plattenbalkens:

$$M_{max,I} = M_F + M_{cr} = 377 \text{ kNm} \quad (7.9)$$

Die Summe der maximal auf den Gesamtquerschnitt aufbringbaren Einzellasten im ungerissenen Zustand lautet:

$$F_{max} = 2 \cdot M_{max,I} \cdot a = 754 \text{ kN} \quad (7.10)$$

Die sich daraus ergebende maximale Querkraft kann folgendermaßen bestimmt werden:

$$Q_{max} = 0,5 \cdot F_{max} = 377 \text{ kN} \quad (7.11)$$

Für den ungerissenen Zustand kann die maximal über die Klebefuge übertragbare Schubspannung mit der Cousinen-Formel berechnet werden:

$$\tau_{max} = \frac{Q_{max} \cdot S_{y,ciT,Fuge}}{I_{ciT} \cdot b_v} = \frac{377 \text{ kN} \cdot 4924,63 \text{ cm}^3}{110.991 \text{ cm}^4 \cdot 8 \text{ cm}} = 21 \text{ N/mm}^2 \quad (7.12)$$

Infolge des hoch vorgespannten Steges konnte ein Querkraftversagen des Plattenbalkens ausgeschlossen werden. Über in Querrichtung angeordnete Stahlträger, die die gleiche Breite wie die Platten hatten, sollten die Einzellasten ins Bauteil eingeleitet werden. Um ein Biegeversagen der Platten in Querrichtung zu verhindern, wurde eine Plattenbewehrung $\varnothing 12 \text{ mm}$ angeordnet. Details zur Bewehrung können Bild 7.1 und Bild 7.5 sowie der Anlage B entnommen werden. Zur Vermeidung eines Stabilitätsversagens der Stege durch die hohe Vorspannkraft, wurde eine maximal zulässige Fertigungstoleranz von $l/500$ festgelegt.

Neben den vorgespannten Trägern sollten auch schlaff bewehrte Träger untersucht werden. Die Querschnittsabmessungen dieser Träger wurden analog zu den vorgespannten Trägern gewählt. Allerdings sollte die komplette Stegbreite verklebt werden.

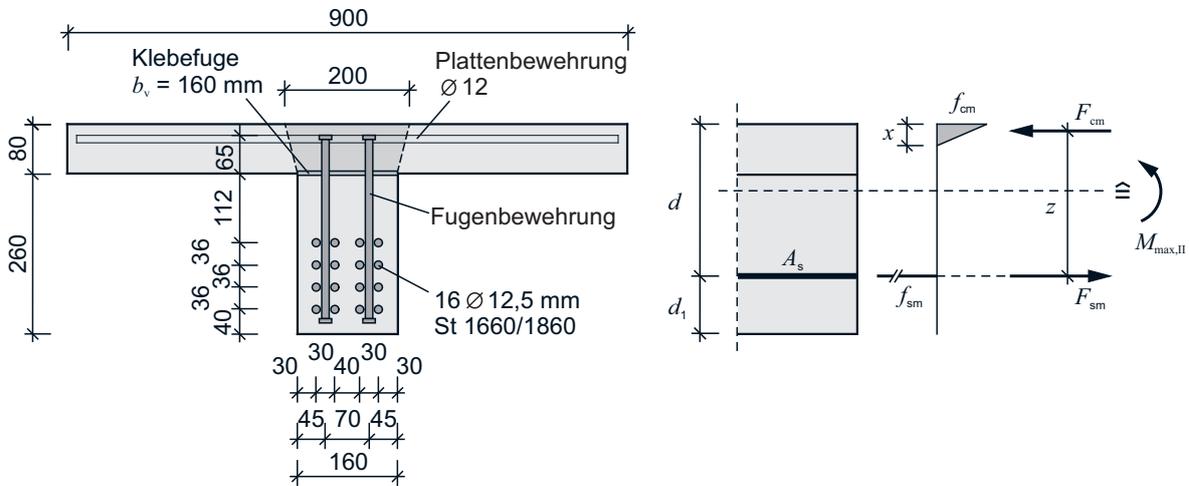


Bild 7.4: Querschnitt der schlaff bewehrten Plattenbalken (Abmessungen in [mm]), Spannungen und innere Kräfte

In Bild 7.4 ist der Querschnitt und die Spannungsverteilung gezeigt. Das aufnehmbare Moment kann folgendermaßen berechnet werden:

Bei der Abschätzung der maximalen Momenten tragfähigkeit wird eine Tragfähigkeitssteigerung durch die Fasern auf der sicheren Seite liegend nicht angesetzt. Es wird nur die schlaff eingebaute Litzenbewehrung berücksichtigt. Die maximale Zugkraft der Litzen wird über die 0,1 % Dehngrenze ermittelt:

$$F_{sm} = \sum A_p \cdot f_{p0,1k} = 14,88 \text{ cm}^2 \cdot 1730 \text{ N/mm}^2 = 2570 \text{ kN} \quad (7.13)$$

Mit der vereinfachten Annahme einer linearen Druckspannungs-Dehnungs-Beziehung nach [Schmidt et al., 2008] kann die Druckzonenhöhe x mit einer mittleren Betondruckfestigkeit von $f_{cm,cyl,150} = 165 \text{ N/mm}^2$ bestimmt werden:

$$x = \frac{2 \cdot F_{sm}}{f_{cm,cyl,150} \cdot b_p} = 3,5 \text{ cm} \quad (7.14)$$

Über den Hebelarm z ergibt sich das maximal aufnehmbare Moment zu:

$$M_{max,II} = F_{sm} \cdot z = F_{sm} \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right) = 2570 \text{ kN} \cdot 23,4 \text{ cm} = 600 \text{ kNm} \quad (7.15)$$

Die im Bemessungsschnitt wirkende Querkraft kann daraus wie folgt bestimmt werden:

$$Q_{max,II} = M_{max,II} \cdot a = 600 \text{ kN} \quad (7.16)$$

Mit Gleichung (7.17) wird die über die Fuge übertragbare Schubspannung abgeschätzt:

$$\tau_{max,II} = \frac{Q_{max,II}}{z \cdot b_v} = \frac{600 \text{ kN}}{23,4 \text{ cm} \cdot 16 \text{ cm}} = 16 \text{ N/mm}^2 \quad (7.17)$$

7.3 Versuchsprogramm

Der für die Bauteilversuche konzipierte Plattenbalken ist in Bild 7.5 im Längsschnitt, eingebaut im Vier-Punkt-Biegeprüfstand, gezeigt. Es wurden zusammengesetzte Plattenbalken mit zentrisch vorgespannten Stegen und schlaff bewehrten Stegen untersucht. Die Querschnitte der Plattenbalken sind in Abschnitt 7.2 (Bild 7.1 und Bild 7.4) dargestellt. Die Plattenbalken setzen sich aus dem Steg und drei Platten, die mit RPC-Klebstoff auf diesen geklebt wurden, zusammen. Untereinander wurden die Platten in den Stoßfugen ebenfalls mit RPC-Klebstoff verklebt. Bei der bewehrten Klebefuge betrug der Abstand der Aussparungen wie bei den Verbundkörperversuchen des Typs I (Abschnitt 5) einheitlich 250 mm. Der Auflagerüberstand von 250 mm, der zur Spannkrafteinleitung diente, wurde nicht verklebt. In diesem Bereich war eine Teflonfolie zwischen Steg und Platte angeordnet, um die verbundfreie Länge sicherzustellen. Für die Herstellung der Fügeiteile und für die Verfüllungen wurde ausschließlich die grobkörnige UHPC-Mischung B5Q ohne Wärmebehandlung mit 2,5 Vol.-% Fasern verwendet. Die Zusammensetzung der B5Q-Mischung und des RPC-Klebstoffs können Abschnitt 2 entnommen werden. Über aufgekippte Flachstähe wurden die Einzellasten ins Bauteil eingeleitet. Zur Lastverteilung waren zwischen den Zylindern und den Flachstähen ausgesteifte Stahlprofile HEM 220 angeordnet. Die Stahlprofile und die Flachstähe reichten über die komplette Bauteilbreite. Die Auflagerung der Plattenbalken erfolgte auf Rollenlagern, welche auf Stahlbetonaufleger gegipst worden sind. Zur Vermeidung eines Biegeversagens der Platten durch die Krafteinleitung enthielten die Platten einheitlich zwei Bewehrungsstäbe \varnothing 12 mm zwischen den Aussparungen.

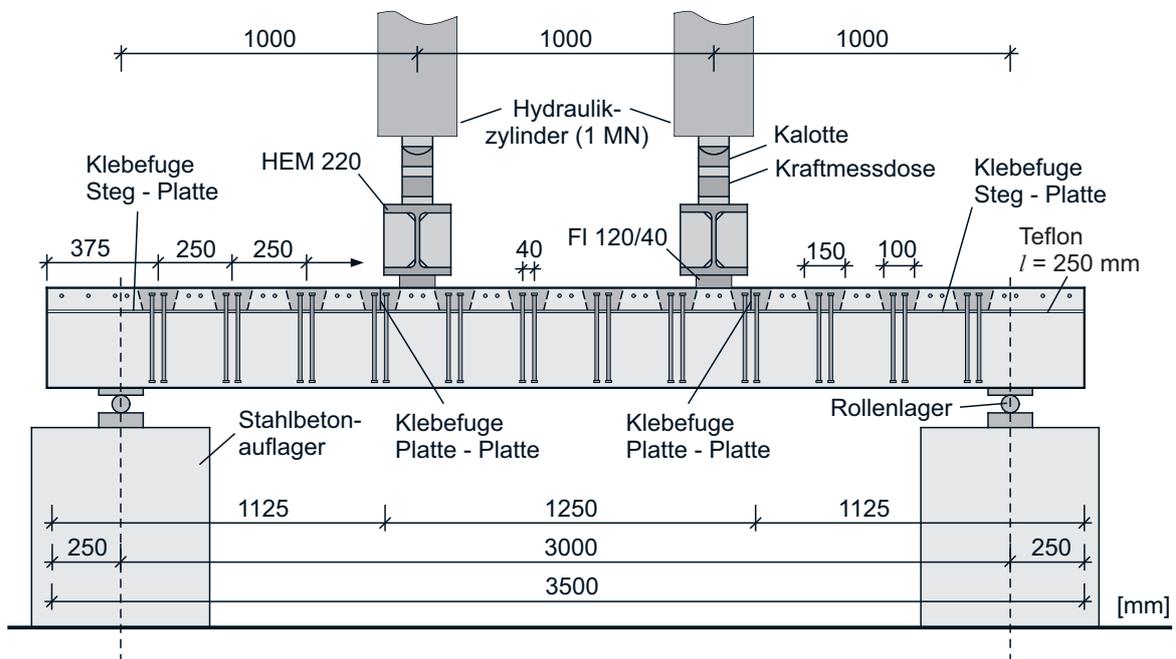


Bild 7.5: Längsschnitt des Bauteilversuchs

Um das Trag- und Verformungsverhalten der entwickelten Fügeverfahren am Bauteil zu klären, wurden insgesamt 18 Bauteilversuche durchgeführt. Es wurde die „reine“ und bewehrte Verklebung sowie die aus beiden Fügeverfahren kombinierte Verklebung getestet. Bei den rein fugenspezifischen Fragestellungen sind die nachfolgenden Parameter variiert worden:

- Bewehrungsgehalt
- Bewehrungsdurchmesser
- Dübelwirkung
- Hochfester Bewehrungsstahl
- Fugenbreite

Des Weiteren wurden die nachstehenden bauteilspezifischen Aspekte untersucht:

- Auswirkungen der Vorspannung
- Trag- und Verformungsverhalten der Einzelkomponenten der Plattenbalken
- Einfluss der Fugennachgiebigkeit (Vergleich monolithischer und gefügter Plattenbalken)

Als Fugenoberfläche wurde bei den Bauteilversuchen ausschließlich eine geschalte, gestrahlte Fuge verwendet. Die Balken B1 bis B8 sowie der Balken B14 sind nach dem im Abschnitt 7.2 beschriebenen Konzept vorgespannt worden und besaßen eine Fugenbreite von $b_v = 80$ mm. Zur Untersuchung der Streuung der Versuchsergebnisse wurden von den Versuchsbalken mit der Fügetechnik der „reinen“ Verklebung (Balken: B1a-c) und der bewehrten Verklebung (Balken: B4a-c) jeweils drei Versuchsbalken vom gleichen Typ getestet.

Mit den Plattenbalken B2 bis B4 wurde der Einfluss des Bewehrungsgehaltes untersucht. Dabei wurde bei einer Fugenbewehrung $\varnothing 12$ der Bewehrungsgehalt in der Fuge mit 0,57 %, 1,13 % und 1,70 % variiert. Bei dem Versuchskörper B5 befand sich wie bei den Verbundkörperversuchen eine Teflonfolie in der Fuge, um die Dübeltragwirkung der Bewehrung festzustellen. Mittels der Teflonfolie in der Fuge wird die Tragwirkung der Bewehrung über Klemmwirkung eliminiert. Zur Untersuchung des Bewehrungsdurchmessers ist der Balken B6 mit einer Fugenbewehrung $\varnothing 20$ hergestellt worden. Die Auswirkungen von hochfester Fugenbewehrung auf das Trag- und Verformungsverhalten wurden mit dem Balken B7 geklärt. Die kombinierte Verklebung kam beim Versuchsbalken B8 zum Einsatz. Bei dieser Fügetechnik werden die „reine“ Verklebung und die bewehrte Verklebung miteinander verknüpft und dem Kraftfluss entsprechend eingesetzt. Die Belastung des Balkens erfolgte mit vier Einzellasten (Abstand der Einzellasten untereinander: 60 cm), um eine Gleichstreckenbelastung anzunähern. Aufgrund dieser Belastung wirkte im Randbereich eine größere Schubkraft als im mittleren Bereich des Balkens. Die „reine“ Verklebung besitzt eine geringere Tragfähigkeit als die bewehrte Verklebung. Folglich wurden die mittlere Platte mittels „reiner“ Verklebung und die Randplatten mittels bewehrter Verklebung kraftschlüssig mit dem Steg verbunden. Die Randplatten waren mit den drei äußeren Aussparungen des in Bild 7.5 dargestellten Balkens ausgestattet. Der Versuchsaufbau, das statische System, die Schnittgrößen und die Versuchsergebnisse des Balkens B8 sind in der Anlage B dargestellt. Zur Feststellung der Tragfähigkeit der Einzelkomponenten wurde der vorgespannte Balken B14 ohne Platten getestet.

Die Auswirkungen der Vorspannung, der Fugenbreite und der Nachgiebigkeit der Fuge auf das Tragverhalten wurden mit den Versuchsbalken B9 bis B12 untersucht. Diese Versuchsbalken waren schlaff bewehrt. Durch die Ausführung ohne Vorspannung ist ein direkter Vergleich des Tragverhaltens des monolithischen Plattenbalkens B9 mit dem Tragverhalten der gefügten Plattenbalken B10 und B11 möglich. Wäre der Monolith vorgespannt worden, dann hätte dieser durch die exzentrische Lage der Spannstahlritzen anders als die Balken B10 und B11 eine Momentenbeanspruchung erfahren. Der Plattenbalken B10 wurde mit der bewehrten Verklebung und der Plattenbalken B11 mit der reinen Verklebung gefügt. Beide Balken sind über die komplette

Fugenbreite von $b_v = 160$ mm verklebt worden. Weiterhin wurden der nicht vorgespannte Steg B12 und die faserbewehrte Platte B13 separat getestet, um die Tragfähigkeit der einzelnen Fügeiteile festzustellen.

Mit den Versuchsbalken B1b und B4b ist außerdem der Einfluss der verklebten Vorlänge untersucht worden. Dabei wurden die Fugen im Auflagerüberstand verklebt. Bei Plattenbalken B4c wurde die Platte des Balkens aus zwei anstatt drei Fügeiteilen hergestellt, um die Auswirkung der Stoßfuge zu ermitteln.

Als Fugenbewehrung wurden Doppelkopfbolzen der Firma Halfen verwendet. Diese waren aus Bewehrungsstahl B500B. Zur Minimierung der Abmessungen der Aussparungen, war es erforderlich, die Fugenbewehrung mit einem geringen Abstand hintereinander anzuordnen. Bei Verwendung der üblichen Kopfbolzen [Z-15.1-249, 2012] mit $3 \varnothing$ wäre der Abstand der Fugenbewehrung untereinander ziemlich groß gewesen. Dieser Kopf ist für Bauteile aus Normalbeton bemessen. Da UHPC eine hohe Druckfestigkeit aufweist, kann bei einem von $3 \varnothing$ auf $2 \varnothing$ reduzierten Kopfdurchmesser immer noch die volle Zugkraft des Stabes auf den Beton übertragen werden. Zur Minimierung des Abstandes der Fugenbewehrung wurden deshalb Doppelkopfbolzen mit einem Kopf von $2 \varnothing$ verwendet. Diese sind von Halfen extra für die Bauteilversuche gefertigt worden. Die Stäbe der Fugenbewehrung aus hochfestem Stahl hatten an den Stabenden eine aufgeschweißte Kopflatte (Schweißnahtdicke $a = 6$ mm) mit den Abmessungen $30 / 30 / 8$ mm. Bei den vorgespannten Stegen mit schmaler Fuge wurde ausschließlich der Fugenbewehrungs-Typ D1 nach Bild 7.6 mit einem Bewehrungsstab in Querschnittsmittigkeit verwendet. Je nach Bewehrungsgrad befanden sich in Längsrichtung ein Stab (D1-1), zwei Stäbe (D1-2) mit einem Achsabstand von 40 mm oder drei Stäbe (D1-3) mit einem Achsabstand von 30 mm mittig in der Aussparung. Bei dem schlaff bewehrten Steg B10 mit einer Fuge über der vollen Stegbreite kam Bewehrungstyp D2-2 zum Einsatz. Die Bewehrungsstäbe waren in Längs- bzw. Querrichtung mit einem Achsabstand von 40 mm bzw. 70 mm mittig in der Aussparung ausgerichtet.

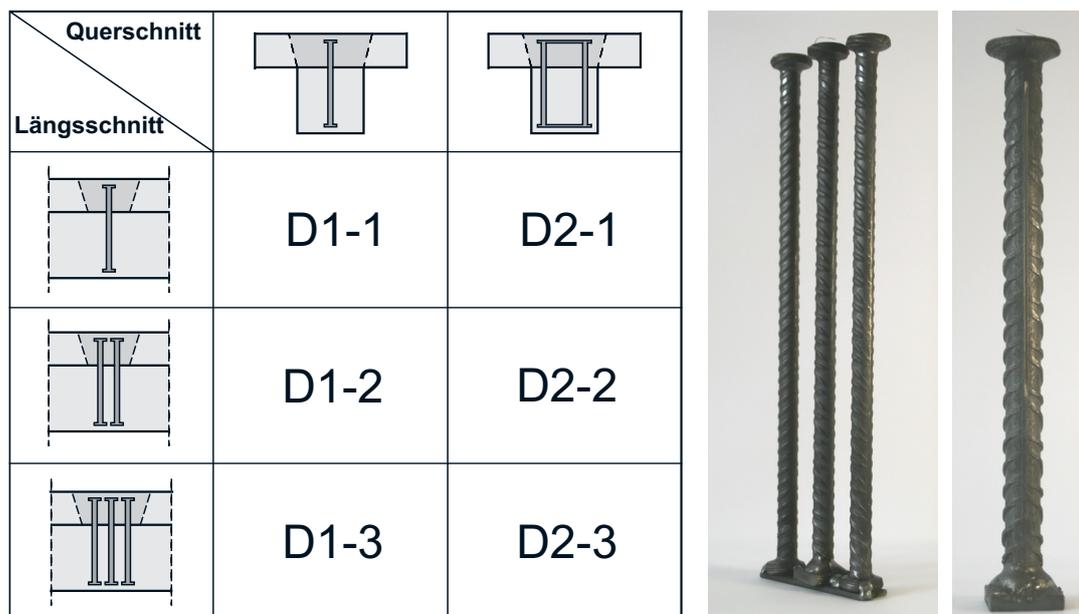


Bild 7.6: Bewehrungselemente aus Doppelkopfbolzen (Halfen), beispielhaft Typ D1-3, D1-1 (D2-1 und D2-3 nicht verwendet)

Bei den Doppelkopfbolzen \varnothing 12 mm betrug die reine Einbindungslänge der Stäbe in die Aussparungen 60 mm (5 \varnothing) – einschließlich des Kopfs waren die Stäbe insgesamt 65 mm eingebunden. Die Doppelkopfbolzen \varnothing 20 mm besaßen ebenfalls eine Einbindungslänge der Stäbe von 60 mm (3 \varnothing) und waren mit dem Kopf insgesamt 70 mm in die Aussparungen eingebunden.

In Tabelle 7.2 sind die oben beschriebenen Bauteilversuche zusammengefasst. Es sind Informationen zur verwendeten Fugenbewehrung, zur Fugenbreite und zum Versuchsziel aufgeführt. Des Weiteren kann der Tabelle entnommen werden, ob der Steg vorgespannt oder schlaff bewehrt war.

Tabelle 7.2: Versuchsprogramm Bauteilversuche

Bez.	Beschreibung	Vorspannung	Fugenbreite	Fugenbewehrung				Versuchsziel	
				\varnothing	Typ	Gehalt	Güte		
			mm	mm		%			
B1a	„reine“ Verklebung	ja	80	-	-	-	-	„reine“ Verklebung	
B1b									
B1c									
B2	bewehrte Verklebung			12	D1-1	0,57	B500B	Bewehrungs- gehalt	
B3					D1-2	1,13			
B4a					D1-3	1,70			
B4b									
B4c									
B5	Teflon in der Fuge			D1-2	1,13	Dübelwirkung			
B6	bewehrte Verklebung			20	D1-1	1,57	Bewehrungs- durchmesser		
B7				15	D1-1	0,88	St900/ 1100	hochfeste Bewehrung	
B8	kombinierte Verklebung			12	D1-3	1,70	Verknüpfung „reine“ und bew. Verklebung		
B9	monolithischer Plattenbalken			-	12	D2-2	1,13	B500B	Nachgiebigkeit Verbundfuge
B10	bewehrte Verklebung			160		D2-2	1,13	-	-
B11	„reine“ Verklebung								
B12	Steg ohne Platten								
B13	Platte	-	-	-	-	-	Tragverhalten Fügeteile		
B14	Steg ohne Platten	ja							

7.4 Materialien

7.4.1 Beton

Für die Herstellung der Fügebauteile der Plattenbalken wurde wie bei den Verbundkörpern die grobkörnige UHPC-Mischung B5Q mit einem Fasergehalt von 2,5 Vol.-% verwendet. Die Mischungszusammensetzung des UHPC kann Abschnitt 2 entnommen werden. Der Beton wurde vom Personal des Fertigteilwerks ELO Beton in Fulda produziert. Durch Probemischungen im Fertigteilwerk sind Herstellung und Verarbeitung des UHPC unter Praxisbedingungen getestet und die Mitarbeiter von ELO Beton in den Mischprozess eingewiesen worden.

Die Mischungen wurden mit einem Doppelwellen-Chargenmischer vom Typ DKX 6 der Firma BHS Sonthofen (Baujahr 2008) hergestellt. Der Mischer mit einem Fassungsvermögen von 1,67 m³ ist in Abschnitt 2 in Bild 2.1 abgebildet. Die Fertigung der Versuchsbalken erfolgte an zwei Betonagetagen. Dazu wurden am ersten Betonagetag drei und am zweiten Betonagetag vier UHPC-Mischungen produziert. Eine Auflistung der Versuchskörper mit der jeweiligen Mischung und dem zugehörigen Betonagetag kann Anhang B entnommen werden.

Um die Druckfestigkeit, den E-Modul und die Biegezugfestigkeit der Mischungen an den maßgebenden Zeitpunkten ermitteln zu können, wurden für den geplanten Prüfzeitpunkt jeweils drei Zylinder ($\varnothing/h = 150/300$ mm) und drei Prismen ($l/b/h = 160/40/40$ mm) vorgesehen. Im Einzelnen wurden pro Mischung Probekörper zur Feststellung der Festigkeitswerte beim Ablassen der Spannbettkraft nach 14 Tagen, nach 28 Tagen (als Referenzwert der Mischung) und zum Prüfzeitpunkt des Bauteils hergestellt.

Nach dem Strahlen wurden die Fügebauteile der Versuchsbalken nach München transportiert und am MPA BAU TUM verklebt sowie die Aussparungen der Platten verfüllt. Zur Sicherstellung gleicher Betoneigenschaften wurden für die Fertigung der Stege und Platten sowie für die Verfüllungen die UHPC-Ausgangsstoffe von einer Charge verwendet. Zum Prüfzeitpunkt wurde die Druckfestigkeit und der E-Modul der Verfüllungen eines Plattenbalkens an drei Zylindern ($\varnothing/h = 150/300$ mm) ermittelt.

Alle Begleitprobekörper wurden am MPA BAU TUM nach dem gleichen Prüfschema wie bei den Verbundkörpern (Abschnitt 5.3.1) geprüft. Um eine gleichbleibende Herstellungsqualität sicherzustellen, wurden bei jeder Mischung die Frischbetoneigenschaften (Fließmaß, Frischbetonrohichte und Luftporengehalt) bestimmt. Des Weiteren erfolgte eine Dokumentation der Temperatur der Ausgangsstoffe und der Temperatur während des Mischvorgangs.

Die Begleitprüfkörper wurden alle am Tag nach der Betonage ausgeschalt, für sieben Tage unter Wasser und anschließend im Normklima (20 °C, 65 % RH) gelagert. In Tabelle 7.3 sind die mittleren Festigkeitswerte der Probekörper der Bauteilversuche gezeigt. Weitere Angaben zu den Festigkeitswerten und den Frischbetoneigenschaften der Mischungen sind im Anhang B aufgeführt.

Nach der Versuchsdurchführung wurde die Oberflächenzugfestigkeit der Plattenbalken jeweils an einer Platte des Versuchskörpers mittels drei Haftzugwerten festgestellt. Die Prüfung der Oberflächenhaftzugfestigkeit ist in Abschnitt 5.3.1 beschrieben.

7.4.2 RPC-Klebstoff

Die Mischungszusammensetzung des bei den Balken verwendeten RPC-Klebstoffs kann Abschnitt 2 entnommen werden. Die Ermittlung der Biegezug- und Druckfestigkeit des RPC-Klebstoffs erfolgte mittels Prismen ($l/b/h = 160/40/40$ mm) in Anlehnung an [DIN EN 196-1, 2005]. Für jeden Versuchsbalken wurde eine 15 l RPC-Mischung hergestellt. Dazu ist ein 50 l Mischer der Firma Eirich vom Typ SKF 1 (Baujahr 1971) verwendet worden. Zur Feststellung der Festigkeits-eigenschaften wurden von jeder Mischung drei Prismen hergestellt und am Prüftag der Versuchsbalken getestet. Die Mittelwerte der Festigkeitswerte des RPC-Klebstoffs der einzelnen Versuchsbalken sind in Tabelle 7.3 dargestellt.

Tabelle 7.3: Mittlere mechanische Eigenschaften des Betons der Versuchsbalken und der RPC-Verklebung

Versuchsbalken	$f_{cm,cyl,150}$		E_{cm}		$f_{cm,fl}$	$f_{gcm,pr,40}$	$f_{gtm,fl}$
	N/mm ²		N/mm ²		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
	Steg/ Platten	Verfüllung	Steg/ Platten	Verfüllung	Steg/ Platten	Verklebung	Verklebung
B1a	178,4	-	53387	-	31,4	137,2	17,8
B1b	175,8	-	53013	-	28,3	137,4	15,0
B1c	177,9	-	51653	-	33,6	135,4	15,4
B2	175,1	145,6	52124	50922	36,3	161,5	17,9
B3	164,1	155,7	52229	51291	22,2	159,6	20,7
B4a	162,1	164,2	52165	50215	27,2	158,8	22,7
B4b	167,8	145,6	53578	51260	28,5	134,9	19,3
B4c	167,3	142,7	52443	49110	31,4	122,3	16,8
B5	172,8	156,7	54633	50717	-	-	-
B6	161,8	166,7	51563	51169	33,3	151,3	23,8
B7	165,3	147,6	54358	50471	36,0	122,6	16,4
B8	178,1	143,7	-	51674	42,1	134,0	18,3
B9	166,9	-	53160	-	32,1	-	-
B10	169,3	160,7	54003	49301	27,3	142,0	18,6
B11	166,8	-	53421	-	29,1	137,9	18,0
B12	171,2	-	53127	-	36,4	-	-
B13	161,0	-	51122	-	31,1	-	-
B14	166,7	-	52748	-	-	-	-

7.4.3 Bewehrungsstahl

In Tabelle 7.4 sind die mittleren mechanischen Eigenschaften der Bewehrungsstähle und des Spannstahls der Versuchsbalken zusammengefasst. Die Festigkeitswerte wurden mittels Zugprüfung, beim Bewehrungsstahl nach [DIN EN ISO 15630-1, 2011] und beim Spannstahl nach [DIN EN ISO 15630-3, 2011], jeweils an drei Proben pro Charge ermittelt. Die Stabstähle der Fugenbewehrung sind ohne aufgestauchten Kopf geprüft worden. Der Einfluss des Kopfes wurde separat ermittelt und ist im Folgenden dargestellt. Von den verwendeten Stählen ist je eine repräsentative Spannungs-Dehnungslinie über den kompletten Dehnungsbereich in Bild 7.7 und Bild 7.8 abgebildet. Darüber hinaus können die Spannungs-Dehnungslinien der Fugenbewehrung im elastischen Bereich der jeweiligen drei Zugproben Bild 7.9 entnommen werden. Für die hochfeste Fugenbewehrung ($\varnothing 15$ mm) wurden Stäbe von der gleichen Charge der Bewehrung verwendet, die bei den Verbundkörpern zum Einsatz kamen (Spannungs-Dehnungs-Linie Bild 5.7).

Tabelle 7.4: Mittlere mechanische Eigenschaften der Bewehrung der Versuchsbalken

Nr.	verwendet als	Art	\varnothing	A_s	f_r	E_s	$R_{eH}=f_y$	$R_m=f_t$	$\varepsilon_u=A_{gt}$
			mm	mm ²		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	%
1	Fugenbewehrung (ohne Kopf)	B500B	20	312,8	0,0396	209.367	582,6	665,7	10,22
2	Fugenbewehrung (ohne Kopf)	B500B	12	112,2	0,0605	195.533	591,8	677,7	11,53
3	Plattenbewehrung (1. Betonage)	B500A	12	111,6	0,071	205.500	587,9 ¹⁾	625,5	4,23
4	Plattenbewehrung (2. Betonage)	B500A	12	111,9	0,072	199.433	578,1 ¹⁾	628,3	4,68
5	hochfeste Fugenbewehrung	St 900/1100	15	179,1	0,0752	197.733	960,2 ¹⁾	1.169,8	4,07
6	Spannstahlilitzen	St 1660/1860	10,9	94,1	-	191.200	1.730 ²⁾	1.956,8	6,42

¹⁾ $R_{p0,2} = f_{0,2}$ angegeben ²⁾ $R_{p0,1} = f_{0,1}$ angegeben

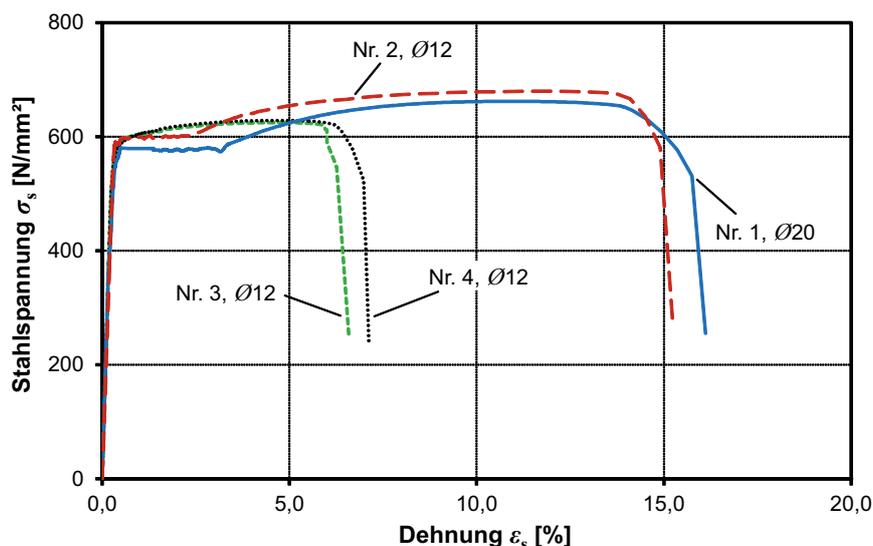


Bild 7.7: Repräsentative Spannungs-Dehnungs-Beziehungen des Bewehrungsstahls B500B

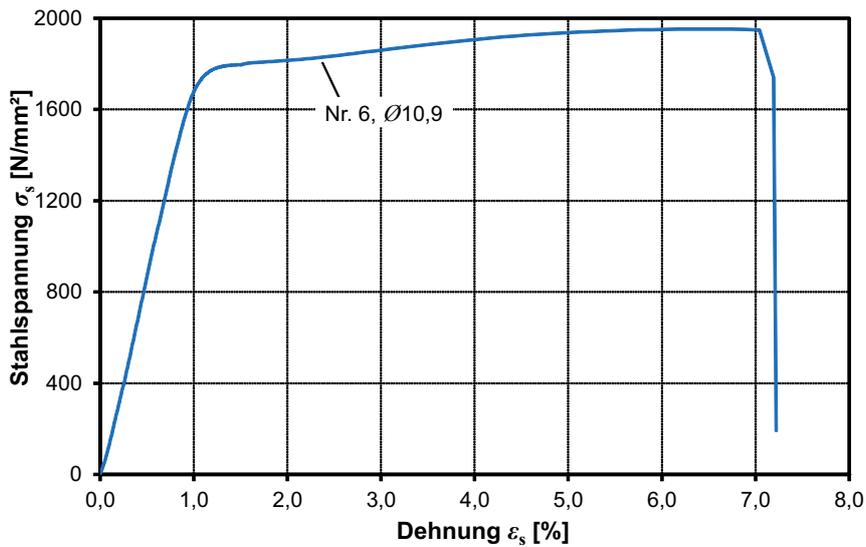


Bild 7.8: Repräsentative Spannungs-Dehnungs-Beziehung der Spannstahlilitzen

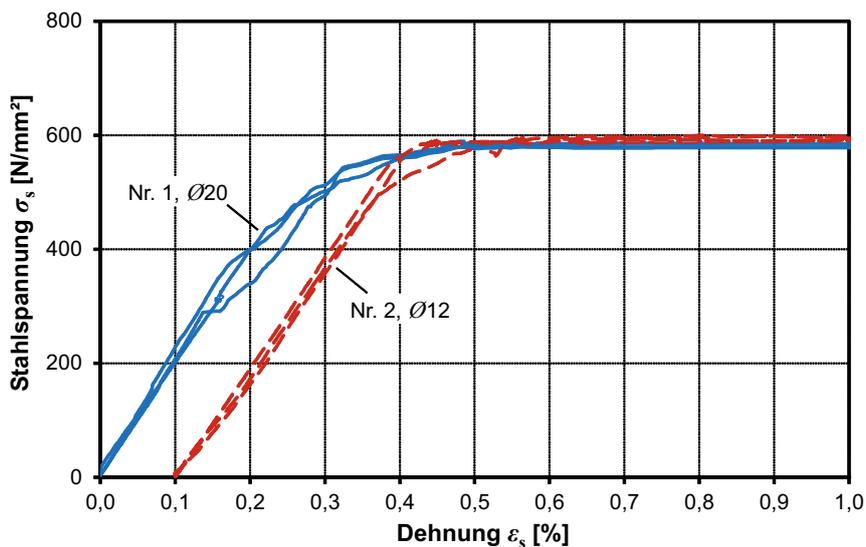


Bild 7.9: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen des Stahls B500B der Doppelkopfbolzen im elastischen Bereich

Als Fugenbewehrung wurden Doppelkopfbolzen der Firma Halfen mit aufgestauchten Köpfen von $2 \text{ } \varnothing$ verwendet. Zur Untersuchung der Auswirkungen des Stauchprozesses auf die Stabfestigkeit, sind Zugprüfungen an Bewehrungsstäben mit an einem Stabende aufgestauchtem Kopf durchgeführt worden. Dazu wurde der Kopf des Stabes in dem konischen Loch eines Korbs, ähnlich wie bei den Ausziehversuchen im Abschnitt 4, fixiert und anschließend wurde am anderen Stabende gezogen. Die mittleren mechanischen Eigenschaften der Kopfbolzenprüfungen sind in Tabelle 7.5 zusammengefasst. Im Bild 7.10 sind die dazugehörigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen und die geprüften Bewehrungsstäbe abgebildet.

Tabelle 7.5: Mittlere mechanische Eigenschaften der Kopfbolzen $\varnothing 12$, $\varnothing 20$ mm

Nr.	verwendet als	Art	\varnothing	A_s	f_r	E_s	$R_{p0,2}=f_{0,2}$	$R_m=f_t$	$\varepsilon_u=A_{gt}$
			mm	mm ²		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	%
1	Fugenbew. (mit Kopf)	B500B	12	113,1	0,0605	-	544,0	657,6	4,60
2	Fugenbew. (mit Kopf)	B500B	12	113,1	0,0605	-	560,4	656,5	5,27
3	Fugenbew. (mit Kopf)	B500B	12	113,1	0,0605	-	551,0	658,3	4,94
Mittelwert Nr. 1-3							551,8	657,5	4,94
4	Fugenbew. (mit Kopf)	B500B	20	314,2	0,0396	-	512,8	609,3	4,41
5	Fugenbew. (mit Kopf)	B500B	20	314,2	0,0396	-	537,5	664,2	10,89
6	Fugenbew. (mit Kopf)	B500B	20	314,2	0,0396	-	526,1	631,0	5,73
Mittelwert Nr. 4-6							525,5	634,8	7,01

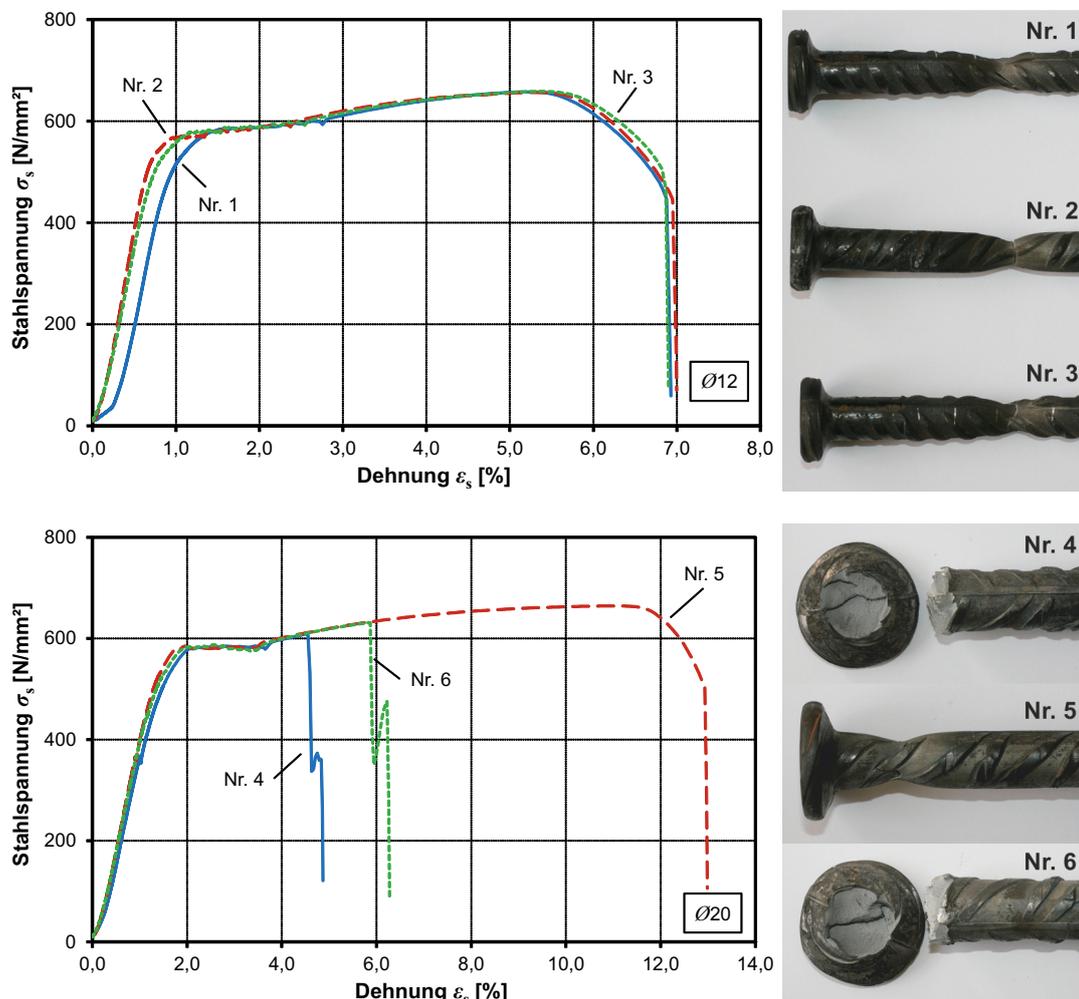


Bild 7.10: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen und Bruchbilder der Kopfbolzen $\varnothing 12$ und $\varnothing 20$ mm

Um die Litzendehnungen der Plattenbalken beim Versuch festzustellen, waren einige Litzen der Balken mit Dehnungsmessstreifen (DMS) ausgestattet. Die DMS wurden in Drahrichtung aufgeklebt (Bild 7.11, rechts). Da die Drahrichtung von der Krafrichtung der Litze abwich, mussten die Dehnungen korrigiert werden. Der Korrekturfaktor wurde bei den Zugprüfungen der Litzen ermittelt. Dabei ist die Litzendehnung mittels Dehnungsaufnehmern (DD1) und die Dehnung der Drähte wie bei den Bauteilversuchen an zwei gegenüberliegenden Einzeldrähten mittels DMS gemessen worden (Bild 7.11, links). Die Auswertung der Messung ergab einen Korrekturfaktor für die DMS-Messergebnisse von 1,17.

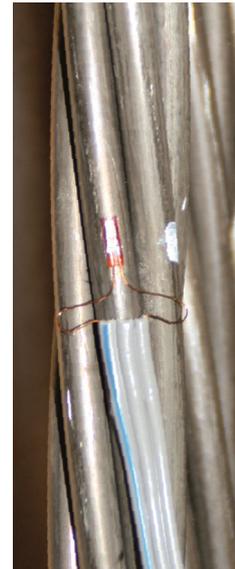
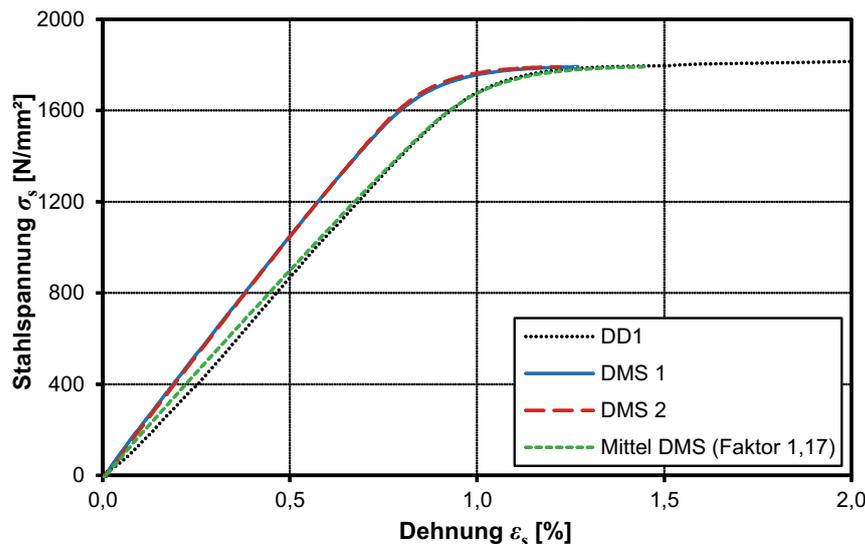


Bild 7.11: Repräsentative Spannungs-Dehnungs-Beziehungen einer Litze (Messung: DD1, DMS), Position DMS (rechts)

7.5 Herstellung

Die Herstellung der Fügebauteile erfolgte im Fertigteilwerk, um u. a. die baupraktische Umsetzung der Produktion und die Verarbeitung der grobkörnigen UHPC-Mischung in größeren Mengen zu untersuchen. In Bild 7.12 wird die Schalung und die Betonage der Fügebauteile der Plattenbalken gezeigt. Wie bereits erwähnt, wurden die Balken an zwei Betonagetagen mit mehreren Mischungen (ca. 1000 bis 1350 l pro Mischung) produziert. Mit einer Mischung wurden die Einzelteile von zwei bis drei Plattenbalken und die Begleitprüfkörper betoniert. Am ersten Betonagetag sind sieben Balken und 73 Tage später am zweiten Betonagetag die restlichen elf Balken betoniert worden.

Um möglichst gute Oberflächeneigenschaften zu erzielen, wurden die Stege liegend, mit der späteren Klebefläche zur seitlichen Schalfläche zeigend, betoniert. Die vorgespannten Stege besaßen 24 Spannstahllitzen und die schlaff bewehrten Stege 16 nicht vorgespannte Spannstahllitzen. Die Anordnung der Litzen im Querschnitt kann Bild 7.1 und Bild 7.4 entnommen werden.

Die Platten sind ebenfalls liegend, mit der Fugenfläche zur Schalseite zeigend, betoniert worden. Diese waren einlagig mit Bewehrungsstäben $\varnothing 12$ mm an der Einfüllseite bewehrt. Die Betondeckung betrug 15 mm. Bei der bewehrten Verklebung befanden sich zwei Bewehrungsstäbe zwischen den Aussparungen der Platten. Details zu den Abmessungen der Fügeile und zur Bewehrung können den Schal- und Bewehrungsplänen im Anhang B entnommen werden. Da der verwendete UHPC eine selbstverdichtende Konsistenz aufweist, mussten die Fertigteile nicht verdichtet werden.



Bild 7.12: Schalung und Betonage der Fügeile der Plattenbalken

Nach der Betonage wurden die Fertigteile und die Begleitprüfkörper mit Folie abgedeckt. Am darauffolgenden Tag sind die Platten, der monolithische Plattenbalken und die schlaff bewehrten Stege sowie die Begleitprüfkörper ausgeschalt worden. Die noch vorzuspannenden Stege blieben eingeschalt. Zur Nachbehandlung wurden die ausgeschalteten Fertigteile in nasse Jutesäcke eingepackt und mit Folie umwickelt. Bei den Stegen im Spannbett wurden die Einfüllseite mit nassen Jutesäcken abgedeckt und die Stege ebenfalls mit Folie umwickelt. Nach sieben Tagen sind die Platten und Stege wieder ausgepackt und von diesem Zeitpunkt an im Normklima (20 °C,

65 % RH) gelagert worden. Die Lagerung der Begleitprüfkörper erfolgte für sieben Tage im Wasserbad und anschließend auch im Normklima.

Die Vorspannung wurde 14 Tage nach der Betonage auf die Stege aufgebracht. Das stufenweise Ablassen der Spannbettkraft wurde mittels kontinuierlicher Schlupfmessungen (mit Wegaufnehmern) an den Litzen von zwei Bauteilenden und stufenweiser Messung der Betonstauchungen (mit einem Setzdehnmessmer) an der Einfüllseite begleitet. Aus diesen Messwerten konnte zudem die Eintragungslänge der Vorspannkraft ermittelt werden. Anschließend wurden von ELO Beton die Klebeflächen und Verfüllflächen mit festem Strahlgut gestrahlt. Dazu zählen die horizontalen Klebeflächen von Steg und Platten, die vertikalen Stoßflächen der Platten und die Aussparungen der Platten. Die Oberflächenbeschaffenheit der Fugenflächen war nach dem Strahlen überwiegend wie von den in Bild 7.13 gezeigten Stegflächen der Plattenbalken B4a und B6. Im Gegensatz zu den anderen Balken wiesen die Stege B4b und B4c (Bild 7.13) eine deutlich rauere Fugenoberfläche auf. Nach dem Strahlen der Fügeiteile erfolgte der Transport nach München.



Bild 7.13: Fugenoberflächen der Stege der Plattenbalken B6, B4a, B4b und B4c nach dem Strahlen

Mit den Plattenbalken wurde außerdem die baupraktische Anwendbarkeit der entwickelten Fügeverfahren mittels Verklebung bei großformatigen Bauteilen getestet. Die Verklebung der Versuchsbalken erfolgte durch die Mitarbeiter des MPA BAU TUM und der HOCHTIEF Solutions AG. Nachfolgend sind nur die wesentlichen Schritte und die Besonderheiten bei der Verklebung der Plattenbalken aufgezeigt. Weitere Details zur Verklebung können dem Abschnitt 5.4 entnommen werden. In Bild 7.14 ist exemplarisch das Zusammenfügen eines Plattenbalkens am Beispiel der bewehrten Verklebung dargestellt.



Bild 7.14: Zusammenfügen eines Plattenbalkens mittels bewehrter Verklebung

Vor der Verklebung wurden die Fugenflächen der Füge­teile gereinigt. Die schrägen Seitenflächen der Stege und die Auflagerüberstände (falls nicht gesondert untersucht) wurden abgeklebt, um einen Verbund an diesen Flächen zu vermeiden und definierte Klebefläche zu erhalten. Im Bereich der Aussparungen befanden sich Klebestreifen, die vor der Verfüllung wieder entfernt wurden. Die Klebeflächen wurden vor dem Verkleben mit einem Schwamm mattfeucht vorgenässt, anschließend wurde der RPC-Klebstoff auf die Flächen aufgetragen. Danach wurden die Platten nacheinander auf den Steg geklebt und die Aussparungen verfüllt. Dazu wurde ebenfalls die grobkörnige Mischung B5Q mit einem Fasergehalt von 2,5 Vol.-% verwendet. Das Zusammenfügen der Bauteile fand im Normklima (20 °C, 65 % RH) statt.

Zur Nachbehandlung wurden auf die Platten nasse Jutesäcke gelegt und der Versuchsbalken komplett in Folie eingepackt. Nach sieben Tagen wurden Folie und Jutesäcke entfernt und der gefügte Balken im Normklima gelagert. Nach der Verklebung härteten die Plattenbalken mindestens 14 Tage aus, bis die statische Prüfung erfolgte.

7.6 Versuchsdurchführung und Messtechnik

In Bild 7.15 ist der Plattenbalken B10 mit Messtechnik, eingebaut im Vier-Punkt-Biegeprüfstand, abgebildet. Die statische Belastung erfolgte weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von ca. 0,6 mm/min mit den beiden 1 MN Hydraulikzylindern. Dabei wurde der Weg servohydraulisch mit der Steuerung K7500 der Firma Röhl Amsler an einem Zylinder geregelt. Der zweite Zylinder war mit dem Masterzylinder verbunden und agierte somit parallel. Zwischen den Zylindern und dem Versuchskörper befanden sich Kraftmessdosen (linker Zylinder: JLF, rechter Zylinder: JRF), mit denen die Zylinderkräfte gemessen wurden. Der Kolbenweg der Zylinder ist mit Wegaufnehmern (linker Zylinder: JLV, rechter Zylinder: JRV) aufgenommen worden.

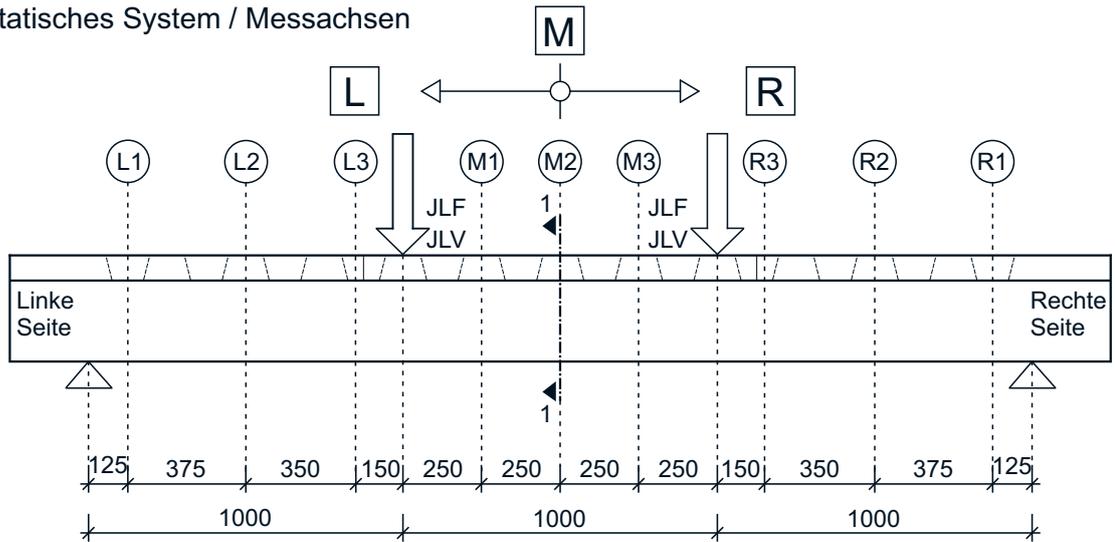


Bild 7.15: Im Vier-Punkt-Biegeprüfstand eingebauter Plattenbalken mit Messtechnik (B10)

Zur Beurteilung des Last-Verformungs-Verhaltens der gefügten Plattenbalken ist die Durchbiegung f der Träger mittels induktiver Wegaufnehmer an drei Messachsen ermittelt worden (Bild 7.16). In einem Abstand von 850 mm von den Auflagern entfernt (L3 und R3) befanden sich jeweils ein Wegaufnehmer (MLV1, MRV1) in der Plattenmitte. Um eine mögliche Trägerverdrehung festzustellen, waren in der Trägermitte (M2) drei Wegaufnehmer (AMV2, MMV2, BMV2) über die Plattenbreite positioniert (Bild 7.16, Schnitt 1-1). Die Wegaufnehmer waren an einer Messbasis aus Gerüstrohren befestigt (Bild 7.15). Die Messspitzen stützten sich gegen Metallplättchen ab, die auf die unebene Einfüllseite des Betons der Platten aufgeklebt wurden.

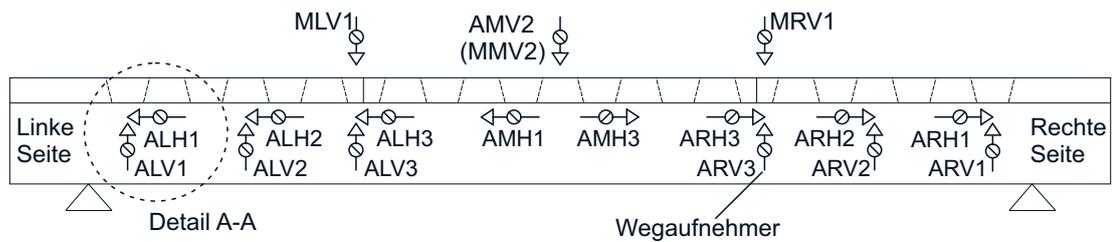
Vor allem ist die Kenntnis der Verschiebung entlang der Fuge wichtig, um eine Aussage zum Verbundverhalten der Klebefuge treffen zu können. Wie bei den Verbundkörperversuchen erfolgte die Messung der Fugenrelativverschiebung w bzw. Fugenöffnung v deshalb an mehreren Messachsen der Klebefuge mit induktiven Wegaufnehmern (Bild 7.16).

Statisches System / Messachsen

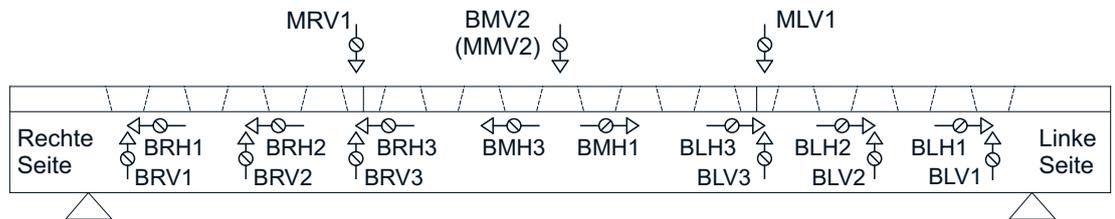


JLF, JRF = Bez. Kraftmessdose Zylinder
JLV, JRV = Bez. Wegaufnehmer Zylinder

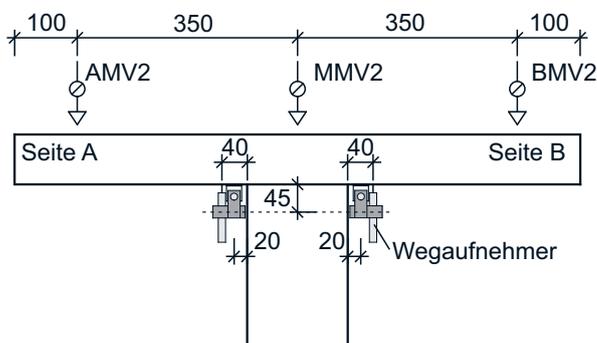
Verschiebungsmessung Seite A



Verschiebungsmessung Seite B



Schnitt 1-1



Detail A-A

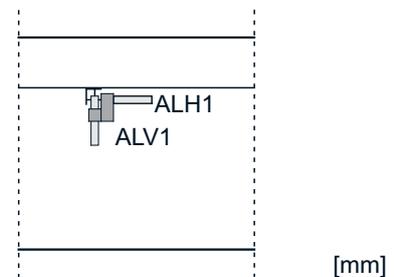
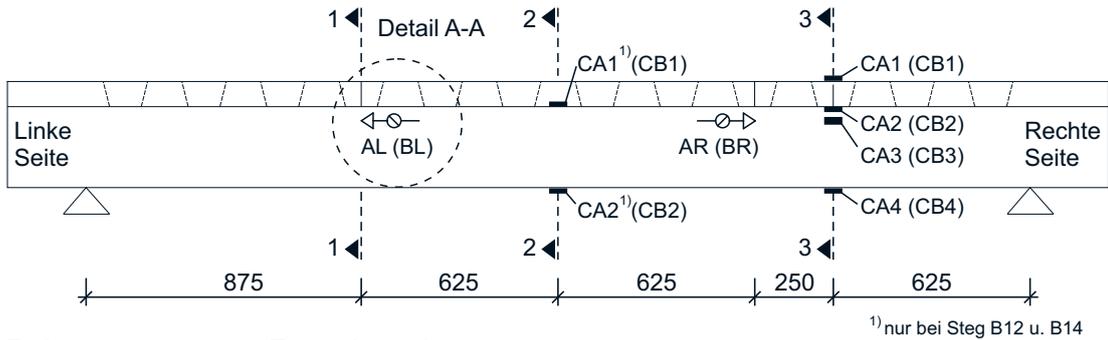
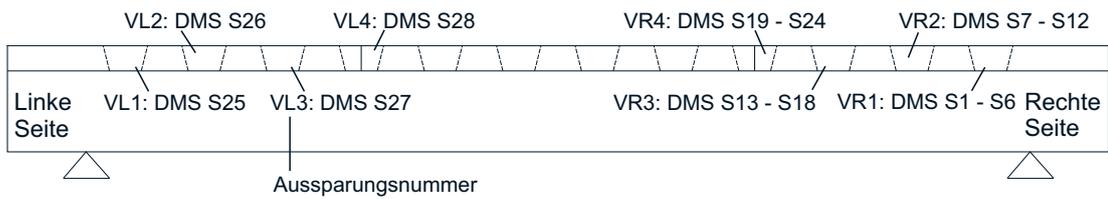


Bild 7.16: Verschiebungsmessung

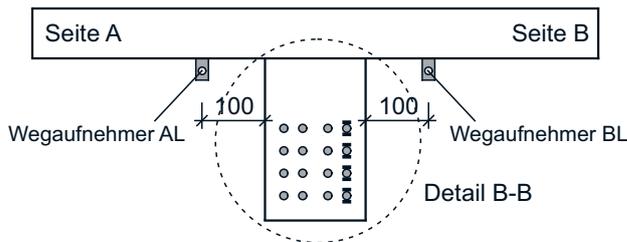
Stoßfugenöffnungs-, Betondehnungs- und Litzendehnungsmessung



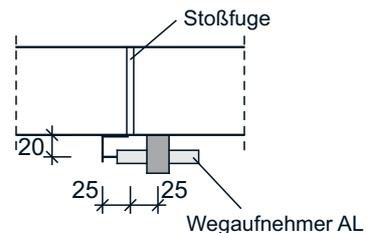
Dehnungsmessung Fugenbewehrung



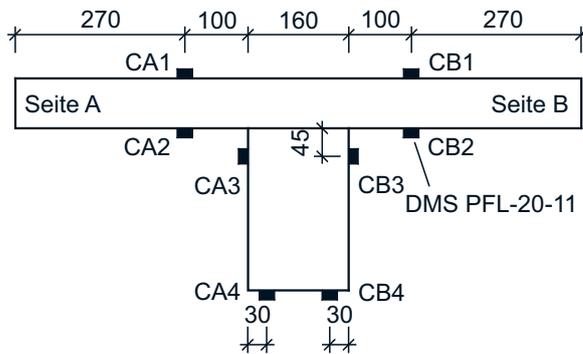
Schnitt 1-1 (Stoßfugenöffnungs- und Litzendehnungsmessung)



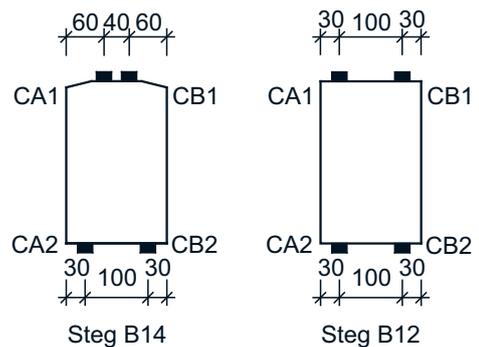
Detail A-A (Stoßfugenöffnungsmessung)



Schnitt 3-3 (Betondehnungsmessung)



Schnitt 2-2 (Betondehnungsmessung)



Detail B-B (Litzendehnungsmessung)

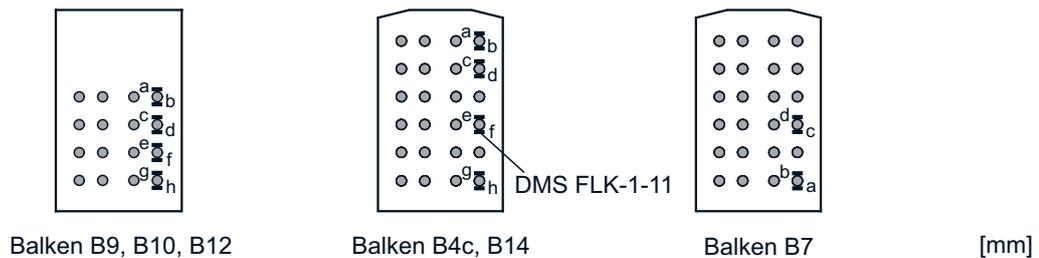


Bild 7.17: Stoßfugenöffnungs-, Betondehnungs- und Litzendehnungsmessung

Die Verschiebungen des linken und rechten Fugenabschnitts wurden jeweils an drei Messachsen (L1, L2, L3 und R1, R2, R3) an beiden Seiten des Stegs (A-Seite und B-Seite) aufgenommen. Dabei waren an einem Messpunkt der horizontale (H) und der vertikale (V) Wegaufnehmer mit einem gemeinsamen Halter am Steg befestigt (Bild 7.16, Detail A-A). Es kamen die gleichen Halter wie bei den Verbundkörperversuchen zum Einsatz. Mögliche Fugenrelativverschiebungen und Fugenöffnungen in der Balkenmitte wurden an der Messachse M2 bei Balken B1a, B2, B3, B4a und B6 (mit den Wegaufnehmern AMH1, BMH1 und AMV1 und BMV1) gemessen. Bei den restlichen Balken wurden die Fugenrelativverschiebungen ohne Fugenöffnungen im mittleren Bereich an den Messachsen M1 und M3 aufgenommen. In diesem Fall befanden sich an der Messachse M2 keine Wegaufnehmer. Die Messspitzen der horizontalen Wegaufnehmer stützten sich gegen aufgeklebte Winkel und die vertikalen Wegaufnehmer gegen die UHPC-Platten ab. Falls in den Platten Störstellen im Messbereich vorhanden waren, wurden Metallplättchen aufgeklebt, so dass eine ebene Oberfläche sichergestellt wurde. Bei den verjüngten Fugen konnte die Fugenverschiebungen nicht direkt an der Fuge gemessen werden, sondern nur an der Stegseite.

Die Stoßfugenöffnung wurde bei einigen Versuchsbalken mit Wegaufnehmern gemessen (Bild 7.17, Schnitt 1-1 und Detail A-A). Dazu waren sowohl an der linken als auch an der rechten Stoßfuge zwei Wegaufnehmer (AL, BL und AR, BR) angeordnet. Diese wurden 10 cm von der Stegseite entfernt an die Platten geklebt. Die Messspitzen stützten sich gegen Winkel ab, die am gegenüberliegenden Fugenufer befestigt waren.

Neben den Verschiebungsmessungen wurden auch Dehnungsmessungen durchgeführt. Bei einigen Versuchsbalken sind die Betondehnungen, die Dehnungen der Spannstahlritzen und die der Fugenebewehrungen gemessen worden (Bild 7.17).

Zur Erfassung der Beanspruchung der Fügebauteile wurden die Betondehnungen mittels DMS vom Typ PFL-20-11 von Steg und Platte bei mehreren Versuchsbalken in einem Abstand von 62,5 cm vom rechten Auflager gemessen (Bild 7.17, Schnitt 3-3). Es waren jeweils zwei DMS an der Plattenoberseite (CA1, CB1), der Plattenunterseite (CA2, CB2), 4,5 cm von der Stegoberseite an den Seitenflächen des Stegs (CA3, CB3) und an der Stegunterseite (CA4, CB4) angebracht. Bei den Stegen ohne Platten (B12 und B14) waren die Steg-DMS identisch angeordnet. Da diese Stege keine Platten hatten, wurden die Platten-DMS in der Balkenmitte angeordnet. An dieser Stelle sind die Dehnungen mit zwei DMS an der Stegoberseite (CA1, CB1) und mit zwei DMS an der Stegunterseite (CA2, CB2) erfasst worden (Bild 7.17, Schnitt 2-2). Beim monolithischen Plattenbalken B9 waren die DMS anstatt in einem Abstand von 62,5 cm vom Auflager in der Balkenmitte platziert.

Außerdem sind die Litzendehnungen bei einigen Versuchsbalken in einem Abstand von 87,5 cm vom linken Auflager gemessen worden (Bild 7.17, Detail B-B). Dabei waren über die Steghöhe an mehreren Litzen der Stegseite B DMS (FLK-1-11) angeordnet. Diese wurden in Drahrichtung auf die Litzenober- und Litzenunterseite aufgeklebt. Da die Drahrichtung von der Belastungsrichtung abweicht, mussten Korrekturfaktoren für die Dehnungswerte bestimmt werden (Bild 7.11).

Zur Messwerterfassung kamen ein Vielkanal-Messdatenerfassungssystem vom Typ Autolog 3008 der Firma Peekel Instruments und zwei Messverstärker vom Typ Spider 8 der Firma HBM zum Einsatz. Beide Messsysteme waren an separate Computer angeschlossen. Die Messwerte wurden mit einer Messrate von 5 Hz aufgezeichnet.

Zur Bestimmung des Beanspruchungszustandes der Fugenbewehrung wurden wie auch bei den Verbundkörperversuchen herkömmliche DMS vom Typ FLK-1-11 und Bolzen-DMS vom Typ BTM-6C verwendet. Die Bewehrungsstäbe mit herkömmlichen DMS waren in den vier Aussparungen des rechten Fugenabschnitts und die Bewehrungsstäbe mit den Bolzen-DMS in den vier Aussparungen des linken Fugenabschnitts angeordnet (Bild 7.17). Jede Aussparung enthielt immer nur einen Stab mit DMS. Bei Versuchsbalken B6 mit einer Fugenbewehrung $\varnothing 20$ mm waren die Bewehrungsstäbe mit herkömmlichen DMS und Bolzen-DMS ausgestattet. Somit konnte die Normal- und Biegedehnung der Stäbe zusammen erfasst werden (Bild 7.18). Diese mit DMS versehenen Bewehrungsstäbe befanden sich nur in den vier Aussparungen des rechten Fugenabschnitts.

Die Bewehrungsstäbe mit herkömmlichen DMS enthielten vier bzw. sechs DMS pro Stab. Diese waren in der Höhenlage über zwei bzw. drei Messebenen verteilt im Steg angeordnet (Bild 7.18). Jede Messebene enthielt zwei gegenüberliegende DMS. Die Nummerierung der DMS erfolgte fortlaufend über alle vier Aussparungen von S1 - S24. Das bedeutet, dass die DMS des Bewehrungsstabes der ersten Aussparung mit S1 - S6, der zweiten Aussparung mit S7 - S12 usw. bezeichnet wurden (Bild 7.17). Die Bolzen-DMS waren mittig im Bewehrungsquerschnitt und in Höhe der Fugenmitte angeordnet (Bild 7.18). Jeder Bewehrungsstab enthielt nur einen Bolzen-DMS. Die DMS der vier Aussparungen des linken Fugenabschnitts hatten die Nr. S25 - S28 (Bild 7.17).

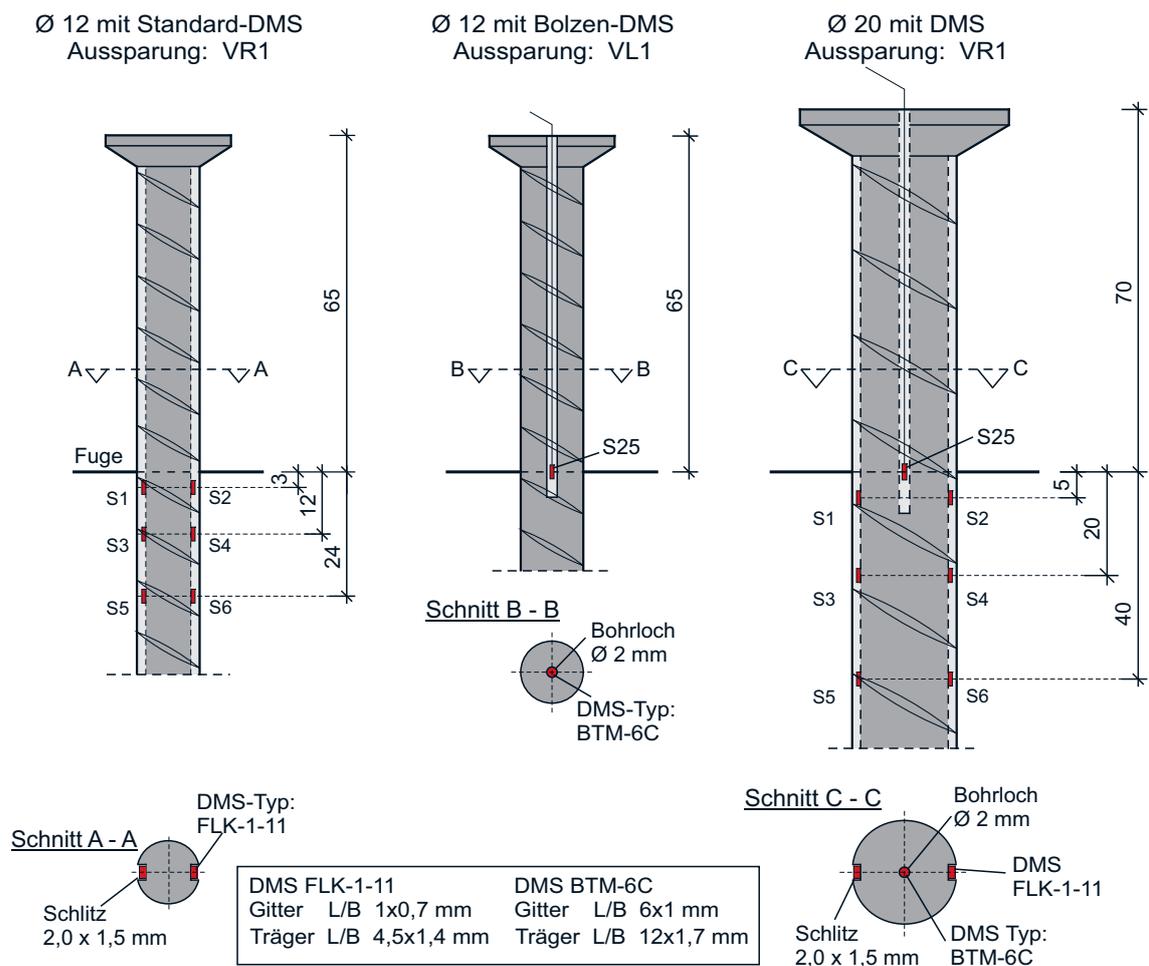


Bild 7.18: Dehnungsmessung an der Fugenbewehrung

7.7 Versuchsergebnisse

7.7.1 Überblick

Die Versuchsergebnisse des linken (L) und rechten Fugenabschnitts (R) der Bauteilversuche sind nachfolgend in Tabelle 7.6 zusammengefasst.

Tabelle 7.6: Versuchsergebnisse der Bauteilversuche

Balken	F_{ad}	$w_{ad,max}$	f_{ad}	F_{pl}	$w_{pl,max}$	$v_{pl,zug,w}$	f_{pl}	$F_{fa,b}$	$w_{fa,b,max}$	$v_{fa,b,zug,w}$	$f_{fa,b}$
	kN	mm	mm	kN	mm	mm	mm	kN	mm	mm	mm
B1aL ¹⁾	456	0,040	15,02	"reine" Verklebung				623	3,253	1,440	35,81
B1aR ¹⁾	533	0,033	5,13					623	9,219	1,840	35,81
B1bL	386	0,032	11,27					560	2,662	1,360	27,76
B1bR	334	0,033	3,20					560	7,531	1,536	27,76
B1cL	344	0,034	3,32					608	9,159	1,000	31,05
B1cR	344	0,033	3,32					608	2,445	0,801	31,05
B2L	240	0,020	2,08	270	0,462	0,163	3,17	736	6,984	0,611	42,94
B2R	267	0,026	3,39	277	0,552	0,143	4,19	736	7,338	0,545	42,94
B3L ⁹² ¹⁾	92	0,019	0,97	339	0,488	0,134	4,94	774	6,427	0,609	40,61
B3R	177	0,025	1,96	314	0,419	0,176	4,29	774	6,701	0,556	40,61
B4aL	195	0,026	1,98	501	0,748	0,113	7,17	870	5,148	0,335	24,41
B4aR	199	0,059	2,02	459	0,587	0,058	5,94	870	6,001	0,135	24,41
B4bL	280	0,036	2,79	679	0,873	0,255	9,22	943	5,668	0,828	36,66
B4bR	225	0,032	2,23	628	0,675	0,212	7,63	943	5,567	0,771	36,66
B4cL	253	0,038	2,54	710	0,511	0,120	9,44	934	4,418	0,849	34,92
B4cR	203	0,022	2,01	602	0,482	0,170	6,77	934	5,722	0,778	34,92
B5L	Teflonfolie in der Fuge			197	0,282	0,011	2,43	696	5,731	0,152	32,89
B5R				199	0,293	0,014	2,51	696	4,834	0,168	32,89
B6L	232	0,027	2,55	445	0,627	0,163	6,27	893	7,819	0,587	40,84
B6R	162	0,017	1,66	455	0,725	0,171	6,49	893	6,920	0,619	40,84
B7L	335	0,042	3,72	663	1,846	0,354	13,47	856 ²⁾	4,656	0,623	32,09
B7R	248	0,030	2,54	656	1,803	0,385	13,06	856 ²⁾	5,197	0,689	32,09
B8	kombinierte Verklebung							1329 ²⁾	-	-	24,60
B9	monolithischer Plattenbalken							1020 ²⁾	-	-	42,73
B10L	305	0,036	9,60	752	0,565	0,304	30,48	793	1,655	0,604	35,85
B10R	314	0,023	9,97	765	0,521	0,271	32,60	793	1,532	0,553	35,85
B11L	390	0,026	12,51	"reine" Verklebung				442	0,832	0,556	16,14
B11R	442	0,040	16,14					442	0,095	0,000	16,14
B12	Balken ohne Platten - nicht vorgespannt							395	-	-	51,46
B13	Platte							19	-	-	16,23
B14	Balken ohne Platten - vorgespannt							474	-	-	23,20

¹⁾ nicht korrekt verklebt ²⁾ Versuch wegen Schiefstellung der Zylinder abgebrochen

Für den Adhäsionsbruch ad , für das Plastizieren der Fugenbewehrung pl der Klebefuge und für das Versagen der Versuchskörper fa,b sind in der Tabelle 7.6 die folgenden Werte dargestellt: Die Zylinderkraft F (Summe der beiden Kräfte der Hydraulikzylinder), die Relativverschiebung w_{\max} mit der dazugehörigen Fugenöffnung $v_{\text{zug,w}}$ als Mittelwerte der beiden horizontalen bzw. vertikalen Wegaufnehmer der Messachse mit der größten Relativverschiebung und die Durchbiegung f des mittleren Wegaufnehmers (MMV2). Die Versuchskurven der einzelnen Versuche können dem Anhang B entnommen werden.

Die Plattenbalken B1a und B3 wurden falsch verklebt, deswegen sind die Ergebnisse dieser Balken in der Tabelle 7.6 auch grau dargestellt. Beim Plattenbalken B1a wurde die Stegklebfläche nicht abgeklebt, so dass teilweise auch die Seitenflanken mit der Platte verklebt waren, die jedoch nicht gestrahlt worden waren. Durch die variierende Breite der Klebfläche über die Fugenlänge und den unterschiedlichen Verbund über die Fugenbreite konnte die Schubspannung in der Klebefuge nicht eindeutig bestimmt werden. Der Versuch wird aus diesen Gründen nur zum Vergleich des Durchbiegungsverhaltens herangezogen. Die linke Platte des Versuchsbalkens B3 wurde nach dem Versuch entfernt, da die Adhäsionstragfähigkeit des linken Fugenabschnitts sehr gering war. Hierbei wurde festgestellt, dass der Fugenabschnitt nicht über die komplette Länge verklebt war, weil zu wenig RPC-Klebstoff aufgetragen wurde.

Die Einflüsse der in Tabelle 7.2 genannten Fugenparameter auf das Trag- und Verformungsverhalten der Plattenbalken bzw. der Klebefuge wird in den nachfolgenden Abschnitten anhand der:

- Durchbiegung
- Fugenrelativverschiebung
- Fugenöffnung
- Betondehnung
- Litzendehnung
- Dehnung der Fugenbewehrung
- Stoßfugenöffnung
- Bruchbilder

an ausgewählten Versuchsbalken analysiert. Dabei wird die Zylinderkraft F (Summe der beiden Kräfte der Hydraulikzylinder) herangezogen. Des Weiteren wird ein Versuchsträger nachgerechnet und die Auswirkungen der Nachgiebigkeit der Klebefuge auf das Systemtragverhalten des Trägers beurteilt. Abschließend werden die Fugentragfähigkeiten aller Versuchsbalken zusammenfassend gezeigt und bewertet.

7.7.2 Durchbiegung

Die Auswirkungen der verschiedenen Fugenparameter auf das Systemtragverhalten der Plattenbalken lassen sich sehr anschaulich durch Kraft-Durchbiegungs-Beziehungen abbilden. Zunächst wird auf den Einfluss der „reinen“ Verklebung und bewehrten Verklebung mit verschiedenen Bewehrungsgehalten sowie auf die Fugennachgiebigkeit bei vorgespannten Plattenbalken eingegangen. Durch die Vorspannung der Plattenbalken verblieben diese bis zum Plastizieren der Fugenabschnitte und darüber hinaus im ungerissenen Zustand. Demzufolge resultierte der Steifigkeitsverlust der Plattenbalken ausschließlich aus der Fugennachgiebigkeit.

In Bild 7.19 sind die, durch Versuche ermittelten, Kraft-Durchbiegungs-Beziehungen über den kompletten Durchbiegungsbereich des Plattenbalkens B1c mit „reiner“ Verklebung, des Stegs B14 und der Plattenbalken B2, B3 und B4a mit bewehrter Verklebung und verschiedenen Bewehrungsgehalten der Klebefuge dargestellt. Um den Einfluss der Fugennachgiebigkeit beurteilen zu können, sind diese durch Versuche ermittelte Verläufe den mittels linear elastischer Berechnung ermittelten Verläufen eines monolithischen Plattenbalkens, eines Stegs ohne Platten und eines Stegs ohne Randplatten gegenübergestellt.

Beim Versuchsbalken B1c mit „reiner“ Verklebung fällt nach dem Erreichen der Adhäsionstragfähigkeit der beiden Fugenabschnitte bei $F_{ad} = 344$ kN die Last schlagartig um 60 % ab, bis auf das Lastniveau des reinen Stegs ohne Platten. Ab diesem Zeitpunkt trägt nur noch der Steg ohne Randplatten. Dieses spröde Verhalten wurde auch bei Verbundkörperversuchen festgestellt. Der Adhäsionsbruch war akustisch durch einen lauten Knall wahrnehmbar. Bei den Versuchsträgern mit bewehrter Klebefuge ist, wie nach den Voruntersuchungen zu erwarten, eine Laststeigerung nach dem Adhäsionsbruch möglich. Je höher der Bewehrungsgehalt ist, desto größer ist auch die Tragfähigkeit der Versuchsbalken.

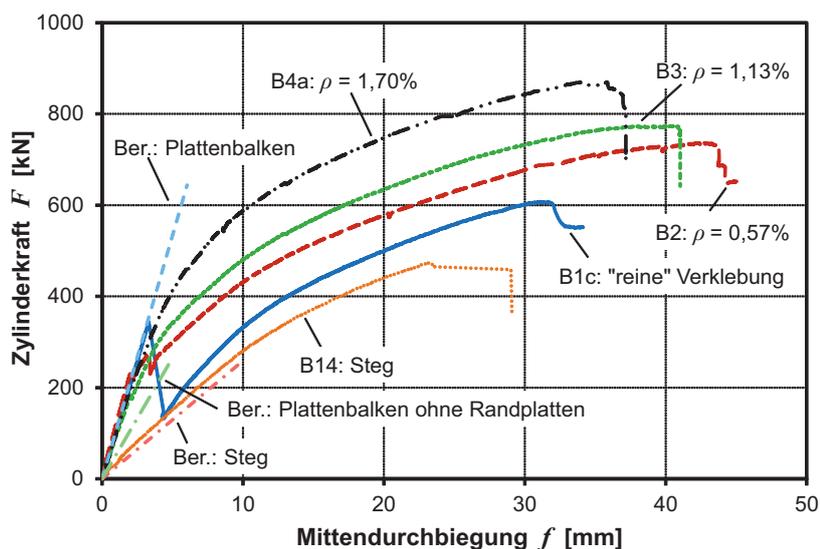


Bild 7.19: Last-Durchbiegungs-Kurven über komplettem Durchbiegungsbereich – Einfluss der „reinen“ und der bewehrten Verklebung sowie der Fugennachgiebigkeit bei vorgespannten Balken

Mit dem Erreichen der plastischen Tragfähigkeit der Fugenabschnitte verlieren die Versuchsträger enorm an Steifigkeit. Sowohl der Steg als auch die Platte erfahren durch die Nachgiebigkeit der Verbundfuge eine größere Beanspruchung. Folglich reißen diese allmählich auf und die Versuchsbalken verlieren weiter an Steifigkeit. Mit zunehmender Durchbiegung gleichen sich die Steigungen der Durchbiegungsverläufe wieder an. Alle Balken versagten durch ein Druckzonenversagen der Stege (vgl. Bild 7.47). Wie Bild 7.19 zeigt, besitzt der Steg ohne Platte das geringste Trag- und Verformungsvermögen. Die Durchbiegungswerte der bewehrten Klebefuge sind am Größten.

In Bild 7.20 sind die Durchbiegungsverläufe von Bild 7.19 detaillierter – über den Durchbiegungsbereich von 0 - 10 mm – dargestellt. Die durch Versuche ermittelten Anfangsverläufe der Kraft-Durchbiegungs-Beziehungen der Plattenbalken B1c, B2, B3 und B4a stimmen sehr gut mit dem berechneten Verlauf des Plattenbalkens überein. Im Vergleich zum berechneten Verlauf des Stegs ohne Platten besitzt der getestete Steg B14 eine größere Steifigkeit.

Wie dem Bild 7.20 zu entnehmen ist, verlieren die Versuchsbalken nach dem Adhäsionsbruch an Steifigkeit. Im Vergleich zu dem Plattenbalken mit reiner Verklebung (B1c: $F_{ad,m} = 344$ kN) tritt dieser bei den Plattenbalken mit bewehrter Klebefuge (B2: $F_{ad,m} = 254$ kN, B3: $F_{ad,m} = 135$ kN, B4a: $F_{ad,m} = 197$ kN) früher ein.

Beim Versuchsbalken B2 mit einem Bewehrungsgehalt von $\rho = 0,57\%$ muss die Bewehrungstragfähigkeit kleiner als die Adhäsionstragfähigkeit sein, da die Bewehrung nicht die durch den Adhäsionsbruch freiwerdende Kraft aufnehmen kann. Dies ist an dem deutlichen Steifigkeitsverlust des Trägers erkennbar. Nach dem Adhäsionsbruch bei einer Mittendurchbiegung von etwa $f = 2$ mm nimmt die Durchbiegung bei geringfügiger Laststeigerung um weitere 2 mm zu, bis die Kraft in der Fuge durch den Plattenbalken mit Teilverbund aufgenommen werden kann.

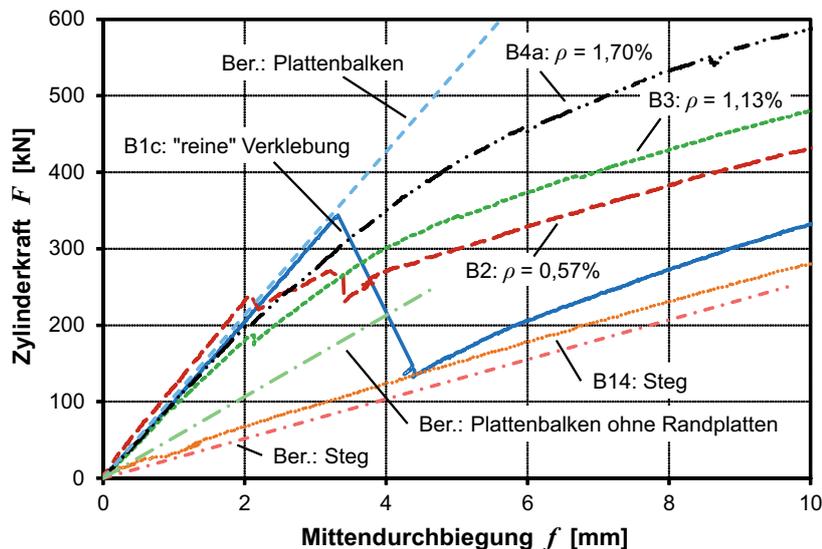


Bild 7.20: Last-Durchbiegungs-Kurven über begrenztem Durchbiegungsbereich – Einfluss der „reinen“ und der bewehrten Verklebung sowie der Fugennachgiebigkeit bei vorgespannten Balken

Bei den Versuchsbalken B3 und B4a mit einem Bewehrungsgehalt von $\rho = 1,13\%$ und $\rho = 1,70\%$ muss die Bewehrungstragfähigkeit größer als die Adhäsionstragfähigkeit sein (Bild 7.20). Hier ist die Umlagerung von der Tragwirkung über die Adhäsion zur Tragwirkung über die Bewehrung fließend – d. h. nahezu ohne Steifigkeitsverlust der Balken. Mit zunehmender Aktivierung der Bewehrung verlieren die Balken durch die Nachgiebigkeit der Verbundfuge an Steifigkeit. Der Versuchsbalken B3 besitzt beim Plastizieren der Fugenabschnitte ($F_{pl,L} = 339\text{ kN}$, $F_{pl,R} = 314\text{ kN}$) im Vergleich zum monolithischen Plattenbalken eine um ca. 1,5 mm größere Durchbiegung. Bei Versuchsbalken B4a beträgt diese Durchbiegungsdifferenz beim Plastizieren des linken Fugenabschnitts ca. 1,7 mm ($F_{pl,L} = 501\text{ kN}$, $F_{pl,R} = 459\text{ kN}$). Mit dem Plastizieren der Fugenabschnitte fällt die Steifigkeit der Balken deutlich ab. Es stellt sich ein Zustand zwischen monolithischem Tragverhalten und Zweibalkentragverhalten ein.

Um den Einfluss der Klemmwirkung zu untersuchen, wurde ein Balken mit Teflonfolie in der Fuge getestet. Durch die Teflonfolie in der Fuge ergibt sich die Tragwirkung der Fugenbewehrung nur aufgrund der Dübelwirkung. In Bild 7.21 sind die Kraft-Durchbiegungs-Verläufe des Balkens B3 mit verklebter Fuge und des Balkens B5 mit Teflonfolie in der Fuge, bis zu einer Mittendurchbiegung von $f = 10\text{ mm}$, gegenübergestellt. Beide Balken waren mit dem gleichen Fugenbewehrungstyp D1-2 ausgestattet. Im Vergleich zum Plattenbalken B5 weist der Plattenbalken B3 eine höhere Steifigkeit auf. Diese resultiert aus dem Haftverbund des RPC-Klebstoffs, wodurch bis zum Adhäsionsbruch ($F_{ad,L} = 92\text{ kN}$ (falsch verklebt) und $F_{ad,R} = 177\text{ kN}$) nur sehr geringe Fugenverschiebungen auftreten – das Tragverhalten ist annähernd monolithisch. Beim Plattenbalken B3 wird durch den fehlenden Haftverbund die Bewehrung bereits von Belastungsbeginn an aktiviert. Dadurch tritt eine Relativverschiebung in der Fuge auf, die zu einer geringeren Steifigkeit des Plattenbalkens führt. Die Fugenabschnitte mit Teflonfolie (Balken B5) plastizieren bei einer Zylinderkraft von $F_{pl,L} = 197\text{ kN}$ und $F_{pl,R} = 199\text{ kN}$. Die plastische Tragfähigkeit des Balkens B3 ist bedingt durch die Aktivierung der Klemmwirkung der Bewehrung um 65 % größer ($F_{pl,L} = 339\text{ kN}$ und $F_{pl,R} = 314\text{ kN}$).

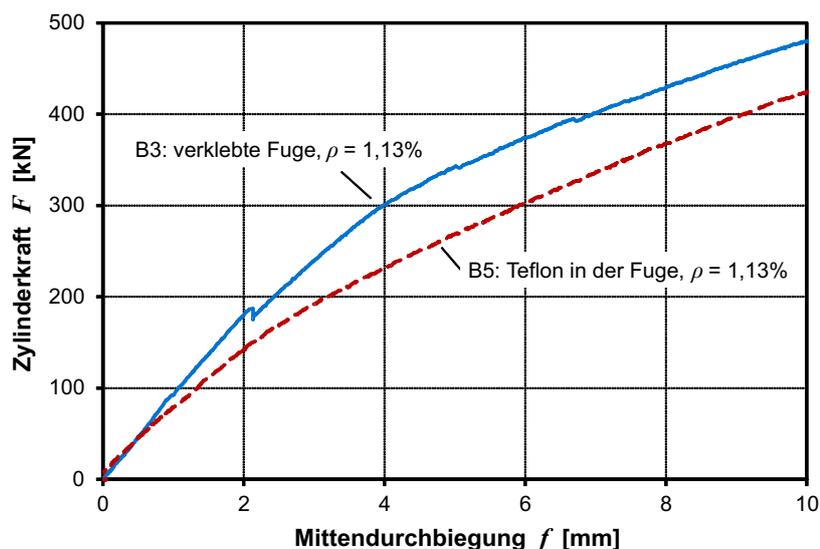


Bild 7.21: Last-Durchbiegungs-Kurven über begrenztem Durchbiegungsbereich – Einfluss der Klemm- und Dübelwirkung

Der Einfluss des Bewehrungsdurchmessers auf das Trag- und Verformungsverhalten wurde mit Versuchsbalken B6 untersucht. Dieser hatte eine Fugenbewehrung von $\varnothing = 20$ mm und einen Bewehrungsgehalt der Fuge von $\rho = 1,57\%$. Der Vergleich des Kraft-Durchbiegungs-Verlaufs dieses Versuchsbalkens mit dem des Versuchsbalkens B4a mit einer Fugenbewehrung von $\varnothing = 12$ mm und einem Bewehrungsgehalt der Fuge von $\rho = 1,70\%$ zeigt, dass die Verläufe ähnlich sind (Bild 7.22). Aufgrund des um 8 % höheren Bewehrungsgehaltes von Plattenbalken B4a ist die Versuchskurve dieses Balkens auch um etwa diesen Prozentsatz nach oben verschoben. Die mittlere plastische Tragfähigkeit des Balkens B4a mit $F_{pl,m} = 480$ kN ist somit ebenfalls um 7 % größer (Balken B6: $F_{pl,m} = 450$ kN).

Die Bruchtragfähigkeiten der beiden Balken sind in etwa gleich, wobei das Durchbiegungsvermögen des Versuchsbalkens B6 mit einer Fugenbewehrung von $\varnothing = 20$ mm um 10 % größer ist. Dieser Sachverhalt liegt an der größeren Relativverschiebung bei steigendem Durchmesser der Fugenbewehrung, die schon bei den Verbundkörperversuchen beobachtet worden ist. Ansonsten wurde kein Einfluss des Durchmessers auf das Trag- und Verformungsverhalten bei diesem Bauteilversuch festgestellt.

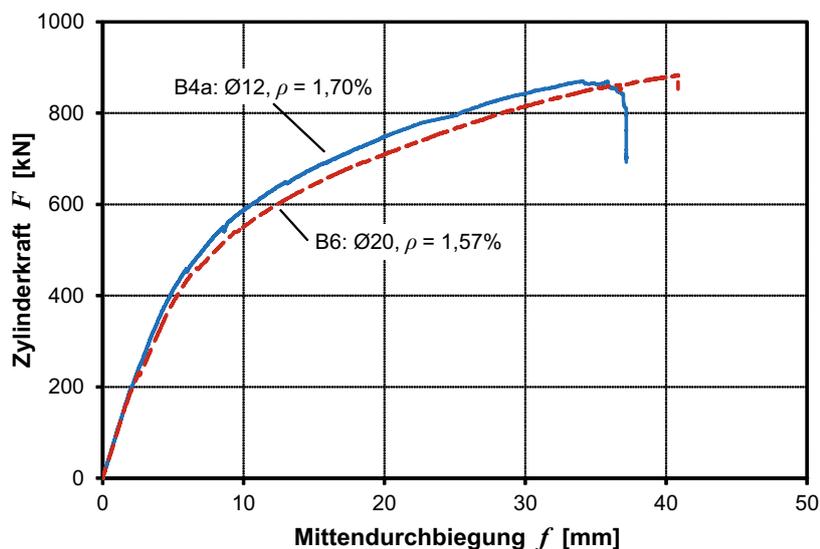


Bild 7.22: Last-Durchbiegungs-Kurven über komplettem Durchbiegungsbereich – Einfluss des Bewehrungsdurchmessers

Bei den Verbundkörperversuchen wurde bei normalfester Fugenbewehrung B500B ein wesentlich steiferes Tragverhalten als bei der Fugenbewehrung aus hochfestem Stahl St 900/1100 festgestellt. Die Relativverschiebung beim Erreichen der plastischen Tragfähigkeit war bei hochfestem Stahl um das 4-fache größer. Wie die Ergebnisse in Bild 7.23 zeigen, resultiert aus der größeren Fugennachgiebigkeit auch eine größere Verformung des Bauteils.

Bei Balken B7 mit einer Fugenbewehrung aus hochfestem Stahl ist die Durchbiegung beim Plastizieren der Fugenabschnitte bei $F_{pl,m} = 660$ kN mit $f_m = 13,3$ mm im Vergleich zur berechneten Durchbiegung des monolithischen Plattenbalkens um 115 % höher. Beim Versuchsbalken mit normalfester Fugenbewehrung ist die Durchbiegung beim Plastizieren der Fugenabschnitte bei $F_{pl,m} = 330$ kN mit $f_m = 4,6$ mm nur um 50 % größer.

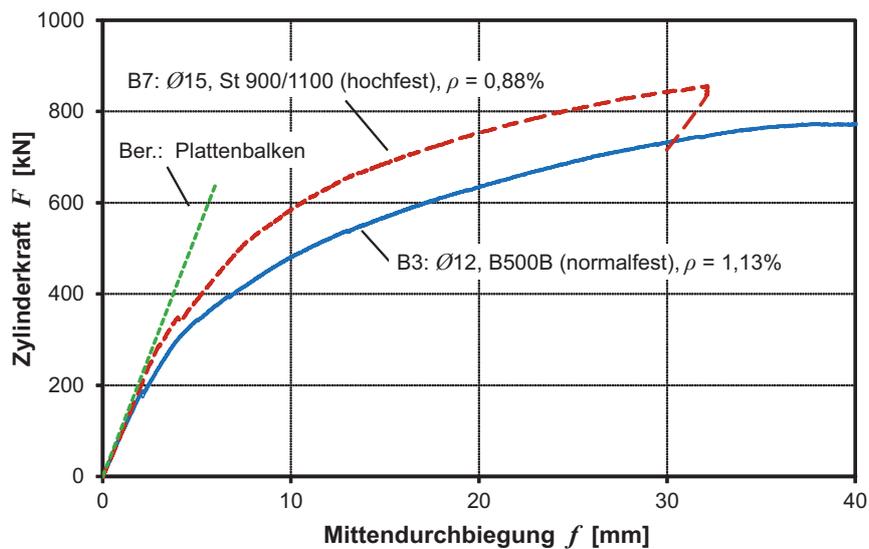


Bild 7.23: Last-Durchbiegungs-Kurven über kompletten Durchbiegungsbereich – Einfluss der Stahlgüte

Um eine Aussage über die Streuung der Ergebnisse bei der reinen Verklebung zu erhalten, wurden drei Plattenbalken (Typ B1) mit dieser Fügetechnik geprüft. Die Last-Durchbiegungs-Kurven dieser Balken sind in Bild 7.24 gezeigt. Beim Plattenbalken B1a wurde die Stegklebefläche nicht abgeklebt, sodass teilweise auch die Seitenflanken mit den Platten verklebt waren. Aus diesem Grund besitzt dieser Balken auch die höchste Adhäsionstragfähigkeit. Die Adhäsionstragfähigkeit von Balken B1b ohne verbundfreie Vorlänge und von Balken B1c mit verbundfreier Vorlänge ist in etwa gleich. Das Lastverformungsverhalten der drei Balken ist zunächst linear-elastisch. Nach dem Adhäsionsbruch, der wieder durch einen lauten Knall wahrnehmbar war, fällt die Last schlagartig ab. Dieses spröde Fugenversagen wurde auch bei den Verbundkörperversuchen festgestellt.

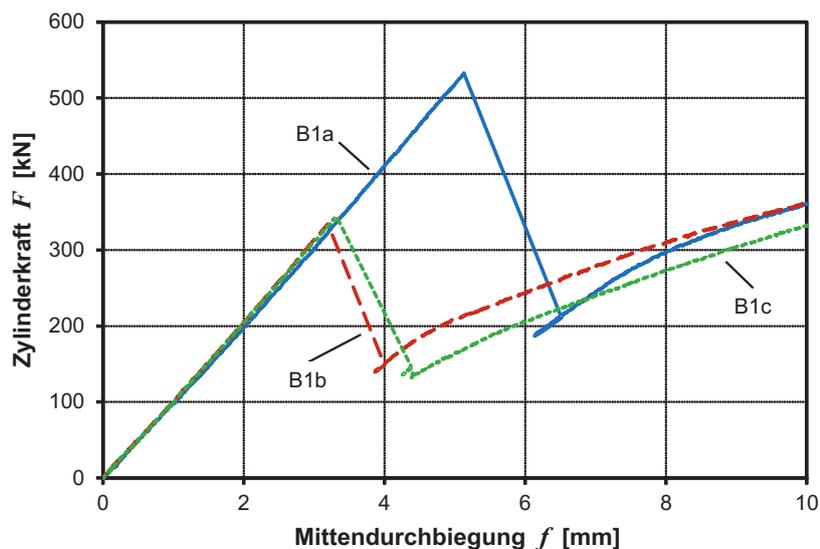


Bild 7.24: Last-Durchbiegungs-Kurven über begrenzten Durchbiegungsbereich – Vergleich der Balken B1a, B1b und B1c mit „reiner“ Verklebung

In Bild 7.25 sind die Kraft-Durchbiegungs-Kurven der drei Versuchsträger vom Typ B4 abgebildet. Mit diesen Balken wurde die Streuung der Versuchsergebnisse der bewehrten Klebefuge mit gleichem Bewehrungsparameter untersucht. Die Balken waren mit einer Fugenbewehrung $\varnothing 12$ mm aus normalfestem Stahl B500B ausgestattet und der Bewehrungsgehalt der Fuge betrug $\rho = 1,70\%$. Die Anfangssteifigkeit der Versuchsträger ist bis zu den Adhäsionsbrüchen der Klebefugenabschnitte gleich. Diese traten bei Balken B4a bei $F_{ad,L} = 195$ kN und $F_{ad,R} = 199$ kN, bei Balken B4b bei $F_{ad,L} = 280$ kN und $F_{ad,R} = 225$ kN sowie bei Balken B4c bei $F_{ad,L} = 253$ kN und $F_{ad,R} = 203$ kN ein. Der Versuchsträger B4a verliert nach dem Adhäsionsversagen der Klebefugenabschnitte bis zum Plastizieren der Fugenabschnitte bei $F_{pl,L} = 501$ kN und $F_{pl,R} = 459$ kN etwas an Steifigkeit. Die Versuchsträger B4b und B4c verhalten sich nach den Adhäsionsbrüchen hingegen wie monolithische Plattenbalken (Ber.: Plattenbalken, Bild 7.25), d. h. die Tragfähigkeiten nehmen bis etwa 600 kN weiter linear zu. Die Fugenabschnitte plastizieren bei Balken B4b bei $F_{pl,L} = 679$ kN und $F_{pl,R} = 628$ kN sowie bei Balken B4c bei $F_{pl,L} = 710$ kN und $F_{pl,R} = 602$ kN. Damit einhergehend verlieren die Versuchsträger enorm an Steifigkeit.

Die Plattenbalken wurden wie bereits beschrieben an zwei zeitlich versetzten Produktionstagen hergestellt. Die Fügeiteile des Plattenbalkens B4a entstammen der ersten Charge und die Fügeiteile der Plattenbalken B4b und B4c der zweiten Charge. Beim visuellen Vergleich der Oberflächen der Plattenbalken B4 in Bild 7.13 ist eine deutlich rauere Oberfläche bei den Plattenbalken B4b und B4c im Gegensatz zum Plattenbalken B4a zu erkennen. Hieraus muss der zuvor beschriebene Trag- und Verformungsunterschied der Plattenbalken resultieren.

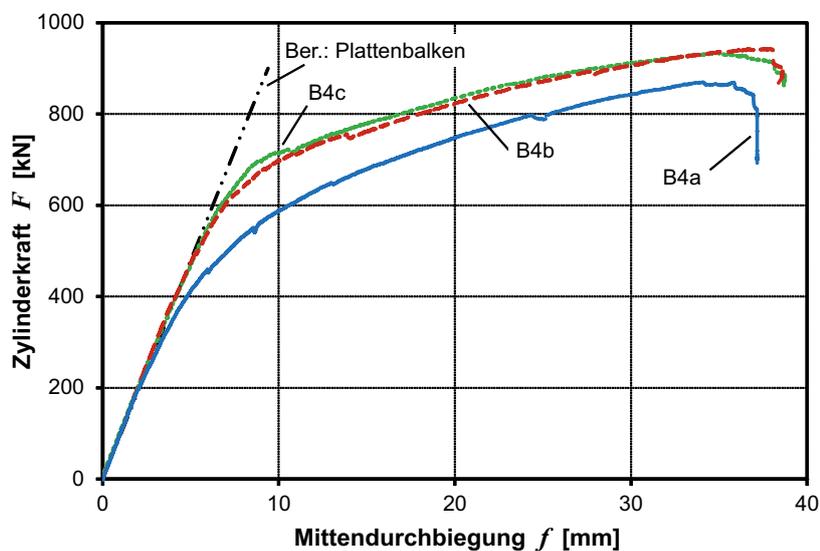


Bild 7.25: Last-Durchbiegungs-Kurven über komplettem Durchbiegungsbereich – Vergleich der Balken B4a, B4b und B4c mit gleicher Fugenbewehrung

Um u. a. die Auswirkungen der Fugennachgiebigkeit auf das Trag- und Verformungsverhalten der Plattenbalken versuchstechnisch zu ermitteln, wurden schlaff bewehrte Plattenbalken hergestellt. Als Referenzbalken wurde ein monolithischer Plattenbalken B9 und ein Steg ohne Platten B12 gefertigt. Als gefügte Plattenbalken sind ein Balken mit bewehrter Verklebung B10 und ein Plattenbalken mit reiner Verklebung B11 hergestellt worden.

Die Last-Durchbiegungs-Beziehungen dieser Plattenbalken sind in Bild 7.26 bis zu einer Durchbiegung von 20 mm abgebildet. Da die Plattenbalken nicht vorgespannt waren, bildeten sich mit dem Erreichen des Rissmomentes erste Risse und die Steifigkeit der Balken reduzierte sich, dies ist an dem Knick der Kurven ersichtlich. Daraufhin nehmen die Durchbiegungen proportional zu. Die Kurvenverläufe des monolithischen Plattenbalkens und der gefügten Plattenbalken sind in etwa identisch. Die Tragfähigkeit des Stegs ohne Platte ist erheblich geringer. Die Adhäsionsbrüche der bewehrten Klebefugenabschnitte des Balkens B10 traten bei $F_{pl,L} = 305$ kN und $F_{pl,R} = 314$ kN ein. Hieraus resultiert jedoch kein Steifigkeitsabfall des Versuchsbalkens. Die Adhäsionsbrüche der Klebefugenabschnitte des Balkens B11 (reine Verklebung) traten bei $F_{pl,L} = 390$ kN und $F_{pl,R} = 442$ kN ein. Diese waren wieder durch einen lauten Knall wahrnehmbar. Mit dem spröden Adhäsionsbruch des zweiten Fugenabschnitts fiel die Versuchslast ab und der Versuch wurde abgebrochen.

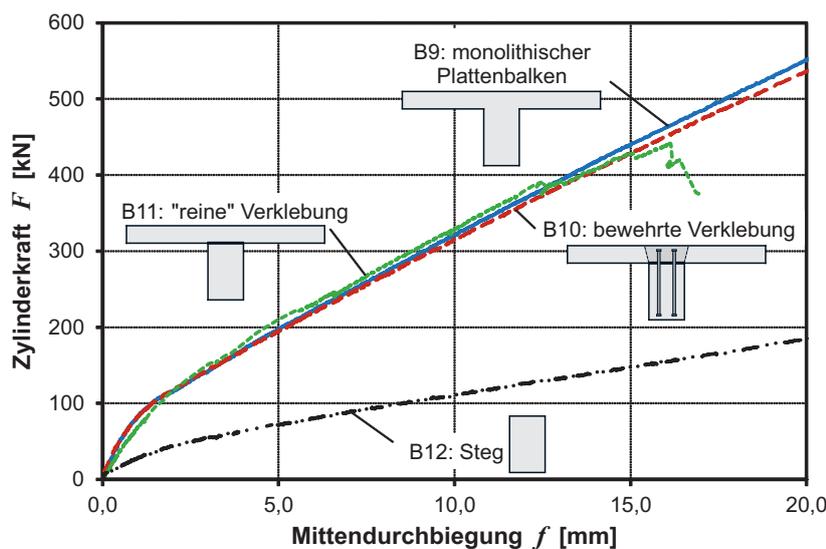


Bild 7.26: Last-Durchbiegungs-Kurven über begrenztem Durchbiegungsbereich – Einfluss der „reinen“ und der bewehrten Verklebung sowie der Fugennachgiebigkeit bei schlaff bewehrten Balken

In Bild 7.27 sind die Last-Durchbiegungs-Beziehungen der oben beschriebenen Balken über dem kompletten Durchbiegungsbereich dargestellt. Wie bereits erwähnt, findet bei der bewehrten Klebefuge die Umlagerung von der Fugentragfähigkeit über die Adhäsionswirkung zur Bewehrungswirkung fließend, d. h. ohne Steifigkeitsverlust des Balkens, statt. Auch mit steigender Kraft weicht der Kurvenverlauf des gefügten Plattenbalkens nur geringfügig vom Kurvenverlauf des monolithischen Plattenbalkens ab – der gefügte Plattenbalken verhält sich bis zum Plastizieren des ersten Fugenabschnitts bei $F_{pl,L} = 752$ kN wie ein monolithischer Plattenbalken. Mit dem

Erreichen der plastischen Fugentragfähigkeit ist die Durchbiegung des gefügten Plattenbalkens nur um 1,26 mm bzw. um 4,3 % größer. Aufgrund der größeren Durchbiegungen der schlaff bewehrten Plattenbalken fällt der Durchbiegungsunterschied durch die Fugennachgiebigkeit gering aus. Bei den vorgespannten Plattenbalken ist dieser Unterschied größer (Bild 7.20). Nach der Plastizierung der Bewehrung des zweiten Fugenabschnitts bei $F_{pl,L} = 765 \text{ kN}$ war nur noch eine geringe Tragfähigkeitssteigerung möglich und der Versuch wurde infolge der großen Durchbiegung abgebrochen.

Der Versuch mit dem monolithischen Plattenbalken wurde ebenfalls abgebrochen, da sich die Hydraulik-Zylinder aufgrund der großen Durchbiegung extrem schief stellten. Die Tragfähigkeit dieses Versuchsbalkens war jedoch noch nicht erreicht. Bei den Plattenbalken bildeten sich mit zunehmender Belastung Biegerisse und Biegeschubrisse (Bild 7.49). Beim Steg ohne Platten B12 sind ausschließlich Biegerisse aufgetreten, die zu einem Biegedruckbruch des Balkens führten (Bild 7.49).

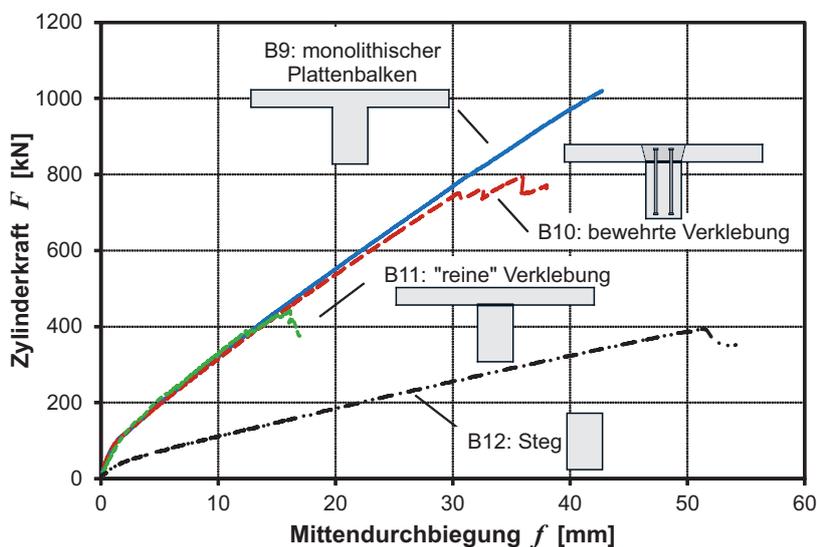


Bild 7.27: Last-Durchbiegungs-Kurven über komplettem Durchbiegungsbereich – Einfluss der „reinen“ und der bewehrten Verklebung sowie der Fugennachgiebigkeit bei schlaff bewehrten Balken

7.7.3 Fugerverschiebung

Zur Beurteilung der Fugennachgiebigkeit sind in diesem Abschnitt die Fugenrelativverschiebungen ausgewählter Plattenbalken dargestellt. Zunächst wird auf das Kraft-Verschiebungs-Verhalten der Klebefuge eingegangen und abschließend wird die Fugenrelativverschiebung bei verschiedenen Lastniveaus über die Trägerlänge gezeigt und bewertet.

In den nachfolgenden Diagrammen ist die maximale Relativverschiebung des jeweiligen Fugenabschnitts, welcher zuerst auf Adhäsion versagte, über die Zylinderkraft F (Summe der beiden Kräfte der Hydraulikzylinder) aufgetragen. Dabei ist die maximale Relativverschiebung aus den Mittelwerten der zwei horizontalen Wegaufnehmer einer Messachse (Seite A und Seite B) berechnet worden. Die Kurvenbezeichnung setzt sich aus dem untersuchten Balken, der Messachse und dem Fugenparameter zusammen.

Die Kurvenverläufe der Plattenbalken mit bewehrter Klebefuge B2 mit einem Bewehrungsgehalt von $\rho = 0,57\%$, B3 mit $\rho = 1,13\%$ und B4a mit $\rho = 1,70\%$ sowie der Kurvenverlauf des Plattenbalkens mit reiner Verklebung B1c sind in Bild 7.28 über dem kompletten Relativverschiebungsbereich aufgezeigt.

Beim Plattenbalken B1c mit reiner Verklebung versagten beide Klebefugenabschnitte gleichzeitig bei einer Kraft von $F_{ad} = 344$ kN. Dabei rissen die beiden horizontalen Fugenabschnitte komplett durch, außerdem rissen die verklebten Stoßfugen auf. Danach lagen beide Randplatten nur noch lose auf dem Steg. Wie Bild 7.28 zeigt, ist dies mit einem deutlichen Lastabfall und einer plötzlichen Zunahme der Relativverschiebung verbunden.

Bei den Plattenbalken mit bewehrter Klebefuge B2, B3 und B4a ist die Zunahme der Relativverschiebungen nach dem Adhäsionsbruch wesentlich geringer. Diese nimmt bis zum Bauteilversagen kontinuierlich zu. Die maximale Relativverschiebung des linken Fugenabschnitts beim Bauteilversagen beträgt bei den Balken B2: $w_{max,L} = 7,0$ mm, B3: $w_{max,L} = 6,4$ mm und B4a: $w_{max,L} = 5,1$ mm. Um Aufschluss über das Fugenversagen zu erhalten, wurde die linke Platte des Versuchsbalkens B3 entfernt und die Fugenbewehrung freigelegt. Wie sich zeigte, wies die Fugenbewehrung große Verformungen auf, war jedoch noch nicht gebrochen. Bei den Verbundkörperversuchen 2.1 mit einem Bewehrungsgehalt von $\rho = 1,13\%$ scherten die Bewehrungsseisen bei einer mittleren Relativverschiebung von $w_{fa,m} = 6,3$ mm ab (Tabelle 5.5). Die Last-Verschiebungs-Kurven der Versuchsbalken B3 und B2 verlaufen etwa ab einer Relativverschiebung von 6,0 mm annähernd horizontal. Dies deutet darauf hin, dass sich die Bewehrungsstäbe kurz vor dem Versagen befanden bzw. teilweise schon versagt waren. Die maximale Relativverschiebung des linken Fugenabschnitts des Versuchsbalkens B4a lag unter der kritischen Fugenrelativverschiebung der Verbundkörperversuche von $w_{fa,m} = 6,3$ mm.

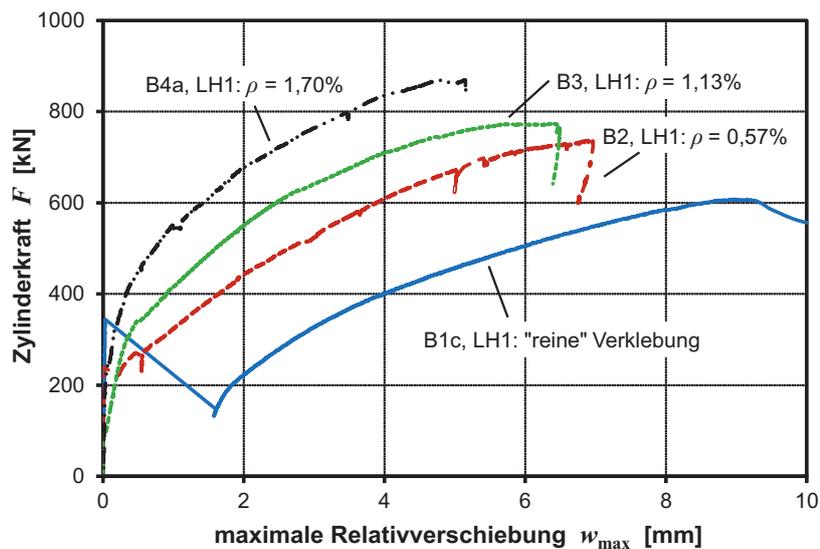


Bild 7.28: Last-Verschiebungs-Kurven über komplettem Relativverschiebungsbereich – Einfluss der „reinen“ und der bewehrten Verklebung bei vorgespannten Balken

In Bild 7.29 sind die Kurvenverläufe von Bild 7.28 detaillierter – über einem kleineren Relativverschiebungsbereich – abgebildet. Wie bei den Verbundkörperversuchen waren auch bei den Bauteilversuchen bis zum Adhäsionsversagen nur sehr geringe Verschiebungen feststellbar. Das Adhäsionsversagen der beiden Fugenabschnitte bei reiner Verklebung trat bei Balken B1c gleichzeitig bei einer Versuchslast von $F_{ad} = 344$ kN ein. Das Adhäsionsversagen der dargestellten bewehrten Klebefugen war bei Balken B2 bei einer Versuchslast von $F_{ad,L} = 240$ kN, B3: $F_{ad,L} = 92$ kN (falsch verklebt) und B4a: $F_{ad,L} = 195$ kN feststellbar. Wie bereits erwähnt, ist nach dem Adhäsionsversagen der reinen Klebefuge des Versuchsbalkens B1c eine deutliche Relativverschiebungszunahme bei abfallender Kraft feststellbar. Auch bei Balken B2 nimmt die Relativverschiebung nach dem Adhäsionsbruch stark zu. Die Kraft fällt zunächst geringfügig ab und steigt anschließend wieder leicht an bis die Fugenbewehrung bei $F_{pl,L} = 270$ kN und $w_{pl} = 0,46$ mm plastiziert. Dieses Tragverhalten deutet darauf hin, dass die Bewehrungstragfähigkeit der Fuge geringer ist als die Adhäsionstragfähigkeit, da die Fugenbewehrung nicht in der Lage ist, die nach dem Adhäsionsbruch freiwerdende Kraft aufzunehmen. Beim Verbundkörperversuch 5.3 mit identischem Bewehrungsgehalt konnte die Adhäsionskraft auch nicht auf die Fugenbewehrung umgelagert werden.

Die Klebefugenabschnitte der Versuchsbalken B3 und B4a zeigen ein ähnliches Tragverhalten wie die Verbundkörperversuche deren Bewehrungstragfähigkeit größer als die Adhäsionstragfähigkeit (z. B. Verbundkörperversuch 5.1) ist. Nach dem Adhäsionsbruch des linken Fugenabschnitts von Balken B3 bei $F_{ad,L} = 92$ kN (falsch verklebt) und von Balken B4a bei $F_{ad,L} = 199$ kN steigt der Kurvenverlauf weiter linear an. Bei einer Versuchslast von etwa 280 kN und 325 kN flachen die Kurvenverläufe ab und die Fugenabschnitte plastizieren bei $F_{pl,L} = 339$ kN, $w_{pl} = 0,49$ mm und $F_{pl,L} = 501$ kN, $w_{pl} = 0,75$ mm.

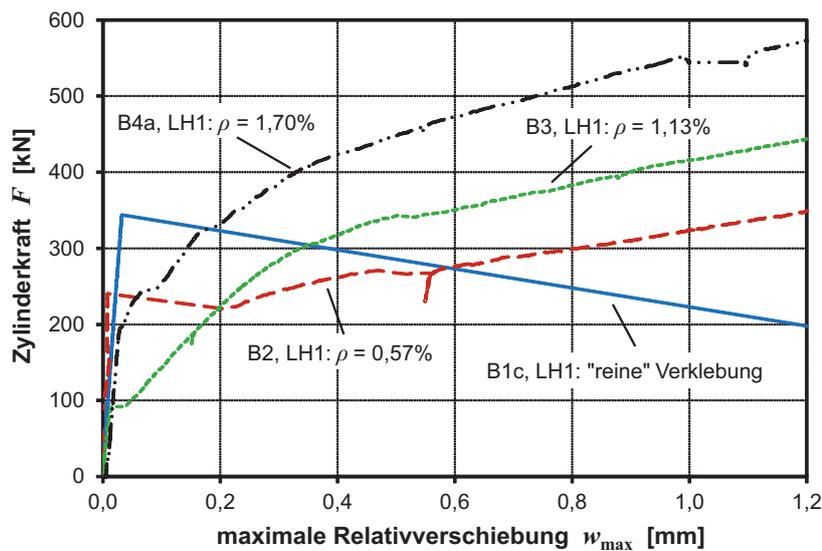


Bild 7.29: Last-Verschiebungs-Kurven über begrenztem Relativverschiebungsbereich – Einfluss der „reinen“ und der bewehrten Verklebung bei vorgespannten Balken

Vom Plattenbalkentyp B4 wurden drei Versuche durchgeführt, um u. a. die Streuung der Ergebnisse der bewehrten Klebefuge bei den Bauteilversuchen festzustellen. Die Last-Verschiebungs-Beziehungen dieser Versuche sind in Bild 7.30 über einem begrenzten Bereich bis zu einer Relativverschiebung von 1,2 mm abgebildet. Die Adhäsionstragfähigkeiten des zuerst versagten Fugenabschnittes und die zugehörigen Relativverschiebungen betragen bei Balken B4a: $F_{ad,L} = 195$ kN und $w_{ad,L} = 0,026$ mm, B4b: $F_{ad,R} = 225$ kN und $w_{ad,R} = 0,032$ mm und B4c: $F_{ad,L} = 253$ kN und $w_{ad,L} = 0,038$ mm. Der Relativverschiebungsverlauf des linken Fugenabschnitts des Balkens B4c hat zwischen dem Kraftbereich von 140 kN und 240 kN einen Sprung, verursacht durch ein Rutschen der Wegaufnehmer.

Beim Versuchsbalken B4b ist durch die rauere Fugenoberfläche (Bild 7.13) der Adhäsionsbruch nicht so deutlich sichtbar wie beim Versuchsbalken B4a. Aufgrund der geringeren Rauheit nimmt die Relativverschiebung der Fuge des Balkens B4a schneller zu als bei den Balken B4b und B4c. Die plastische Tragfähigkeit des linken Fugenabschnitts des Balkens B4a ist bei $F_{pl,L} = 501$ kN und $w_{pl,L} = 0,75$ mm und die plastische Tragfähigkeit des rechten Fugenabschnitts des Balkens B4b ist bei $F_{pl,R} = 679$ kN und $w_{pl,R} = 0,87$ mm erreicht. Das Plastizieren der Fugenabschnitte ist nicht eindeutig am Last-Verschiebungs-Verlauf der Fugenabschnitte ersichtlich, da keine größeren Verschiebungen beim Plastizieren der Bewehrung aufgetreten sind. Dies konnte aber mittels der Dehnungsmessung (Abschnitt 7.7.7) und dem Kraft-Durchbiegungs-Verlauf (Bild 7.25) festgestellt werden. Bei Versuchsbalken B4c ist das Plastizieren des linken Fugenabschnitts eindeutig erkennbar, da die Last-Verschiebungs-Kurve danach annähernd horizontal verläuft. Dies trat bei einer Kraft von $F_{pl,L} = 710$ kN und einer Relativverschiebung von $w_{pl,L} = 0,51$ mm ein.

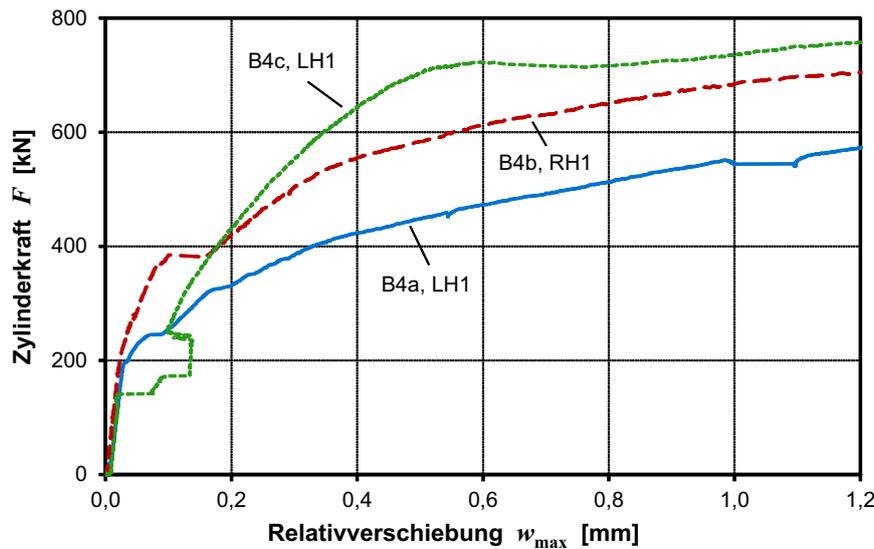


Bild 7.30: Last-Verschiebungs-Kurven über begrenztem Relativverschiebungsbereich – Vergleich der Balken B4a, B4b und B4c mit gleicher Fugenbewehrung

Der Einfluss der Stahlfestigkeit der Fugenbewehrung auf das Tragverhalten wurde anhand des Versuchsbalkens B7 untersucht. Dieser hatte eine Fugenbewehrung \varnothing 15 mm aus hochfestem Stahl St 900/1100. In Bild 7.31 ist der Kraft-Verschiebungs-Verlauf dieses Balkens dem Kurvenverlauf des Balkens B3 mit einer Fugenbewehrung \varnothing 12 mm aus normalfestem Stahl gegenübergestellt. Nach dem Adhäsionsbruch des rechten Abschnitts der Klebefuge des Balkens B7 bei $F_{ad,R} = 248$ kN und $w_{ad,R} = 0,030$ mm ist zunächst eine lineare Zunahme der Relativverschiebung erkennbar. Bei einer Kraft von ca. 520 kN flacht der Kurvenverlauf ab und die Bewehrungsstäbe plastizieren bei $F_{pl,R} = 663$ kN und $w_{pl,R} = 1,85$ mm. Da die Fugennachgiebigkeit bei hochfester Bewehrung größer ist, zeichnet sich der Steifigkeitsverlust der Fuge nicht so eindeutig ab wie bei Balken B3 mit normalfester Bewehrung. Bei diesem Balken nimmt die Relativverschiebung nach dem Adhäsionsbruch bei $F_{ad,L} = 92$ kN (falsch verklebt) und $w_{ad,L} = 0,019$ mm ebenfalls linear zu. Die Plastizierung der Bewehrung bei $F_{pl} = 339$ kN zeichnet sich eindeutig durch einen Knick im Kurvenverlauf ab. Die zugehörige Relativverschiebung ist mit $w_{pl} = 0,49$ mm wie bei den Verbundkörperversuchen wesentlich geringer als bei einer Fugenbewehrung aus hochfestem Stahl. Ab einer Relativverschiebung von etwa 3 mm gleicht sich die Steigung der Kurven beider Balken an.

Der Balkenversuch B7 wurde bei einer Relativverschiebung von 5,2 mm abgebrochen, da sich die Zylinder extrem schiefgestellt hatten. Die Fugenbewehrung war bei dieser Verschiebung noch intakt wie die Freilegung der Bewehrung nach dem Versuch zeigte (Bild 7.51). Bei den Verbundkörperversuchen ist die Fugenbewehrung aus hochfestem Stahl erst bei einer mittleren Relativverschiebung von $w_{fa,m} = 8,85$ mm gebrochen.

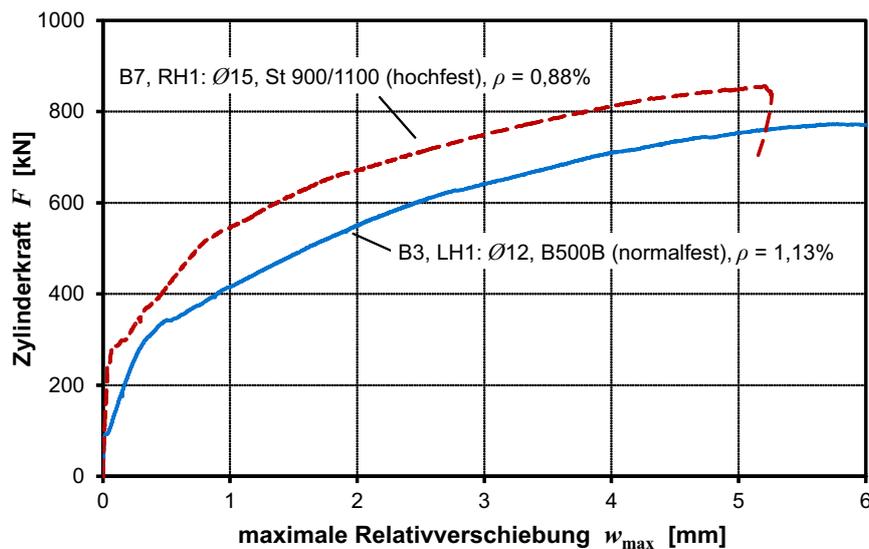


Bild 7.31: Last-Verschiebungs-Kurven über komplettem Relativverschiebungsbereich – Einfluss der Stahlgüte

Das Fugentragverhalten des Versuchsbalkens B4a mit einer Fugenbewehrung $\varnothing 12$ mm ist dem des Plattenbalkens B6 mit einer Fugenbewehrung $\varnothing 20$ mm ähnlich (Bild 7.32). Nach dem Adhäsionsbruch (B4a: $F_{ad,L} = 195$ kN und $w_{ad,L} = 0,026$ mm und B6: $F_{ad,R} = 162$ kN und $w_{ad,R} = 0,017$ mm) steigen die Kurven zunächst linear an und flachen vor dem Erreichen der plastischen Tragfähigkeit (B4a: $F_{pl,L} = 501$ kN und $w_{pl,L} = 0,75$ mm und B6: $F_{pl,R} = 455$ kN und $w_{pl,R} = 0,73$ mm) leicht ab. Die beiden Fugenabschnitte plastizieren annähernd bei der gleichen maximalen Relativverschiebung. Danach verlieren diese deutlich an Steifigkeit. Der weitere Kurvenverlauf bis zum Versagen der Versuchsbalken ist annähernd parallel.

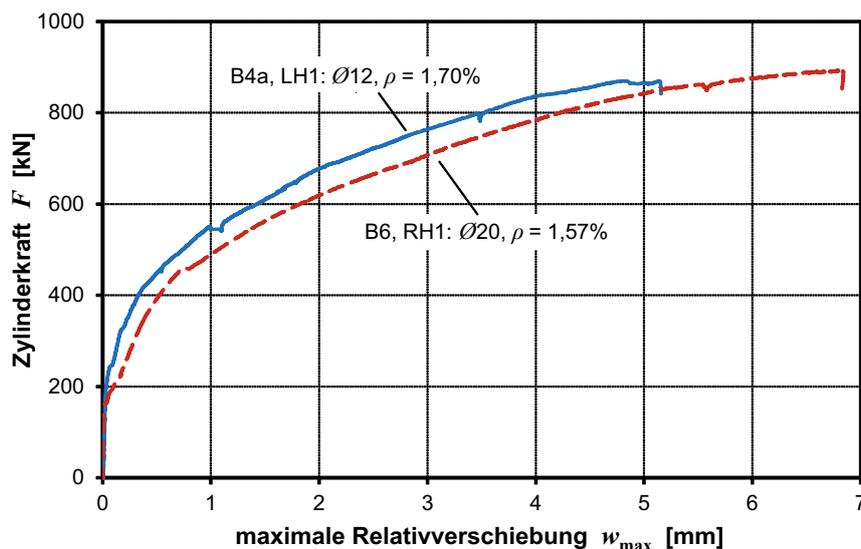


Bild 7.32: Last-Verschiebungs-Kurven über komplettem Relativverschiebungsbereich – Einfluss des Bewehrungsdurchmessers

Bis auf die größere Endverschiebung beim Versagen des Versuchsbalkens B6 ist kein Unterschied im Verformungsverhalten feststellbar. Bei den Verbundkörperversuchen wiesen die Versuchskörper mit einer Fugenbewehrung $\varnothing 20$ mm ebenfalls ein größeres Verschiebungsvermögen auf als die Versuchskörper mit einer Fugenbewehrung $\varnothing 12$ mm. Die Fugenbewehrung beider Fugenabschnitte war nach dem Bauteilversagen intakt.

In Bild 7.33 sind die Last-Verschiebungs-Kurven der schlaff bewehrten Balken B10 mit bewehrter Verklebung und Balken B11 mit reiner Verklebung abgebildet. Wie auch bei den vorgespannten Plattenbalken treten hier bis zum Adhäsionsversagen nur sehr geringe Verschiebungen auf. Beim Balken B11 mit reiner Verklebung nimmt die Relativverschiebung nach dem Adhäsionsbruch ($F_{ad,L} = 390$ kN und $w_{ad,L} = 0,026$ mm) stark zu. Mit dem Erreichen der Adhäsionstragfähigkeit des Balkens fällt die Last ab. Beim schlaff bewehrten Balken mit bewehrter Klebefuge nimmt die Relativverschiebung nach dem Adhäsionsbruch ($F_{ad,L} = 305$ kN und $w_{ad,L} = 0,036$ mm) bis zum Plastizieren ($F_{pl,L} = 752$ kN und $w_{pl,L} = 0,57$ mm) des Fugenabschnitts linear zu. Anschließend ist der Kraft-Verschiebungs-Verlauf annähernd horizontal – der Versuchsbalken hat seine Steifigkeit verloren. Aufgrund der großen Durchbiegung des Versuchsbalkens wurde der Versuch abgebrochen.

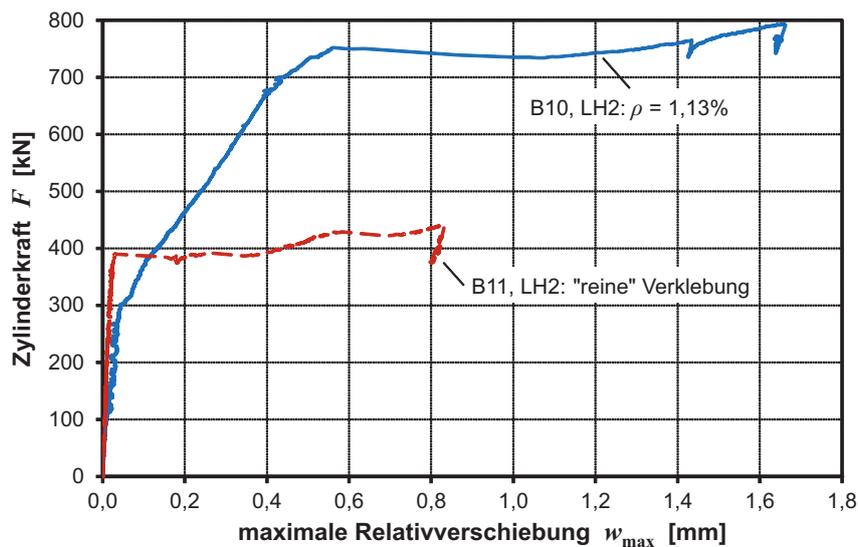


Bild 7.33: Last-Verschiebungs-Kurven über komplettem Relativverschiebungsbereich – Einfluss der „reinen“ und bewehrten Verklebung bei schlaff bewehrten Balken

In Bild 7.28 bis Bild 7.33 wurde das Verschiebungsverhalten der Klebefugen anhand von Kraft-Verschiebungs-Kurven dargestellt. Dazu wurde die maximale Relativverschiebung der Fuge herangezogen. Da die Relativverschiebungen über die Fugenlänge nicht konstant sind, wird in Bild 7.34 die Relativverschiebung von ausgewählten Versuchsbalken über die komplette Trägerlänge bei verschiedenen Lastniveaus abgebildet. Damit kann die Entwicklung des Verschiebungspfads nachvollzogen werden.

Es werden die Ergebnisse der vorgespannten Träger B4a, B5 und B7 und des schlaff bewehrten Trägers B10 gezeigt – die Träger wurden mittels der Fügemethode der bewehrten Verklebung hergestellt. Im Einzelnen sind die Relativverschiebungsverläufe beim Adhäsionsversagen und beim Plastizieren des ersten Fugenabschnitts, bei Maximallast und bei den vorgespannten Trägern bei den Laststufen 75 % und 95 % von F_{\max} dargestellt (außer bei B7: 85 % und 95 % von F_{\max}). Die Verschiebungen des linken und des rechten Fugenabschnitts wurden jeweils an drei Messachsen aufgenommen. Aufgetragen ist der Mittelwert der Wegaufnahme der Seite A und der Seite B. Der Versuchsträger B4a war mit einer Fugenbewehrung aus normalfestem Stahl und der Versuchsträger B7 mit einer Fugenbewehrung aus hochfestem Stahl ausgestattet. Der Versuchsträger B5 hatte eine Teflonfolie in der Fuge.

Der Adhäsionsbruch ist bei den Versuchsträgern über die komplette Länge des jeweiligen Fugenabschnitts eingetreten. An den über die Fugenabschnittslänge verteilten Messstellen wurden in etwa die gleichen Relativverschiebungen gemessen. Bei den Trägerversuchen ist wie bei den Verbundkörperversuchen nur eine sehr geringe Relativverschiebung beim Adhäsionsbruch der Klebefuge feststellbar. Der Versuchsträger B5 besitzt aufgrund der Teflonfolie in der Fuge keine Adhäsionstragfähigkeit.

Nach dem Adhäsionsversagen wandert die Relativverschiebung bei den vorgespannten Trägern vom Trägerende in Richtung Lasteinleitung. Bei den schlaff bewehrten Versuchsträgern entwickelt sich der Verschiebungsverlauf von der Fugenabschnittsmitte zur Auflagerung und Lasteinleitung hin. Die Plastizierung der Bewehrung tritt bei ähnlichen Verschiebungen wie bei den Verbundkörpern ein. Beim Versuchsbalken B5 mit Teflonfolie in der Fuge ist der Verschiebungsverlauf über die Fugenabschnittslängen annähernd konstant. Bei den Versuchsbalken B4a und B7 mit verklebten Fugen plastiziert zuerst die Randbewehrung. Mit steigender Belastung nimmt die Relativverschiebung vom Trägerende zur Lasteinleitung hin zu. Dabei plastiziert zunächst die Mittengewehrung und zuletzt die Bewehrung im Bereich der Lasteinleitung. Mit dem Übergang der Fugenabschnitte des Balkens B5 in den plastischen Bereich wachsen die Randverschiebungen an und die Verläufe sind über die Fugenabschnittslängen nicht mehr konstant – diese nähern sich den Verläufen der verklebten Fugen an. Die größte plastische Fugenverschiebung tritt bei Versuchsbalken B7 (hochfester Fugenbewehrung) ein, diese ist um das 2,7-fache höher als bei Versuchsbalken B4a (Tabelle 7.6). Ein ähnliches Verhalten wurde auch bei den Verbundkörperversuchen beobachtet.

Bei den vorgespannten Balken ist der Verschiebungsverlauf nach dem Plastizieren der Fugenabschnitte über die Belastungsdauer ähnlich. Im Vergleich zur Relativverschiebung beim Versagen der Träger ist die Relativverschiebung beim Plastizieren der Bewehrung bei den vorgespannten Trägern mit normalfester Fugenbewehrung gering. Die größeren Verschiebungen treten erst bei höheren Laststufen auf. Der Trägerversuch B10 wurde abgebrochen, da sich die Zylinder aufgrund

der großen Durchbiegung des Trägers schiefgestellt hatten und eine Laststeigerung nicht mehr zu erwarten war.

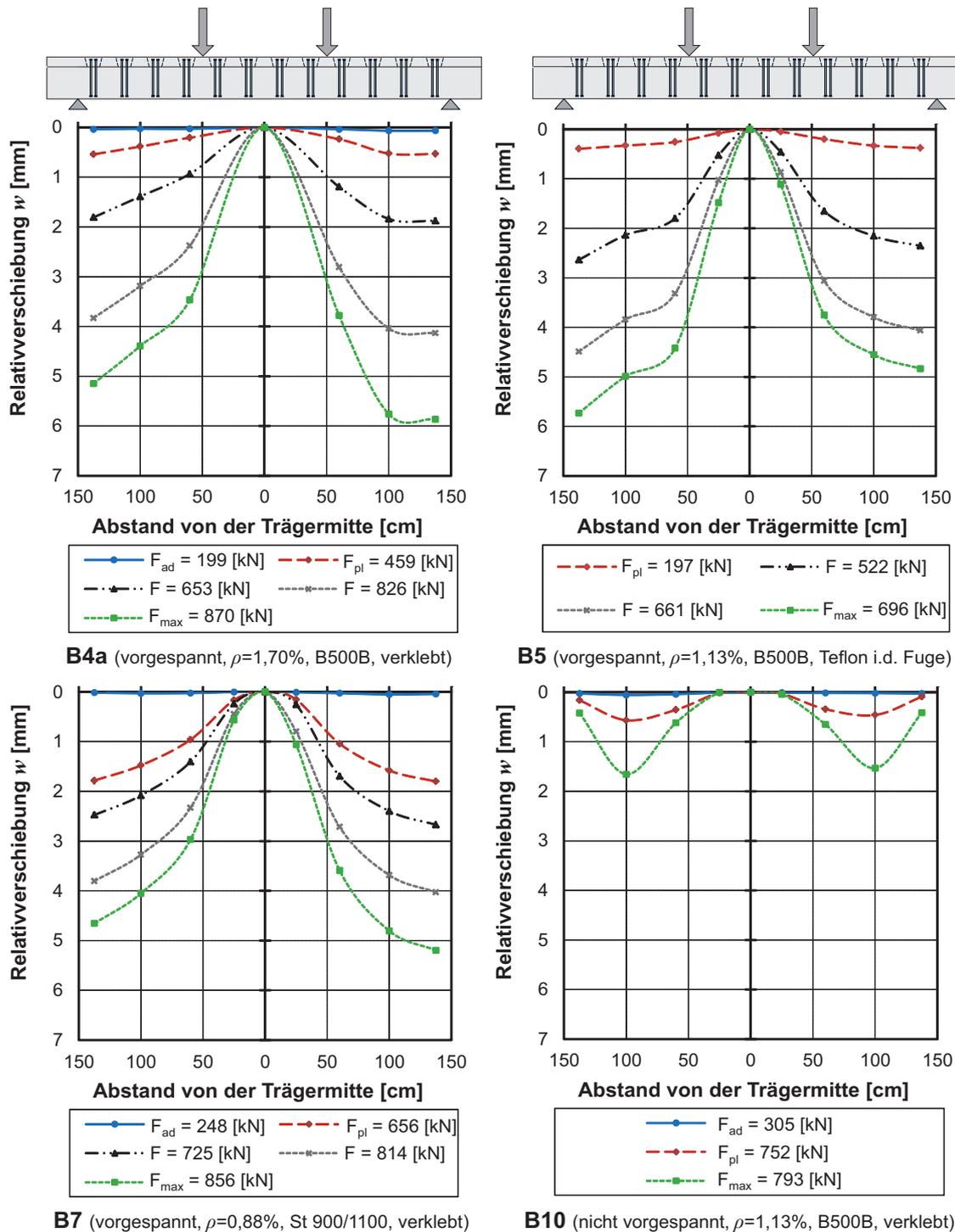


Bild 7.34: Fugenverschiebung über die Trägerlänge der Plattenbalken B4a, B5, B7 und B10

7.7.4 Fugenöffnung

Im vorherigen Abschnitt wurden die Verläufe der Relativverschiebungen der Plattenbalken B4a, B5, B7 und B10 über die Trägerlänge dargestellt und beurteilt. Von den Plattenbalken B4a, B7 und B10 werden nun in Bild 7.35 die Verläufe der Fugenöffnungen über die Trägerlänge bei identischen Laststufen gezeigt. Da der Fugenöffnungsverlauf von Versuchsträger B5 nicht relevant ist, weil die Fugenbewehrung ausschließlich über Dübelwirkung trug, werden anstatt der Ergebnisse dieses Balkens die Ergebnisse von Balken B6 mit einer Fugenbewehrung $\varnothing 20$ mm abgebildet. Aufgetragen sind wieder die Mittelwerte der jeweiligen Messachsen des linken und rechten Fugenabschnitts.

Wie im Bild 7.35 zu erkennen ist, treten im Bereich der Lasteinleitungen eine negative Fugenöffnungen auf. Diese resultieren aus der Betonstauchung des Plattenbalkens aufgrund der Belastung. Die Wegaufnehmer waren in einem Abstand von 45 mm (Bild 7.16) zur horizontalen Fuge befestigt, daher erfassten diese zusätzlich zur Fugenöffnung auch die Betonstauchung auf dieser Strecke.

Die Relativverschiebung der vorgespannten Träger ist im Bereich der Auflager am Größten (Bild 7.34). Daher wäre zu vermuten gewesen, dass in diesem Bereich auch die größte Fugenöffnung auftritt. Im Gegensatz dazu liegt das Maximum der Fugenöffnung in der Mitte der jeweiligen Fugenabschnitte. Offenbar wird die Fugenöffnung durch den Auflagerbereich beeinflusst. Bei dem schlaff bewehrten Träger treten die größte Fugenöffnungen ebenfalls in der Mitte der Fugenabschnitte auf, dort sind auch die Relativverschiebungen maximal.

Die gemessene Fugenöffnung in der Mitte des rechten Fugenabschnitts des Balkens B4a ist beim Plastizieren der Bewehrung mit $v_{pl,max} = 0,15$ mm etwas geringer als die mittlere Fugenöffnung der Verbundkörperversuche 5.1a-c (identischer Fugenbewehrungsparameter) mit $v_{pl,m} = 0,23$ mm. Die Fugenöffnung $v_{pl,max} = 0,17$ mm des Balkens B6 (linker Fugenabschnitt) entspricht in etwa der Fugenöffnung der Verbundkörperversuche 2.3c-d mit $v_{pl,m} = 0,16$ mm, die ebenfalls mit einer Fugenbewehrung $\varnothing 20$ mm und einem Fugenbewehrungsgrad $\rho = 1,57$ % ausgestattet waren. Die Fugenöffnung des linken Fugenabschnitts des schlaff bewehrten Versuchsbalkens B10 liegt mit $v_{pl,max} = 0,30$ mm in etwa um das Doppelte höher als die Fugenöffnungen der Versuchsbalken B4a und B6. Das muss durch das weichere Tragverhalten des schlaff bewehrten Balkens begründet sein. Die maximale Fugenöffnung beim Plastizieren des Fugenabschnitts besitzt der Versuchsbalken B7 mit hochfester Fugenbewehrung, diese beträgt $v_{pl,max} = 0,44$ mm (Verbundkörperversuche 4.1d,e mit hochfester Bewehrung $v_{pl,m} = 0,44$ mm). Allerdings ist auch die zugehörige Relativverschiebung des Fugenabschnitts im Vergleich zu den Klebefugen mit normalfester Fugenbewehrung um das 2,7-fache höher.

Die Fugenöffnungsverläufe der dargestellten Balken sind ähnlich. Hierbei spielt die Vorspannung der Balken eine nicht so große Rolle wie bei der Relativverschiebung. Weiterhin ist die maximale Differenz zwischen der Fugenöffnung in der Mitte des Fugenabschnitts zur Fugenöffnung am Rand bei dem schlaff bewehrten Balken größer als bei den vorgespannten Balken. Wie auch bei den Relativverschiebungs-Verläufen treten erst bei höheren Laststufen größere Fugenöffnungen auf. Die maximale Fugenöffnung beim Versagen der Plattenbalken tritt bei Versuchsbalken B6 mit $v = 1,08$ mm auf. Bei diesem ist auch die Fugenrelativverschiebung am Größten.

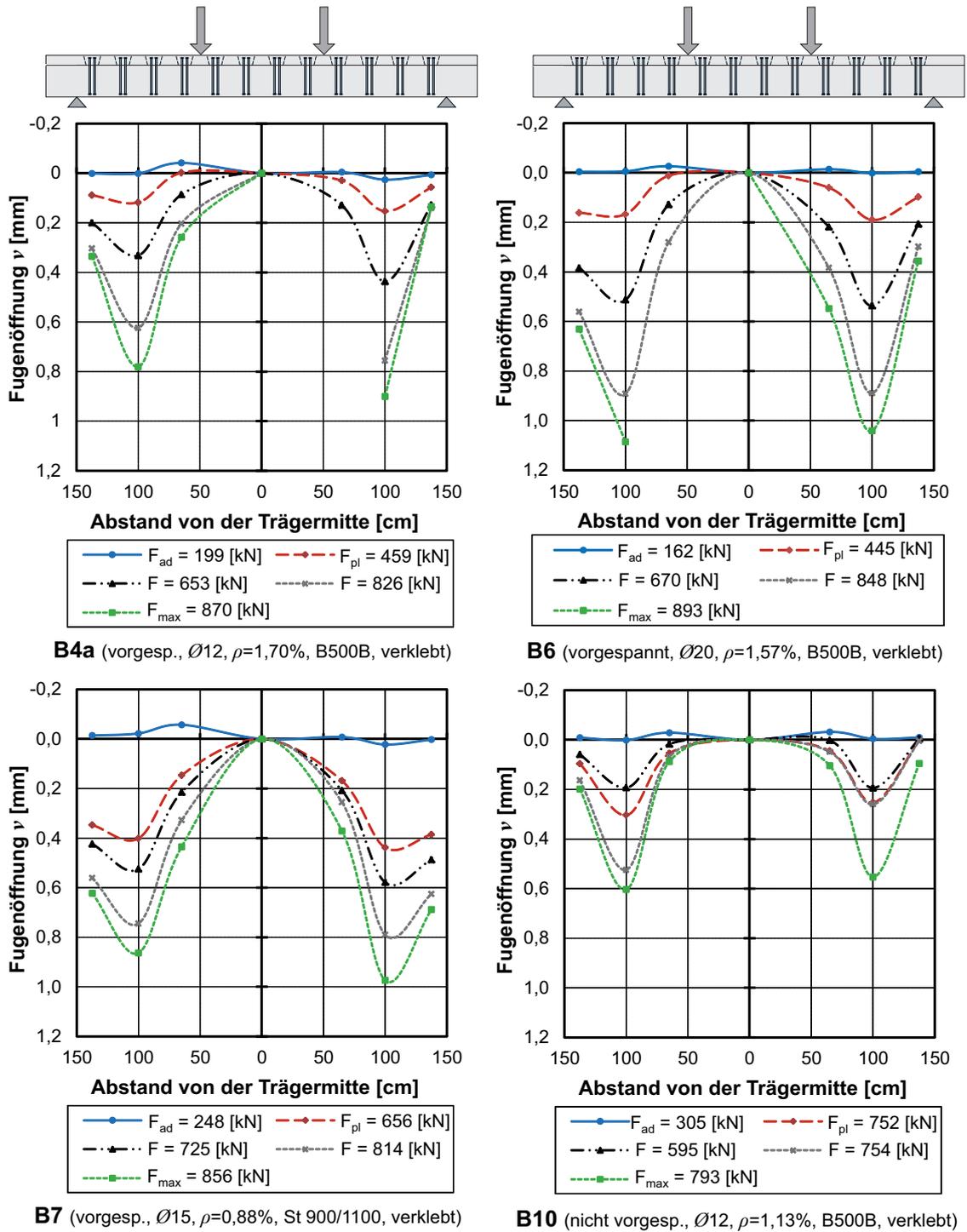


Bild 7.35: Fugenöffnung über die Trägerlänge der Plattenbalken B4a, B6, B7 und B10

7.7.5 Betondehnung

Im Abschnitt 7.7.3 wird das Relativverschiebungsverhalten der Fugen beurteilt. Dieses ist je nach Fugenparameter und aktiviertem Tragmechanismus der Fuge sehr unterschiedlich. Um die Auswirkungen der Fugennachgiebigkeit auf die Beanspruchung der Teilquerschnitte bewerten zu können, sind bei einigen Plattenbalken die Betondehnungen erfasst worden. Die Dehnungen wurden in einem Abstand von 62,5 cm zum rechten Auflager gemessen. Dabei waren die Dehnungsmesstreifen über die Querschnittshöhe verteilt an vier Messebenen mit jeweils zwei DMS pro Ebene platziert. Die Anordnung der DMS kann Bild 7.17 entnommen werden. In Bild 7.36 sind die Dehnungsverläufe der Plattenbalken B4a, B5, B6 und B7 und in Bild 7.37 der Dehnungsverlauf des Steges B14 über die Querschnittshöhe bei verschiedenen Laststufen abgebildet. Die dargestellten Punkte repräsentieren die Messebenen. Die Dehnungen wurden an der Plattenober- und Plattenunterseite, an der Stegunterseite und an den Seitenflächen des Stegs – 4,5 cm unterhalb der Stegobenseite – aufgenommen. Bei Balken B14 (Steg ohne Platten) wurden die Dehnungen an der Stegunterseite und an den Seitenflächen gemessen. Aufgetragen sind die Mittelwerte der zwei DMS pro Messebene.

Die Plattenbalken B4a, B5 und B6 waren mit normalfester Fugenbewehrung und der Plattenbalken B7 mit hochfester Fugenbewehrung ausgestattet. Die Fugen der Balken B4a, B6 und B7 wurden verklebt ausgeführt. Bei Plattenbalken B5 befand sich eine Teflonfolie in der Fuge. Der Durchmesser der Fugenbewehrung betrug bei Plattenbalken B4a und B5: 12 mm, B6: 20 mm und bei B7: 15 mm. Der Balken B14 wurde ohne Platten getestet, um das Tragverhalten der einzelnen Fügebauteile zu analysieren.

Die Dehnungen sind bei den Laststufen Adhäsionsversagen des rechten Fugenabschnitts, Plastizierung des rechten Fugenabschnitts und Bauteilversagen sowie bei Zwischenlaststufen – zum besseren Vergleich der Ergebnisse – in Bild 7.36 und Bild 7.37 aufgetragen. Bei Balken B4a und B6 ist zusätzlich der Dehnungsverlauf beim Plastizieren der Bewehrung der ersten Aussparung (Randaussparung) $F_{pl,1}$ gezeigt. Die Bewehrung des kompletten Fugenabschnitts plastiziert bei einer um etwa 20 % höheren Belastung F_{pl} . Beim Balken B5 plastiziert die Fugenbewehrung in allen Aussparungen etwa gleichzeitig. Beim Balken B7 mit hochfester Bewehrung und weicherem Tragverhalten konnte nur der Steifigkeitsverlust des kompletten Fugenabschnitts festgestellt werden.

Die Relativverschiebungsverläufe der Klebefugen (Abschnitt 7.7.2) zeigen, dass bei den verklebten Trägern bis zum Adhäsionsbruch nur sehr geringe Verschiebungen auftreten. Daraus resultiert ein annähernd monolithisches Tragverhalten der Plattenbalken. Dieses spiegeln auch die Dehnungsverläufe in Bild 7.36 wider, die annähernd denen eines monolithischen Plattenbalkens mit einem Nulldurchgang des Dehnungsverlaufs im Schwerpunkt des Querschnitts entsprechen.

Beim nicht verklebten Plattenbalken B5 kommt es zu einer Relativverschiebung der Fügebauteile von Belastungsbeginn an, da durch den fehlenden Haftverbund des RPC-Klebstoffs die Bewehrung sofort aktiviert wird (Sprung im Dehnungsverlauf in Höhe der Fuge in Bild 7.36). Die plastische Tragfähigkeit des Fugenabschnitts liegt etwa in der Größenordnung der Adhäsionstragfähigkeit der verklebten Fugenabschnitte.

Bei den verklebten Balken führt erst der Adhäsionsbruch zur Relativverschiebung der Füge­teile und zur Aktivierung der Bewehrung. Ab diesem Zeitpunkt stellt sich ebenfalls ein Tragverhalten zwischen monolithischem Plattenbalken und Zweibalkentragverhalten mit einem Dehnungssprung in der Fuge und mit Nulldurchgängen des Dehnungsverlaufs in der Platte und im Steg ein. Die Nullpunkte der Verläufe liegen bedingt durch die Fugensteifigkeit im Steg über dem Stegschwerpunkt und in der Platte unterhalb des Plattenschwerpunkts.

In den vorherigen Abschnitten wurde beim Vergleich der Mittendurchbiegungen und der Relativverschiebungen festgestellt, dass das Tragverhalten von Versuchsbalken B4a mit einer Fugenbewehrung \varnothing 12 mm dem Tragverhalten von Versuchsbalken B6 mit einer Fugenbewehrung \varnothing 20 mm ähnlich ist. Dies bestätigen auch die Dehnungsverläufe über die Querschnittshöhe. Bei beiden Trägern nehmen nach dem Adhäsionsbruch die Dehnungen der Teilquerschnitte zu. Die Bewehrungs­eisen der Randaussparungen plastizieren bei rund $F_{pl,1} = 375$ kN. Mit dem Plastizieren der Bewehrungsstäbe der mittleren Aussparungen bei etwa $F_{pl} = 460$ kN ist die plastische Tragfähigkeit der Fugenabschnitte erreicht. Die Druckstauchung der Steg­oberseite beträgt bei dieser Belastung in etwa 0,5 ‰. Beim Plattenbalken B5 ist die plastische Tragfähigkeit des Fugenabschnitts schon bei $F_{pl} = 199$ kN erreicht. Hier beträgt die Druckstauchung der Steg­oberseite 0,2 ‰. Mit steigender Beanspruchung nimmt die Stauchung zu. Beim Erreichen der Laststufe 450 kN nimmt diese den Wert 0,8 ‰ an und ist somit um 60 % größer als die Druckstauchung beim Plastizieren der Fugenabschnitte von Plattenbalken B4a und B6. Bei diesen Balken steigen nach dem Plastizieren der Fugenabschnitte die Betondehnungen ebenfalls deutlich an.

Im Vergleich zu den Balken B4a und B6 ist beim Balken B7 mit hochfester Fugenbewehrung die Betondruckstauchung beim Plastizieren des Fugenabschnitts mit 1,0 ‰ um das Doppelte größer, die Belastung mit $F_{pl} = 656$ kN ist hingegen nur um etwa 40 % höher. Bei der hochfesten Fugenbewehrung ist eine größere Fugenverschiebung nötig, um die volle Tragfähigkeit der Verbindungsmittel zu aktivieren. Diese führt zu einer höheren Beanspruchung der Teilquerschnitte.

Die Plattenbalken wurden so konzipiert, dass diese beim Plastizieren der Fugen im ungerissenen Zustand verbleiben sollten. Die rechnerische Stauchung des Stegs mit einer konservativen Annahme der Kriech- und Schwindverluste von 15 % beträgt zum Prüfzeitpunkt 1,0 ‰. Somit ist unter der Berücksichtigung der Dehnung bis zum Aufreißen des Querschnitts eine rechnerische Zugdehnung von 1,3 ‰ an der Stelle der maximalen Beanspruchung (100 cm vom Auflager entfernt) möglich. Die Dehnungsmessung erfolgte im Abstand von 62,5 cm vom Auflager. An dieser Stelle beträgt die maximal mögliche Dehnung für den ungerissenen Zustand 0,8 ‰. Die gemessenen Dehnungen der Plattenbalken mit normalfester Fugenbewehrung liegen beim Plastizieren der Fugenabschnitte unter diesem Wert. Die Zugdehnung des Plattenbalkens B7 mit hochfester Fugenbewehrung und weicherem Fugenverhalten liegt bei 1,3 ‰. Bei dieser Dehnung ist davon auszugehen, dass Risse beim Plastizieren der Fugenabschnitte vorhanden waren. Da der Dehnungsverlauf bei diesem Lastniveau noch annähernd linear verläuft (auch die Dehnungsverläufe in Bild 7.38 von Balken B4c und B14 sind bei weitaus größeren Zugdehnungen linear) ist davon auszugehen, dass nur kleine Risse vorhanden waren und der Balken sich noch annähernd linear elastisch verhalten hat.

Die Betondruckstauchung der Steg­oberseite ist beim Bauteilversagen von Plattenbalken B7 mit hochfester Bewehrung bedingt durch die höhere Nachgiebigkeit der Verbundfuge im Vergleich

zum Plattenbalken B4a mit normalfester Bewehrung größer. Die Relativverschiebung beim Bauteilversagen der dargestellten Plattenbalken ist bei Balken B6 maximal. Dadurch ist auch die Betondruckstauchung des Stegs maximal. Im Vergleich zu den Plattenbalken besitzt der Steg B14 durch die fehlenden Platten ein deutlich geringeres Lastverformungsverhalten (Bild 7.20). Bei der Maximallast $F_{\max} = 474$ kN beträgt die Druckstauchung 1,5 ‰ (Bild 7.37). Damit ist diese, bei gleichem Lastniveau, um das 3-fache größer als die Druckstauchung der Balken B4a und B6 sowie um das 1,6-fache größer als die Druckstauchung des Balkens B5.

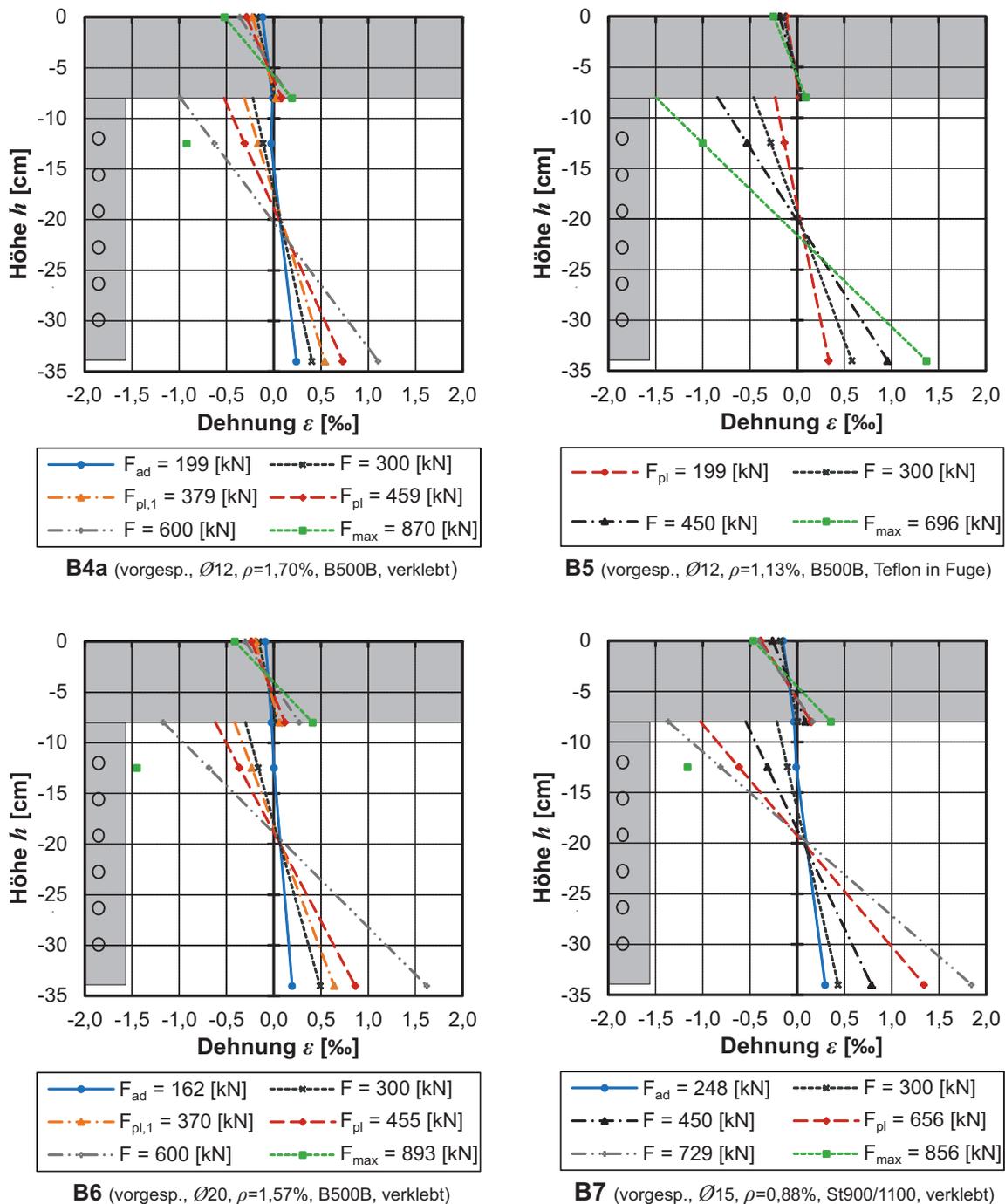


Bild 7.36: Betondehnungen über die Querschnittshöhe der Plattenbalken B4a, B5, B6 und B7

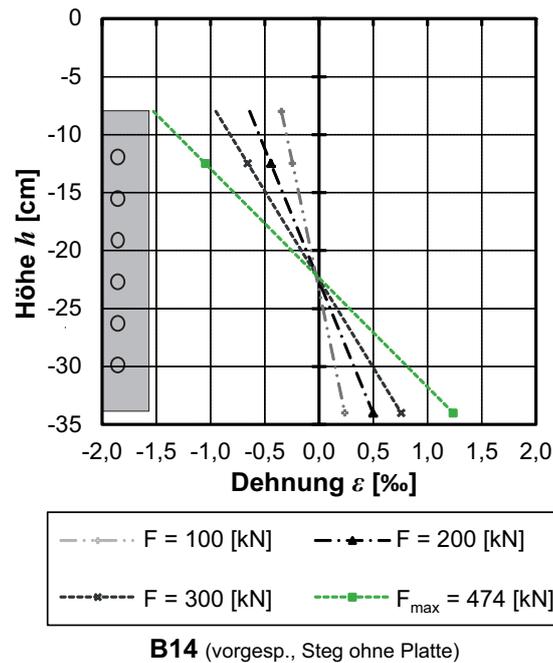


Bild 7.37: Betondehnungen über die Querschnittshöhe des Plattenbalkens B14

7.7.6 Litzendehnung

Neben den Betondehnungen wurden bei einigen Plattenbalken auch die Litzendehnungen über die Querschnittshöhe erfasst. Die Messung der Litzendehnungen sollte vorwiegend zur Ermittlung der Zugkraft im Steg der nicht vorgespannten Plattenbalken B9 und B10 dienen. Bei diesen Plattenbalken ist die Dehnungsmessung allerdings vorzeitig, bei einer Dehnung von 1,3 ‰ (vgl. Anlage B), ausgefallen, sodass die Messung zur Bestimmung der Stegzugkraft nicht verwertbar ist. Bei den Balken B4c, B7, B12 und B14 konnten die Litzendehnungen über den kompletten Belastungsbereich aufgezeichnet werden. Die Litzendehnungen und die sich daraus ergebenden Spannungsverläufe dieser Balken sind in Bild 7.38 dargestellt.

Die Fügeile des vorgespannten Plattenbalkens B4c mit normalfester Fugenbewehrung und des Plattenbalkens B7 mit hochfester Fugenbewehrung wurden mit RPC-Klebstoff verklebt. Der Balken B14 war ebenfalls vorgespannt, hatte jedoch ebenso wie der schlaff bewehrte Balken B12 keine Platten.

Die Litzendehnungen wurden in einem Abstand von 87,5 cm vom linken Auflager – Mitte der Aussparung VL4 und Lage der Stoßfuge der Rand- und Mittenplatte – gemessen (Bild 7.17). Dabei wurden bei zwei bzw. vier der äußeren Litzen der Seite B (Einfüllseite) jeweils auf die Ober- und Unterseite der Litze ein Dehnungsmessstreifen in Drahrichtung aufgeklebt (Bild 7.11, rechts). Die Anordnung der DMS kann ebenfalls Bild 7.17 (Detail B-B) entnommen werden.

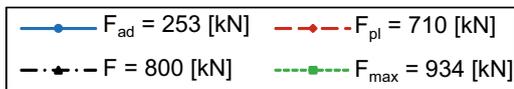
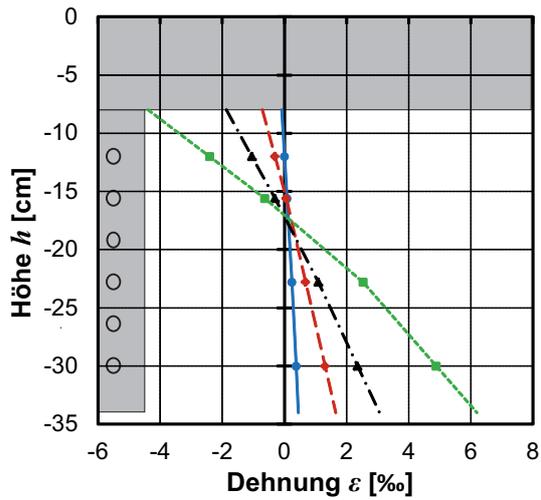
Der Mittelwert der zwei DMS pro Litze ist in Bild 7.38 mit einem Punkt dargestellt. Der Dehnungsverlauf über die Steghöhe wurde zwischen den Punkten linear inter- bzw. extrapoliert. Da die DMS in Drahrichtung aufgeklebt waren, mussten die Messergebnisse mit dem im Abschnitt 7.4.3 angegebenen Faktor korrigiert werden, um die Litzendehnung in Krafrichtung zu erhalten.

Wie bereits bei der Betondehnungsmessung in Abschnitt 7.7.5 festgestellt wurde, entspricht der Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe der mit RPC-Klebstoff verklebten Plattenbalken bis zum Adhäsionsbruch annähernd dem Dehnungsverlauf eines monolithischen Plattenbalkens. Dies bestätigt auch der mittels Litzendehnungen berechnete Dehnungsverlauf des Plattenbalkens B4c in Bild 7.38. Bei diesem Balken beträgt die Druckstauchung beim Plastizieren des Fugenabschnitts an der Stegobenseite 0,7 ‰. Diese Stauchung wurde in einem Abstand von 87,5 cm vom Auflager gemessen. Bezieht man die Stauchung auf den gleichen Auflagerabstand wie bei der Betondehnungsmessung im Abschnitt 7.7.5 (62,5 cm vom Auflager), dann beträgt diese 0,5 ‰ und entspricht somit der Stauchung des Plattenbalkens B4a, die bei der Betondehnungsmessung ermittelt wurde. Allerdings ist die zugehörige Belastung des Balkens B4c um 55 % größer. Der Sachverhalt, dass trotz der größeren Belastung die Dehnung gleich ist, muss an der raueren Fugenoberfläche dieses Balkens liegen (Bild 7.13). Wie aus der Kraft-Durchbiegungs-Beziehung in Bild 7.25 hervorgeht, weist der Plattenbalken B4c bis zum Plastizieren der Bewehrung auch ein annähernd linear-elastisches Tragverhalten auf.

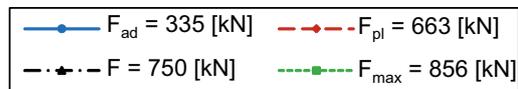
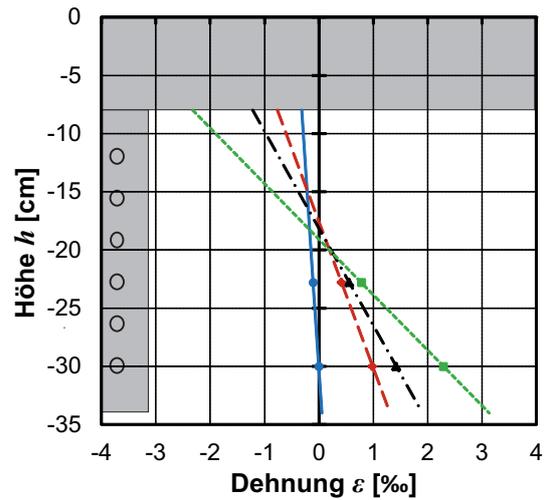
Beim Plattenbalken B7 mit hochfester Bewehrung ist die Dehnung beim Adhäsionsversagen an der Stegunterseite annähernd Null. An der Stegobenseite hingegen ist eine Druckstauchung in Höhe von 0,3 ‰ vorhanden. Dieser Verlauf weicht stark vom Dehnungsverlauf des Monolithen ab, der bei der Betondehnungsmessung (Abschnitt 7.7.5) am rechten Fugenabschnitt dieses Balkens ermittelt wurde, und ist nur durch einen Messfehler zu erklären. Auch beim Plastizieren des Fugenabschnitts beträgt die auf den Auflagerabstand von 62,5 cm bezogene Dehnung nur 0,5 ‰. Dieser Wert erscheint nicht realistisch, da die Stauchung in einem Bereich liegt, die bei der Betondehnungsmessung bei normalfester Fugenbewehrung (z. B. bei Balken B4a) festgestellt wurde. Das bestätigt auch die Betondehnungsmessung des rechten Fugenabschnitts dieses Balkens, die im Vergleich zum linken Fugenabschnitt eine doppelt so hohe Betonstauchung bei annähernd gleicher Last ergab.

Die anhand von Messungen an den Litzen festgestellten Dehnungsverläufe über die Querschnittshöhe in Bild 7.38 des Stegs B14 entsprechen den Verläufen in Bild 7.37, die durch Messungen der Betondehnungen ermittelt wurden. Bezieht man die Werte der Betonstauchungen an der Stegobenseite bei $F_{\max} = 474 \text{ kN}$ und $F = 300 \text{ kN}$ aus Bild 7.38 auf einen Auflagerabstand von 62,5 cm, dann betragen diese 1,8 ‰ bzw. 1,0 ‰ und entsprechen damit in etwa den Werten die mittels Messung der Betondehnungen festgestellt worden sind. Erste Risse im Balken müssen bei ca. 300 kN aufgetreten sein, weil der Balken bei dieser Belastung etwas an Steifigkeit verliert. Da der Dehnungsverlauf des Stegs bei $F_{\max} = 474 \text{ kN}$ annähernd linear ist (Bild 7.38), kann davon ausgegangen werden, dass bei der zugehörigen Zugdehnung am unteren Querschnittsrand von 2,9 ‰ nur kleine Risse vorhanden waren. Der Dehnungsverlauf des Plattenbalkens B4c ist ebenfalls bei einer Zugdehnung am unteren Querschnittsrand von 3,1 ‰ und einem Lastniveau von 800 kN annähernd linear. Visuell konnten bei diesen Laststufen bei beiden Balken keine Risse festgestellt werden.

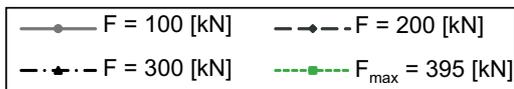
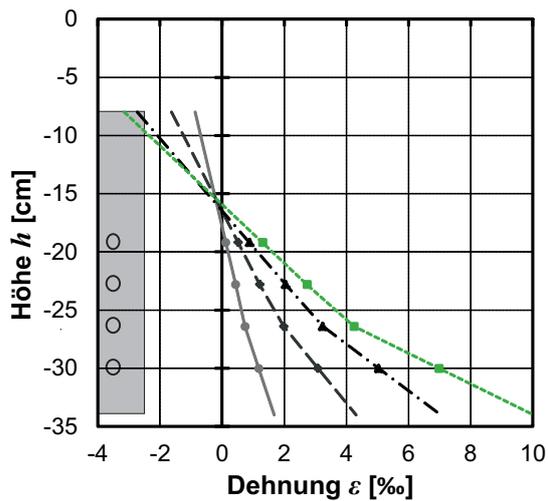
Beim nicht vorgespannten Steg B12 ohne Platten sind die Dehnungsverläufe nichtlinear. Dieser Balken reißt beim Erreichen des Rissmomentes auf, was an der überproportionalen Dehnungszunahme der unteren beiden Litzen zu erkennen ist. Die Druckstauchung an der Stegobenseite beim Versagen der Druckzone des Balkens mit 3,2 ‰ ist um etwa 30 % höher als die Stauchung des vorgespannten Balkens B14 mit 2,5 ‰.



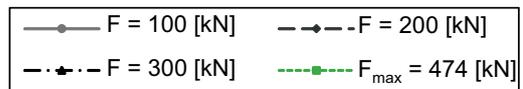
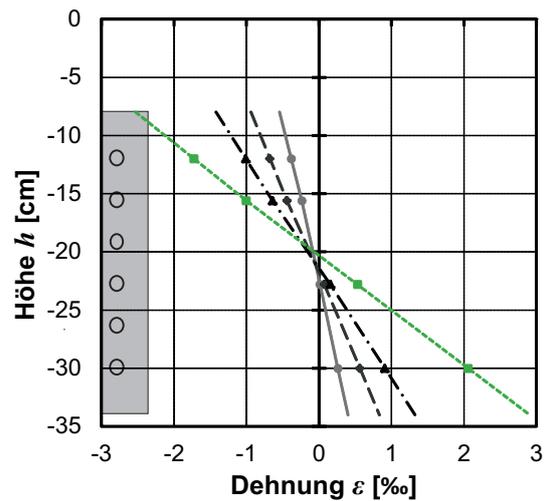
B4c (vorgesp., $\varnothing 12$, $\rho = 1,70\%$, B500B, verklebt)



B7 (vorgesp., $\varnothing 15$, $\rho = 0,88\%$, St900/1100, verklebt)



B12 (nicht vorgesp., Steg ohne Platte)



B14 (vorgesp., Steg ohne Platte)

Bild 7.38: Litzendehnungen der Plattenbalken B4c, B7, B12 und B14

7.7.7 Dehnung der Fugenbewehrung

Die Dehnungen der Fugenbewehrung wurden ebenfalls über die Fugenlänge aufgenommen. Dazu waren die Bewehrungsstäbe einiger Versuchsbalken mit DMS bestückt. Es kamen herkömmliche DMS und Bolzen-DMS zum Einsatz. Die Fugenbewehrung des rechten Fugenabschnitts war mit herkömmlichen DMS und die Fugenbewehrung des linken Fugenabschnitts mit Bolzen-DMS ausgestattet, außer bei Plattenbalken B6 (die Bewehrung des rechten Fugenabschnitts hatte herkömmliche und Bolzen-DMS). Pro Aussparung enthielt jeweils nur ein Bewehrungsstab ein oder mehrere DMS. Die meisten Bewehrungsstäbe mit herkömmlichen DMS waren mit sechs DMS bestückt. Diese waren über drei Messebenen gegenüberliegend angeordnet, um die Druck- und Zugdehnungen des Bewehrungsstabes zu erfassen. Die DMS hatten vom Auflager zur Lasteinleitung folgende Bezeichnungen: DMS der Aussparung VR1: S1 - S6, VR2: S7 - S12, VR3: S13 - S18, VR4: S19 - S24. Die Bewehrungsstäbe mit Bolzen-DMS enthielten immer nur einen DMS und hatten vom Auflager zur Lasteinleitung folgende Bezeichnungen: DMS der Aussparung VL1: S25, VL2: S26, VL3: S27, VL4: S28. Die herkömmlichen DMS waren in einem Abstand von $0,25 \varnothing$ (Messebene 1), $1,0 \varnothing$ (Messebene 2) und $2,0 \varnothing$ (Messebene 3) von der Fuge entfernt im Steg platziert. Die Bolzen-DMS waren in der Fugenmitte angeordnet. Weitere Details zur Dehnungsmessung können Abschnitt 7.6, Bild 7.17 und Bild 7.18 entnommen werden.

In den nachfolgenden Bildern mit vier Diagrammen sind die Dehnungsverläufe der DMS-Messungen mit herkömmlichen DMS im rechten Fugenabschnitt über die Zylinderkraft F (Summe der beiden Kräfte der Hydraulikzylinder) aufgetragen. Jedes Diagramm zeigt die Dehnungen eines Bewehrungsstabes. Die DMS eines Strichtyps und einer Farbe befanden sich in einer Messebene auf der Vorderseite (heller Farbton) und auf der Rückseite (dunkler Farbton) des Bewehrungsstabes. Die Rückseite des Bewehrungsstabes ist zum Auflager und die Vorderseite zur Lasteinleitung zeigend definiert. In den Bildern mit einem Diagramm sind die Dehnungen der vier Fugenbewehrungsstäbe mit Bolzen-DMS des linken Fugenabschnitts dargestellt.

Bild 7.39 zeigt die Dehnungen der herkömmlichen DMS über die Höhe der Bewehrungsstäbe des Plattenbalkens B5 mit Teflonfolie in der Fuge der Aussparungen VR1, VR2, VR3 und VR4 des rechten Fugenabschnitts. Durch den nicht vorhandenen Haftverbund tritt die Fugenrelativverschiebung von Belastungsbeginn an auf (Bild 7.34) und die Bewehrungsstäbe werden aktiviert. Die Dehnungsverläufe zeigen eindeutig, dass die Bewehrungsstäbe durch die fehlende Rauigkeit der Fuge vorwiegend auf Biegung beansprucht werden. Bei dem Versuchsbalken B5 ist die Fugenrelativverschiebung über die Fugenabschnittslängen annähernd gleichmäßig, wobei die größte Fugenverschiebung am Auflager (S1 - S6) und die geringste Fugenverschiebung zur Lasteinleitungsstelle hin auftritt (S19 - S24).

Die Dehnungen des Bewehrungsstabes der Aussparung VR1 (S1 - S6) sind im Vergleich zu den anderen Bewehrungsstäben am geringsten. Allerdings tritt dort die größte Relativverschiebung auf und die Dehnungen müssten maximal sein. Da die Dehnungsverläufe grundsätzlich stimmen, kann davon ausgegangen werden, dass entweder der Bewehrungsstab in der Höhenlage verrutschte oder ein Messfehler auftrat. Die Dehnungen der Messebene 1 nehmen bis etwa 140 kN proportional zu. Anschließend steigen die Dehnungen des DMS S2 auf der Druckseite des Bewehrungsstabes überproportional an und auf der Zugseite gehen die Dehnungen des DMS S1 zurück, der DMS war zu diesem Zeitpunkt offenbar ausgefallen. Beim DMS S4 der Messebene 2 ist ein proportionaler

Zuwachs der Dehnungen bis etwa 170 kN und danach ein annähernd konstanter Dehnungsverlauf feststellbar. Die Steigungen der Dehnungsverläufe der DMS S5 und S6 der Messebene 3 nehmen bei etwa 170 kN ab.

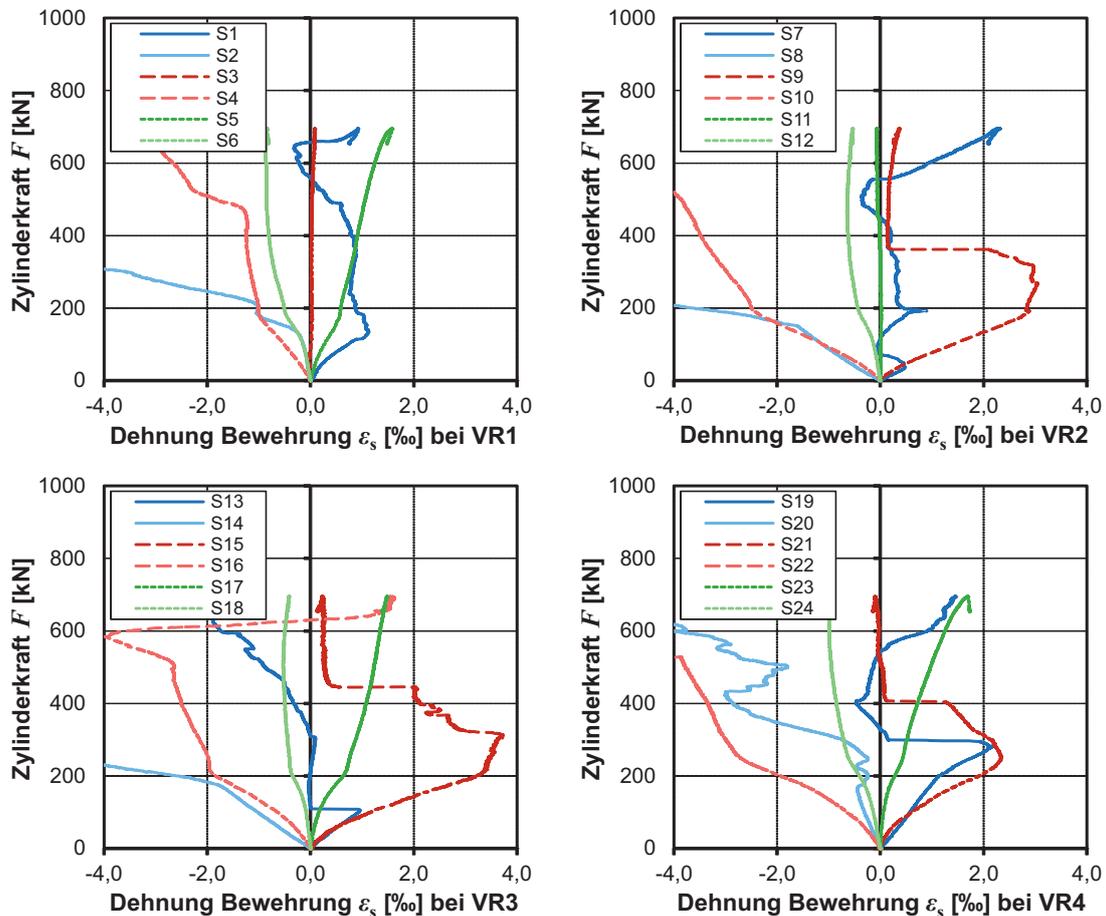


Bild 7.39: Dehnungen über die Höhe der Fugenbewehrung des Plattenbalkens B5

Die Dehnungsverläufe der Bewehrungsstäbe der mittleren Aussparungen VR2 (S7 - S12) und VR3 (S13 - S18) sind ähnlich. Die Dehnungen der DMS der Messebene 2 (S9, S10, S15 und S16) verlaufen bis zu einer Versuchslast von in etwa 200 kN linear. Bei dieser Belastung betragen die Dehnungen von DMS S9 und S15 ca. 3 %, was der Fließdehnung der Bewehrung entspricht (vgl. Bild 7.9), und von DMS S10 und S16 ca. -2 %. Da die Beträge der Dehnungen von DMS S9 und S10 bzw. S15 und S16 unterschiedlich sind, erfahren die Bewehrungsstäbe zusätzlich zur Biegebeanspruchung eine geringe Normalkraftbeanspruchung. Ab ca. 200 kN verringert sich der Dehnungsanstieg der DMS der Messebenen 2 und 3. Die Verläufe der DMS S8 und S14 der Messebene 1 entsprechen dem Verlauf von DMS S2, wobei der überproportionale Anstieg der Dehnungen bei DMS S8 bei ca. 170 kN und bei DMS S14 bei ca. 180 kN auftritt. In der Messebene 3 verändert sich wieder der Dehnungsverlauf bei 170 kN. Die DMS S7 und S13 auf der Zugseite der Bewehrungsstäbe fielen relativ früh aus.

Die Dehnungen des Bewehrungsstabs der Aussparung VR4 sind wie beim Bewehrungsstab der Aussparung VR1 ebenfalls niedriger als die Dehnungen der Bewehrungsstäbe von den mittleren Aussparungen (VR2 und VR3). Die Bewehrungsstäbe der Aussparung VR4 erfahren zwar eine geringere Relativverschiebung als die Bewehrungsstäbe der mittleren Aussparungen und der

Randaussparung (Bild 7.34), dies kann jedoch nicht der Grund dafür sein, dass die DMS bei niedrigeren Dehnungen als der Fließdehnung ausfallen bzw. der Dehnungszuwachs zurückgeht. Dies muss eher an einem der zuvor beim Bewehrungsstab der Aussparung VR1 beschriebenen Gründe liegen. Die Dehnungszunahme ist erst ab einer Belastung von etwa 220 kN nicht mehr proportional. Das deutet darauf hin, dass der Bewehrungsstab bedingt durch die geringere Relativverschiebung bei dieser Aussparung erst bei einem höheren Lastniveau plastiziert.

Bei einer Belastung von ca. 170 kN verändert sich (wie vorab beschrieben) der Dehnungsverlauf von einigen DMS der Aussparungen VR1, VR2 und VR3. Vor allem die überproportionale Dehnungszunahme der DMS der Messebene 1 auf der Druckseite deutet darauf hin, dass die Bewehrungsstäbe bei dieser Belastung plastizieren. Auch der Balken verliert ab diesem Lastniveau etwas an Steifigkeit (Bild 7.21). Die plastische Fugentragfähigkeit ist bei ca. 200 kN erreicht. Wie aus den Dehnungsverläufen ersichtlich wird, werden die Bewehrungsstäbe auf Biegung beansprucht. Die maximale Biegebeanspruchung muss zwischen der Messebene 1 und 2 aufgetreten sein, weil bei der überproportionalen Dehnungszunahme der DMS S8 und S14 (Messebene 1) die Dehnungen der DMS S9 und S15 (Messebene 2) noch unterhalb der Fließdehnung der Bewehrungsstäbe liegen. Bei einer geringfügig höheren Belastung erreichen die Dehnungen der DMS der Messebene 2 die Fließdehnung. Die maximale Biegebeanspruchung muss somit in der Nähe der Messebene 2, in einem Abstand von etwa einem Fugenbewehrungsdurchmesser entfernt von der Fuge, liegen. Mit zunehmender Belastung verringert sich der Dehnungszuwachs der Messebene 2 erheblich und die Dehnungen der Messebene 1 nehmen überproportional zu. Die Bewehrungsstäbe plastizieren aufgrund der Schubbeanspruchung im Fugenbereich. Bei den Verbundkörperversuchen mit normalfestem Stahl B500B wurde ein ähnliches Tragverhalten der Bewehrung beobachtet.

Mit dem Plattenbalken B6 wurde der Einfluss des Bewehrungsdurchmessers auf das Trag- und Verformungsverhalten untersucht. Die Aussparungen dieses Balkens enthielten jeweils einen Bewehrungsstab $\varnothing 20$ mm. Aufgrund des größeren Durchmessers war es möglich, die Stäbe mit normalen DMS und mit Bolzen-DMS auszustatten (Bild 7.18). Dadurch konnte die Biege- und die Normalkraftbeanspruchung gleichzeitig an einem Stab gemessen werden. Die Dehnungen der vier Bewehrungsstäbe des rechten Fugenabschnitts wurden aufgezeichnet. Die Kurvenverläufe der herkömmlichen DMS sind in Bild 7.40 und die Kurvenverläufe der Bolzen-DMS sind in Bild 7.41 dargestellt. Die Fügeile dieses Plattenbalkens wurden mit RPC-Klebstoff verklebt. Wie in Abschnitt 7.7.3 beschrieben, treten deswegen bis zum Versagen des Haftverbundes nur geringfügige Relativverschiebungen auf. Auch die Dehnungen der Fugenbewehrungen sind bis zum Adhäsionsbruch annähernd Null. Das Adhäsionsversagen des Fugenabschnitts beginnt am Auflager und setzt sich zur Lasteinleitung hin fort. Die DMS S1 und S7 der ersten Messebene der Bewehrungsstäbe der Aussparung VR1 und VR2 zeichneten bei etwa 160 kN einen Dehnungssprung auf, der durch den Adhäsionsbruch hervorgerufen wurde. Die Dehnungen der DMS S13 und S19 der ersten Messebene (Bewehrungsstäbe der Aussparungen VR3 und VR4) steigen ab ca. 160 kN bzw. ab ca. 200 kN kontinuierlich an.

Wie in Bild 7.40 zu erkennen ist, sind die Dehnungen des Bewehrungsstabs der Aussparung VR1 am geringsten. Da dieser Stab jedoch die größte Verschiebung erfährt, müssten die Dehnungen eigentlich maximal sein. Hier muss ebenfalls wie bei der Dehnungsmessung am Bewehrungsstab der Aussparung VR1 des Versuchsbalkens B5 ein Messfehler aufgetreten sein. Der grundsätzliche

Dehnungsverlauf stimmt jedoch. Der Verlauf des Bolzen-DMS S25 des entsprechenden Stabes bei VR1 steigt nach dem Adhäsionsbruch bis etwa 300 kN ($\varepsilon_s = 2,5\%$) linear an und nimmt danach überproportional zu. Der herkömmliche DMS S3 fällt bei dieser Belastung aus. Der Bewehrungsstab kommt somit ab dieser Versuchslast ins Fließen.

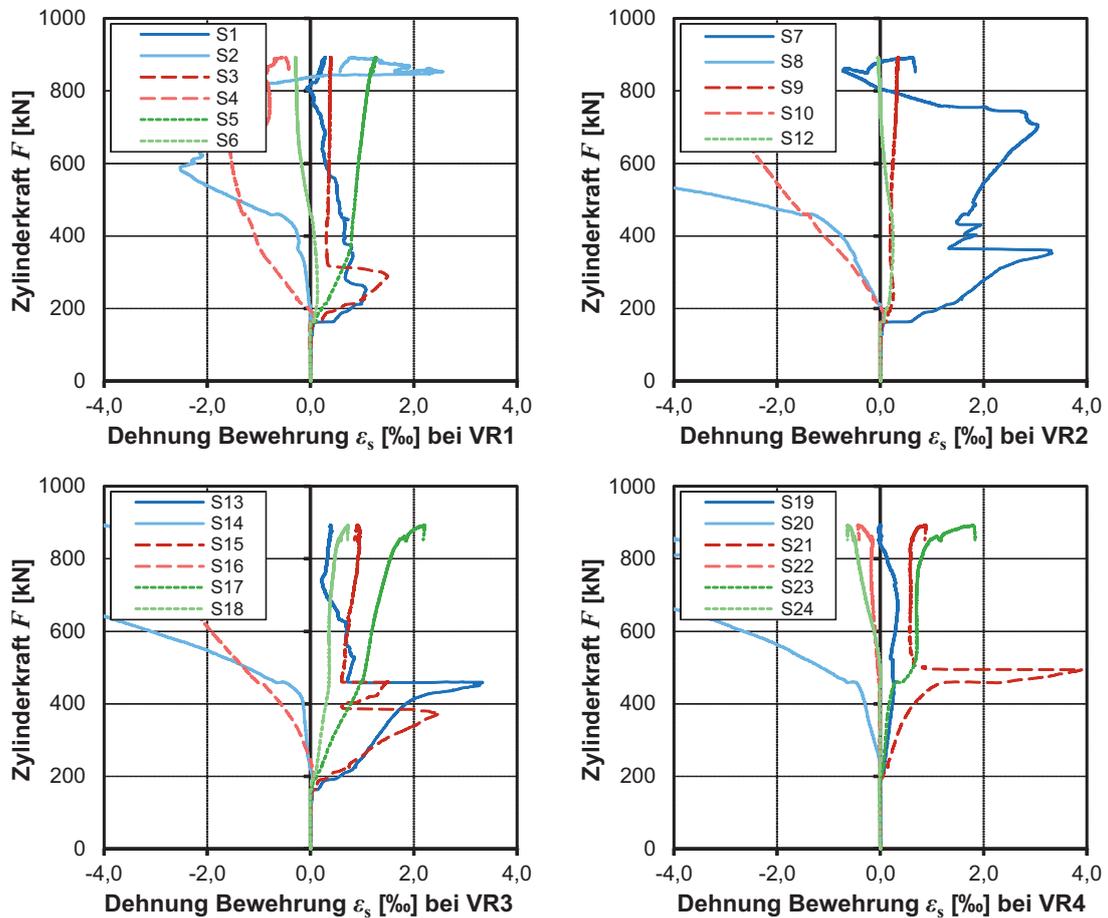


Bild 7.40: Dehnungen über die Höhe der Fugenbewehrung des Plattenbalkens B6

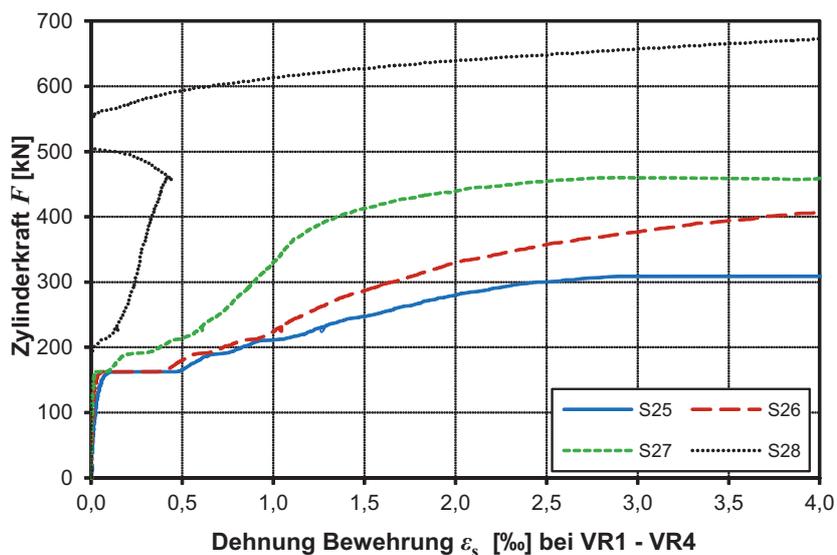


Bild 7.41: Dehnungen in der Fugenmitte der Fugenbewehrung des Plattenbalkens B6

Die Stäbe der anderen Aussparungen haben bei diesem Lastniveau noch nicht die Fließgrenze erreicht. Die Dehnungen der Bolzen-DMS S26 und S27 der Aussparungen VR2 und VR3 nehmen bis $\varepsilon_s = 2,0 \text{ ‰}$ (330 kN) und bis $\varepsilon_s = 1,5 \text{ ‰}$ (410 kN) proportional zu. Die Fließdehnung der Bewehrung in Höhe von $3,0 \text{ ‰}$ (Bild 7.9) wird von diesen DMS bei ca. 370 kN bzw. 460 kN erreicht. Bei diesen Lastniveaus beträgt die Dehnung der DMS S7 und S13 der Stäbe der Aussparungen VR2 und VR3 auch $3,0 \text{ ‰}$. Mit dem Plastizieren des Bewehrungsstabs der Aussparung VR3 bei einer Belastung von ca. 460 kN ist die plastische Tragfähigkeit des Fugenabschnitts erreicht. Dies ist auch am Steifigkeitsverlust des Plattenbalkens in Bild 7.22 zu erkennen. Bei dieser Belastung nehmen die Dehnungen des Bewehrungsstabs der Aussparung VR4 überproportional zu (Bild 7.40 und Bild 7.41) und der Stab kommt ins Fließen.

Die größten Biegebeanspruchungen erfahren die Bewehrungsstäbe in einem Abstand von ca. einem Fugenbewehrungsdurchmesser (Messebene 2) von der Fugenfläche. Dies ist am Verlauf des DMS S13 und S15 zu erkennen. Bei etwa 400 kN nehmen die Dehnungen des DMS S13 der Messebene 1 stark zu, d. h. der Stab beginnt zu fließen. Wenn man den Dehnungsverlauf des DMS S15 (dieser fällt bei ca. 390 kN aus) bis 400 kN extrapoliert, dann beträgt dessen Dehnung annähernd $3,0 \text{ ‰}$, was der Fließdehnung entspricht. Die Dehnung des DMS S17 der Messebene 3 liegt bei dieser Belastung bei nur $0,8 \text{ ‰}$. Demnach muss die maximale Beanspruchung in etwa in der Höhe der Messebene 2 aufgetreten sein. Auch bei den Verbundkörperversuchen wurde die maximale Biegebeanspruchung in einem Abstand von ca. einem Fugenbewehrungsdurchmesser von der Fugenfläche ermittelt. Die Bewehrungsstäbe plastizieren wie beim Balken B5 nicht durch die Biegebeanspruchung sondern durch die Schubbeanspruchung im direkten Fugenbereich.

Die Bolzen-DMS der Bewehrungsstäbe befanden sich mittig im Querschnitt und mittig in der Fuge. Somit konnte die Normalkraftbeanspruchung der Bewehrungsstäbe direkt aufgezeichnet werden. Die Dehnungen der Bolzen-DMS der Aussparungen VR1, VR2 und VR3 steigen nach dem Adhäsionsbruch zunächst linear an. Die überproportionale Zunahme der Dehnungen, die das Plastizieren der Bewehrungsstäbe kennzeichnet, liegt zwischen $1,5$ und $2,5 \text{ ‰}$ (Bild 7.41). Da die Fließdehnung der Bewehrung ca. $3,0 \text{ ‰}$ beträgt, erfahren die Stäbe eine Normalkraftbeanspruchung durch die Klemmwirkung in Höhe von mindestens 50 ‰ . Auch bei den Verbundkörperversuchen wurde eine Normalkraftbeanspruchung in dieser Größenordnung festgestellt.

In Bild 7.42 sind die Dehnungen der herkömmlichen DMS und in Bild 7.43 die Dehnungen der Bolzen-DMS der Fugenbewehrung $\varnothing 12 \text{ mm}$ des monolithischen Plattenbalkens B9 abgebildet. Dieser Plattenbalken wurde durchgängig ohne Fuge betoniert. Die Lage der DMS entspricht der Lage der DMS der gefügten Plattenbalken und kann Bild 7.17 und Bild 7.18 entnommen werden. Die Bewehrungsstäbe mit normalen DMS befanden sich wieder auf der rechten Seite und die Bewehrungsstäbe mit Bolzen-DMS auf der linken Seite des Balkens. Nachfolgend wird bei der Bezeichnung der Bewehrungsstäbe auf die Nummerierung der Aussparungen Bezug genommen, weil die Bewehrungsstäbe im gleichen Abstand (25 cm) wie bei den verklebten Balken angeordnet waren. Der Balken hatte jedoch keine Aussparungen.

Die DMS S1 bis S6 bei VR1 zeichnen bis zum Abbruch des Versuchs bei 1020 kN keine Dehnungen auf (Bild 7.42). Im Bereich der Bewehrung waren auch keine Risse vorhanden (Bild 7.49). Die Bewehrungsstäbe bei VR2 und VR3 wurden von Schubrisen gekreuzt. Die Dehnungsverläufe nehmen ab 500 kN bzw. 300 kN zu. Beim Abbruch des Versuchs beträgt die

Maximaldehnung am Bewehrungsstab bei VR2 in etwa 1,2 ‰. Die mittlere Zugdehnung des Stabs bei VR3 bei maximaler Last beträgt 2,2 ‰. Infolge der Rissbildung des Stegs werden die Bewehrungsstäbe auf Zug beansprucht und wirken als Zugstreben. Der Bewehrungsstab bei VR4 liegt im Bereich des maximalen Moments, wo Biegerisse auftraten. Der Stab wird bei etwa 200 kN aktiviert. Die maximale Dehnung der DMS dieses Stabs beträgt in etwa 1,3 ‰.

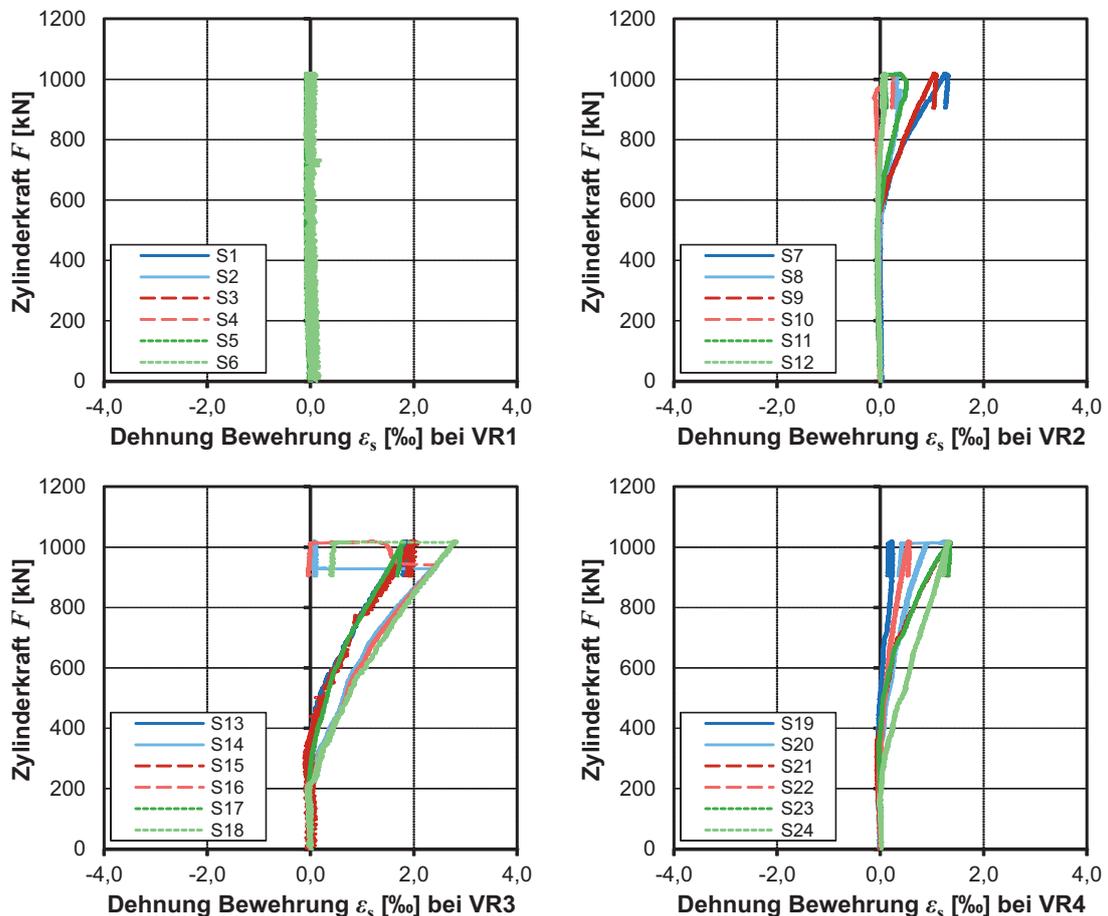


Bild 7.42: Dehnungen über die Höhe der Bewehrung des Plattenbalkens B9

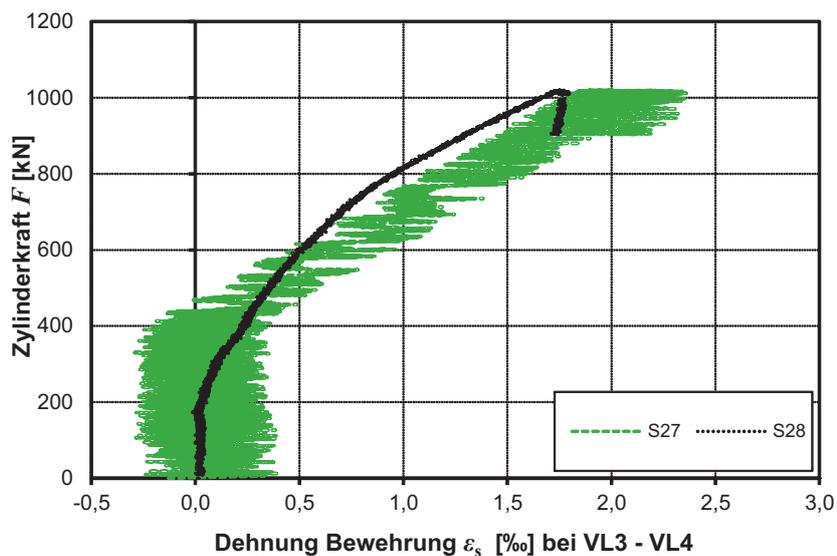


Bild 7.43: Dehnungen in der Fugenmitte der Bewehrung des Plattenbalkens B9

Die Dehnungsverläufe der Bolzen-DMS der linken Seite des Versuchsbalkens sind ähnlich (Bild 7.43). Der Kurvenverlauf des Bolzen-DMS S27 bei VL3 und der Kurvenverlauf des Bolzen-DMS S28 bei VL4 nehmen ab ca. 350 kN bzw. 170 kN zu. Bei einer Belastung von 1020 kN betragen die Zugdehnungen 1,9 ‰ bzw. 1,7 ‰. Die Bolzen-DMS S25 und S26 bei VL1 und VL2 waren defekt.

Der Plattenbalken B10 enthielt die gleichen Bewehrungselemente wie der monolithische Plattenbalken B9. Der Steg und die Platten des Balkens B10 wurden mit der Fügemethode der bewehrten Verklebung kraftschlüssig verbunden. Wie beim monolithischen Balken zeichneten die DMS der Bewehrungsstäbe der Aussparungen VR1 (DMS S2, S3, S4 und S6) und VL1 (DMS S25) nur sehr geringe Dehnungen auf (Bild 7.44 und Bild 7.45). Beim Plastizieren des rechten Fugenabschnitts nehmen die Dehnungen plötzlich zu. Die Dehnungsverläufe der Bewehrungsstäbe der Aussparungen VR2 und VR3 müssten annähernd identisch sein, da im mittleren Bereich des Fugenabschnitts die größte Relativverschiebung auftritt (Bild 7.34). Es zeigte sich jedoch, dass die Dehnungen des Stabs der Aussparung VR3 deutlich geringer sind als die Dehnungen des Stabs der Aussparung VR2, der von allen betrachteten Bewehrungsstäben die maximale Dehnung erfährt. Demzufolge funktionierte die Dehnungsmessung am Stab der Aussparung VR3 nicht richtig. Die Dehnungen der Bolzen-DMS von den mittleren Aussparungen (S26 bei VL2 und S27 bei VL3) des linken Fugenabschnitts sind identisch (Bild 7.45). Nach dem Adhäsionsbruch des linken Fugenabschnitts bei $F_{ad,L} = 305$ kN und des rechten Fugenabschnitts bei $F_{ad,R} = 314$ kN nehmen die Dehnungen der DMS zu. Der linke Fugenabschnitt plastiziert bei $F_{pl,L} = 752$ kN. Zu diesem Zeitpunkt betragen die Dehnungen der Bolzen-DMS der mittleren Aussparungen in etwa 1,7 ‰ und damit mehr als die Hälfte der Fließdehnung. Der Normalkraftanteil an der Gesamtbeanspruchung ist somit größer als 50 %. Beim Plastizieren des rechten Fugenabschnitts $F_{pl,L} = 765$ kN beträgt die Dehnung des DMS S7 in etwa 3 ‰. Mit dem Erreichen der plastischen Tragfähigkeit nehmen die Dehnungen der Bewehrungsstäbe des linken und rechten Fugenabschnitts schlagartig zu und die Bewehrungsstäbe kommen ins Fließen.

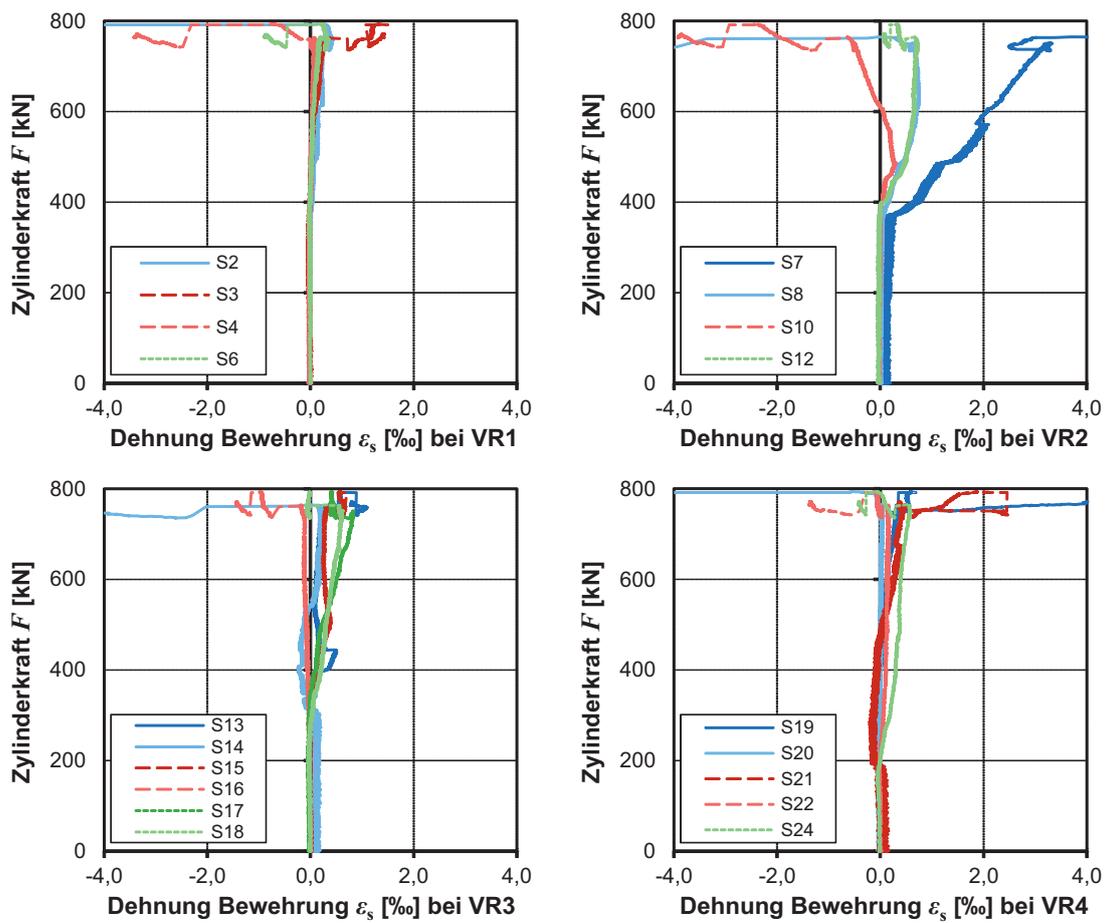


Bild 7.44: Dehnungen über die Höhe der Fugenbewehrung des Plattenbalkens B10

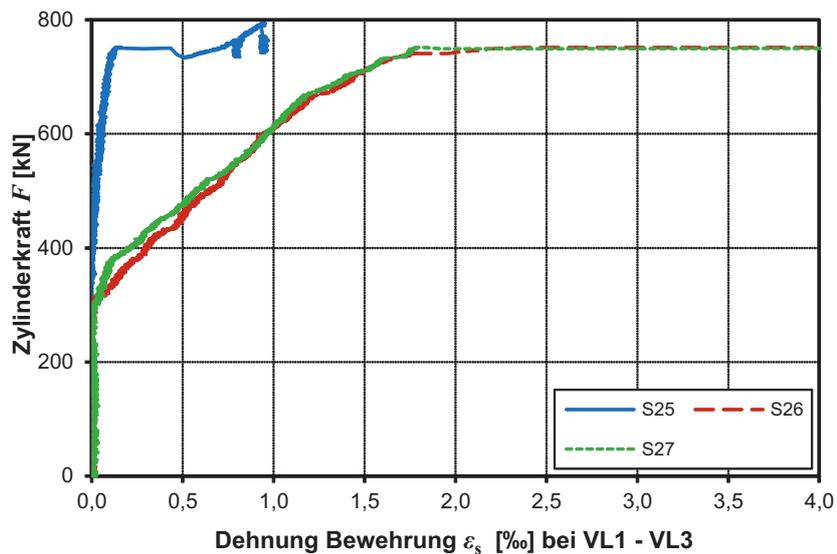


Bild 7.45: Dehnungen in der Fugenmitte der Fugenbewehrung des Plattenbalkens B10

7.7.8 Stoßfugenöffnung

In Bild 7.46 ist die Öffnung der linken und rechten Stoßfuge zwischen der Randplatte und der Mittenplatte von den Plattenbalken B4a, B5, B7 und B10 abgebildet. Die Stoßfugenöffnung wurde an der Plattenunterseite mit zwei Wegaufnehmern gemessen. Die genaue Position der Wegaufnehmer kann Bild 7.17 entnommen werden. Die Wegaufnehmer AL und BL waren bei der linken Stoßfuge und die Wegaufnehmer AR und BR bei der rechten Stoßfuge angeordnet. Die Bezeichnung A steht für die Wegmessung an der Seite A und B steht für die Wegmessung an der Seite B des Plattenbalkens. Die Balken B4a, B5 und B7 wurden vorgespannt, während der Balken B10 nicht vorgespannt war. Der Plattenbalken B7 hatte eine Fugenbewehrung aus hochfestem Stahl. Bis auf Plattenbalken B5 (Teflonfolie in der Fuge) wurden alle Plattenbalken mit RPC-Klebstoff verklebt.

Bei den vorgespannten und verklebten Plattenbalken B4a und B7 ist bis zum Adhäsionsbruch der horizontalen Klebefugen nur eine sehr geringe Fugenöffnung feststellbar (Bild 7.46). Beim Plattenbalken B10 öffnen sich die Stoßfugen mit dem Aufreißen des Querschnitts bei etwa 150 kN. Durch den fehlenden Haftverbund bei Balken B5 tritt vom Belastungsbeginn an eine Fugenrelativverschiebung auf und die Stoßfugen der Platten öffnen sich linear bis etwa 90 % der plastischen Fugentragfähigkeit erreicht sind. Der Verlauf der Fugenöffnung des Messpunkts AR weicht deutlich von den anderen Messpunkten ab. Hier muss ein Messfehler vorliegen.

Mit dem Adhäsionsbruch der horizontalen Fugenabschnitte des Plattenbalkens B4a öffnen sich die Stoßfugen proportional, bis etwa 90 % der plastischen Tragfähigkeit der Fugenabschnitte erreicht sind. Die mittlere Fugenöffnung beträgt bei diesem Lastniveau 0,015 mm. Mit weiterer Laststeigerung nehmen die Fugenöffnungen überproportional zu und beim Plastizieren der Fugenabschnitte beträgt die Stoßfugenöffnung des linken Fugenabschnitts 0,033 mm und des rechten Fugenabschnitts 0,03 mm. Mit dem Verlust der Fugensteifigkeit öffnen sich die Stoßfugen stärker.

Wie bereits in den Abschnitten zuvor erwähnt, besitzt der Plattenbalken B7 mit hochfester Fugenbewehrung eine größere Fugennachgiebigkeit. Dadurch nimmt die Stoßfugenöffnung nach dem Adhäsionsbruch der horizontalen Fugenabschnitte überproportional zu und beträgt beim Plastizieren der Fugenabschnitte ca. 0,2 mm. Die Stoßfugenöffnung ist im Vergleich zum Plattenbalken B4a in etwa 6-mal so groß.

Beim nicht vorgespannten Plattenbalken B10 beginnen sich die Stoßfugen nach dem Aufreißen des Querschnitts zu öffnen. Die mittlere Stoßfugenöffnung beträgt beim Adhäsionsversagen in etwa 0,04 mm. Danach flachen die Kurven etwas ab und nehmen weiter linear bis zur plastischen Tragfähigkeit der Fugenabschnitte zu. Die Stoßfugen sind dann etwa 0,3 mm geöffnet. Dieser Wert ist im Vergleich zur Stoßfugenöffnung des vorgespannten Plattenbalkens B4a um ein Vielfaches größer.

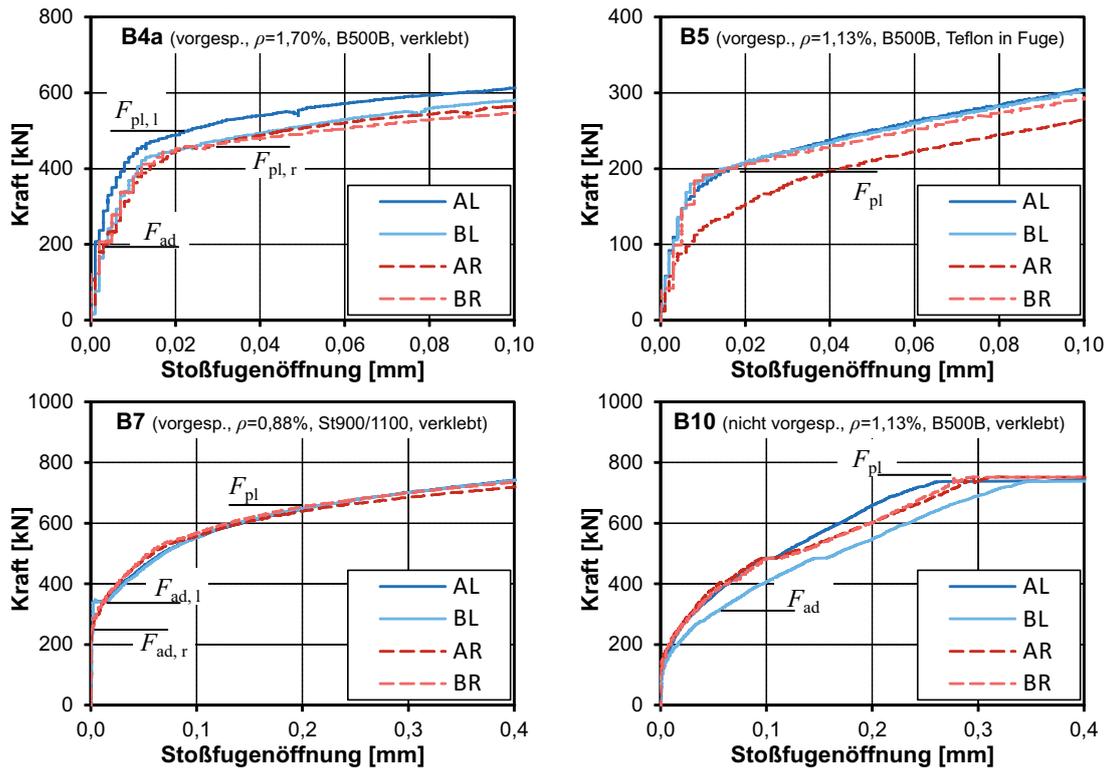


Bild 7.46: Stoßfugenöffnungen der Plattenbalken B4a, B5, B7 und B10

7.7.9 Riss- und Bruchbilder

Rissbilder

Die vorgespannten Plattenbalken versagten alle aufgrund eines Betondruckzonenbruchs im Steg, der in etwa im Stoßfugenbereich der Platten lag (Bild 7.47, links oben). Nach dem Plastizieren der Fugen erfuhren die Teilquerschnitte des Plattenbalkens eine größere Belastung, die dazu führte, dass im Bereich der Stoßfugen Biegerisse an der Stegunterseite auftraten und die Stoßfugen der Platten aufrissen. Mit zunehmender Belastung vergrößerten sich die Biegerisse und zusätzliche Biegerisse entstanden. Das Versagen der Plattenbalken trat durch ein Abplatzen des Betons in der Druckzone des Stegs ein, das durch ein Ausknicken der Litzen hervorgerufen wurde (Bild 7.47, links und rechts oben). Dies war mit einem sofortigen Lastabfall verbunden. Daraufhin wurden die Versuche abgebrochen. Der Plattenbalken B3 wurde bis zum endgültigen Versagen weiterbelastet. Unter steigender Verformung riss der Träger entlang eines Schubrisses durch (Bild 7.47, unten).



Bild 7.47: Bruchbilder des Plattenbalkens B3 – Rissbild im Bereich der rechten Stoßfuge (links oben), ausgeknickte Litzen (rechts oben) und aufgerissener Steg (unten)

Um das Tragverhalten der Einzelkomponenten der Plattenbalken festzustellen, wurde ein vorgespannter Balken ohne Platten (B14) getestet. Bei diesem Balken versagte ebenfalls die Betondruckzone (Bild 7.48). Der Druckzonenbruch trat in der Balkenmitte ohne Biegerisse auf.



Bild 7.48: Bruchbilder des vorgespannten Stegs B14 – Druckzonenversagen in Balkenmitte (rote Linien kennzeichnen die Lasteinleitungsstellen)

In Bild 7.49 sind die Rissbilder der geprüften schlaff bewehrten Plattenbalken B9 (monolithischer Plattenbalken), B10 (bewehrte Verklebung), B11 (reine Verklebung) und B12 (schlaff bewehrten Steg) der Seite A (außer von Balken B11) und der Seite B abgebildet.

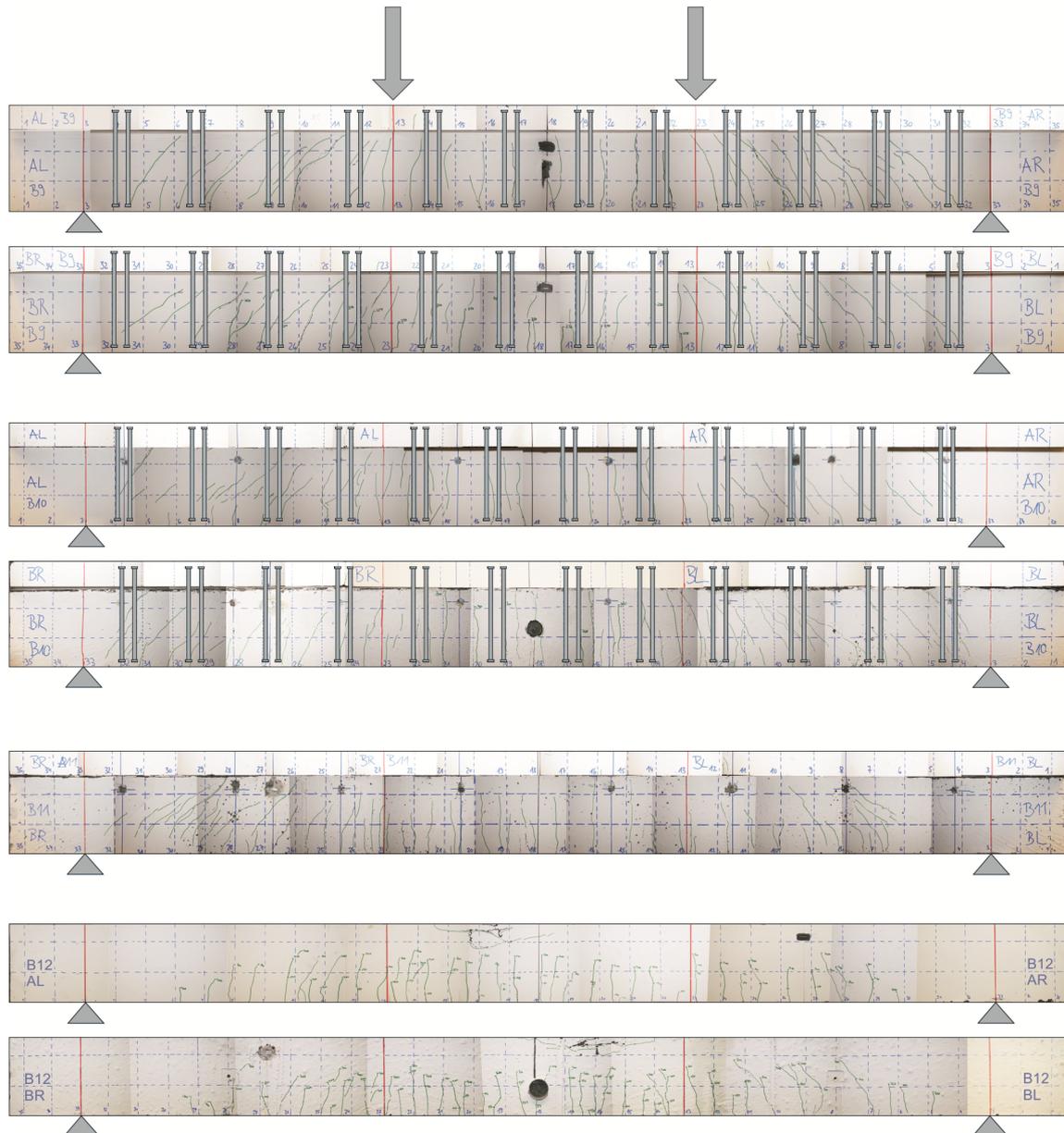


Bild 7.49: Rissbilder der schlaff bewehrten Plattenbalken B9, B10, B11 und des schlaff bewehrten Stegs B12

Im Versuchsablauf bildeten sich mit der Überschreitung der Betonzugfestigkeit am unteren Bauteilrand der Plattenbalken Biegerisse. Mit steigender Belastung nahmen die Biegerisse zu und im querkraftbeanspruchten Bereich – zwischen den Auflagern und der Lasteinleitung – entwickelten sich aus diesen Biegeschubrisse. Beim Plattenbalken B11 mit reiner Verklebung und ohne Fugenbewehrung fiel die Last mit dem Adhäsionsversagen des zweiten Fugenabschnitts schlagartig ab. Dieses war wie bei den Verbundkörperversuchen durch einen lauten Knall hörbar. Nach dem Entfernen der Platten bei diesem Balken wurde sichtbar, dass jeweils ein Schubriss auf

der linken (Bild 7.50) und rechten Seite bis zur Fuge vorgedrungen war und komplett über die Fugenbreite verlief. Aufgrund der Schiefstellung der Zylinder, die durch die große Durchbiegung hervorgerufen wurde und da keine Laststeigerung mehr zu erwarten war, wurde der Versuch mit Plattenbalken B10 nach dem Plastizieren des zweiten Fugenabschnitts abgebrochen. Ein Bauteilversagen war zu diesem Zeitpunkt noch nicht eingetreten. Der Versuch mit dem monolithischen Plattenbalken B11 wurde wegen der großen Durchbiegung ebenfalls vor dem Versagen beendet. Beim Steg B12 traten überwiegend Biegerisse auf. Dieser versagte durch einen Betondruckzonenbruch im Bereich zwischen den Lasteinleitungen.

Bruchbilder Fugenfläche

Zur Begutachtung der Fugenflächen wurden bei einigen Plattenbalken die Platten nach dem Versuch entfernt. Hierzu wurden bei den Plattenbalken mit bewehrten Klebefugen Kernbohrungen durch die Verfüllung ausgeführt, um die Verbindung der Fugenbewehrung mit der Platte zu lösen. Die Fugenbruchbilder eines Fugenabschnitts der Plattenbalken B1c, B2, B3, B4a, B6 und B11 sind in Bild 7.50 dargestellt. Wie bei den Verbundkörperversuchen trat ein Adhäsionsbruch in der Grenzfläche zwischen RPC-Klebstoff und UHPC (Bereich: Klebefuge) bzw. in der Grenzfläche zwischen UHPC und UHPC (Bereich: Verfüllung) auf. Die Fugenbewehrung versagte ebenfalls in der Fugenebene durch Abscheren. Vor den Bewehrungsstäben wurden wieder oberflächennahe muschelförmige Gefügezerstörungen in einem Bereich von einem Stabdurchmesser festgestellt. Bei den Versuchsbalken mit bewehrter Klebefuge, bei denen die Platten abgenommen worden waren, trat das Fugenversagen überwiegend in einer Ebene auf (Bild 5.27). D. h., der Adhäsionsbruch hat in der Grenzfläche zwischen Steg und RPC-Klebstoff bzw. Steg und UHPC-Verfüllung stattgefunden. Außer bei dem Plattenbalken B4c mit sehr rauer Fugenoberfläche (Bild 7.13) versagten beide Fugenabschnitte in zwei Ebenen. Bei Plattenbalken B4b, ebenfalls mit sehr rauer Fugenoberfläche, ist bei beiden Fugenabschnitten ein gemischter Fugenbruch aufgetreten. Es bildete sich eine Verzahnung bei den Randverfüllungen (VL1 und VR1) und Verzahnungen bei den Verfüllungen der Stoßfugen (VL3 und VR3) aus. Das Fugenversagen mit Fugenbruch in überwiegend einer Ebene kann aus der reduzierten Fugenfläche des Stegs oder durch eine etwas verbreiterte Klebefläche bei den Platten entstanden sein, da die Fugenbreite hier im Gegensatz zum Steg nicht durch Abkleben begrenzt war, um Toleranzen auszugleichen.

Bei den Plattenbalken mit reiner Verklebung waren die Fugen des Balkens B11 mit voller Fugenbreite und die des Balkens B1c mit halber Fugenbreite in der Grenzfläche zwischen Platte und RPC-Klebstoff (Bild 7.50) sowie die des Balkens B1b mit halber Fugenbreite in der Grenzfläche zwischen Steg und RPC-Klebstoff gebrochen. Bei Plattenbalken B1a trat ein Mischbruch ein, mit abschnittweisem Versagen der Fuge in der Grenzfläche zwischen Platte und RPC-Klebstoff bzw. zwischen Steg und RPC-Klebstoff. Wie bereits erwähnt, wurde dieser Plattenbalken allerdings nicht korrekt verklebt.

Vom Plattenbalken B4a ist die rechte Stegfugenfläche und vom Balken B6 die linke Stegfugenfläche in Bild 7.50 dargestellt. Beide Fugen versagten in einer Ebene und von beiden Fugen sind die äußeren Bewehrungsstäbe abgeschert. Diese erfuhren auch die größte Verschiebung (Bild 7.34). Bei Plattenbalken B4 betrug die maximale Relativverschiebung des linken Fugenabschnitts $w_{\max,L} = 5,2$ mm und des rechten Fugenabschnitts $w_{\max,R} = 9,9$ mm. Die maximale Relativverschiebung des linken Fugenabschnitts war deutlich geringer als die Verschiebung des

rechten Fugenabschnitts. Diese lag unter der mittleren Relativverschiebung von $w_{fa,m} = 6,4$ mm, die beim Versagen der Bewehrungsstäbe bei den Verbundkörperversuchen 5.1a-c festgestellt wurde. Somit müssten die Bewehrungsstäbe des linken Fugenabschnitts noch intakt gewesen sein, die Platte wurde allerdings nicht entfernt. Beim Plattenbalken B6 betrug die maximale Relativverschiebung des linken Fugenabschnitts $w_{max,L} = 9,2$ mm und des rechten Fugenabschnitts $w_{max,R} = 6,9$ mm. Die äußeren beiden Bewehrungsstäbe des linken Fugenabschnitts waren aufgrund der größeren Verschiebung abgeschert, während die Bewehrungsstäbe des rechten Fugenabschnitts noch intakt waren.

Der Plattenbalken B3 wurde nach dem Druckzonenversagen weiterbelastet. Dabei riss der Plattenbalken auf der rechten Seite komplett durch. Aufgrund der großen Verformung scherteten alle Bewehrungsstäbe des rechten Fugenabschnitts ab (Bild 7.50). Die größte Relativverschiebung des linken Fugenabschnitts betrug $w_{max,L} = 6,5$ mm. Nach dem Freilegen der Bewehrung zeigte sich, dass die Bewehrungsstäbe dieses Fugenabschnitts noch alle intakt waren.

Beim Plattenbalken B2 mit einem Bewehrungsstab ($\varnothing 12$ mm) pro Aussparung wurde nur die rechte Platte entfernt. Bis auf den Stab der Aussparung VR3, der jedoch große Verformungen aufwies, waren alle Bewehrungsstäbe abgeschert. Die maximale Relativverschiebung dieses Fugenabschnitts betrug $w_{max,R} = 11,4$ mm und die maximale Relativverschiebung des linken Fugenabschnitts $w_{max,L} = 7,0$ mm.

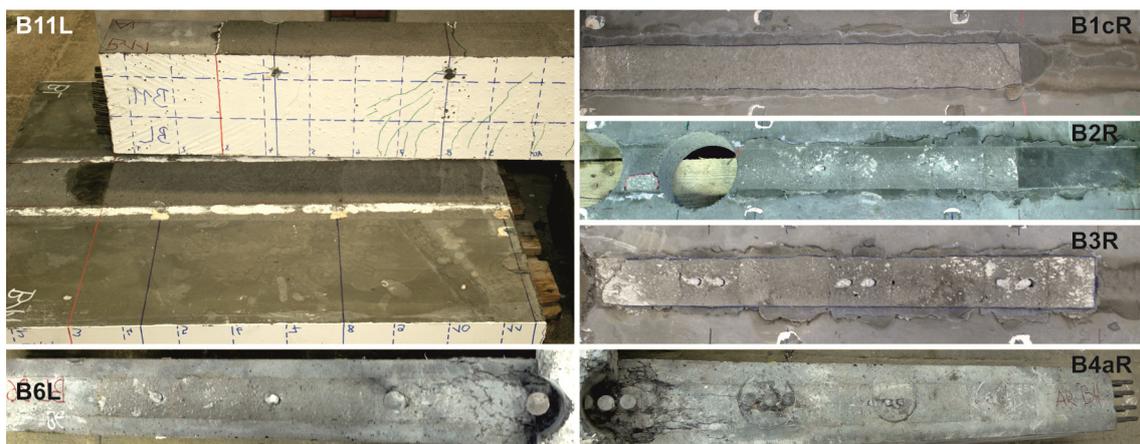


Bild 7.50: Bruchbilder der Fugenflächen der Plattenbalken B1c, B2, B3, B4a, B6 und B11

Bruchbilder Bewehrungsstäbe

Von den Plattenbalken, bei denen die Platten nach dem Versuch entfernt wurden, sind teilweise die Fugenbewehrungsstäbe durch Aufstemmen der Verfüllung freigelegt worden. In Bild 7.51 sind die Bewehrungsstäbe der Plattenbalken B4a von Aussparung VR3, B6 von Aussparung VR1, B7 von Aussparung VR1 und B10 von Aussparung VL3 gezeigt. Die maximale Relativverschiebung des rechten Fugenabschnitts des Versuchsbalkens B4a war mit etwa $w_{\max,R} = 9,9$ mm größer als die mittlere Bruchverschiebung, die bei den Verbundkörperversuchen mit gleichen Bewehrungsparametern festgestellt wurde. Daher waren auch die Bewehrungsstäbe der beiden Randaussparungen abgerissen (VR1 und VR2) und die Bewehrungsstäbe der Aussparung VR3 (Bild 7.51) wiesen große Verformungen auf. An diesen waren Biege- und Schubverformungen erkennbar. Die größte Relativverschiebung des rechten Fugenabschnitts von Balken B6 mit $w_{\max,R} = 6,9$ mm lag unter der Bruchverschiebung der Bewehrungsstäbe, die bei den Verbundkörperversuchen 2.3c,d mit einem Fugenbewehrungsdurchmesser von $\varnothing 20$ mm festgestellt worden war ($w_{\text{fä,m}} = 12,2$ mm). Deswegen war der in Bild 7.51 gezeigte Bewehrungsstab der Aussparung VR1 noch intakt. Der Bauteilversuch B7 wurde aufgrund der Schiefstellung der Zylinder abgebrochen. Infolgedessen sind die Verformungen der Bewehrungsstäbe dieses Balkens geringer als die von den Stäben des Balkens B4a, der bis zum Bauteilversagen belastet wurde. Der Bauteilversuch B10 wurde kurze Zeit später nach dem Erreichen der plastischen Tragfähigkeiten der Fugenabschnitte beendet. Daher wiesen die Stäbe dieses Balkens nur geringfügige Verformungen auf.

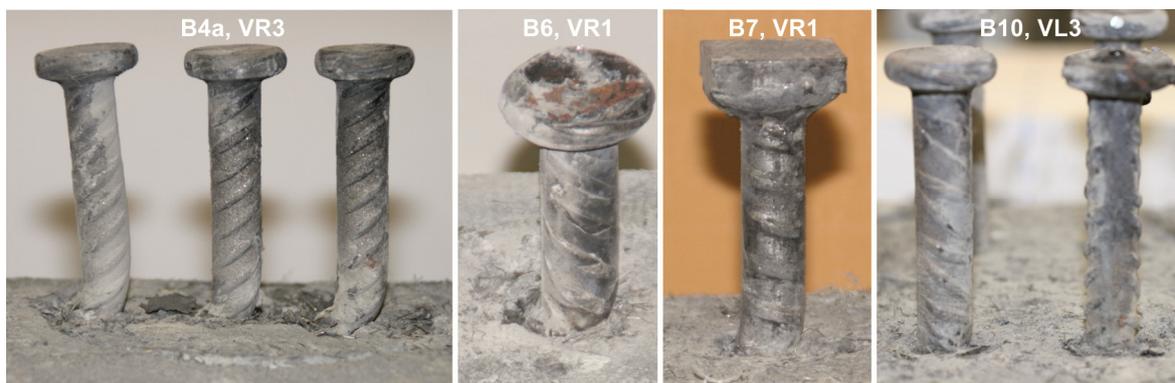


Bild 7.51: Freigelegte Fugenbewehrung nach dem Versuch der Plattenbalken B4a, B6, B7 und B10

7.8 Versuchsnachrechnung und Beurteilung der Fugennachgiebigkeit

7.8.1 Allgemeines

Im Rahmen einer vom Verfasser dieser Arbeit betreuten Bachelorarbeit [Kostova, 2013] wurde der gefügte Balken B5 nachgerechnet. Ziel war u. a., die Übertragbarkeit der Ergebnisse der Verbundkörperversuche auf die Bauteilversuche und den Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbundfuge auf das Tragverhalten festzustellen. Dies erfolgte auf Grundlage der Theorie des elastischen Verbundes in Anlehnung an Hoischen [Hoischen, 1954]. Die einzusetzende Fugensteifigkeit wurde aus den Kraft-Verschiebungs-Beziehungen der Verbundkörperversuche abgeleitet. Zunächst wird in diesem Abschnitt kurz auf die Theorie des elastischen Verbundes eingegangen und danach wird die Versuchsnachrechnung vorgestellt. Abschließend wird der Einfluss verschiedener Fugensteifigkeiten auf das Tragverhalten von gefügten Bauteilen aufgezeigt.

7.8.2 Theorie des elastischen Verbundes

Bei der Berechnung zusammengesetzter Querschnitte wird oft von einem starren Verbund ausgegangen. Unter dieser Annahme treten keine Verschiebungen in der Verbundfuge auf und der Gesamtquerschnitt bleibt eben – es gilt die Bernoullihypothese. Kommt es zu größeren Relativverschiebungen in der Verbundfuge, gilt diese wesentliche Annahme der Biegetheorie nicht mehr. Der Dehnungs- bzw. Spannungsverlauf weicht vom Verlauf des monolithischen Querschnitts ab und die Einzelquerschnitte erfahren je nach Fugensteifigkeit eine größere Beanspruchung. Für diesen Fall werden in [Hoischen, 1954] geschlossene Lösungen für die Differentialgleichung des elastischen Verbundes genannt. Mit Hilfe dieser lassen sich die Normalkräfte der Einzelquerschnitte und die Schubkraft in der Fuge berechnen sowie die Dehnungs- bzw. Spannungsverteilung der Einzelquerschnitte ermitteln. Der Theorie des elastischen Verbundes liegen die nachfolgenden Annahmen zu Grunde:

- linear-elastisches Materialverhalten
- linear-elastisches Verbundverhalten
- konstanter Querschnitt
- Vernachlässigung der Rissbildung
- Bernoullihypothese gilt für Einzelquerschnitte
- Durchbiegung bzw. Krümmung der Einzelquerschnitte ist gleich

Zur Ermittlung der geschlossenen Lösungen wurde die meist punktförmige Verbindung bei Verbundquerschnitten durch eine kontinuierliche Verbindung gleicher Steifigkeit ersetzt. Aufgrund dieser Vereinfachung kann die elastische Relativverschiebung folgendermaßen bestimmt werden:

$$w(x) = \frac{T(x)}{c} \quad (7.18)$$

c	Federkonstante
T	Schubkraft in der Verbundfuge
w	Relativverschiebung

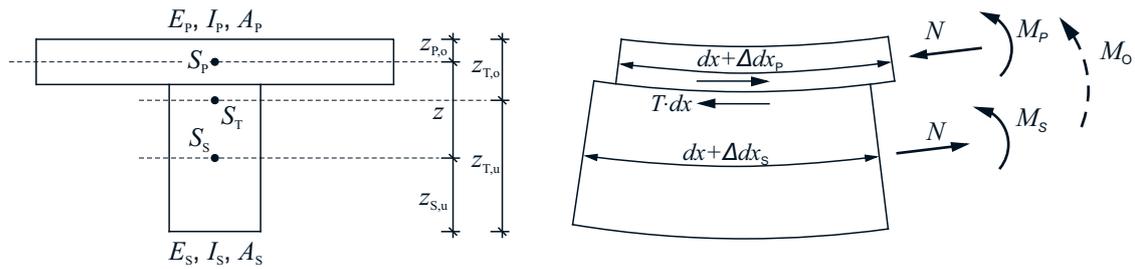


Bild 7.52: Querschnitt Plattenbalken (links) und verformtes differentielles Trägerelement (rechts)

Die Differentialgleichung des elastischen Verbundes wurde auf der Grundlage des in Bild 7.52 dargestellt differentiellem Trägerelements der Länge dx hergeleitet und ergibt sich zu:

$$\frac{d^2 N}{dx^2} - \beta^2 N + \gamma M_0 = 0 \quad (7.19)$$

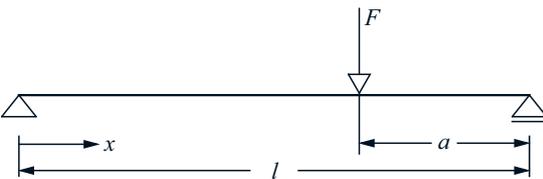
mit:

$$\beta^2 = c \cdot \left(\frac{1}{EA_p} + \frac{1}{EA_s} + \frac{\gamma^2}{EI_p + EI_s} \right) \quad (7.20)$$

$$\gamma = \frac{cz}{EA_p + EA_s} \quad (7.21)$$

In der Tabelle 7.7 ist der Lösungsansatz der Differentialgleichung für den Verlauf der Normalkraft in der Platte bzw. im Steg sowie für den Verlauf der Schubkraft in der Verbundfuge für den Lastfall einer variablen Einzellast angegeben. Die Lösungen für weitere Lastfälle, z. B. für eine Gleichstreckenlast, können [Hoischen, 1954] entnommen werden. Infolge der Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens gilt das Superpositionsprinzip.

Tabelle 7.7: Lösungsansätze der Differentialgleichung für eine variable Einzellast

Belastung	
Geltungsbereich	$x \leq l - a$
Normalkraft	$N(x) = N_0(x) \left[1 - \frac{l \cdot \sinh(\beta a)}{x \beta a \cdot \sinh(\beta l)} \sinh(\beta x) \right] \quad (7.22)$
Schubkraft	$T(x) = T_0(x) \left[1 - \frac{l \cdot \sinh(\beta a)}{a \cdot \sinh(\beta l)} \cosh(\beta x) \right] \quad (7.23)$

In den Gleichungen (7.22) und (7.23) stehen N_0 und T_0 für die Normal- bzw. Schubkraft bei kontinuierlichem starrem Verbund. N_0 bzw. T_0 können folgendermaßen berechnet werden:

$$N_0(x) = \frac{\gamma}{\beta^2} M_0(x) \quad (7.24)$$

$$T_0(x) = \frac{\gamma}{\beta^2} V_0(x) \quad (7.25)$$

Aus den Normal- und Schubkraftverläufen lassen sich die Schnittgrößenverläufe der Einzelquerschnitte wie folgt ermitteln:

Schnittgrößenverläufe der Platte:

$$M_P(x) = (M_0(x) - zN(x)) \frac{EI_P}{EI_P + EI_S} \quad (7.26)$$

$$V_P(x) = (V_0(x) - zT(x)) \frac{EI_P}{EI_P + EI_S} + T(x) \cdot z_{P,u} \quad (7.27)$$

Schnittgrößenverläufe des Stegs:

$$M_S(x) = (M_0(x) - zN(x)) \frac{EI_S}{EI_P + EI_S} \quad (7.28)$$

$$V_S(x) = (V_0(x) - zT(x)) \frac{EI_S}{EI_P + EI_S} + T(x) \cdot |z_{S,o}| \quad (7.29)$$

Daraus ergeben sich die maximalen Normalspannungen der Einzelquerschnitte an der Stelle x :

Maximale Normalspannungen in der Platte:

$$\sigma_P(x) = \frac{-N(x)}{A_P} + \frac{M_P(x)}{I_P} \cdot z_P \quad (7.30)$$

$$\text{mit: } z_{P,o} = -\frac{h_P}{2} \quad \text{und} \quad z_{P,u} = \frac{h_P}{2}$$

Maximale Normalspannungen im Steg:

$$\sigma_S(x) = \frac{N(x)}{A_S} + \frac{M_S(x)}{I_S} \cdot z_S \quad (7.31)$$

$$\text{mit: } z_{S,o} = -\frac{h_S}{2} \quad \text{und} \quad z_{S,u} = \frac{h_S}{2}$$

7.8.3 Versuchsnachrechnung

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Versuchsnachrechnung mit der Differentialgleichung des elastischen Verbundes für den Plattenbalken B5 gezeigt und den gemessenen Werten gegenübergestellt. Beim Balken B5 befand sich eine Teflonfolie in der Fuge. Dadurch kam die Kraftübertragung in der Verbundfuge ausschließlich über die Dübelwirkung der Bewehrung zu Stande. Die Fugensteifigkeit für die Nachrechnung wurde aus den Last-Verschiebungs-Beziehungen (Bild 7.53) der Versuche mit Verbundkörper 6.1a-c ermittelt und beträgt umgerechnet auf die Bewehrungsfläche in der Fuge des Plattenbalken $c = 100 \text{ kN/cm}^2$ (Verbundkörper $8 \text{ } \varnothing 12 \text{ mm}$ auf 50 cm , Plattenbalken $4 \text{ } \varnothing 12 \text{ mm}$ auf 50 cm $\rightarrow 200 \text{ kN/cm}^2 \cdot 4/8 = 100 \text{ kN/cm}^2$)

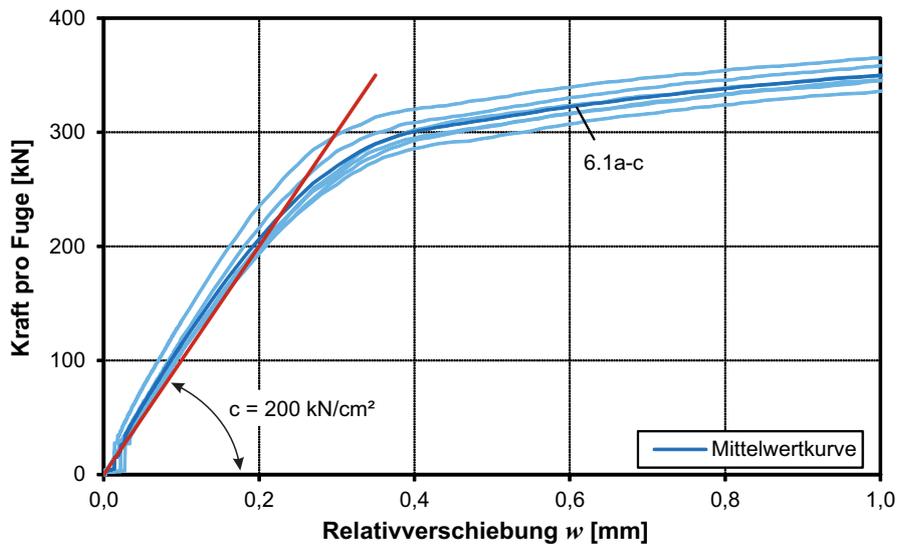


Bild 7.53: Last-Verschiebungs-Beziehungen der Verbundkörperversuche 6.1a-c mit idealisierter Fugensteifigkeit

Der Plattenbalken B5 wurde im Vier-Punkt-Biegeversuch geprüft. Das statische System des Bauteilversuchs ist in Bild 7.54 dargestellt.

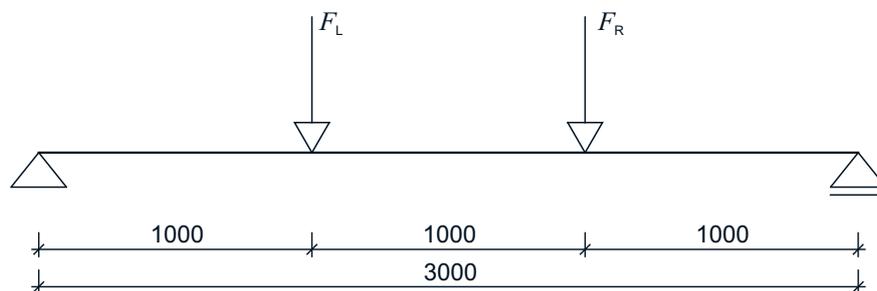


Bild 7.54: Statisches System des Bauteilversuchs B5

Der Querschnitt des Plattenbalkens ist in Bild 3.19 gezeigt. Die Materialeigenschaften und die Querschnittswerte von Platte und Steg des Balkens sind in Tabelle 7.8 aufgeführt.

Tabelle 7.8: Material- und Querschnittswerte von Platte (P) und Steg (S) des Balkens B5

Bezeichnung	Wert	Einheit
E_P	54.663	N/mm ²
I_P	3.840	cm ⁴
A_P	720	cm ²
E_S	54.663	N/mm ²
I_S	23.435	cm ⁴
A_S	479	cm ²

Da die Differenzialgleichung des elastischen Verbundes nur für ein linear-elastisches Fugenverhalten anwendbar ist, wurde für die Versuchsnachrechnung ein Lastniveau gewählt, bei dem diese gerade noch zutrifft. Bei einer Zylinderkraft F (Summe der beiden Kräfte der Hydraulikzylinder) von 169 kN verhalten sich der linke und der rechte Fugenabschnitt des Balkens noch annähernd linear-elastisch. Bei weiterer Laststeigerung kommen zuerst die Bewehrungsstäbe der äußeren Aussparungen in den Fließbereich. Die plastische Tragfähigkeit der beider Fugenabschnitte ist bei einer um 18 % höheren Last ($F_{pl} = 199$ kN) erreicht.

Mit den Lösungsansätzen für die Differenzialgleichung des elastischen Verbunds nach Tabelle 7.7 wurde die Normalkraft in der Platte bzw. im Steg sowie die Schubkraft in der Verbundfuge für die linke und rechte Einzellast getrennt berechnet. Anschließend wurden die Verläufe beider Einzellasten superponiert und die Momentenbeanspruchung der Platte und des Stegs ermittelt. Der sich daraus ergebende Dehnungsverlauf an der Stelle der Betondehnungsmessung ($x = 62,5$ cm) ist in Bild 7.55 den gemessenen Werten gegenübergestellt. Die dargestellten Punkte sind die Messwerte; der Verlauf dazwischen wurde inter- bzw. extrapoliert. Wie in Bild 7.55 zu erkennen ist, stimmt der aus den Messwerten ermittelte Verlauf gut mit dem berechneten Verlauf überein.

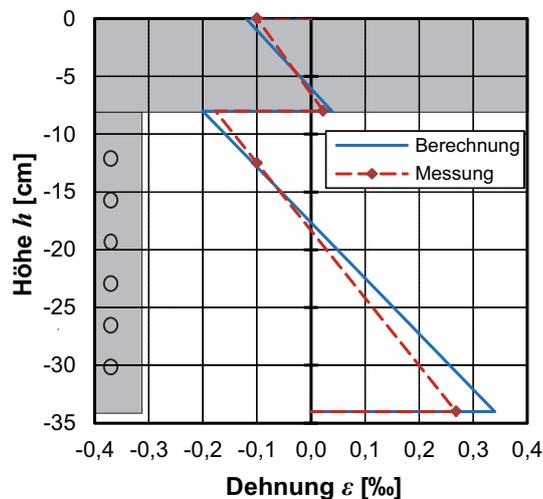


Bild 7.55: Dehnungsverläufe über die Querschnittshöhe des Plattenbalkens B5 an der Stelle $x = 62,5$ cm – gemessener und berechneter Verlauf

Der in Bild 7.56 dargestellte Relativverschiebungsverlauf wurde aus der Steifigkeit der Verbundfuge und der Schubkraft in der Verbundfuge nach Gleichung (7.18) berechnet. Die gemessenen Relativverschiebungswerte (die Punkte stellen wieder die Messwerte dar) liegen fast auf dem berechneten Verlauf.

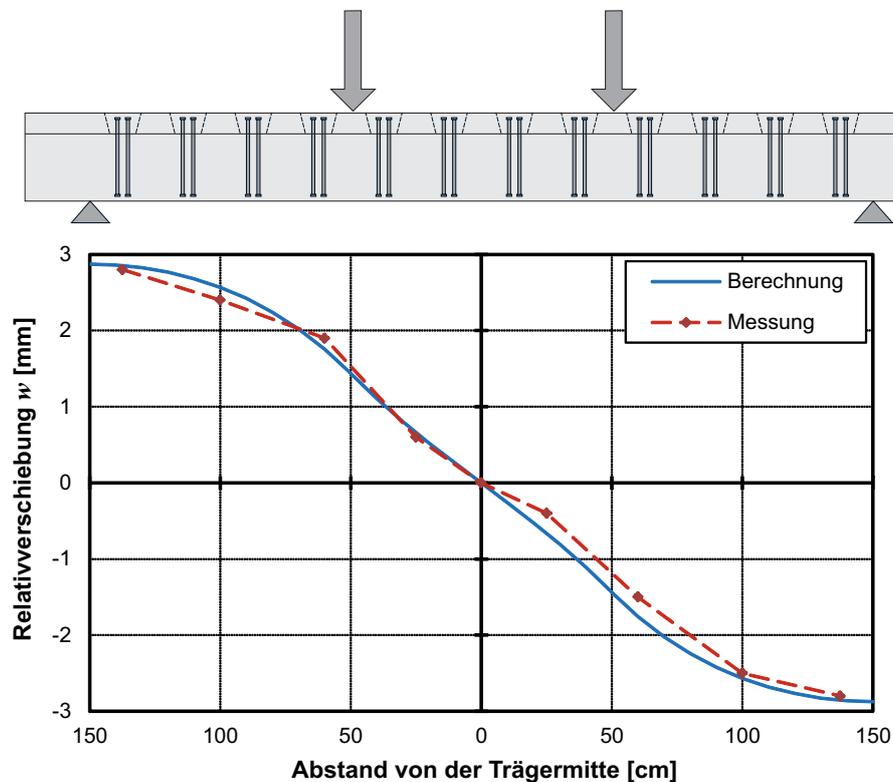


Bild 7.56: Relativverschiebungsverläufe über die Trägerlänge des Plattenbalkens B5 – gemessener und berechneter Verlauf

Aus der guten Übereinstimmung des berechneten Dehnungs- und Relativverschiebungsverlaufs mit den aus Messwerten ermittelten Verläufen, kann geschlossen werden, dass das durch die Verbundkörperversuche festgestellte Fugentragverhalten auf den Verbundträger übertragbar ist, da dieses in die Balkenberechnung eingegangen ist.

7.8.4 Einfluss der Fugennachgiebigkeit auf das Tragverhalten

Um den Einfluss der Fugennachgiebigkeit auf das Tragverhalten von gefügten Bauteilen festzustellen, wurde der Versuchsbalken B5 mit verschiedenen Fugensteifigkeiten berechnet. Neben der zur Versuchsnachrechnung verwendeten Fugensteifigkeit in Höhe von $c = 100 \text{ kN/cm}^2$ (Verbund UHPC) wurden die beiden Grenzfälle starrer Verbund $c = \infty$ (monolithisches Tragverhalten) und kein Verbund $c = 0$ (Zweibalkentragverhalten) sowie die Fugensteifigkeit einer bewehrten Fuge bei Bauteilen aus Normalbeton $c = 25 \text{ kN/cm}^2$ (Verbund NC) untersucht.

Die Fugensteifigkeit für den Fall „Verbund NC“ wurde aus der Last-Verschiebungs-Beziehung der linken Fuge des Verbundversuchskörpers 13.1 aus Bild 5.66 hergeleitet. Der Versuchskörper war mit einer Fugenbewehrung $\varnothing 12 \text{ mm}$ ausgestattet und hatte eine Teflonfolie in der Fuge. Die mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons betrug 29 N/mm^2 .

Die Auswirkungen der verschiedenen Fugensteifigkeiten auf die Dehnungsverläufe über die Querschnittshöhe sind in Bild 7.57 dargestellt. Die Dehnungsverläufe wurden an der Stelle $x = 100$ cm (Lasteinleitung) ermittelt; hier tritt die höchste Momentenbeanspruchung des Querschnitts über die Fugenlänge auf. Bei starrem Verbund verhält sich der gefügte Plattenbalken wie ein monolithischer Balken. Der Dehnungsverlauf hat einen Nulldurchgang im Schwerpunkt des Querschnitts. Da dieser im Steg liegt, ist die Platte komplett überdrückt und der Steg erfährt die gesamte Zugbeanspruchung.

Geht die Verbundsteifigkeit gegen Null, stellt sich ein Zweibalkentragverhalten ein und die Belastung wird im Steifigkeitsverhältnis getrennt von Platte und Steg abgetragen. Jeweils im Schwerpunkt der Einzelquerschnitte hat der Dehnungsverlauf nun einen Nulldurchgang. Da die Platte und der Steg doppelsymmetrisch sind, erfahren diese jeweils eine betragsmäßig gleich große Stauchung und Dehnung. Bei nachgiebigem Verbund stellt sich eine Dehnungsverteilung zwischen beiden Grenzfällen mit einem Sprung des Verlaufs in der Verbundfuge ein. Je kleiner die Verbundsteifigkeit ist, desto größer sind der Sprung und die Beanspruchung der Einzelquerschnitte. Die Dehnungsverläufe haben wie im Fall „kein Verbund“ jeweils einen Nulldurchgang im Steg und in der Platte. Durch die vorhandene Fugensteifigkeit liegt der Nullpunkt der Verläufe im Steg über dem Stegschwerpunkt und in der Platte unterhalb des Plattenschwerpunkts. Anders als beim starren Verbund erfährt die Platte bei den untersuchten Fugensteifigkeiten nun auch eine Zugdehnung.

Im Vergleich zum starren Verbund ist die Druckstauchungserhöhung an der Plattenoberseite bei den Fällen „Verbund UHPC“ und „Verbund NC“ und „kein Verbund“ um 17 %, 33 % und 49 % höher. Beim Fall „starrer Verbund“ sind die Druckstauchungen an der Stegobenseite gering. Aus diesem Grund wird der Vergleich der Druckstauchungen auf den Fall „Verbund UHPC“ bezogen. Die Druckstauchungserhöhung an der Stegobenseite beträgt in den Fällen „Verbund NC“ 75 % und „kein Verbund“ 160 %.

Die Zugdehnungserhöhung an der Stegunterseite im Vergleich zum starren Verbund beträgt bei den Fällen „Verbund UHPC“, „Verbund NC“ und „kein Verbund“ 44 %, 82 % und 125 %. Wie bereits beim Vergleich der Druckstauchungen festgestellt, erfährt der Steg bei weicherem Verbund eine größere Beanspruchung. Welche Auswirkungen dies auf die Zugbewehrung hat, kann durch die Gegenüberstellung der Zugkräfte beurteilt werden. Beim Plattenbalken mit starrem Verbund beträgt die Zugkraft im Steg 331 kN. Beim Plattenbalken in den Fällen „Verbund UHPC“, „Verbund NC“ und „kein Verbund“ vergrößert sich die Zugkraft um 0,5 %, 11 % und 26 %. Des Weiteren ist zu beachten, dass die Platte durch den nachgiebigen Verbund ebenfalls eine Zugbeanspruchung erfährt.

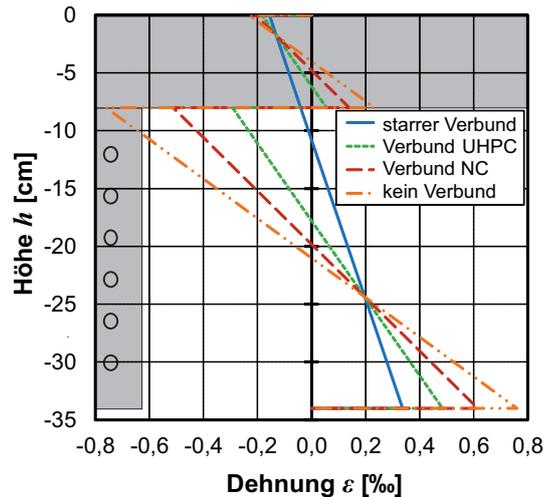


Bild 7.57: Dehnungsverläufe über die Querschnittshöhe bei verschiedenen Verbundsteifigkeiten an der Stelle $x = 100$ cm

Welchen Einfluss die Verbundsteifigkeit auf die Schubkraft in der Fuge besitzt, ist in Bild 7.58 dargestellt. Wirkt kein Verbund zwischen Platte und Steg, ist die Schubkraft Null. Bei starrem Verbund ist der Schubkraftverlauf konstant und die Schubkraft maximal. Diese beträgt 3,74 kN/cm.

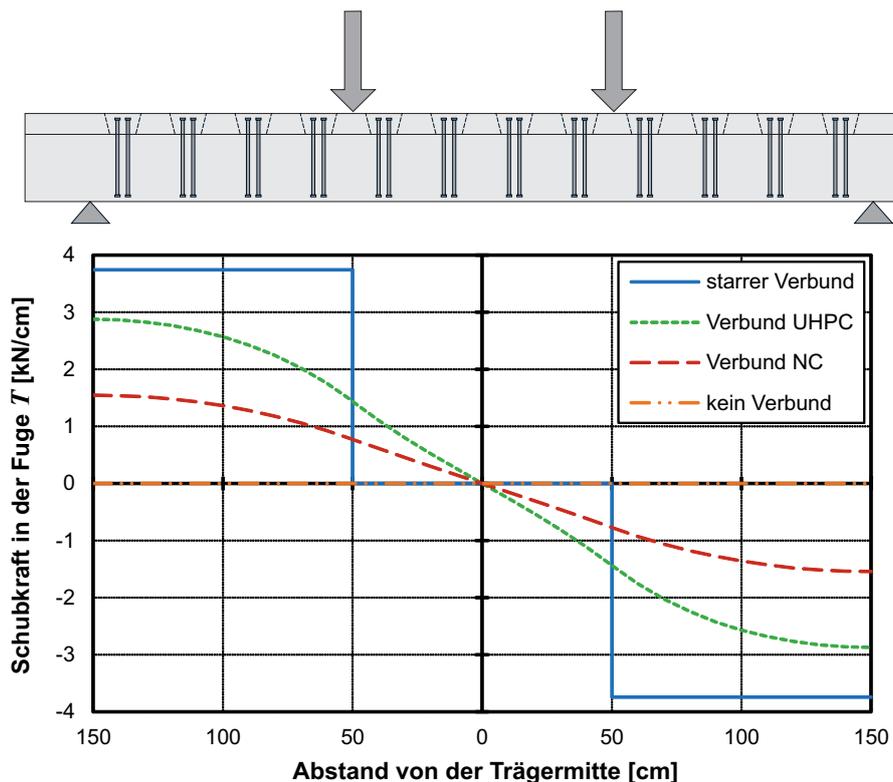


Bild 7.58: Schubkraftverläufe über die Trägerlänge bei verschiedenen Verbundsteifigkeiten

Bei nachgiebigem Verbund verringert sich die Schubkraft in der Verbundfuge und die Einzelquerschnitte werden, wie zuvor gezeigt, höher beansprucht. Der Schubkraftverlauf über die Fugenlänge ist nicht mehr konstant und der sprunghafte Verlauf im Bereich der Einzellasten geht in einen kontinuierlichen Verlauf über, sodass im mittleren Trägerbereich eine Schubkraft auftritt. Addiert man diesen Anteil zur Schubkraft im Bereich zwischen Auflager und Lasteinleitung und verteilt anschließend die komplette Schubkraft auf diesen Bereich, dann entspricht die mittlere Schubkraft in etwa dem Schubkraftmaximum an der Stelle $x = 150$ cm. Dieses beträgt im Fall „Verbund UHPC“ $2,87$ kN/cm und im Fall „Verbund NC“ $1,55$ kN/cm und ist um 23 % bzw. um 59 % geringer als bei starrem Verbund.

Bei den mit RPC-Klebstoff verklebten Fugen kann aufgrund der hohen Fugensteifigkeit ein starrer Verbund angenommen werden. Wie Bild 7.59 (linkes Diagramm) zeigt, ist die Fugensteifigkeit der mit RPC-Klebstoff gefügten Verbundkörper (2.1a,c) im Vergleich zu den Versuchskörpern (6.1a-c) mit Teflon in der Fugenfläche viermal so hoch.

Beim Plattenbalken B7 wurde hochfester Bewehrungsstahl untersucht. Dieser Balken war mit zwei Bewehrungsstäben auf einer Fugenlänge von 50 cm ausgestattet. Die idealisierte Fugensteifigkeit der vergleichbaren Versuchskörper 4.1d,e beträgt 300 kN/cm² (Bild 7.59, rechtes Diagramm). Diese bezieht sich auf sechs Bewehrungsstäbe, die über einer Fugenlänge von 50 cm angeordnet waren. Auf den Bewehrungsgehalt des Balkens umgerechnet ergibt sich eine Fugensteifigkeit von $c = 300 \cdot 2/6 = 100$ kN/cm², die der von Versuchsbalken B5 mit einer Teflonfolie in der Fuge entspricht (Abschnitt 7.8.3). Somit ist die Schubkraft in der Verbundfuge des Balkens B7 mit hochfester Fugenbewehrung im Vergleich zum starren Verbund ebenfalls wie bei Balken B5 um 23 % geringer.

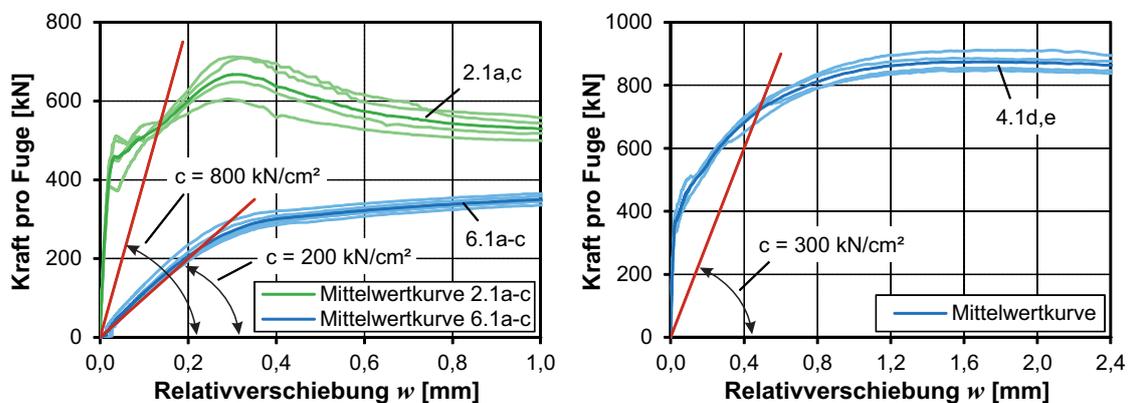


Bild 7.59: Last-Verschiebungs-Beziehungen der Verbundkörperversuche 2.1a,c; 6.1a-c und 4.1d,e mit idealisierten Fugensteifigkeiten

7.9 Schubtragfähigkeiten der Fugen

Die mittleren Adhäsionstragfähigkeiten und die mittleren plastischen Tragfähigkeiten der horizontalen Klebefugen der Bauteilversuche sind in Tabelle 7.9 aufgeführt. Diese berechnen sich wie nachfolgend beschrieben:

Bis zum Adhäsionsbruch der Klebefugen waren nur geringfügige Fugenrelativverschiebungen aufgetreten und die gefügten Balken verhielten sich wie monolithische Balken. Infolgedessen kann zur Berechnung der Adhäsionsschubspannungen von einem starren Verbund ausgegangen werden. Die Fugensteifigkeit der bewehrten Klebefugen mit einer Bewehrung aus normalfestem Stahl ist sehr hoch (Abschnitt 7.8.4). Bei diesen Fugen ist die Annahme eines starren Verbunds ebenfalls gerechtfertigt. Aufgrund des Verbundverhaltens können für beide Fälle die Schubspannungen in den Fugen der vorgespannten Balken mit der Gleichung (7.12) und der schlaff bewehrten Balken mit der Gleichung (7.17) berechnet werden. Der Versuchsbalken B5 mit Teflonfolie in der Verbundfuge besitzt infolge des fehlenden Haftverbunds und der nicht vorhandenen Klemmwirkung im Vergleich zu den verklebten Fugen ein weiches Verbundverhalten. Wie die Nachrechnung des Versuchs in Abschnitt 7.8.4 zeigt, erfahren die Einzelquerschnitte des Plattenbalkens durch die größere Relativverschiebung eine höhere Beanspruchung und der Traganteil der Fugenbewehrung reduziert sich. Im Vergleich zum starren Verbund verringert sich die Beanspruchung der Fugenbewehrung durch den nachgiebigen Verbund um 23 %. Auch die Fuge des Versuchsbalkens B7 besitzt durch die Fugenbewehrung aus hochfestem Stahl eine größere Nachgiebigkeit. Die Fugensteifigkeit ist in etwa vergleichbar mit der von Versuchsbalken B5. Bei beiden Balken müssen die unter der Annahme eines starren Verbundes mit Gleichung (7.12) berechneten Schubspannungen um den Faktor 0,77 reduziert werden.

Eine Normalkraftbeanspruchung der Klebefugen erhöht deren Tragfähigkeit. Die Fugen der Plattenbalken wurden zwar planmäßig nicht durch eine Auflast beansprucht, erfahren durch die einwirkenden Einzellasten und durch das Eigengewicht der aufgeklebten Platten jedoch eine Normalkraftbeanspruchung. Zur Feststellung der reinen Adhäsionstragfähigkeit bzw. der plastischen Tragfähigkeit der Fugen ist es erforderlich, die Normalkraftbeanspruchung herauszurechnen. Da das Eigengewicht der Platten sehr gering ist, kann es vernachlässigt werden. Der Einfluss der einwirkenden Einzellasten auf die Fugentragfähigkeit ist weitaus größer und muss deshalb berücksichtigt werden. Die auf den Plattenbalken einwirkenden Lasten wandern durch die Fuge zu den Auflagern und erzeugen Normalspannungen in der Fuge. Der Lastanteil, aus dem die Normalspannungen in den Fugenabschnitten resultieren, entspricht der Querkraft. Dieser wird vereinfachend gleichmäßig über die Fugenabschnittsflächen verteilt. Unter Berücksichtigung des Adhäsionsbeiwertes μ_{ad} bzw. des Reibungsbeiwertes μ_{fr} berechnet sich der Schubtraganteil aus der Normalkraftbeanspruchung pro Fugenabschnitt wie folgt:

$$\tau_n = \mu \cdot \frac{Q}{b_v \cdot l_v} \quad (7.32)$$

Der Adhäsionsbeiwert zur Erhöhung der Adhäsionsschubtragfähigkeit durch eine äußere Normalkraft ergibt sich nach [Mühlbauer, 2012] zu $\mu_{ad} = 1,0$. Der Reibungsbeiwert zur Erhöhung der plastischen Schubtragfähigkeit durch die Klemmwirkung der Bewehrung wurde in Abschnitt 6 ebenfalls zu $\mu_{fr} = 1,0$ ermittelt.

Für die Berechnung der Schubspannungen werden die durch Nebenversuche ermittelten Materialkennwerte (E-Modul und Druckfestigkeit) verwendet. Als Abmessungen werden die Sollabmessungen in die Gleichungen eingesetzt. Die Querschnittsabmessungen der Balken wurden vor dem Versuch nachgemessen. Diese stimmten sehr gut mit den geplanten Abmessungen überein. Die Fugenflächen wurden vor dem Verkleben abgeklebt, sodass eine definierte Fugenfläche sichergestellt werden konnte. Dies bestätigte auch das Nachmessen der Klebefugen bei den Balken mit abgenommenen Platten.

Tabelle 7.9: Mittlere Adhäsionstragfähigkeiten und mittlere plastische Tragfähigkeiten der Klebefugen der Bauteilversuche

Balken	$\tau_{ad,m}$	$\tau_{ad,m} - \tau_{n,ad,m}$	$\tau_{pl,m}$	$\tau_{pl,m} - \tau_{n,pl,m}$
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
B1b	10,0	7,7	-	-
B1c	9,5	7,4	-	-
B2	7,0	5,4	7,6	5,9
B3	3,7	2,9	9,0	7,0
B4a	5,4	4,2	13,3	10,3
B4b	7,0	5,4	18,1	14,0
B4c	6,3	4,9	18,2	14,1
B5	-	-	4,2	4,2
B6	5,5	4,2	12,5	9,7
B7	8,1	6,2	14,0	9,9
B10	4,0	3,0	9,9	7,5
B11	5,4	4,1	-	-

In Bild 7.60 sind die Adhäsionstragfähigkeiten und in Bild 7.61 die plastischen Tragfähigkeiten des linken und rechten Fugenabschnitts der Bauteilversuche dargestellt. In Bild 7.60 beziehen sich die roten Balken auf die Adhäsionstragfähigkeiten der Plattenbalken mit reiner Verklebung (B1b, B1c und B11) und die blauen Balken auf die Adhäsionstragfähigkeiten der bewehrten Verklebung (B2 - B4, B6, B7 und B10). Die Ergebnisse des Plattenbalkens B1a sind nicht dargestellt, da dieser falsch verklebt wurde. Die Stege der Plattenbalken B1 - B4, B6 und B7 waren vorgespannt und die Stege der Plattenbalken B10 und B11 waren schlaff bewehrt. Die Fugen der Balken B2, B3 und B4 wiesen unterschiedliche Fugenbewehrungsgehalte auf ($\rho = 0,57\%$, $1,13\%$, $1,70\%$), der Durchmesser der Fugenbewehrung mit $\varnothing 12$ mm war gleich. Die Plattenbalken B4a, B4b und B4c waren mit dem gleichen Fugenbewehrungstyp ausgestattet. Um den Einfluss der Klemmwirkung festzustellen, hatte der Plattenbalken B5 eine Teflonfolie in der Fuge. Mit dem Plattenbalken B6 wurde die Auswirkung der Fugenbewehrung mit $\varnothing 20$ mm untersucht. Beim Plattenbalken B7 kam eine hochfeste Fugenbewehrung zum Einsatz. Der schlaff bewehrte Plattenbalken B10 hatte den gleichen Fugenbewehrungsgehalt wie der vorgespannte Plattenbalken B3 ($\rho = 1,13\%$).

Die vorgespannten Balken B1b und B1c mit einer Fugenbreite von $b_v = 8$ cm besitzen eine um etwa 90 % höhere Adhäsionstragfähigkeit als der schlaff bewehrte Balken B11 mit einer Fugenbreite von $b_v = 16$ cm (Bild 7.60). Wie das Rissbild von Balken B10 (Bild 7.49) zeigt, verlaufen die

ersten Schubrisse in einem Winkel von 45° von den Auflagerachsen. Deswegen ist davon auszugehen, dass die Fugenbereiche über den Linien der letzten Schubrisse nicht aktiviert wurden. Auch die Relativverschiebungen der ersten Messachsen beider Fugenabschnitte L1 und R1 (Anlage B) nehmen nach dem Adhäsionsversagen der Fugenabschnitte nicht weiter zu.

Die Plattenbalken vom Typ B1 wurden mit der reinen Verklebung ausgeführt. Mit diesen sollte u. a. der Einfluss des verklebten Auflagerüberstands auf die Adhäsionstragfähigkeit untersucht werden. Der Plattenbalken B1b wurde mit verklebtem Auflagerüberstand und der Plattenbalken B1c ohne verklebten Auflagerüberstand hergestellt. Wie die Ergebnisse in Bild 7.60 zeigen, hat der verklebte Auflagerüberstand keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit.

Die mittlere Adhäsionstragfähigkeit der Balken B1b und B1c beträgt $7,6 \text{ N/mm}^2$. Diese ist um 30 % geringer als die Adhäsionstragfähigkeit die in [Mühlbauer, 2012] ($\tau_{u,m} - \tau_{n,m} = 11,1 \text{ N/mm}^2$) bei den Bauteilversuchen festgestellt wurde; unter Berücksichtigung der Normalspannung im Fugenabschnitt nach Gleichung (7.32). Die in dieser Arbeit ermittelte Adhäsionstragfähigkeit ist jedoch größer als die Tragfähigkeit $\tau_{ad,m} = 5,5 \text{ N/mm}^2$, die in [Mühlbauer, 2012] dem Bemessungsansatz zu Grunde liegt.

Bei den Verbundkörperversuchen wurde keine Beeinflussung der Adhäsionstragfähigkeit durch die bewehrte Klebefuge festgestellt (Bild 5.24, Bild 5.59 und Bild 5.73). Allerdings beeinflusst bei den Bauteilversuchen die Art der Verklebung die Tragfähigkeit. Bei den vorgespannten Bauteilversuchen beträgt die mittlere Adhäsionstragfähigkeit der bewehrten Klebefuge $4,8 \text{ N/mm}^2$, während die mittlere Adhäsionstragfähigkeit der reinen Klebefuge 60 % größer, d. h. $7,6 \text{ N/mm}^2$ ist.

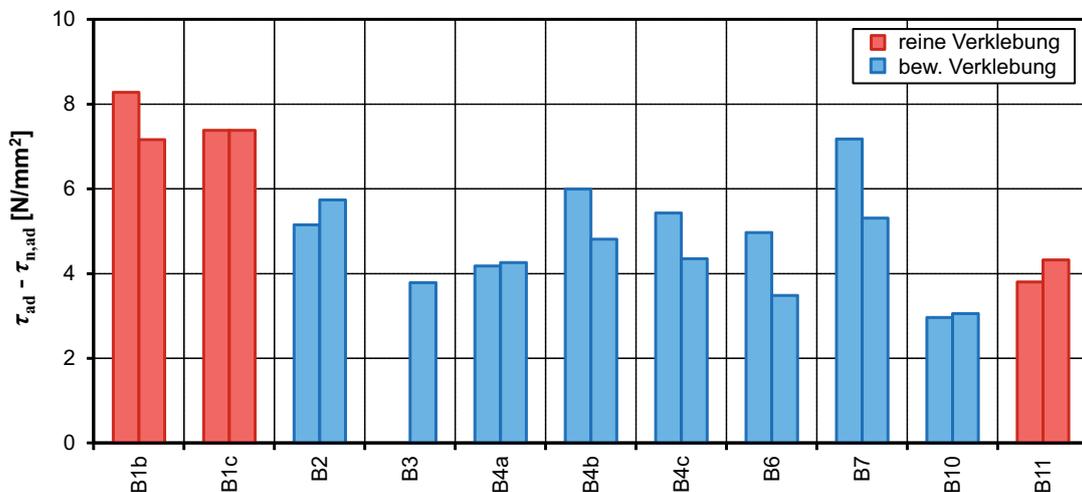


Bild 7.60: Adhäsionstragfähigkeiten des linken und rechten Fugenabschnitts der Bauteilversuche

Der linke Fugenabschnitt des Balkens B3 war falsch verklebt. Deshalb ist in Bild 7.60 nur die Tragfähigkeit des rechten Fugenabschnitts angegeben. Mit dem Plattenbalkentyp B4 sollte die Streuung der Ergebnisse bei gleichem Fugenbewehrungstyp untersucht werden. Des Weiteren sollte die Auswirkung eines verklebten Auflagerüberstandes bei bewehrter Klebefuge (B4b) sowie der Einfluss der Plattenstoßfugen (B4c) untersucht werden. Die mittleren Adhäsionstragfähigkeiten von Balken B4a, B4b und B4c betragen $4,2 \text{ N/mm}^2$, $5,4 \text{ N/mm}^2$ und $4,9 \text{ N/mm}^2$. Wie Bild 7.13

zeigt, waren die Fugen der Balken B4b und B4c rauer als die Fuge des Balkens B4a. Deshalb sind die Adhäsionstragfähigkeiten dieser Balken auch höher. Ein Einfluss des verklebten Auflagerüberstandes und der Plattenstoßfugen auf die Adhäsionstragfähigkeit kann nicht festgestellt werden.

In Bild 7.61 sind die plastischen Tragfähigkeiten des linken und rechten Fugenabschnitts der Bauteilversuche abgebildet. Die Plattenbalken B2 - B4 waren mit unterschiedlichen Bewehrungsgehalten ausgestattet. Mit einem höheren Bewehrungsgehalt ist wie bei den Verbundkörperversuchen eine Steigerung der Tragfähigkeit möglich. Die Plattenbalken B4 besaßen den gleichen Fugenbewehrungstyp, die Fugen der Stege wiesen jedoch unterschiedliche Fugenrauheiten auf (Bild 7.13). Die Rauheit der Fugen von Balken B4b und B4c waren in etwa gleich. Die mittlere plastische Tragfähigkeit dieser Balken ist um 36 % größer als die Tragfähigkeit von Balken B4a, dessen Fuge eine geringere Rauheit aufwies. Einen Einfluss der Stoßfuge und des verklebten Auflagerüberstandes wird auch bei der plastischen Tragfähigkeit der Plattenbalken B4 nicht festgestellt. Der schlaff bewehrte Plattenbalken B10 hatte den gleichen Bewehrungsgehalt wie der vorgespannte Balken B3. Die Tragfähigkeit des Balkens B10 ist um 7 % höher.

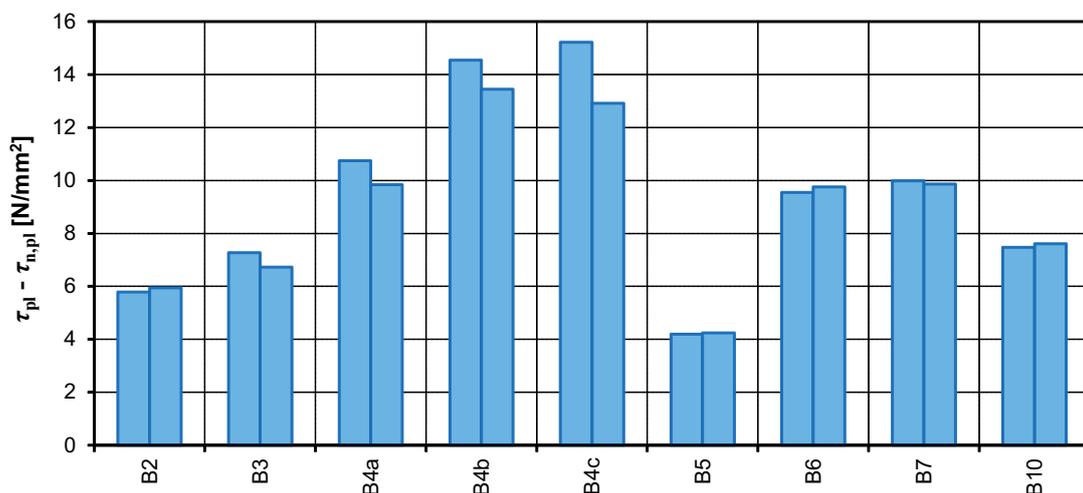


Bild 7.61: Plastische Tragfähigkeiten des linken und rechten Fugenabschnitts der Bauteilversuche

Im Vergleich zu den entsprechenden Verbundkörperversuchen 6.1a-c ($\tau_{pl,m} = 3,8 \text{ N/mm}^2$) ist die mittlere plastische Tragfähigkeit des Plattenbalkens B5 mit Teflon in der Verbundfuge ($\tau_{pl,m} - \tau_{n,pl,m} = 4,2 \text{ N/mm}^2$) um 10 % größer. Der Plattenbalken B7 war mit hochfester Fugenbewehrung ausgestattet. Die mittlere plastische Tragfähigkeit des Balkens beträgt $\tau_{pl,m} - \tau_{n,pl,m} = 9,9 \text{ N/mm}^2$. Unter Berücksichtigung der größeren Stahlfläche der vergleichbaren Verbundkörperversuche 4.1d,e ($\tau_{pl,m} = 10,92 \cdot (0,88/1,33) = 7,2 \text{ N/mm}^2$) ist die mittlere plastische Tragfähigkeit des Balkens um ca. 40 % größer. Dieser Unterschied kann an einer rauerer Verbundfuge liegen. Bei den Bauteilversuchen (Vergleich B4a und B6 unter Berücksichtigung des größeren Bewehrungsgrads von B4a) wurde im Gegensatz zu den Verbundkörperversuchen kein Einfluss der Fugenbewehrung $\varnothing 20 \text{ mm}$ auf die Tragfähigkeit festgestellt. Bezieht man die plastische Fugentragfähigkeit der Verbundkörperversuche 2.3c,d auf die Streckgrenze der Fugenbewehrung von Versuchsbalken B6 ($582,6 \text{ N/mm}^2 / 513,9 \text{ N/mm}^2 = 1,134$), so beträgt diese

$\tau_{pl,m} = 8,33 \text{ N/mm}^2$ und ist um 14 % geringer als die Tragfähigkeit des Balkens ($\tau_{pl,m} - \tau_{n,pl,m} = 9,7 \text{ N/mm}^2$).

Der Einfluss der verschiedenen Bewehrungsgehalte der Fugen auf die Tragfähigkeit ist in Bild 7.62 dargestellt. Aufgetragen ist die plastische Schubspannung τ_{pl} über den Bewehrungsgrad ρ und die Streckgrenze f_y der Bewehrung. Dabei sind die Ergebnisse der Verbundkörperversuche aus Abschnitt 5.8 den Ergebnissen der Bauteilversuche gegenübergestellt. Bei den Ergebnissen der Bauteilversuche ist wieder der Normalkraftanteil durch die einwirkende Belastung abgezogen. Die roten Datenpunkte beziehen sich auf die Bauteilversuche und die blauen Datenpunkte auf die Verbundkörperversuche. Des Weiteren ist die anhand der Verbundkörperversuche ermittelte Regressionsgerade abgebildet (Abschnitt 5.8). Die Regressionsanalyse ergab einen Reibungsbeiwert von $\mu = 1,0$. Wie Bild 7.62 zeigt, können mit diesem Reibungsbeiwert auch die Ergebnisse der Bauteilversuche gut nachvollzogen werden. Bis auf die Ergebnisse der Bauteilversuche B4b und B4c mit einer rauerer Fuge als bei den anderen Balken sowie des Bauteilversuchs B2 mit einer im Vergleich zur Bewehrungstragfähigkeit größeren Adhäsionstragfähigkeit der Fugenabschnitte, liegen die plastischen Tragfähigkeiten im direkten Bereich der Regressionsgeraden. Bei den Verbundkörperversuchen 5.2a und 5.3a,b war ebenfalls die Adhäsionstragfähigkeit der Fuge größer als die Bewehrungstragfähigkeit. Diese Ergebnisse wurden bei der Auswertung nicht berücksichtigt.

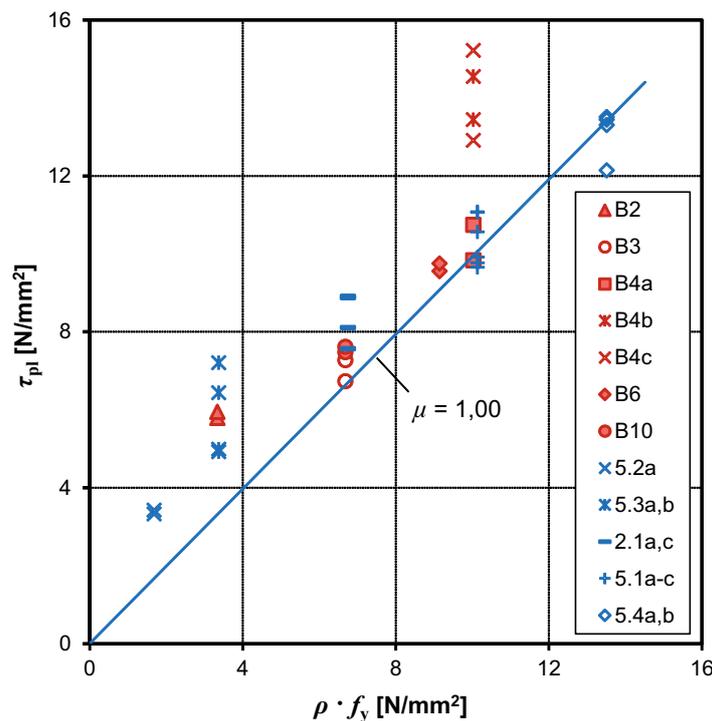


Bild 7.62: Plastische Tragfähigkeiten der Verbundkörperversuche und der Bauteilversuche mit unterschiedlichem Bewehrungsgehalt und Regressionsgerade der Verbundkörperversuche

In Bild 7.63 sind die Bruchtragfähigkeiten von gefügten Plattenbalken den Bruchtragfähigkeiten von Einzelkomponenten gegenübergestellt. Die roten Balken beziehen sich auf die vorgespannten Bauteile und die blauen Balken auf die schlaff bewehrten Bauteile. Die Platte B13 enthielt nur eine Faserbewehrung. Die Tragfähigkeit des vorgespannten Plattenbalkens B4b mit bewehrter Verklebung ist um ca. 90 % höher als die Tragfähigkeit der Einzelkomponenten (Steg B14 + Platte B13). Der schlaff bewehrte Plattenbalken B10 mit bewehrter Verklebung besitzt ebenfalls eine um ca. 90 % größere Tragfähigkeit als die Einzelkomponenten (Steg B12 + Platte B13).

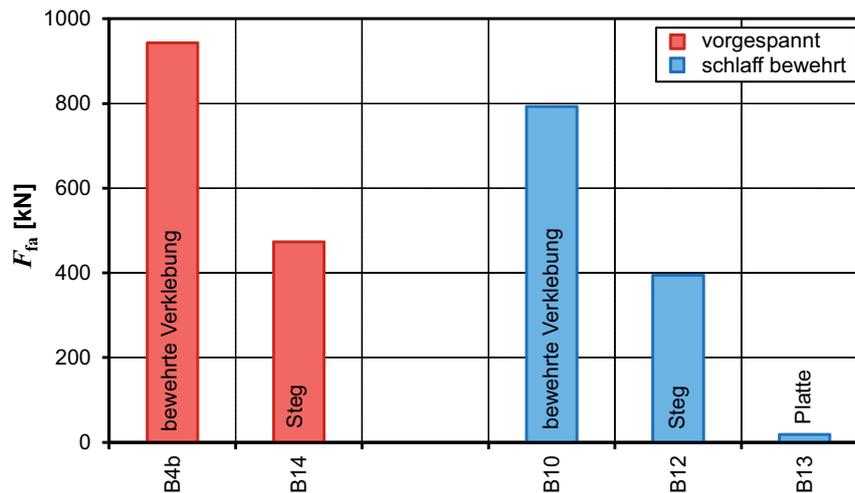


Bild 7.63: Vergleich der Bruchtragfähigkeiten der gefügten Plattenbalken mit den Bruchtragfähigkeiten der Einzelkomponenten

7.10 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse und Fazit

An insgesamt 18 Bauteilversuchen wurde das Trag- und Verformungsverhalten der entwickelten Fügetechniken am Bauteil und deren Einfluss auf das Bauteiltragverhalten ermittelt. Es wurde gezeigt, dass die Herstellung größerer Mengen UHPC im Fertigteilwerk problemlos umsetzbar ist und die Materialkennwerte der im Fertigteilwerk hergestellten Mischungen den Werten der im Labor hergestellten Mischungen entsprechen (Abschnitt 2). Darüber hinaus konnte festgestellt werden, dass die Anwendung der entwickelten Fügetechniken auch bei großformatigen Bauteilen umsetzbar ist und somit Einzug in die Praxis halten kann.

Es wurden vorgespannte und schlaff bewehrte Plattenbalken mit reiner und bewehrter Klebefuge geprüft. Zudem wurden die Einzelkomponenten der Plattenbalken untersucht. Um den Einfluss der Fugennachgiebigkeit auf das Tragverhalten versuchstechnisch zu ermitteln, wurde ebenfalls ein monolithischer Plattenbalken getestet.

Das Versagen der Klebefuge trat bei den Versuchsbalken durch ein Adhäsionsversagen ein (Bild 7.50). Bis zu diesem Haftversagen der Klebefugen war ein annähernd monolithisches Tragverhalten der Versuchsbalken mit einer sehr geringen Fugenrelativverschiebung (Bild 7.20) feststellbar. Bei der reinen Verklebung war der Adhäsionsbruch durch einen lauten Knall wahrnehmbar. Daraufhin fiel die Versuchslast unmittelbar ab. Dieses spröde Versagen wurde auch bei den Verbundkörperversuchen beobachtet. Bei den bewehrten Klebefugen war das Haftversagen

deutlich leiser hörbar. Da die Bewehrung sehr steif im UHPC-Gefüge eingebettet war, fand die Umlagerung von der Tragwirkung über die Verklebung hin zur Tragwirkung über die Bewehrung (bei einer Bewehrungstragfähigkeit größer als die Adhäsionstragfähigkeit) ohne großen Steifigkeitsabfall statt. Infolge der bewehrten Verklebung waren eine Steigerung der Fugentragfähigkeit und eine Verbesserung der Fugenduktilität möglich. Anders als bei den Verbundkörperversuchen beeinflusste bei den Bauteilversuchen die Art der Verklebung die Adhäsionstragfähigkeit. Bei der bewehrten Verklebung war die Adhäsionstragfähigkeit im Vergleich zur reinen Verklebung geringer (Bild 7.60). Aufgrund der rauerer Fugen der Plattenbalken B4b und B4c (Bild 7.13) verhielten sich diese Balken steifer (Bild 7.25) und wiesen eine höhere Tragfähigkeit als der Plattenbalken B4a auf (Bild 7.61).

Der Adhäsionsbruch führte zu einer Relativverschiebung der Fuge (Bild 7.34) und zur Aktivierung der Bewehrung. Diese wurde wie bei den Verbundkörperversuchen durch die Dübelwirkung auf Biegung (Bild 7.40) und durch die Klemmwirkung auf Zug (Bild 7.41) beansprucht. Die Relativverschiebung führte zu einem Sprung im Dehnungsverlauf in Höhe der Fuge (Bild 7.36). Bei einer verklebten Fuge und bei einer Fugenbewehrung aus normalfestem Stahl war der Sprung geringer als bei einer Fuge mit Teflonfolie oder bei einer Fugenbewehrung aus hochfestem Stahl.

Der Fugenrelativverschiebungsverlauf der vorgespannten Plattenbalken mit bewehrter Klebefuge entwickelte sich anders als der Verlauf des schlaff bewehrten Plattenbalkens. Die größten Relativverschiebungen traten bei den vorgespannten Balken in der Nähe der Auflager und beim schlaff bewehrten Balken in dem mittleren Bereich der Fugenabschnitte auf. Wie die Rissbilder des schlaff bewehrten Plattenbalkens (Bild 7.49) zeigten, verliefen die ersten Schubrisse von den Auflagerachsen in einem Winkel von etwa 45° . Die Bereiche der Fugenabschnitte über den ersten Rissen wurden vorerst nicht aktiviert wie auch die Relativverschiebungs- und die Dehnungsmessung zeigten (Bild 7.44). Erst beim Plastizieren der kompletten Fugenabschnitte erfuhr die Fugenbewehrung der äußeren Aussparung der linken und rechten Balkenseite eine Dehnung. Beim schlaff bewehrten Balken B11 mit reiner Verklebung nahmen die Relativverschiebungen der Fuge in den Auflagerbereichen mit dem Eintreten des Adhäsionsbruchs der Fugenabschnitte nicht weiter zu. Die Bereiche der Fugenabschnitte über den ersten Schubrisen hatten bei diesem Balken auch nicht mitgetragen. Das bestätigte auch der Vergleich der Adhäsionstragfähigkeiten der schlaff bewehrten Balken mit den der vorgespannten Balken in Bild 7.60, bei denen die kompletten Fugenabschnitte beim Bruch durchrissen. Die Tragfähigkeit der schlaff bewehrten Balken war wesentlich geringer.

Der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbundfuge wurde versuchstechnisch an den schlaff bewehrten Plattenbalken B9 (monolithischer Plattenbalken), B10 (bewehrte Verklebung) und B11 (reine Verklebung) getestet. Bei den Versuchen zeigte sich, dass die Nachgiebigkeit der Verbundfuge keine große Auswirkung auf das Tragverhalten der Balken hatte (Bild 7.27). Die gefügten Plattenbalken verhielten sich bis zum jeweiligen Fugenversagen annähernd wie der monolithische Plattenbalken. Bei dem Versuchsbalken mit reiner Verklebung fiel wieder die Last mit dem Adhäsionsversagen ab. Der Balken mit bewehrter Verklebung verlor erst mit dem Plastizieren der Fuge an Steifigkeit.

Um die Übertragbarkeit der Ergebnisse der Verbundkörperversuche auf die Bauteilversuche zu überprüfen, wurde u. a. eine Versuchsnachrechnung durchgeführt. Hierzu wurde der Plattenbalken

B5 herangezogen. Wie die Berechnungen in Abschnitt 7.8 belegen, können die Ergebnisse des Bauteilversuchs mit dem zu Grunde gelegten Fugentragverhalten der vergleichbaren Verbundkörperversuche gut nachvollzogen werden. Das Fugentragverhalten der Verbundkörperversuche ist somit auf das Bauteil übertragbar. Des Weiteren wurden verschiedene Fugensteifigkeiten untersucht. Je weicher das Fugenverhalten war, desto geringer war die Beanspruchung der Fugenbewehrung und desto höher war die Beanspruchung der Einzelquerschnitte (Bild 7.57 und Bild 7.58). Im Vergleich zum starren Verbund erfuhren die Bewehrungsstäbe des Versuchsbalkens B5 eine um 23 % geringere Belastung. Bei der bewehrten Fuge des Bauteils aus Normalbeton mit geringerer Fugensteifigkeit reduzierte sich die Belastung der Verbindungsmittel sogar um ca. 60 %. Dementsprechend erhöhte sich die Beanspruchung der Einzelquerschnitte. Die Fugensteifigkeit des Plattenbalkens B7 mit hochfester Bewehrung war in etwa vergleichbar mit der Steifigkeit von Plattenbalken B5. Die bewehrte Klebefuge mit einer Bewehrung aus normalfestem Stahl wies eine sehr hohe Fugensteifigkeit auf. Bei dieser Fuge ist die Annahme eines starren Verbunds gerechtfertigt.

Wie in Bild 7.62 ersichtlich, entsprachen die plastischen Tragfähigkeiten der Fugen der Bauteilversuche weitestgehend den Ergebnissen der Verbundkörperversuche. Im Gegensatz zu den Verbundkörperversuchen hatte der Bewehrungsdurchmesser der Fugenbewehrung bei den Bauteilversuchen keine Auswirkung auf die Tragfähigkeit.

Durch die Dehnungsmessung an den Bewehrungsstäben konnte auf die Stelle der maximalen Biegebeanspruchung geschlossen werden. Diese lag wie bei den Verbundkörperversuchen in etwa in einem Abstand von einem Fugenbewehrungsdurchmesser von der Fugenoberfläche entfernt (Abschnitt 7.7.7). Mit dem Erreichen der Fließdehnung der Bewehrung an dieser Stelle plastizierten die Bewehrungsstäbe im direkten Fugenbereich durch die Schubbeanspruchung. Die Normalkraftbeanspruchung in den Stäben durch die Klemmwirkung betrug zu diesem Zeitpunkt in etwa 50 % der Fließdehnung (Bild 7.41).

Nach der Überschreitung der plastischen Fugentragfähigkeit trat mit zunehmender Belastung ein Druckzonenversagen im Steg ein (Bild 7.47). Die Bruchtragfähigkeiten der gefügten Plattenbalken waren bis zu 90 % größer als die Bruchtragfähigkeiten deren Einzelkomponenten.

8 Bemessungsmodelle und Konstruktionsregeln

8.1 Allgemeines

In Abschnitt 6 wurde auf der Grundlage der Ausziehversuche und der Verbundkörperversuche ein mechanisches Modell zur Beschreibung der Tragfähigkeit von bewehrten Klebefugen entwickelt. Um zu überprüfen, ob die Erkenntnisse aus den kleinformatischen Verbundkörperversuchen auf Bauteile übertragbar sind, wurden Plattenbalkenversuche durchgeführt (Abschnitt 7). Der Vergleich der Versuchsergebnisse beider Versuchskörpertypen in Abschnitt 7.9 zeigte eine sehr gute Übereinstimmung, so dass keine Modifikation des an den kleinformatischen Körpern hergeleiteten Modells erforderlich ist. Im Folgenden wird das mechanische Modell zusammenfassend dargestellt und anhand der Verbundkörper- und Bauteilversuche statistisch ausgewertet. Hierbei wird zwischen ungerissener und gerissener Klebefuge unterschieden. Die Klebefuge gilt als ungerissen, wenn die Schubtragfähigkeit kleiner als die Adhäsionstragfähigkeit ist. Abschließend werden Konstruktionsregeln für Klebefugen vorgeschlagen.

8.2 Bemessungsmodell für ungerissene Klebefugen

Die Klebefugen der Verbundkörperversuche versagten durch einen Adhäsionsbruch. Bis zu diesem Haftversagen der Klebefugen verhielten sich die Versuchskörper quasi monolithisch, so dass von einer ungerissenen Fuge ausgegangen werden kann. Die Adhäsionsfestigkeit für die reine Verklebung kann nach [Mühlbauer, 2012], wie in Abschnitt 6, gezeigt für den Schub-Druck-Bereich über ein lineares Bruchkriterium beschrieben werden. Die Berechnung des Bemessungswertes der Adhäsionstragfähigkeit erfolgt mit Gl. (8.1).

Bei den Verbundkörperversuchen wurde keine Beeinflussung der Adhäsionstragfähigkeit aufgrund unterschiedlicher Fügemethoden festgestellt. Die Bauteilversuche zeigten jedoch bei der bewehrten Verklebung eine um 30 % geringere Adhäsionstragfähigkeit im Vergleich zur reinen Verklebung. Die verminderte Tragfähigkeit wird über die Einführung des Faktors k_{joint} in Gl. (8.1) berücksichtigt.

$$\tau_{\text{u,d}} = k_{\text{load}} \cdot k_{\text{joint}} \cdot \frac{0,85}{\gamma_j} \cdot (5,5 - 1,0 \cdot \sigma_{\text{cnd}}) \quad (8.1)$$

mit

$$k_{\text{load}} = 0,6$$

$$k_{\text{joint}} = 1,0 \quad \text{reine Verklebung}$$

$$k_{\text{joint}} = 0,7 \quad \text{bewehrte Verklebung}$$

$$\gamma_j = 1,8$$

σ_{cnd} Bemessungswert der einwirkenden Druckspannung normal zur Klebefuge

Für σ_{cnd} gilt:

$$\sigma_{\text{cnd}} \leq 0 \quad \text{und} \quad |\sigma_{\text{cnd}}| \leq f_{\text{cjd}}$$

8.3 Bemessungsmodell für gerissene Klebefugen

8.3.1 Bemessungsmodell

Beim Überschreiten der Adhäsionstragfähigkeit reißt die Klebefuge auf und infolge der auftretenden Relativverschiebung der Fuge wird die Bewehrung aktiviert. Da die Bewehrung in lateraler und axialer Richtung sehr steif im UHPC-Gefüge eingebettet ist, findet die Umlagerung von der Adhäsionstragwirkung zur Bewehrungstragwirkung im Vergleich zu Normalbeton ohne große Verschiebungen und mit nur einem sehr geringen Lastabfall statt.

Das in Abschnitt 6 hergeleitete Modell für die gerissene Klebefuge ist nachfolgend zusammenfassend dargestellt. Um ein duktileres Fugentragverhalten sicherzustellen, muss die Bewehrungstragfähigkeit größer als die Adhäsionstragfähigkeit sein. Die Bewehrungstragwirkung wird nach Gl. (6.21) mechanisch korrekt erfasst und über die Klemmwirkung τ_{fr} Gl. (6.22) und die Dübelwirkung τ_{do} Gl. (6.23) beschrieben. Da die Tragwirkung über die Klemmwirkung einer äußeren Normalkraftbeanspruchung entspricht, werden beide Anteile zu τ_{fr} zusammengefasst. Anhand von Versuchen ist noch zu überprüfen, ob der Reibungsbeiwert μ infolge Klemmwirkung mit einer äußeren Normalkraftbeanspruchung identisch ist. Die Interaktion zwischen Klemm- und Dübelwirkung wird über die Faktoren κ und α berücksichtigt. Bei den Verbundkörperversuchen wurde bei einem größeren Durchmesser der Fugenbewehrung eine geringere Fugentragfähigkeit festgestellt. Diese resultiert aus einem weicherem Verbundverhalten der Bewehrung im UHPC bei steigendem Durchmesser. Bei den Bauteilversuchen zeigte sich keine Beeinflussung durch den Bewehrungsdurchmesser. Auf der sicheren Seite liegend wird die Abminderung jedoch berücksichtigt und über eine Modifizierung des Interaktionsfaktors κ erfasst.

$$\tau_u = \tau_{fr} + \tau_{do} \geq \tau_{ad} \quad (8.2)$$

$$\tau_{fr} = \mu \cdot (\rho \cdot \kappa \cdot f_y + \sigma_n) \quad (8.3)$$

$$\tau_{do} = \alpha \cdot 0,65 \cdot \rho \cdot f_{c,cyl}^{0,5} \cdot f_y^{0,75} \leq \alpha \cdot 0,58 \cdot \rho \cdot f_y \quad (8.4)$$

mit

$$\rho = \frac{A_s}{A_j}$$

Für eine schalglatte, gestrahlte Fugenoberfläche bei Bauteilen aus UHPC und einer Fugenbewehrung aus Stahl B500B gelten die folgenden Werte:

$$\mu = 1,0$$

$$\alpha = 0,87$$

$$\kappa = 0,5 \quad \phi [mm] \leq 12$$

$$\kappa = 0,7 - \frac{\phi [mm]}{60} \quad 12 < \phi [mm] \leq 20$$

8.3.2 Statistische Auswertung

Mit Hilfe von Versuchen und theoretischen Überlegungen wurde das zuvor vorgestellte Bemessungsmodell, welches den Widerstand der bewehrten Klebefuge beschreibt, entwickelt. Der charakteristische Wert dieses Modells wird nachfolgend in Anlehnung an [DIN EN 1990, 2010], entsprechend Anhang D.8, auf Basis der statistischen Auswertung der Versuchsdaten bestimmt. Das Auswerteverfahren gliedert sich in sieben Schritte. Die Berechnungsergebnisse der einzelnen Schritte sind in Anlage C dargestellt. Bei der Auswertung der Versuchsdaten werden ebenfalls die Ergebnisse der Verbundkörperversuche herangezogen, deren Fugen mit Trennmittel vorbehandelt waren. Der Reibungsbeiwert für diese Versuche wird nach Bild 5.77 mit $\mu = 0,85$ angesetzt.

Schritt 1: Entwicklung eines Bemessungsmodells

Die Widerstandsfunktion der bewehrten Klebefuge lässt sich in Abhängigkeit der Basisvariablen Betondruckfestigkeit, Stahlfestigkeit, Reibungsbeiwert und bezogener Bewehrungsgehalt mit dem Bemessungsmodell nach Gl. (6.21) ermitteln. Die theoretische Widerstandsfunktion r_t lautet:

$$r_t = g_{rt}(X) \tag{8.5}$$

Schritt 2: Vergleich der experimentellen und theoretischen Werte

Durch das Einsetzen der experimentell ermittelten Werte der Basisvariablen in die Widerstandsfunktion werden die theoretischen Werte r_{ti} bestimmt. Anschließend erfolgt der Vergleich mit den experimentellen Werten r_{ei} (Bild 8.1). Wenn die berechneten Widerstände exakt der Widerstandsfunktion entsprechen, würden die Werte genau auf der Winkelhalbierenden liegen. Die Abweichung von der Winkelhalbierenden veranschaulicht die Streuung der Versuchsergebnisse.

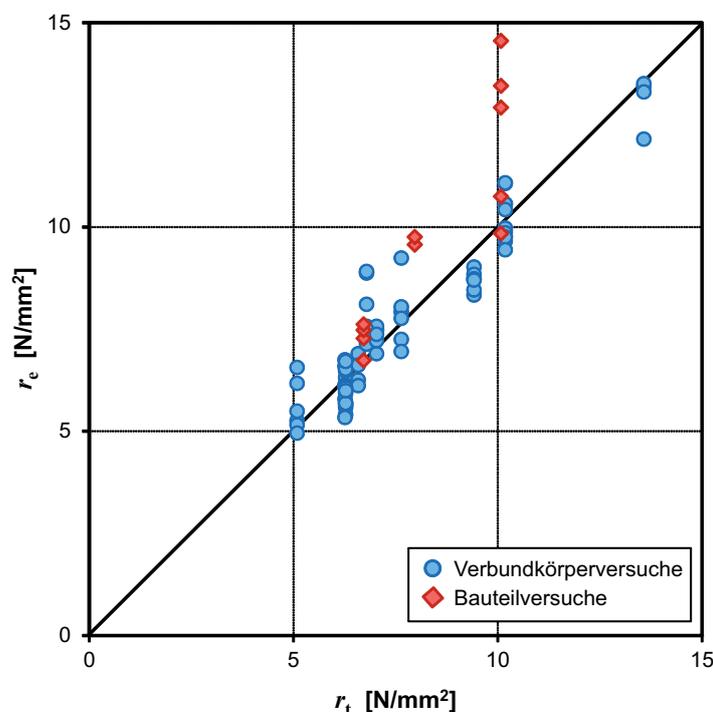


Bild 8.1: Vergleich der experimentellen r_{ei} und theoretischen Werte r_{ti}

Schritt 3: Schätzwert der Mittelwertkorrektur b

Im dritten Schritt wird die Widerstandsfunktion r durch den Nullpunkt ($r_t = r_e = 0$) bestimmt:

$$r = b r_t \delta \quad (8.6)$$

Hierbei beschreibt b die Mittelwertabweichung, die mit Hilfe des Minimums der Abweichungsquadrate ermittelt wird:

$$b = \frac{\sum r_e r_t}{\sum r_t^2} \quad (8.7)$$

Die Werte der theoretischen Widerstandsfunktion r_m ergeben sich mit den Mittelwerten \underline{X}_m der Basisvariablen zu:

$$r_m = b r_t(\underline{X}_m) = b g_{rt}(\underline{X}_m) \delta \quad (8.8)$$

Schritt 4: Schätzung des Variationskoeffizienten der Streugröße δ

Die Streugröße δ soll als zusätzliche Zufallsgröße die Modellunsicherheit des Bemessungsansatzes beschreiben. Diese wird für jeden experimentell ermittelten Wert r_e mit folgender Formel berechnet:

$$\delta_i = \frac{r_{ei}}{b r_{ti}} \quad (8.9)$$

Da die Annahme getroffen wird, dass die Streugröße δ_i logarithmisch normalverteilt ist, kann ein Schätzwert nach:

$$\Delta_i = \ln(\delta_i) \quad (8.10)$$

bestimmt werden.

Der Mittelwert des Schätzwertes Δ_i ergibt sich zu:

$$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i \quad (8.11)$$

Für die Standardabweichung des Schätzwertes Δ_i gilt:

$$s_{\Delta}^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2 \quad (8.12)$$

Der Schätzwert des Variationskoeffizienten kann für die log-normalverteilte Größe δ folgendermaßen berechnet werden:

$$V_{\delta} = \sqrt{\exp(s_{\Delta}^2) - 1} \quad (8.13)$$

Schritt 5: Verträglichkeitsprüfung

Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Annahmen, die beim Aufstellen der Widerstandsfunktion getroffen wurden, ergab eine akzeptable Streuung zwischen r_{ti} und r_{ei} . Der Variationskoeffizient beträgt $V_{\delta} = 11,6\%$. Bei einer zu hohen Streuung empfiehlt der Eurocode zwei Möglichkeiten, um diese zu verringern, nämlich die Widerstandsfunktion durch das Hinzufügen weiterer Basisvariablen zu verbessern oder die Grundgesamtheit in Untergruppen zu unterteilen.

Schritt 6: Bestimmung der Variationskoeffizienten V_{xi} der Basisvariablen

Die Variationskoeffizienten V_{xi} der Basisvariablen können aus den Versuchsdaten bestimmt werden, wenn nachgewiesen werden kann, dass der Gesamtumfang der Versuche repräsentativ für die wirklichen Streuungsverhältnisse ist. Da dies allerdings in den meisten Fällen nicht zutrifft, sind die Variationskoeffizienten V_{xi} aufgrund von Vorinformationen zu bestimmen.

Die wesentlichen Basisvariablen der Widerstandsfunktion (6.21) sind die Betondruck- und Stahlfestigkeit, der Reibungsbeiwert, die Stahlfläche und die Fugengeometrie. Da für die Dübeltragwirkung bei Bauteilen aus UHPC die Grenzbedingung nach Gl. (6.23) gilt, fließt die Betonfestigkeit in die Widerstandsfunktion nicht ein. Der Variationskoeffizient des Reibungsbeiwertes wurde auf Basis der Versuchsergebnisse, die [Mühlbauer, 2012] an zweiachsig belasteten Schub-Druck-Probekörpern bestimmt hat, berechnet. Die Variationskoeffizienten der Stahlfestigkeit und der Stahlfläche wurden dem [Joint Committee on Structural Safety (JCSS), 2002] entnommen. Für den Variationskoeffizienten der Fugengeometrie wurde die Streuung der geometrischen Abweichungen von Fertigteilen nach [Hansen, 2004] verwendet. In Tabelle 8.1 sind die Variationskoeffizienten der Basisvariablen zusammengefasst.

Tabelle 8.1: Variationskoeffizienten V_{xi} der Basisvariablen

Basisvariable	V_{xi}
Stahlfestigkeit f_y	0,07
Stahlfläche A_s	0,02
Reibungsbeiwert μ	0,128
Fugengeometrie A_j	0,008

Schritt 7: Bestimmung des charakteristischen Wertes r_k der Widerstandsfunktion und des Bemessungswertes r_d

Im letzten Schritt erfolgt die Bestimmung des charakteristischen Wertes r_k der Widerstandsfunktion. Dabei wird zunächst der Variationskoeffizient V_{rt} der Funktion r_t mittels der Variationskoeffizienten der Basisvariablen berechnet:

$$V_{rt}^2 = \sum_{i=1}^j V_{xi}^2 \tag{8.14}$$

Zur Ermittlung des Variationskoeffizienten V_r darf für kleine Werte von V_δ^2 und V_{rt}^2 die folgende Näherung verwendet werden:

$$V_r^2 = V_\delta^2 + V_{rt}^2 \quad (8.15)$$

Da die Versuchsanzahl kleiner als 100 ist, ist der charakteristische Wert r_k folgendermaßen zu ermitteln:

$$r_k = b g_{rt}(\underline{X}_m) \exp(-k_\infty \alpha_{rt} Q_{rt} - k_n \alpha_\delta Q_\delta - 0,5 Q^2) \quad (8.16)$$

mit

$$Q_{rt} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)} \quad Q_\delta = \sqrt{\ln(V_\delta^2 + 1)} \quad Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)} \quad (8.17)$$

$$\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q} \quad \alpha_\delta = \frac{Q_\delta}{Q} \quad (8.18)$$

wobei

k_n Fraktilefaktor für den charakteristischen Wert

k_∞ 1,64 ($n \rightarrow \infty$)

α_{rt} Wichtungsfaktor für Q_{rt}

α_δ Wichtungsfaktor für Q_δ

Die charakteristische Schubspannung für die Bewehrungstragfähigkeit ergibt sich aus der statistischen Auswertung der Versuchsdaten zu

$$\tau_{u,k} = 0,75 \cdot (\tau_{fr,k} + \tau_{do,k}) \geq \tau_{ad,k} \quad (8.19)$$

und der Bemessungswert für die Bewehrungstragfähigkeit mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach [DIN EN 1992-1-1 + NA, 2011] zu:

$$\tau_{u,d} = \tau_{fr,d} + \tau_{do,d} \geq \tau_{ad,d} \quad (8.20)$$

$$\tau_{fr,d} = \mu \cdot (\rho \cdot \kappa \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} + \sigma_{cnd}) \quad (8.21)$$

$$\tau_{do,d} = \alpha \cdot 0,65 \cdot \rho \cdot \frac{f_{ck,cyl}^{0,5}}{\gamma_c} \cdot \frac{f_{yk}^{0,75}}{\gamma_s} \leq \alpha \cdot 0,58 \cdot \rho \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (8.22)$$

mit

$$\rho = \frac{A_s}{A_j}$$

$\gamma_c = 1,5$ und $\gamma_s = 1,15$

Für eine schalglatte, gestrahlte Fugenoberfläche bei Bauteilen aus UHPC und einer Fugenbewehrung aus Stahl B500B gelten die Werte:

$$\mu = 0,75$$

$$\alpha = 0,65$$

$$\kappa = 0,5 \quad \phi [mm] \leq 12$$

$$\kappa = 0,7 - \frac{\phi [mm]}{60} \quad 12 < \phi [mm] \leq 20$$

8.4 Bemessungsmodell für die reine Dübelwirkung

Für die reine Dübeltragfähigkeit wird ebenfalls auf Basis der Versuchsergebnisse der charakteristische Wert der Widerstandsfunktion bestimmt. Die Berechnung erfolgt nach dem zuvor vorgestellten Verfahren nach [DIN EN 1990, 2010] und ist im Anhang C gezeigt. Die anhand von Versuchsdaten und theoretischen Überlegungen in Abschnitt 6 hergeleitete Beziehung für die Dübeltragfähigkeit lautet:

$$F = 0,65 \cdot A_s \cdot f_{c,cyl}^{0,5} \cdot f_y^{0,75} \leq 0,58 \cdot A_s \cdot f_y \quad (8.23)$$

Als Variationskoeffizient der Basisvariablen für die Stahlfestigkeit und Stahlfläche wurden die Werte aus Tabelle 8.1 verwendet. Da mit steigender Betonfestigkeit die Streuung der Druckfestigkeit abnimmt, wurde, auf der sicheren Seite liegend, der Variationskoeffizient der Basisvariablen der Betondruckfestigkeit von einem Beton der Festigkeitsklasse C20/25 gewählt. Dieser ergibt sich unter der Annahme einer Standardabweichung von 5 N/mm² und einem Mittelwert der Betondruckfestigkeit von 28 N/mm² zu $V_{xi} = 0,179$.

Auf der Grundlage dieser Annahmen und der Versuchsdaten berechnet sich der charakteristische Wert der reinen Dübeltragfähigkeit wie folgt:

$$F_k = 0,45 \cdot A_s \cdot f_{ck,cyl}^{0,5} \cdot f_{yk}^{0,75} \leq 0,58 \cdot A_s \cdot f_{yk} \quad (8.24)$$

Der Ermittlung des charakteristischen Wertes liegen nur 10 Versuchswerte zugrunde. Durch eine erhöhte Anzahl von Versuchen können die statistischen Effekte verringert und somit der charakteristische Wert der Widerstandsfunktion genauer bestimmt werden.

Der Bemessungswert der reinen Dübeltragfähigkeit beträgt mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach [DIN EN 1992-1-1 + NA, 2011]:

$$F_d = 0,45 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ck,cyl}^{0,5}}{\gamma_c} \cdot \frac{f_{yk}^{0,75}}{\gamma_s} \leq 0,58 \cdot A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (8.25)$$

mit

$$\gamma_c = 1,5 \text{ und } \gamma_s = 1,15$$

8.5 Konstruktionsregeln

Um einen optimalen Verbund der UHPC-Fügeteile mit dem RPC-Klebstoff sicherzustellen und die Oberfläche für die Bewehrungswirkung aufzurauen, ist die UHPC-Schlämme der Klebeflächen durch Strahlen mit festem Strahlgut komplett abzutragen. Beim Verkleben müssen die Klebeflächen staubfrei und fettfrei sein. Damit die Verfüllflächen des Steges bei der bewehrten Verklebung frei von RPC-Klebstoff bleiben, hat sich ein Abkleben der Ränder dieser Flächen mit Klebestreifen bewährt. So kann ein optimaler Verbund zwischen der späteren Verfüllung und dem Steg sichergestellt werden. Vor der Verfüllung der Aussparungen sind die Klebestreifen zu entfernen und die Verfüllflächen zu reinigen.

Der RPC-Klebstoff ist gemäß Mischanweisung mit einem langsam laufenden Mischgerät anzumischen (Abschnitt 2). Unmittelbar vor dem Verkleben der UHPC-Fügeteile sind die Klebeflächen mit einem feuchten Schwamm mattfeucht vorzunässen. Der RPC-Klebstoff sollte auf die Fügeflächen beider zu verklebenden UHPC-Bauteile aufgetragen und der Formschluss durch ein leichtes Andrücken des einen Fügeteils gegen das andere hergestellt werden, falls das Eigengewicht des aufzuklebenden Fügeteils nicht ausreicht. [Mühlbauer, 2012] empfiehlt eine möglichst geringe Klebstoffdicke ($t_g = 1 - 3 \text{ mm}$).

Nach [Mühlbauer, 2012] sollte ein Trennen der Fügeteile nach dem ersten Kontakt beider Klebeflächen unbedingt vermieden werden, da dies zu Luftpneinschlüssen in der Klebefläche führen kann. Das nachträgliche Positionieren der Fügeteile beim Verklebevorgang darf nur in paralleler Richtung der Klebefläche durch Verschieben erfolgen.

Bei einer Verfüllung der Aussparungen im direkten Anschluss an die Verklebung ist darauf zu achten, dass die Fügeteile nicht bewegt oder belastet werden. Die Verfüllflächen sind vor der Verfüllung mattfeucht vorzunässen. Dies kann beispielsweise mit einer Sprühflasche erfolgen.

Zur Nachbehandlung ist die Klebefuge bzw. die Verfüllung beim Aushärten z. B. mit einer Kunststoffolie abzudecken, damit diese feucht gehalten wird. Bis zur vollen Belastung des gefügten Bauteils sollte die Verklebung bzw. die Verfüllung mindestens 14 Tage aushärten.

Bei der bewehrten Klebefuge sind die folgenden Konstruktionsregeln einzuhalten:

- Minimaler Fasergehalt der UHPC-Fügeteile: $f_{g,\min} = 0,9 \text{ Vol.-%}$
- Minimale seitliche Betondeckung: $c_{s,\min} = 1,25 \varnothing$
- Minimaler Abstand der Stäbe in Krafrichtung: $a_{\min} = 1,5 \varnothing$
- Minimale Einbindelänge der Kopfbolzen (Kopf $2 \varnothing$)
inkl. Kopfhöhe in die Verfüllung: $l_{b,\min} = 3 \varnothing + h_{\text{Kopf}}$

9 Zusammenfassung und Ausblick

Ultrahochfester Beton ermöglicht die Herstellung äußerst filigraner und trotzdem leistungsfähiger Bauteile, deren Fertigung vorwiegend in stationären Anlagen stattfinden wird. Bedingt durch den Transport über öffentliche Verkehrswege und der Montage auf der Baustelle sind nur begrenzte Bauteilabmessungen möglich. Aus diesen Gründen ist es erforderlich, unter Baustellenbedingungen einsetzbare Konstruktionslösungen für das Fügen von UHPC-Fertigteilen zu entwickeln.

In der vorliegenden Arbeit wurden fügetechnische Konstruktionslösungen für Bauteile aus ultrahochfestem Beton erarbeitet. Neben der „reinen“ Verklebung stand vor allem die bewehrte Verklebung im Fokus der Untersuchungen. Zum Verkleben der UHPC-Fügeteile wurde der am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München entwickelte RPC-Klebstoff eingesetzt. Da das ursprünglich verwendete Microsilica der RPC-Klebstoff-Mischung nicht mehr produziert wird, musste zunächst die RPC-Mischung modifiziert werden.

Neben der Untersuchung der Fügetechniken konnten ebenfalls die Auswirkungen der Herstellung von UHPC an verschiedenen Standorten analysiert werden, da die Versuchskörper in unterschiedlichen Herstellungsstätten (Labore und Werk) gefertigt wurden. Hierbei zeigte sich, dass bei fachgerechter Herstellung sowie geeigneter personeller und gerätemäßiger Ausstattung des Werks UHPC auch unter Praxisbedingungen zielsicher in größeren Mengen im Fertigteilwerk produziert werden kann. Darüber hinaus wurde der Einfluss des Fasergehaltes auf die mechanischen Eigenschaften des UHPC untersucht und anhand der Begleitprüfkörperversuche die Festigkeitsentwicklung der grobkörnigen UHPC-Mischung B5Q analytisch beschrieben.

Zunächst sind im Zuge einer Literaturrecherche Untersuchungen zur „reinen“ Verklebung zusammengestellt worden. Des Weiteren wurde auf das Schubtragverhalten von bewehrten Verbundfugen sowie auf normative und aus der Literatur bekannte Bemessungsansätze zur Schubkraftübertragung in Verbundfugen nachträglich ergänzter Betonbauteile eingegangen. Das prinzipielle Tragverhalten dieser Fugen ist vergleichbar mit dem bewehrter Klebefugen.

Bei der bewehrten Verklebung ist das Verbundverhalten der Bewehrung im UHPC von großer Bedeutung. Dieses wurde im Rahmen einer vom Verfasser der vorliegenden Arbeit betreuten Bachelor Thesis an Ausziehkörpern untersucht. Um das Verbundverhalten der Bewehrung im UHPC zu beschreiben, wurde ein für Normalbeton gültiges Modell auf Basis der Versuchsdaten modifiziert. Folgende Erkenntnisse lassen sich aus diesen Untersuchungen ableiten:

- Zwischen UHPC und Bewehrungsstäben können sehr hohe Verbundspannungen übertragen werden ($\tau_{bm,max} > 60 \text{ N/mm}^2$).
- Das Verbundverhalten von Bewehrungsstäben im UHPC ist sehr steif ($\emptyset 12 \text{ mm}$: $s = 0,1 \text{ mm}$ bei $0,9 \cdot \tau_{bm,max}$).
- Der Stabdurchmesser beeinflusst die Steifigkeit des Verbundes deutlich.

- Bei einem Fasergehalt von 2,5 Vol.-% ist eine Betondeckung von 2 \emptyset ausreichend, um ein reines Ausziehversagen zu erzielen und ein Sprenggrissversagen vollständig zu verhindern.
- Durch die Zugabe von Fasern kann selbst bei einer geringen Betondeckung von 1,0 \emptyset ein duktileres Ausziehversagen erreicht werden. Allerdings ist die maximal übertragbare Verbundspannung deutlich geringer als bei einer größeren Betondeckung.
- Der Stahlfasergehalt hat bei einer Betondeckung von 4,5 \emptyset keine Auswirkungen auf das Verbundtragverhalten.
- Im UHPC sind extrem kurze Verankerungslängen möglich. Eine Einbindungslänge von $l_b = 3,0 \emptyset$ ist ausreichend, um ein Stahlversagen hervorzurufen.

Das Trag- und Verformungsverhalten der „reinen“ und der bewehrten Verklebung bei Bauteilen aus UHPC sowie die Dübelwirkung der Bewehrung im normalfesten, hochfesten und ultrahochfesten Beton wurde in einem umfangreichen Versuchsprogramm an 81 Verbundkörpern ermittelt. Die Untersuchungsparameter waren u. a.: die Fügemethode, die Fugenlänge und -oberfläche, der Bewehrungsdurchmesser und -gehalt, die Stahlgüte, die Verankerungsart der Bewehrung, der Stahlfasergehalt des UHPC, das Verfüllmaterial, der Abstand der Aussparungen und die Betonfestigkeit. Der Umfang des vollständigen Versuchsprogramms bzw. die Anzahl an Einzelversuchen wurde so gewählt, dass eine Auswertung der Versuchsergebnisse mit statistischen Methoden möglich war. Die maßgebenden Ergebnisse aus den Verbundkörperversuchen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- RPC-Klebefugen versagen unter Schubbeanspruchung infolge eines Adhäsionsbruchs. Bis zu diesem Versagen treten nur sehr geringe Relativverschiebungen auf ($w = 0,015$ bis $0,03$ mm).
- Die Bewehrung ist in lateraler und axialer Richtung sehr steif im UHPC-Gefüge eingebettet. Somit ist die Umlagerung von der Adhäsions- zur Bewehrungstragwirkung im Vergleich zu Normalbeton ohne große Verschiebungen möglich.
- Aufgrund der hohen Druckfestigkeit des UHPC ist die Zerstörung des Betongefüges durch die Bewehrungsstäbe gering.
- Die Tragfähigkeit und die Duktilität der verklebten Fugen kann mittels bewehrter Verklebung gesteigert werden.
- Die Relativverschiebungen sind beim Erreichen der maximalen plastischen Fugentragfähigkeit ebenfalls sehr gering ($w = 0,3$ bis $0,5$ mm). Nachdem die maximale plastische Fugentragfähigkeit erreicht ist, bildet sich ein ausgeprägtes Fließplateau in der Last-Verschiebungs-Kurve aus. Je nach Bewehrungsdurchmesser versagt die Bewehrung bei einer Relativverschiebung zwischen ca. 6 und 12 mm.
- Bei einer gerissener Klebefuge wird die Schubbeanspruchung durch die Klemm- und Dübelwirkung der Bewehrung übertragen. Infolge der Klemmwirkung ist eine Steigerung der Fugentragfähigkeit um bis zu 140 % möglich.
- Die Normalkraftbeanspruchung der Fugenbewehrung beträgt aufgrund der Klemmwirkung bei der schalglatten, gestrahlten Fuge ca. 50 % der Fließdehnung des Stahls.

- Mit steigendem Bewehrungsgehalt nimmt die Fugentragfähigkeit proportional zu.
- Der Bewehrungsdurchmesser hat bei der bewehrten Verklebung einen Einfluss auf die Tragfähigkeit ($\varnothing 20$ mm verglichen mit $\varnothing 12$ mm \rightarrow die auf die Stahlfläche bezogene Tragfähigkeit ist um 6 % geringer). Auf die reine Dübeltragfähigkeit hat der Bewehrungsdurchmesser keine Auswirkung. Bei einem größeren Bewehrungsdurchmesser ist die Fugenduktilität höher ($\varnothing 20$ mm $\rightarrow w = 12,2$ mm, $\varnothing 12$ mm $\rightarrow w = 6,4$ mm).
- Bei einer Fugenbewehrung aus hochfestem Stahl ist die Fugensteifigkeit geringer. Dies führt bei einer Betondeckung von $1,7 \varnothing$ und größeren Relativverschiebungen zu einem keilförmigen Abspalten der Betondeckung.
- Der Fasergehalt des UHPC beeinflusst die Tragfähigkeit im untersuchten Bereich von 0,9 Vol.-% bis 2,5 Vol.-% nicht.
- Der Einsatz einer Bügelbewehrung anstatt von Doppelkopfbolzen hat keine Auswirkungen auf das Trag- und Verformungsverhalten.
- Bei einer Lasteinleitung am Fugenanfang und -ende nimmt die Adhäsionstragfähigkeit mit zunehmender Fugenlänge ab ($l = 240$ mm $\rightarrow \tau_{ad} = 5,5$ N/mm², $l = 1000$ mm $\rightarrow \tau_{ad} = 3,0$ N/mm²).
- Die Art der Fügemethode („reine“ oder bewehrte Verklebung) beeinflusst die Adhäsionstragfähigkeit nicht.
- Mit zunehmender Betonfestigkeit wird die Dübeltragfähigkeit größer und die Stabverformung nimmt aufgrund der höheren Bettungswirkung und der geringeren Betongefügerstörung ab. Dementsprechend ist die Biegebeanspruchung der Stäbe geringer und die Schubbeanspruchung wird maßgebend für die Tragfähigkeit. Die Obergrenze für die Schubtragfähigkeit der Bewehrung stellt die Gestaltänderungshypothese nach von Mises dar ($F_{max} = 0,58 \cdot A_s \cdot f_y$).
- Bei höherfesten Stählen wird die maximale Schubtragfähigkeit im Vergleich zu normalfesten Stählen erst bei größeren Betonfestigkeiten erreicht.
- Die Rauheit der Fugenoberfläche hat einen deutlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Je rauer die Fuge, desto größer ist die Tragfähigkeit, aber umso spröder ist das Tragverhalten der Fuge. Die Tragfähigkeit der trapezverzahnten Fuge ist um ca. 125 % größer als die der schalglatten, gestrahlten Fuge.

Auf Basis der Erkenntnisse der Verbundkörperversuche und mittels theoretischer Untersuchungen ist ein mechanisches Modell zur Beschreibung der Tragfähigkeit der bewehrten Verklebung bei Bauteilen aus UHPC hergeleitet worden. Des Weiteren wurde ein Ansatz zur Ermittlung der Dübeltragfähigkeit im kompletten Betonfestigkeitsspektrum formuliert. Mit einer rechnerischen Analyse wurde der durch die Versuche festgestellte Versagensmechanismus der Bewehrung im UHPC überprüft sowie der Bettungsmodul für im UHPC-Gefüge eingebettete Bewehrungsstäbe und die Stelle der maximalen Biegebeanspruchung bestimmt. Diese liegt bei $0,7 \varnothing$.

Die Untersuchung der baupraktischen Anwendbarkeit und der Leistungsfähigkeit der „reinen“ und bewehrten Verklebung erfolgte an 18 Bauteilversuchen. Als Versuchskörper kamen Plattenbalken zum Einsatz, die aus einzelnen Fügeteilen zusammengesetzt und verklebt worden sind. Dabei wurden die einzelnen Platten auf vorgespannte oder schlaff bewehrte Stege geklebt. Neben den gefügten Plattenbalken wurde ebenfalls das Trag- und Verformungsverhalten der einzelnen Fügeteile versuchstechnisch ermittelt. Der Einfluss der Fugennachgiebigkeit auf das Systemtragverhalten wurde an einem monolithischen Plattenbalken getestet. Darüber hinaus wurde die Gültigkeit der an kleinformatischen Verbundkörperversuchen entwickelten Bemessungsgleichungen mit diesen Bauteilversuchen überprüft, um das Trag- und Verformungsverhalten der bewehrten Verklebung zutreffend beschreiben zu können. Aus diesen Untersuchungen wurden die nachfolgenden Erkenntnisse gewonnen:

- Bis zum Adhäsionsversagen der Klebefuge ist das Tragverhalten eines gefügten Plattenbalkens mit dem eines monolithischen Balkens vergleichbar, da nur sehr geringe Fugenrelativverschiebungen auftreten ($w \approx 0,03$ mm).
- Der sehr spröde Adhäsionsbruch führt bei der „reinen“ Verklebung zu einem unmittelbaren Tragfähigkeitsverlust des Trägers.
- Bei der bewehrten Verklebung ist nach dem Haftversagen eine Tragfähigkeitssteigerung möglich. Die Umlagerung von der Tragwirkung über die Adhäsion hin zur Tragwirkung über die Bewehrung findet ohne große Fugenrelativverschiebungen und ohne einen großen Steifigkeitsverlust des Trägers statt.
- Die Art der Verklebung beeinflusste bei den Bauteilversuchen die Adhäsionstragfähigkeit. Diese war bei der bewehrten Verklebung um 30 % geringer als bei der „reinen“ Verklebung. Bei den Verbundkörperversuchen war die Adhäsionstragfähigkeit der bewehrten Verklebung größer im Vergleich zur „reinen“ Verklebung.
- Der Fugenbereich über dem ersten Schubriss wird bei schlaff bewehrten Balken erst bei größeren Fugenrelativverschiebungen aktiviert. Im Versuch trat die größte Relativverschiebung bei den schlaff bewehrten Balken jeweils in der Mitte zwischen Auflager und Lasteinleitung und bei den vorgespannten Balken in der Nähe der Auflager auf.
- Der Adhäsionsbruch führt zu einer Relativverschiebung und zur Aktivierung der Fugenbewehrung. Infolgedessen ergibt sich in Fugenhöhe ein Sprung im Dehnungsverlauf des Querschnitts. Bei einer Fugenbewehrung aus normalfestem Stahl ist der Sprung im Dehnungsverlauf beim Erreichen der plastischen Fugentragfähigkeit weniger stark ausgeprägt als bei einer Fugenbewehrung aus hochfestem Stahl oder bei einer glatten, nicht verklebten Fuge.
- Bei einer raueren bewehrten Klebefuge ergibt sich eine höhere Balkensteifigkeit und eine höhere Balkentragfähigkeit.
- Das Fugenverhalten der bewehrten Verklebung ist sehr duktil.
- Die Nachgiebigkeit der Fuge hat bei schlaff bewehrten Plattenbalken keine Auswirkungen auf das Tragverhalten der Balken. Bei vorgespannten Balken kann die Durchbiegung in-

folge der Nachgiebigkeit der Fuge im Vergleich zum monolithischen Balken etwas größer ausfallen, da die Balkensteifigkeit im Gegensatz zu schlaff bewehrten Balken höher ist.

- Anhand einer Versuchsnachrechnung kann gezeigt werden, dass das Fugentragverhalten des kleinformatischen Verbundkörpers auf das des Bauteils übertragbar ist. Darüber hinaus kann bei der bewehrten Verklebung mit einer Fugenbewehrung aus normalfestem Stahl zur Ermittlung der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel ein starrer Verbund angenommen werden.
- Im Zuge einer Parameterstudie wurden verschiedene Fugensteifigkeiten untersucht. Je weicher das Fugentragverhalten, desto geringer ist die Beanspruchung der Fugenbewehrung und umso größer ist die Beanspruchung der Einzelquerschnitte. Bei dem Bauteil aus Normalbeton reduziert sich die Belastung der Verbindungsmittel im Vergleich zum starren Verbund sogar um ca. 60 %. Dementsprechend werden die Einzelkomponenten stärker beansprucht.
- Die plastischen Fugentragfähigkeiten der Bauteilversuche entsprechen sehr gut den plastischen Tragfähigkeiten der Verbundkörperversuche. Die anhand der Ergebnisse der Verbundkörperversuche formulierten Bemessungsansätze sind somit auf Bauteilebene übertragbar.
- Die Anwendung der entwickelten Fügetechniken ist bei großformatigen Bauteilen ebenfalls problemlos umsetzbar und kann somit Einzug in die Praxis halten.

Abschließend sind die Bemessungsansätze für die bewehrte Verklebung und die Dübelwirkung auf Basis der Versuchsdaten der Verbundkörper- und Bauteilversuche statistisch ausgewertet worden. Weiterhin wurden Konstruktionsregeln für das Verkleben von Bauteilen aus UHPC aufgestellt. Somit stehen nun Bemessungsgleichungen und Konstruktionsregeln für den baupraktischen Einsatz der bewehrten Verklebung als Fügemethode bei Bauteilen aus UHPC zur Verfügung.

Die bewehrte Verklebung besitzt unter statischer Beanspruchung eine sehr hohe Leistungsfähigkeit. Diese Fügemethode eignet sich sowohl für die Anwendung im Hochbau als auch ideal für den Einsatz im Brücken- und Industriebau. Hier spielen neben den statischen Einwirkungen vor allem dynamische Beanspruchungen eine Rolle. Um die Leistungsfähigkeit der bewehrten Verklebung unter dieser Beanspruchungsart festzustellen, sind weitere Versuche mit zyklischer Belastung durchzuführen.

Aufgrund von ökonomischen Überlegungen wäre in einigen Anwendungsfällen ebenfalls eine Kombination aus leistungsfähigem UHPC und hochfestem Beton denkbar. Bei raumabschließenden Bauteilen wie beispielsweise Decken ist infolge der großen vorhandenen Betondruckzone die hohe Druckfestigkeit des UHPC nicht im vollen Maße ausnutzbar. In diesem Fall könnten Platten aus hochfestem Beton zum Einsatz kommen, die mittels der bewehrten Verklebung mit einem vorgespannten UHPC-Steg kraftschlüssig verbunden werden. Bei einer Verfüllung der Aussparungen mit UHPC bleiben die Vorteile der leistungsfähigen UHPC-Verbindung bestehen.

Wie die Untersuchungen zeigen, kann aufgrund der Klemmwirkung der Bewehrung die Fugentragfähigkeit enorm gesteigert werden. Da die Fugentragwirkungen infolge einer äußeren Normalkraftbeanspruchung und einer Klemmwirkung der Bewehrung gleich sind, wurden die

beiden Tragwirkungen in der Bemessungsgleichung zusammengefasst und durch einen einheitlichen Reibungsbeiwert beschrieben. Im Rahmen dieser Arbeit wurden keine Versuche mit einer äußeren Normalkraftbeanspruchung durchgeführt. Für den Ansatz der Tragfähigkeitssteigerung infolge dieser Beanspruchung sind weitere experimentelle Untersuchungen erforderlich, um zu überprüfen, ob der Reibungsbeiwert für beide Tragwirkungen identisch ist.

Bei den Bauteilversuchen wurde ein Einfluss der Fügemethode auf die Adhäsionstragfähigkeit festgestellt. Die Adhäsionstragfähigkeit der bewehrten Verklebung war um 30 % geringer als die Adhäsionstragfähigkeit der „reinen“ Verklebung. Die reduzierte Tragfähigkeit kann aus einer unterschiedlichen Verbundsteifigkeit und -tragfähigkeit des UHPC-UHPC-Verbundes und RPC-UHPC-Verbundes resultieren. Um die Adhäsionstragfähigkeit der bewehrten Verklebung zu optimieren, ist eine tiefergehende Analyse des Verbundverhaltens der unterschiedlichen Werkstoffe erforderlich.

Die Fugentragfähigkeit konnte durch die bewehrte trapezverzahnte Verklebung enorm gesteigert werden. Allerdings ging mit der Tragfähigkeitssteigerung auch ein spröderes Fugenversagen als bei schalglatter nachträglich gestrahlter Oberfläche einher. Das Fugenverhalten war ähnlich wie bei hochdruckwassergestrahlten (HDW) Verbundfugen nachträglich ergänzter Betonbauteile aus Normalbeton. Für die Ausnutzung des Tragfähigkeitspotentials dieser Fugen ist ein Bemessungsansatz zu formulieren, der die geringere Duktilität der Fuge berücksichtigt.

Mittels einer Parameterstudie wurde der Einfluss der Fugennachgiebigkeit auf die Beanspruchung der Fugenbewehrung und der Einzelquerschnitte ermittelt. Bei dem Bauteil aus Normalbeton war aufgrund der geringeren Fugensteifigkeit die Beanspruchung der Fugenbewehrung im Vergleich zum starren Verbund um 60 % geringer und die Beanspruchung der Einzelquerschnitte dementsprechend höher. Die Nachgiebigkeit der Fuge sollte in zukünftige Bemessungsansätze einbezogen werden. Zum einen ist dadurch eine wirtschaftlichere Bemessung der Fugenbewehrung möglich. Zum anderen kann so die Verträglichkeit der Einzelquerschnitte mit den zusätzlichen Beanspruchungen geprüft werden.

10 Literaturverzeichnis

- AASHTON (2010): AASTHON LRFD Bridge Design Specifications. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- ACI 318 (1992): Building code requirements for structural concrete: (318-08). American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
- ACI 318 (1999): Building code requirements for structural concrete: (318-08). American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
- ACI 318 (2008): Building code requirements for structural concrete: (318-08). American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
- ACKERMANN, G. und BURKHARDT, M. (1992): Tragverhalten von bewehrten Verbundfugen bei Fertigteilen und Ortbeton in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit. In: Beton- und Stahlbetonbau 87, Heft 7, S. 165-200.
- BIRKELAND, P. W. und BIRKELAND, H. W. (1966): Connections in Precast Concrete Construction. In: ACI Journal 63, Heft 15, S. 345-368.
- CRANE, C. K. und KAHN, L. F. (2012): Interface Shear Capacity of Small UHPC / Composite T-Beams. In: SCHMIDT, M.; FEHLING, E.; GLOTZBACH, C.; FRÖHLICH, S. und PIOTROVSKI, S. (Hrsg.): Proceedings of Hipermat - Third International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, 7-9 March, Kassel, ISBN: 978-3-86219-264-9.
- DEI POLI, S.; DI PRISCO, M. und GAMBAROVA, P. G. (1988): Dowel Action as a Means of Shear Transmission in RC Elements: A State of Art and New Test Results. Studi e Ricerche, S. 217-303.
- DEI POLI, S.; DI PRISCO, M. und GAMBAROVA, P. G. (1993): Cover and Stirrup Effects on the Shear Response of Dowel Bar Embedded in Concrete. In: ACI Journal 90, Heft 4, S. 441-450.
- DIN 488-1 (2009): Betonstahl - Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN 1045-1 (2008): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN 1048-5 (1991): Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN 18555-2 (1982): Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln; Frischmörtel mit dichten Zuschlägen; Bestimmung der Konsistenz, der Rohdichte und des Luftgehalts. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN EN 196-1 (2005): Prüfverfahren für Zement - Teil 1: Bestimmung der Festigkeit. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN EN 1542 (1999): Prüfverfahren - Messung der Haftfestigkeit im Abreißversuch. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN EN 1990 (2010): Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.

- DIN EN 1992-1-1 + NA (2011): Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN EN 12350-5 (2009): Prüfung von Frischbeton - Teil 5: Ausbreitmaß. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN EN 12350-6 (2011): Prüfung von Frischbeton - Teil 6: Frischbetonrohddichte. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN EN 12350-7 (2009): Prüfung von Frischbeton - Teil 7: Luftgehalt - Druckverfahren. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN EN 12390-3 (2009): Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN EN ISO 4287 (2010): Geometrische Produktspezifikation (GPS) - Oberflächenbeschaffenheit: Tastschnittverfahren - Benennungen, Definition und Kenngrößen der Oberflächenbeschaffenheit. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN EN ISO 15630-1 (2011): Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton - Prüfverfahren - Teil 1: Bewehrungsstäbe, -walzdraht und -draht. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DIN EN ISO 15630-3 (2011): Stähle für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton - Prüfverfahren - Teil 3: Spannstähle. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin.
- DULACSKA, H. (1972): Dowel Action of Reinforcement Crossing Cracks in Concrete. In: *ACI Journal* 69, Heft 12, S. 754-757.
- ELIGEHAUSEN, R.; POPOV, E. und BERTERO, V. (1983): Local bond stress slip relationships of deformed bars under generalized excitations. University of California, Report No. UCB/EERC-82/23, Berkeley.
- FEHLING, E.; SCHMIDT, M.; WALRAVEN, J.; LEUTBECHER, T. und FRÖHLICH, S. (2013): Ultrahochfester Beton UHPC. In: BERGMEISTER, K.; FINGERLOOS, F. und WÖRNER, J.-D. (Hrsg.): *Betonkalender 2013*, Ernst & Sohn, Berlin, S. 117-239.
- FINCKH, W.; NIEDERMEIER, R. und ZILCH, K. (2011): Praxisgerechte Bemessungsansätze für das wirtschaftliche Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung - Verbundtragfähigkeit unter statischer Belastung. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 592, Berlin.
- FINNEY, E. A. (1956): Pavement Joints. In: *ACI Journal* 53, Heft 2, S. 2-28.
- FISCHER, O.; GOEDECKE, D.; LECHNER, T. und HENKE, M. (2012): Konstruktive Anwendung von Ultrahochleistungsbeton (UHPC). In: GEBBEKEN, N. (Hrsg.): *Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.- Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser*, München, S. 155-162.
- FITIK, B. (2012): Ermüdungsverhalten von ultrahochfestem Beton (UHPC) bei zyklischen Beanspruchungen im Druck-Zug-Wechselbereich. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, München.
- FRIBERG, B. F. (1938): Design of Dowels in Transverse Joints of Concrete Pavements. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, S. 1809-1828.
- FUCHS, W. (1990): Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast in ungerissenem Beton. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Stuttgart.
- GEHRLEIN, S. (2011): Experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben in Ultra-Hochfestem Beton (UHPC) unter statischer Zugbeanspruchung. Bachelor Thesis, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, München.

- HACKL, B. (2012): Experimentelle Untersuchungen zum Schubtragverhalten von bewehrten Klebefugen bei Bauteilen aus Ultra-Hochfestem Beton (UHPC). Bachelor Thesis, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, München.
- HANSEN, L. (2003): Building system with joints of high-strength reinforced concrete. Proceedings of the 2nd International Conference on Structural and Construction Engineering: System-based Vision for Strategic and Creativ Design, Rom, S. 1097-1102.
- HANSEN, M. (2004): Zur Auswirkung von Überwachungsmaßnahmen auf die Zuverlässigkeit von Betonbauteilen. Dissertation, Universität Hannover, Hannover.
- HEGGER, J. und BERTRAM, G. (2010): Verbundverhalten von vorgespannten Litzen in UHPC. In: Beton- und Stahlbetonbau 105, Heft 6, S. 379-389.
- HEGGER, J.; RAUSCHER, S. und GALLWOSZUS, J. (2010): Modern Hybrid Structures made of UHPC and High Strength Steel. Proceedings of the Third International fib Congress, 29. May - 2. June, Washington D.C., S. 1-12.
- HEGGER, J.; TUE, N. V.; SCHOENING, J. und WINKLER, M. (2012): Connections of Precast UHPC Elements. In: SCHMIDT, M.; FEHLING, E.; GLOTZBACH, C.; FRÖHLICH, S. und PIOTROWSKI, S. (Hrsg.): Proceedings of Hipermat - Third International Symposium on UHPC and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, 7-9 March, Kassel, ISBN: 978-3-86219-264-9.
- HOISCHEN, A. (1954): Verbundträger mit elastischer und unterbrochener Verdübelung. In: Bauingenieur 29, Heft 7, S. 241-244.
- JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY (JCSS) (2002): Probabilistic Model Code 12th draft. www.jcss.ethz.ch.
- JUNGWIRTH, J. und MUTTONI, A. (2004): Structural Behavior of Tension Members in UHPC. Proceedings of the International Symposium on Ultra-High Performance Concrete, Kassel, S. Heft 3, S. 533-544.
- KAHN, L. F. und MITCHELL, A. D. (2002): Shear Friction Tests with High-Strength Concrete. In: ACI Structural Journal 99, Heft 1, S. 98-103.
- KAUFMANN, N. (1971): Das Sandflächenverfahren. In: Straßenbautechnik 24, S. 131-135.
- KOHLMEYER, C. und OSTER, S. (2012): Zugbeanspruchte Klebeverbindungen für Platten- und Scheibenbauteile aus hochfestem Beton. In: GEBBEKEN, N. (Hrsg.): Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr. -Ing. Manfred Keuser, München, S. 273-279.
- KOSTOVA, D. (2013): Schubtragverhalten von Verbundfugen bei Bauteilen aus Hochleistungsbeton. Bachelor Thesis, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, München.
- KRIPS, M. (1984): Rissbreitenbegrenzung im Stahlbeton und Spannbeton. Dissertation, Fachbereich Konstruktiver Ingenieurbau, TH Darmstadt.
- LENZ, P. (2012): Beton-Beton-Verbund - Potenziale für Schubfugen. Dissertation, Institut für Baustoffe und Materialprüfung, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, München.
- LEONHARDT, F. und MÖNNING, E. (1984): Vorlesungen über Massivbau, Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau, 3. Auflage, Springer-Verlag, Heidelberg.
- LEUTBECHER, T. (2007): Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC). Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen, Universität Kassel, Kassel.

- LOOV, R. E. und PATNAIK, A. K. (1994): Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams with a Rough Interface. In: PCI Journal 39, Heft 1, S. 48-67.
- MAIER, F. (2012): Experimentelle Untersuchungen zum Materialverhalten von ultrahochfestem Beton (UHPC). Bachelor Thesis, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, München.
- MARCUS, H. (1951): Load Carrying Capacity of Dowels at Transverse Pavement Joints. In: ACI Journal 23, Heft 9, S. 169-184.
- MAST, R. F. (1968): Auxiliary reinforcement in concrete connections. In: Journal of the Structural Division 94, S. 1485-1504.
- MODEL CODE (1993): Model Code 1990 - Bulletin d'Information No. 199. Comite' Euro-International du Beton, Lausanne.
- MODEL CODE (2010): Model Code 2010 - First complete draft, Volume 1 & 2, fib bulletin 55 & 56. fédération internationale du béton, Lausanne.
- MÜHLBAUER, C. (2012): Fügen von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton (UHPC) durch Verkleben. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, München.
- MÜLLER, A. J. (2009): Zum Zug- und Schubtragverhalten von Betonfugen. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, München.
- PAULAY, T.; PARK, R. und PHILLIPS, M. H. (1974): Horizontal Construction Joints in Cast in Place Reinforced Concrete. In: ACI-Special Publication SP-42 Shear in Reinforced Concrete, S. 599-616.
- RANDL, N. (1997): Untersuchungen zur Kraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton bei unterschiedlichen Fugenrauigkeiten. Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen und Architektur, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Innsbruck.
- RASMUSSEN, B. H. (1962): Strength of Transversely Loaded Bolts and Dowels Embedded in Concrete. Denmark Technical University Copenhagen, S. 39-55.
- REHM, G. (1961): Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 138, Berlin.
- REINECKE, R. (2004): Haftverbund und Rissverzahnung in unbewehrten Betonschubfugen. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, München.
- RILEM (1970): Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials.
- SCHMIDT, M.; BUNJE, K.; DEHN, F.; DROLL, K.; FEHLING, E.; GREINER, S.; HORVATH, J.; KLEEN, E.; MÜLLER, C.; REINECK, K.-H.; SCHACHINGER, I.; TEICHMANN, T.; TEUSCH, M.; THIEL, R. und TUE, N. V. (2008): Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 561, Berlin.
- SOROUSHIAN, P.; OBASEKI, K. und ROJAS, M. C. (1987): Bearing Strength and Stiffness of Concrete under Reinforcing Bars. In: ACI Journal, Heft 84, S. 179-184.
- UTESCHER, G. und HERRMANN, H. (1983): Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit in Beton eingespannter Rundstahldollen aus nichtrostendem austenitischem Stahl. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 346, Berlin.
- VINTZELEOU, E. N. und TASSIOS, T. P. (1986): Mathematical Models for Dowel Action under Monotonic Conditions. In: Magazine of Concrete Research 38, Heft 134, S. 13-22.
- WALRAVEN, J. C. (1980): Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis. Dissertation, Delft University, Delft.

- WEIßE, D. (2003): Verbundverhalten der Bewehrung in UHFB. In: KÖNIG, G.; HOLSCHEMACHER, K. und DEHN, F. (Hrsg.): Innovationen im Bauwesen: Ultrahochfester Beton, Bauwerk Verlag, Berlin, S. 199-214.
- WIEDENROTH, M. (1973): Einspanntiefe und zulässige Belastung eines in einen Betonkörper eingespannten Stabes. In: Die Bautechnik Heft 12, S. 426-429.
- WIESE, S.; SCHNELL, J. und KURZ, W. (2011): Innovative Verbundmittel in Ultrahochleistungsbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 10, S. 694-699.
- WILL, N. (1997): Zum Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter statischer und dynamischer Dauerbeanspruchung. Dissertation, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen, Aachen.
- Z-12.3-84 (2010): Spannstahllitzen St 1660/1860 aus sieben kaltgezogenen, glatten Einzeldrähten. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.
- Z-12.5-96 (2010): Ankerstabstahl St 900/1100 mit Gewinderippen. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.
- Z-15.1-249 (2012): HALFEN Doppelkopfanke Typ HDB-S als Querkraftbewehrung nach DIN EN 1992-1-1. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.
- ZILCH, K. und LENZ, P. (2009): Beton-Beton-Verbund - Potenziale für Neubau und Ertüchtigung. In: Bauingenieur 84, Heft 2, S. 97-104.
- ZILCH, K. und ZEHETMAIER, G. (2010): Bemessung im konstruktiven Betonbau: Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2), 2. Auflage, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg.

Anhang A Eigene Verbundkörperversuche

A.1 Materialeigenschaften

Materialeigenschaften zum Versuchszeitpunkt

Versuchskörper	Alter bei Prüfung				$f_{cm,cyl,150}$ N/mm ²			E_{cm} N/mm ²			$f_{gem,pr,40}$ N/mm ²		$f_{gr,fl}$ N/mm ²		$f_{cm,surf}$ N/mm ²	Bez. Mischungen		
	Platten, Steg	1. Klebung u. Verfüllung	2. Klebung u. Verfüllung	Δd Haftzüge zur Prüfung	Platten, Steg	1. Verfüllung	2. Verfüllung	Platten, Steg	1. Verfüllung	2. Verfüllung	1. Klebung	2. Klebung	1. Klebung	2. Klebung	Platten	Platten, Steg	1. Verfüllung	2. Verfüllung
1.1a	43	20	17	4	0	167,2	-	50780	-	-	140,8	127,2	19,1	18,2	6,1	MPA1	-	-
1.1b	43	20	17	4	0	167,2	-	50780	-	-	140,8	127,2	19,1	18,2	6,1	MPA1	-	-
1.1c	42	19	16	5	0	175,5	-	50972	-	-	140,8	127,2	19,1	18,2	5,6	MPA2	-	-
1.1d	36	17	15	5	0	162,5	-	-	-	-	134,1	130,0	18,3	16,0	5,8	MPA12	-	-
1.1e	36	17	15	5	0	162,5	-	-	-	-	134,1	130,0	18,3	16,0	5,8	MPA12	-	-
1.1f	36	17	15	5	0	162,5	-	-	-	-	134,1	130,0	18,3	16,0	5,8	MPA12	-	-
1.2a	47	20	18	2	0	174,0	161,5	52735	49526	49530	135,6	127,5	16,7	18,1	7,0	MPA3	MPA6	MPA7
1.2b	47	20	18	2	0	174,0	161,5	52735	49526	49530	135,6	127,5	16,7	18,1	7,0	MPA3	MPA6	MPA7
1.2c	48	21	19	1	-1	174,0	161,5	52735	49526	49530	135,6	127,5	16,7	18,1	7,0	MPA3	MPA6	MPA7
2.1a	40	21	19	2	1	178,5	168,2	51599	51100	50732	139,6	130,5	18,0	16,9	6,8	MPA5	MPA8	MPA9
2.1b	40	21	19	2	1	178,5	168,2	51599	51100	50732	139,6	130,5	18,0	16,9	6,8	MPA5	MPA8	MPA9
2.1c	40	21	19	2	1	178,5	168,2	51599	51100	50732	139,6	130,5	18,0	16,9	6,8	MPA5	MPA8	MPA9
2.1d	68	30	28	9	2	181,7	162,8	48236	49766	46765	140,1	142,9	18,0	16,9	6,6	MPA21	MPA26	MPA27
2.1e	69	31	29	8	1	181,7	162,8	48236	49766	46765	140,1	142,9	18,0	16,9	6,6	MPA21	MPA26	MPA27
2.1f	69	31	29	8	1	181,7	162,8	48236	49766	46765	140,1	142,9	18,0	16,9	6,6	MPA21	MPA26	MPA27
2.2a	35	20	15	1	0	169,2	145,3	-	-	-	121,3	131,5	17,2	16,2	6,1	MPA11	MPA13	MPA14
2.2b	35	20	15	1	0	169,2	145,3	-	-	-	121,3	131,5	17,2	16,2	6,1	MPA11	MPA13	MPA14
2.2c	35	20	15	1	0	169,2	145,3	-	-	-	121,3	131,5	17,2	16,2	6,1	MPA11	MPA13	MPA14
2.3a	41	30	28	9	2	170,1	162,8	48856	49766	46765	140,1	142,9	18,6	19,5	6,2	MPA25	MPA26	MPA27
2.3b	41	30	28	9	2	170,1	162,8	48856	49766	46765	140,1	142,9	18,6	19,5	6,2	MPA25	MPA26	MPA27
2.3c ¹⁾	76	19	17	9	-3	-	149,7	-	49320	49415	154,4	151,7	18,5	20,1	7,4	MPA32	MPA39	MPA40
2.3d ¹⁾	76	19	17	9	-3	-	149,7	-	49320	49415	154,4	151,7	18,5	20,1	7,4	MPA32	MPA39	MPA40

Anhang A – Eigene Verbundkörperversuche

Versuchskörper	Alter bei Prüfung				$f_{cm,cyl,150}$ N/mm ²			E_{cm} N/mm ²			$f_{gem,pr,40}$ N/mm ²		$f_{gt,fl}$ N/mm ²		$f_{ctm,surf}$ N/mm ²	Bez. Mischungen			
	Platten, Steg	1. Klebung u. Verfüllung	2. Klebung u. Verfüllung	Δd Haftzüge zur Prüfung	Δd Prüfkörper zur Prüfung	Platten, Steg	1. Verfüllung	2. Verfüllung	Platten, Steg	1. Verfüllung	2. Verfüllung	1. Klebung	2. Klebung	Platten	Platten, Steg	1. Verfüllung	2. Verfüllung		
3.1a	49	32	29	10	1	175,6	162,0	164,1	49067	49067	-	149,0	140,1	18,0	16,9	7,3	MPA20	MPA22	MPA23
3.1b	49	32	29	10	1	175,6	162,0	164,1	49067	49067	-	149,0	140,1	18,0	16,9	7,3	MPA20	MPA22	MPA23
3.1c	49	32	29	10	1	175,6	162,0	164,1	49067	49067	-	149,0	140,1	18,0	16,9	7,3	MPA20	MPA22	MPA23
4.1a	89	31	28	11	2	178,1	162,0	164,1	-	-	-	149,0	140,1	18,0	16,9	7,0	MPA13	MPA22	MPA23
4.1b	89	31	28	11	2	178,1	162,0	164,1	-	-	-	149,0	140,1	18,0	16,9	7,0	MPA13	MPA22	MPA23
4.1c	89	31	28	11	2	178,1	162,0	164,1	-	-	-	149,0	140,1	18,0	16,9	7,0	MPA13	MPA22	MPA23
4.1d	40	23	19	4	-2	165,9	154,0	159,2	52250	52250	51086	130,9	123,9	15,8	15,7	6,4	MPA30	MPA34	MPA35
4.1e	40	23	19	4	-2	165,9	154,0	159,2	52250	52250	51086	130,9	123,9	15,8	15,7	6,4	MPA30	MPA34	MPA35
5.1a	41	20	18	1	0	176,1	161,5	156,0	50563	50563	49530	135,6	127,5	16,7	18,1	6,7	MPA4	MPA6	MPA7
5.1b	40	19	17	2	1	176,1	161,5	156,0	50563	50563	49530	135,6	127,5	16,7	18,1	6,7	MPA4	MPA6	MPA7
5.1c	40	19	17	2	1	176,1	161,5	156,0	50563	50563	49530	135,6	127,5	16,7	18,1	6,7	MPA4	MPA6	MPA7
5.1d	57	31	29	8	1	180,2	162,8	154,8	50542	50542	46765	140,1	142,9	-	-	7,4	MPA24	MPA26	MPA27
5.1e	58	32	30	7	0	180,2	162,8	154,8	50542	50542	46765	140,1	142,9	-	-	7,4	MPA24	MPA26	MPA27
5.1f	58	32	30	7	0	180,2	162,8	154,8	50542	50542	46765	140,1	142,9	-	-	7,4	MPA24	MPA26	MPA27
5.1g ¹⁾	73	16	14	12	0	179,7	149,7	141,6	-	-	49415	154,4	151,7	18,5	20,1	7,0	MPA33	MPA39	MPA40
5.1h ¹⁾	73	16	14	12	0	179,7	149,7	141,6	-	-	49415	154,4	151,7	18,5	20,1	7,0	MPA33	MPA39	MPA40
5.2a	38	21	17	6	0	166,9	154,0	159,2	51702	51702	51086	130,9	123,9	15,8	15,7	6,4	MPA31	MPA34	MPA35
5.3a	46	22	18	5	0	163,4	154,0	159,2	51369	51369	51086	130,9	123,9	15,8	15,7	6,2	MPA28	MPA34	MPA35
5.3b	46	22	18	5	0	163,4	154,0	159,2	51369	51369	51086	130,9	123,9	15,8	15,7	6,2	MPA28	MPA34	MPA35
5.4a	46	22	18	5	0	160,8	154,0	159,2	51558	51558	51086	130,9	123,9	15,8	15,7	7,0	MPA29	MPA34	MPA35
5.4b	46	22	18	5	0	160,8	154,0	159,2	51558	51558	51086	130,9	123,9	15,8	15,7	7,0	MPA29	MPA34	MPA35
6.1a	110	19	14	2	1	165,3	145,3	130,8	-	-	-	-	-	-	-	6,6	MPA10	MPA13	MPA14

Versuchskörper	Alter bei Prüfung					$f_{cm,ey,1,150}$ N/mm ²			E_{cm} N/mm ²			$f_{gem,pr,40}$ N/mm ²		$f_{gt,fl}$ N/mm ²		$f_{cm,surf}$ N/mm ²	Bez. Mischungen		
	Platten, Steg	1. Klebung u. Verfüllung	2. Klebung u. Verfüllung	Δd Haftzüge zur Prüfung	Δd Prüfkörper zur Prüfung	Platten, Steg	1. Verfüllung	2. Verfüllung	Platten, Steg	1. Verfüllung	2. Verfüllung	1. Klebung	2. Klebung	Platten	Platten, Steg	1. Verfüllung	2. Verfüllung		
6.1b	110	19	14	2	1	165,3	145,3	130,8	-	-	-	-	-	6,6	MPA10	MPA13	MPA14		
6.1c	110	19	14	2	1	165,3	145,3	130,8	-	-	-	-	-	6,6	MPA10	MPA13	MPA14		
6.2a	41	30	28	9	2	170,1	162,8	154,8	48856	49766	46765	-	-	6,2	MPA25	MPA26	MPA27		
6.3a	38	21	17	6	0	168,7	154,0	159,2	52497	51238	51086	-	-	6,4	MPA30	MPA34	MPA35		
7.1a	169	19	15	2	1	181,4	-	-	50315	-	-	144,4	139,5	7,4	HT9	-	-		
7.1b	183	19	15	2	1	188,3	-	-	51374	-	-	144,4	139,5	7,3	HT5	-	-		
7.1c	176	19	15	2	1	194,6	-	-	51309	-	-	144,4	139,5	8,0	HT1	-	-		
8.1a	168	18	14	3	2	188,1	140,0	148,7	50598	45944	45944	144,4	139,5	7,4	HT10	MPA18	MPA19		
8.1b	175	18	14	3	2	183,2	140,0	148,7	51118	45944	45944	144,4	139,5	7,2	HT6	MPA18	MPA19		
8.1c	183	19	15	2	1	189,6	140,0	148,7	51313	45944	45944	144,4	139,5	7,2	HT2	MPA18	MPA19		
8.2a	166	20	16	2	1	182,4	148,8	136,9	48588	-	-	146,0	133,2	6,9	HT11	MPA16	MPA17		
8.2b	159	20	16	2	1	182,6	148,8	136,9	50677	-	-	146,0	133,2	7,1	HT7	MPA16	MPA17		
8.2c	166	20	16	2	1	178,4	148,8	136,9	49104	-	-	146,0	133,2	7,2	HT3	MPA16	MPA17		
8.3a	161	18	14	4	3	184,8	148,8	136,9	49433	-	-	143,2	133,2	7,6	HT12	MPA16	MPA17		
8.3b	158	19	15	3	2	180,4	148,8	136,9	50227	-	-	143,2	133,2	7,5	HT8	MPA16	MPA17		
8.3c	167	19	15	3	2	188,3	148,8	136,9	51161	-	-	143,2	133,2	6,4	HT4	MPA16	MPA17		
9.1a	63	18	15	2	1	174,5	125,0	127,1	48101	39509	37862	109,8	109,1	6,1	MPA15	-	-		
9.1b	63	18	15	2	1	174,5	125,0	127,1	48101	39509	37862	109,8	109,1	6,1	MPA15	-	-		
9.1c	63	18	15	2	1	174,5	125,0	127,1	48101	39509	37862	109,8	109,1	6,1	MPA15	-	-		
11.1a ⁽¹⁾	39	17	15	11	-1	171,5	149,7	141,6	-	49320	49415	154,4	151,7	7,3	MPA36	MPA39	MPA40		
11.1b ⁽¹⁾	41	19	17	9	-3	171,5	149,7	141,6	-	49320	49415	154,4	151,7	7,3	MPA36	MPA39	MPA40		
11.1c ⁽¹⁾	41	19	17	9	-3	171,5	149,7	141,6	-	49320	49415	154,4	151,7	7,3	MPA36	MPA39	MPA40		

Versuchskörper	Alter bei Prüfung				$f_{cm,cyl,150}$ N/mm ²			E_{cm} N/mm ²			$f_{gem,pr,40}$ N/mm ²		$f_{gt,fl}$ N/mm ²		$f_{ctm,surf}$ N/mm ²	Bez. Mischungen		
	Platten, Steg	1. Klebung u. Verfüllung	2. Klebung u. Verfüllung	Δd Haftzüge zur Prüfung	Δd Prüfkörper zur Prüfung	Platten, Steg	1. Verfüllung	2. Verfüllung	Platten, Steg	1. Verfüllung	2. Verfüllung	1. Klebung	2. Klebung	Platten	Platten, Steg	1. Verfüllung	2. Verfüllung	
11.2a	44	20	17	5	-1	165,9	160,7	150,6	-	50810	123,7	130,4	15,6	14,5	5,2	MPA42	MPA44	MPA46
11.2b	55	31	28	9	-12	165,9	160,7	150,6	-	50810	123,7	130,4	15,6	14,5	5,2	MPA42	MPA44	MPA46
11.3a	55	31	28	9	-12	163,9	160,7	150,6	-	50810	123,7	130,4	15,6	14,5	7,0	MPA41	MPA44	MPA46
11.3b	55	31	28	9	-12	163,9	160,7	150,6	-	50810	123,7	130,4	15,6	14,5	7,0	MPA41	MPA44	MPA46
12.1a	50	19	16	6	0	146,3	145,9	145,0	50116	50521	123,7	130,4	15,6	14,5	7,5	MPA37	MPA43	MPA45
12.1b	51	20	17	5	-1	146,3	145,9	145,0	50116	50521	123,7	130,4	15,6	14,5	7,5	MPA37	MPA43	MPA45
12.2a	51	20	17	5	-1	154,2	145,9	145,0	50328	50521	123,7	130,4	15,6	14,5	6,4	MPA38	MPA43	MPA45
12.2b	51	20	17	5	-1	154,2	145,9	145,0	50328	50521	123,7	130,4	15,6	14,5	6,4	MPA38	MPA43	MPA45
13.1a	32	27	24	-	2	26,3	32,6	27,8	26979	-	-	-	-	-	-	MPA47	MPA51	MPA55
13.2a	32	27	24	-	2	26,3	32,6	27,8	26979	-	-	-	-	-	-	MPA47	MPA51	MPA55
13.3a	33	28	25	-	1	54,7	54,5	50,8	34539	-	-	-	-	-	-	MPA48	MPA52	MPA56
13.4a	33	28	25	-	1	54,7	54,5	50,8	34539	-	-	-	-	-	-	MPA48	MPA52	MPA56
13.5a	34	29	26	-	0	69,0	66,6	66,4	38141	-	-	-	-	-	-	MPA49	MPA53	MPA57
13.6a	34	29	26	-	0	69,0	66,6	66,4	38141	-	-	-	-	-	-	MPA49	MPA53	MPA57
13.7a	34	29	26	-	0	118,9	115,3	116,9	41814	-	-	-	-	-	-	MPA50	MPA54	MPA58
13.8a	35	30	27	-	-1	118,9	115,3	116,9	41814	-	-	-	-	-	-	MPA50	MPA54	MPA58

¹⁾ RPC-Prismen wurden 26d nach der Prüfung der Zylinder getestet

Materialeigenschaften der UHPC-Mischungen

Mischung	Rohdichte	Luftporengehalt	Fließmaß	Prüfalter	Druckfest.	E-Modul
	ρ_c kg/dm ³	LP %	a mm	d	$f_{cm,cyl,150}$ N/mm ²	E_{cm} N/mm ²
MPA1	2,573	2,60	430	28	165,9	-
MPA2	2,547	2,60	590	28	172,4	-
MPA3	2,599	2,00	510	28	169,0	51758
MPA4	2,589	2,30	530	28	167,4	50745
MPA5	2,565	1,60	-	28	175,7	50627
MPA6	2,580	1,70	460	28	169,5	50641
MPA7	2,578	-	420	28	168,8	51490
MPA8	2,563	2,00	460	28	169,4	51151
MPA9	2,565	1,80	470	28	165,8	52019
MPA10	2,591	2,40	470	28	168,1	-
MPA11	2,603	2,30	490	29	167,9	-
MPA12	2,600	2,60	450	-	-	-
MPA13	2,574	2,80	460	-	-	-
MPA14	2,574	2,80	460	-	-	-
MPA15	2,562	2,10	480	28	160,7	-
MPA16	2,548	2,70	-	27	160,5	-
MPA17	2,553	2,40	510	-	-	-
MPA18	2,545	2,80	360	28	156,7	-
MPA19	-	-	-	28	159,5	-
MPA20	2,573	1,80	460	-	-	-
MPA21	2,548	2,40	-	28	164,9	49280
MPA22	2,589	2,40	440	29	163,9	48906
MPA23	2,593	2,10	530	33	166,9	50463
MPA24	2,570	2,50	-	28	170,0	50449
MPA25	2,559	2,20	490	28	163,6	49126
MPA26	2,548	2,10	490	28	166,2	51242
MPA27	2,552	2,20	480	-	-	-
MPA28	2,562	2,40	520	-	-	-
MPA29	2,568	2,60	590	-	-	-
MPA30	2,583	2,10	630	-	-	-
MPA31	-	-	-	-	-	-
MPA32	2,584	2,00	590	-	-	-
MPA33	2,605	1,60	580	-	-	-
MPA34	2,580	1,90	600	-	-	-
MPA35	2,575	1,90	600	-	-	-
MPA36	2,568	1,90	540	-	-	-
MPA37	2,505	2,30	810	28	141,7	50116
MPA38	2,501	2,50	820	28	142,7	50328
MPA39	2,555	2,30	675	-	-	-
MPA40	2,566	2,30	675	-	-	-
MPA41	2,565	2,30	600	-	-	-
MPA42	2,552	2,40	630	-	-	-
MPA43	2,430	1,90	770	-	-	-
MPA44	2,550	2,10	620	-	-	-
MPA45	2,511	2,20	810	-	-	-
MPA46	2,572	2,00	620	-	-	-

Materialeigenschaften der NC- und HPC-Mischungen

Mischung	Rohdichte	Luftporengehalt	Fließmaß
	ρ_c kg/dm ³	LP %	a mm
MPA47	2,440	0,90	420
MPA48	2,490	1,10	450
MPA49	2,490	0,60	620
MPA50	2,455	2,80	500
MPA51	2,454	0,80	430
MPA52	2,471	1,10	450
MPA53	2,486	0,90	600
MPA54	2,439	3,00	480
MPA55	2,447	0,90	430
MPA56	2,456	1,90	460
MPA57	2,497	1,10	580
MPA58	2,428	2,60	780

Ermittelte Umrechnungsfaktoren Zylinder- / Würfeldruckfestigkeit

Mischung	Zylinderdruck- festigkeit $f_{cm,cyl,150}$ [N/mm ²]	Würfeldruck- festigkeit $f_{cm,cube,150}$ [N/mm ²]	Faktor
MPA47	26,3	30,0	0,88
MPA48	54,7	63,5	0,86
MPA49	69,0	85,5	0,81
MPA50	118,9	125,9	0,94

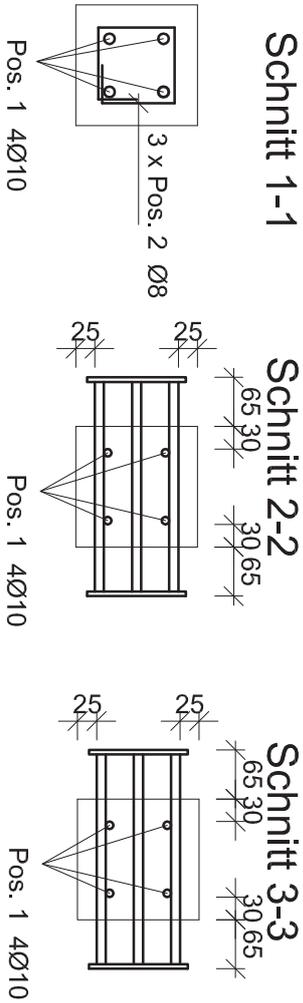
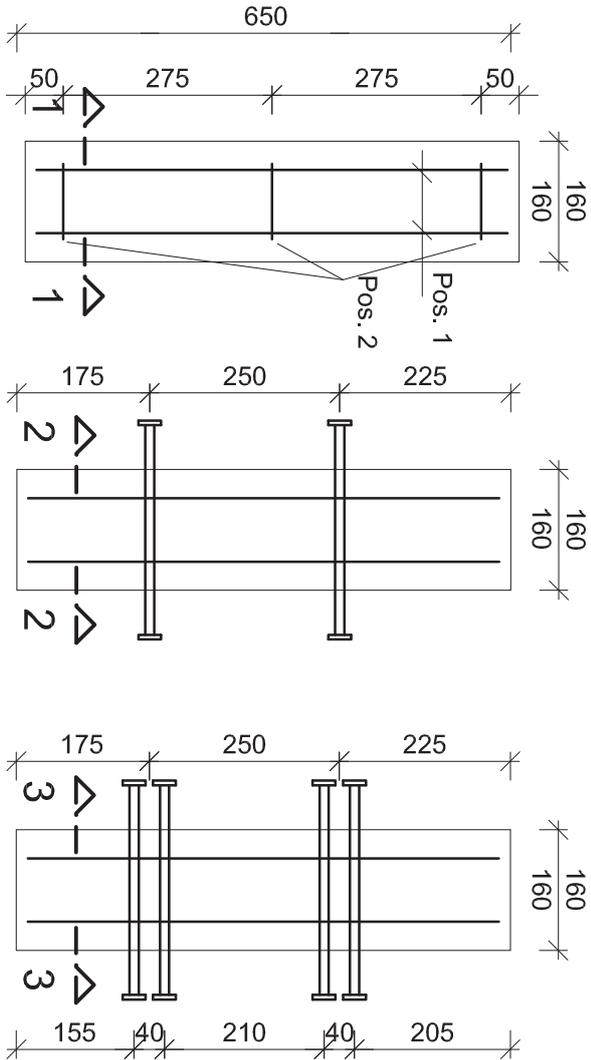
Fugenstärken der Klebefugen

VK	t_v [mm]	VK	t_v [mm]	VK	t_v [mm]	VK	t_v [mm]
1.1aL	7	2.3bL	2	5.1gL	-	8.3bL	2,5
1.1aR	-	2.3bR	2,5	5.1gR	-	8.3bR	2,5
1.1bL	-	2.3cL	-	5.1hL	-	8.3cL	2
1.1bR	4	2.3cR	-	5.1hR	-	8.3cR	2
1.1dL	4	2.3dL	-	5.2aL	3	9.1aL	3
1.1dR	6	2.3dR	-	5.2aR	3	9.1aR	3
1.1eL	-	3.1aL	3	5.3aL	3	9.1bL	3
1.1eR	4	3.1aR	2	5.3aR	4	9.1bR	3
1.1fL	-	3.1bL	2	5.3bL	3	9.1cL	3
1.1fR	4	3.1bR	2	5.3bR	3	9.1cR	2
1.2aL	5	3.1cL	2	5.4aL	3	11.1aL	-
1.2aR	4	3.1cR	2	5.4aR	3	11.1aR	-
1.2bL	5	4.1aL	2	5.4bL	6	11.1bL	-
1.2bR	5	4.1aR	2	5.4bR	4	11.1bR	-
1.2cL	4	4.1bL	2	7.1aL	2,5	11.1cL	-
1.2cR	-	4.1bR	2	7.1aR	2	11.1cR	-
2.1aL	5	4.1cL	2	7.1bL	3	11.2aL	-
2.1aR	5	4.1cR	2	7.1bR	3	11.2aR	-
2.1cL	4	4.1dL	4	7.1cL	3	11.2bL	-
2.1cR	5	4.1dR	3	7.1cR	3	11.2bR	-
2.1dL	2,5	4.1eL	3	8.1aL	3	11.3aL	-
2.1dR	3	4.1eR	3	8.1aR	3	11.3aR	-
2.1eL	2,5	5.1aL	4	8.1bL	3	11.3bL	-
2.1eR	3	5.1aR	5	8.1bR	2	11.3bR	-
2.1fL	2,5	5.1bL	4	8.1cL	2,5	12.1aL	-
2.1fR	2	5.1bR	4	8.1cR	1,5	12.1aR	3
2.2aL	5	5.1cL	4	8.2aL	3	12.1bL	3
2.2aR	5	5.1cR	4	8.2aR	3	12.1bR	-
2.2bL	-	5.1dL	3	8.2bL	2,5	12.2aL	-
2.2bR	-	5.1dR	2,5	8.2bR	2,5	12.2aR	4
2.2cL	5	5.1eL	2,5	8.2cL	2	12.2bL	-
2.2cR	5	5.1eR	2,5	8.2cR	2	12.2bR	4
2.3aL	2,5	5.1fL	2	8.3aL	3		
2.3aR	2,5	5.1fR	2	8.3aR	3		

A.2 Schal- und Bewehrungspläne

Versuchskörpertyp I, M 1:10, Schal- und Bewehrungsplan Stege

ohne Bew. 2 Bew.- Elemente 4 Bew.- Elemente



Materialien:

Beton: B5Q, o.WB.,

2,5 Vol.-% Fas.

Baustahl: B500B

Betondeckung: $c_{norm} = 1,5\text{cm}$

Bieger.-dm: 4ds

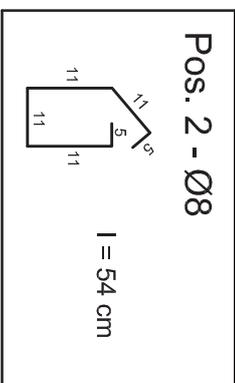
Stahlliste

Pos. 1 - Ø10

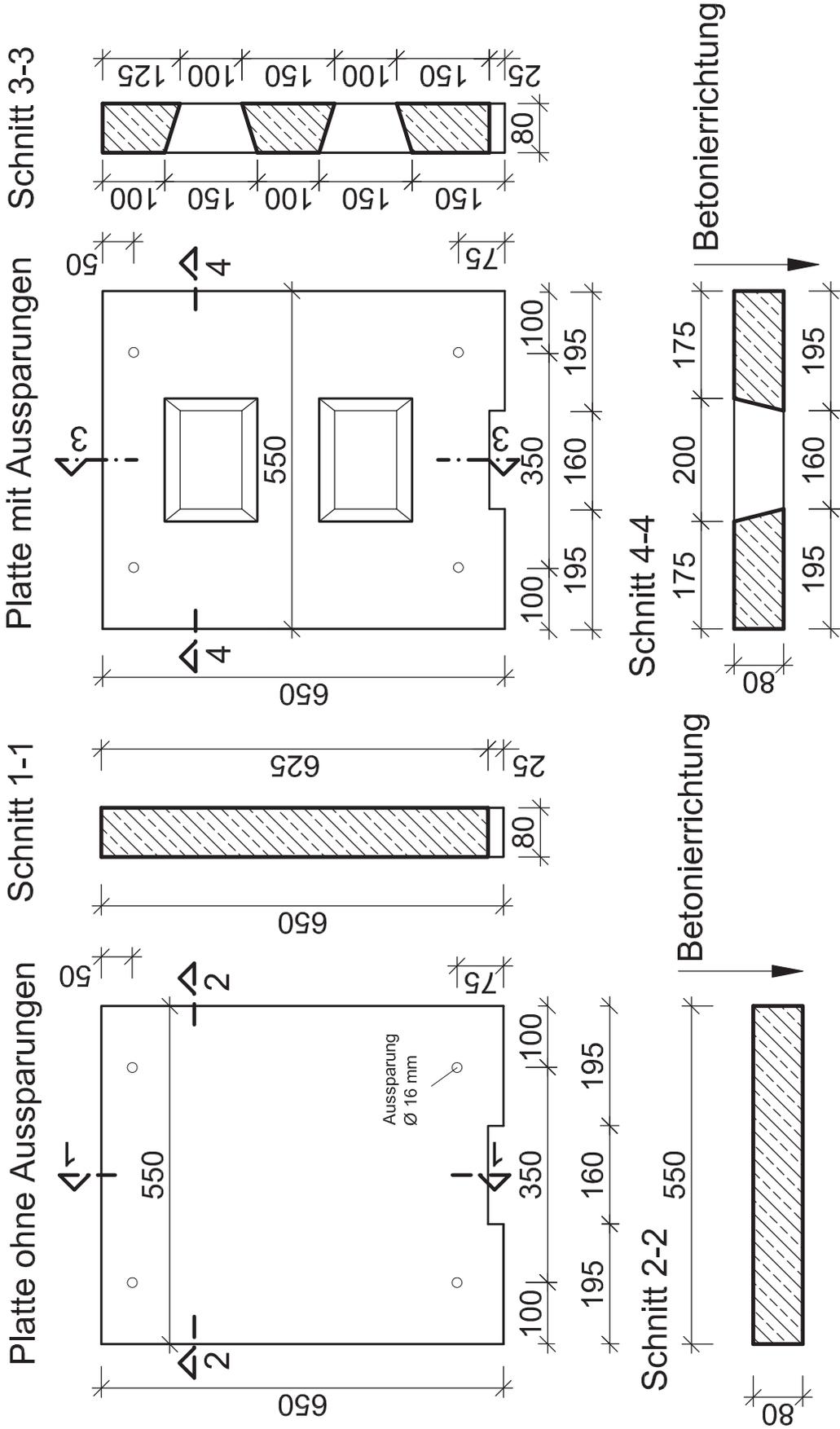
l = 62 cm

Pos. 2 - Ø8

l = 54 cm

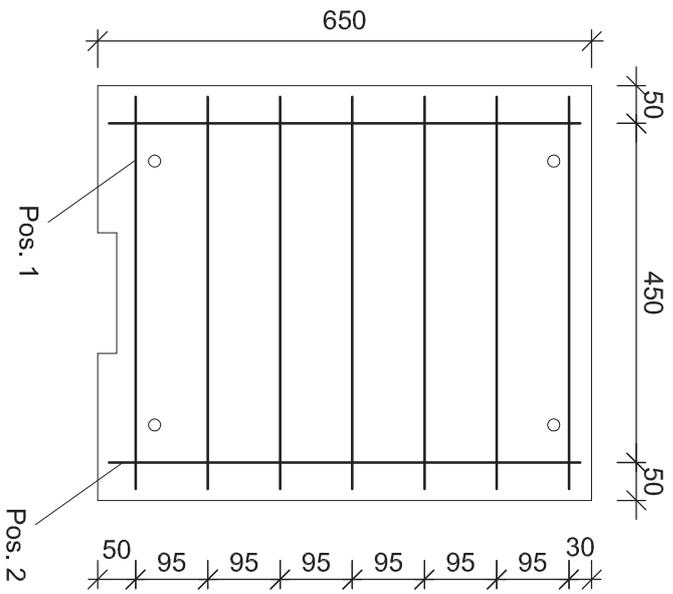


Versuchskörpertyp I, M1:10, Schalplan Platten

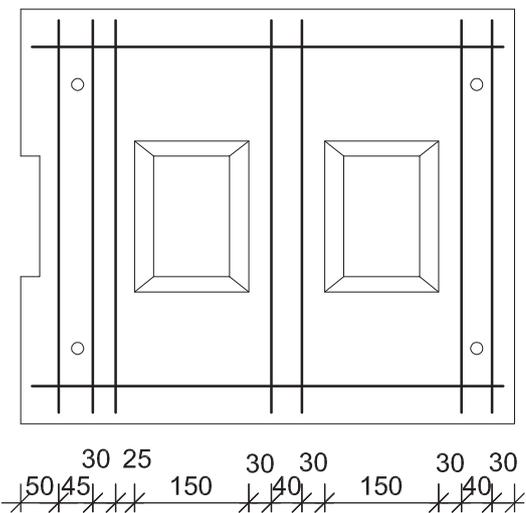


Versuchskörpertyp I, M1:10, Bewehrungsplan Platten

Platte ohne Aussparungen



Platte mit Aussparungen



Materialien:

Beton:

B50, o.WB.,
2,5 Vol.-% Fas.

Baustahl:

B500B

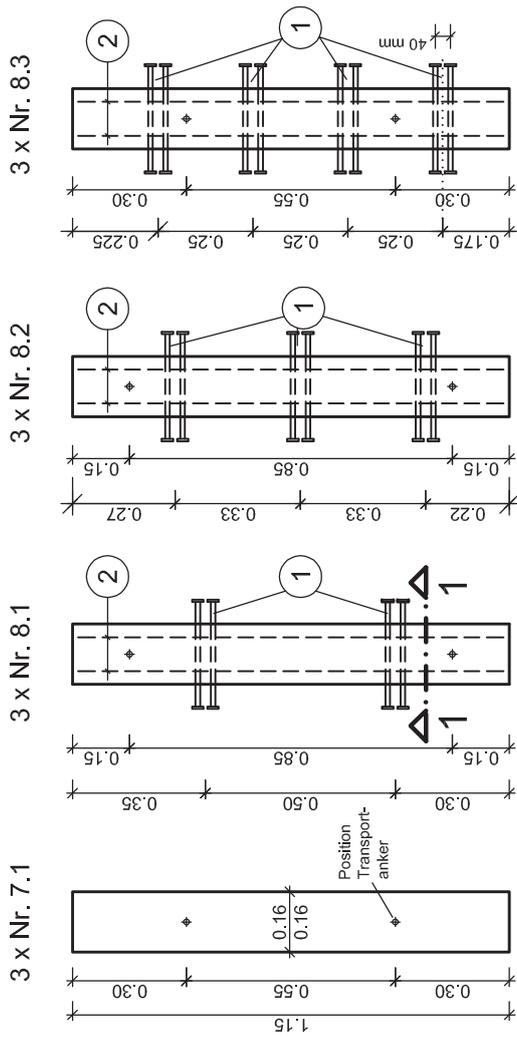
Betondeckung: $c_{nom} = 1,5\text{cm}$

Bieger.-dm: 4ds

Stahlliste

Pos. 1 - Ø12	l = 52 cm
Pos. 2 - Ø8	l = 62 cm

Versuchskörpertyp II, M 1:20
 Schal- und Bewehrungsplan Stege VK 7.1, 8.1, 8.2 und 8.3

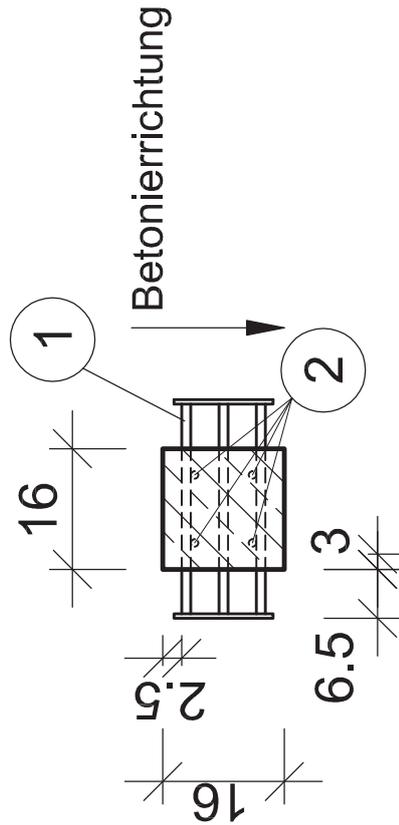


Materialien:
 Beton: B5Q, o.WB.,
 2,5 Vol.-% Fas.
 Baustahl: B500B

Stahlliste

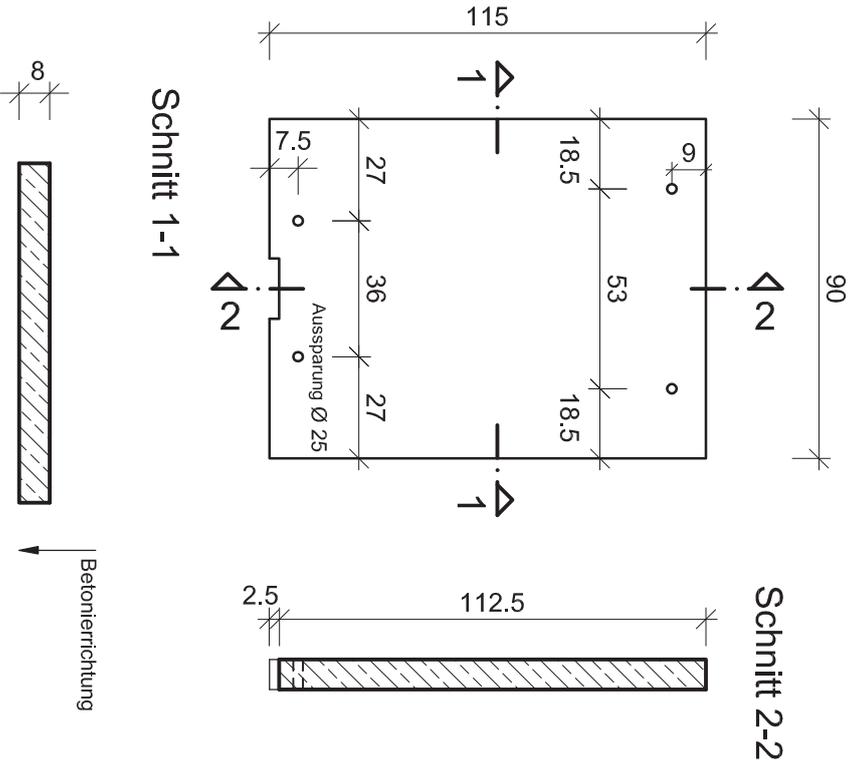
1	290	49	49	130
54 Ø 12				
M 1:10				
2	— 48 Ø 10 = 112			

Schnitt 1-1, M 1:10

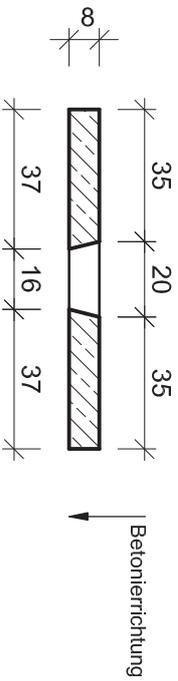
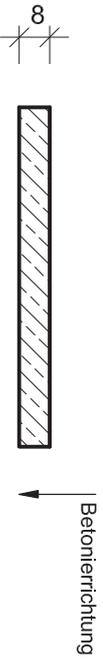
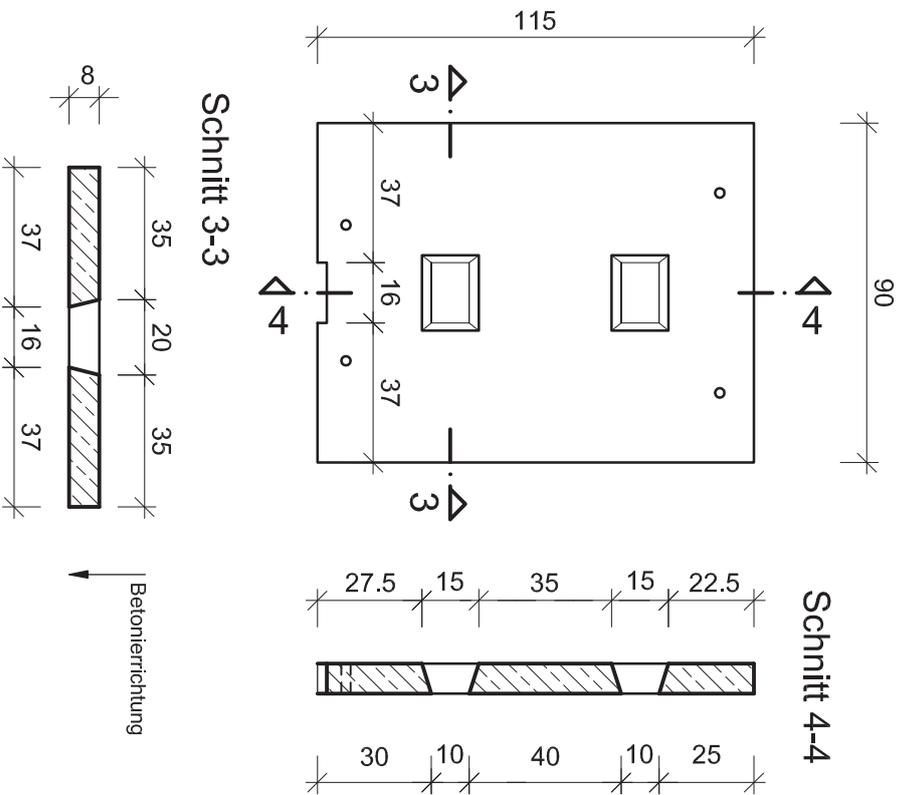


Versuchskörpertyp II, M 1:20
Schalplan Platten VK 7.1 und 8.1

6 Platten, Nr. 7.1

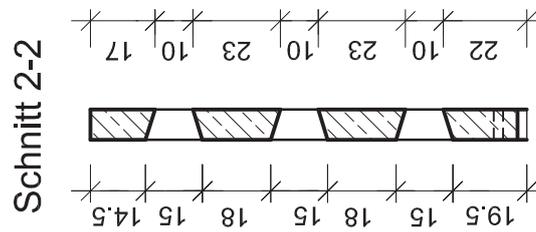
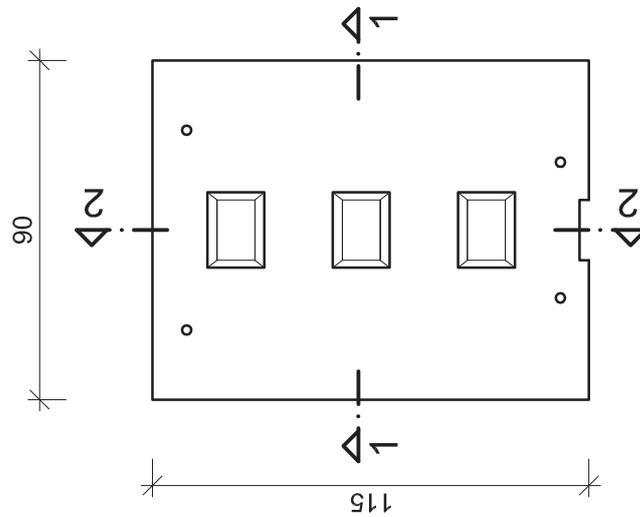


6 Platten, Nr. 8.1

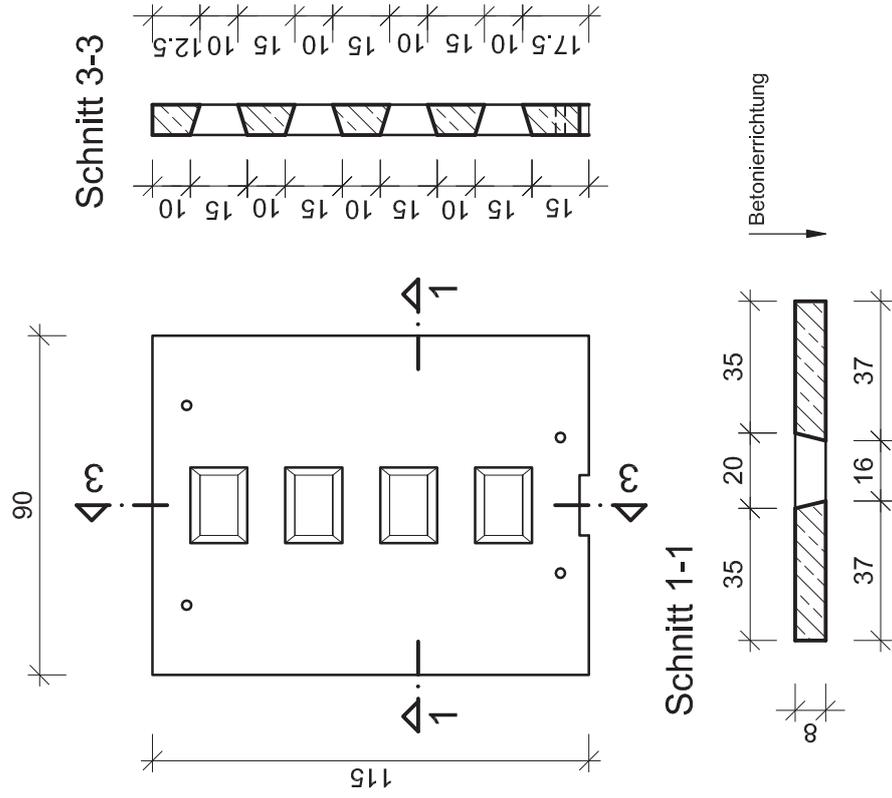


Versuchskörpertyp II, M 1:20
 Schalplan Platten VK 8.2 und 8.3

6 Platten, Nr. 8.2



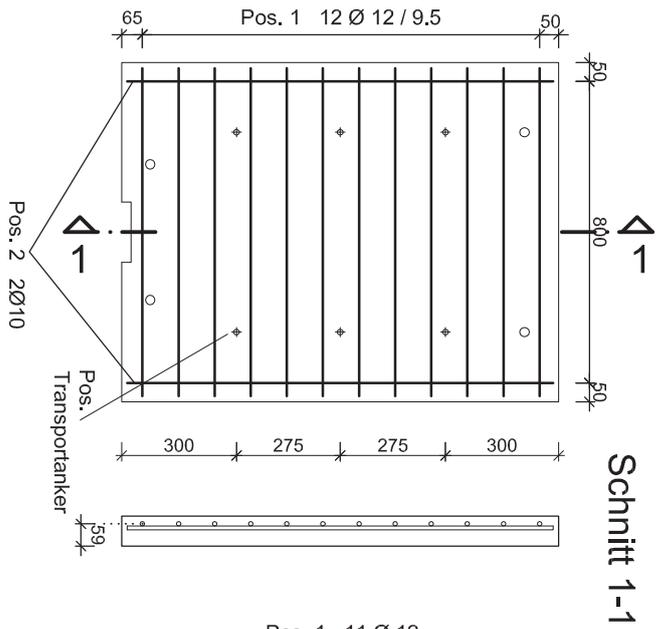
6 Platten, Nr. 8.3



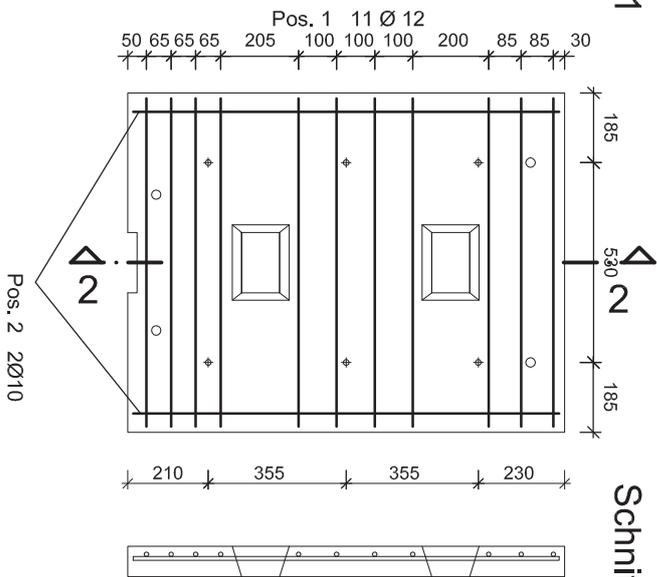
Versuchskörpertyp II, M 1:20
Bewehrungsplan Platten VK 7.1 und 8.1

6 Platten, Nr. 7.1

6 Platten, Nr. 8.1



Schnitt 1-1



Schnitt 2-2

Stahlliste

1	138 Ø 12 l = 87 cm
2	24 Ø 10 l = 112

Materialien:

Beton: B5Q, o.WB.,

2,5 Vol.-% Fas.

Baustahl: B500B

Betondeckung:

$c_{nom} = 1,5 \text{ cm}$

Versuchskörpertyp II, M 1:20
 Bewehrungsplan Platten VK 8.2 und 8.3

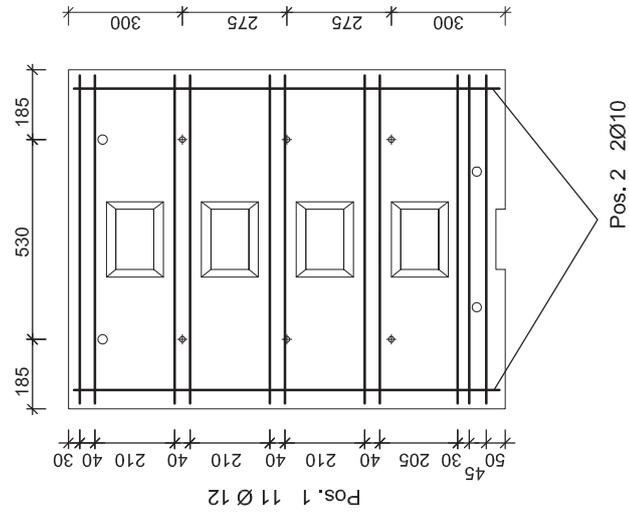
Materialien:

Beton: B5Q, o.WB.,
 2,5 Vol.-% Fas.
 Baustahl: B500B

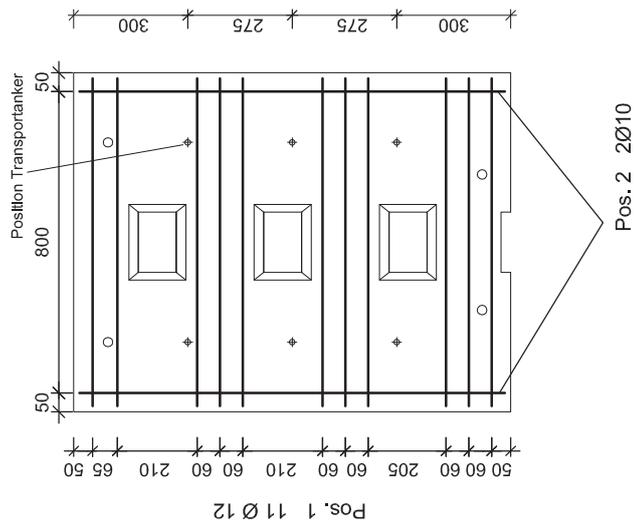
Betondeckung:

$c_{nom} = 1,5 \text{ cm}$

6 Platten, Nr. 8.3



6 Platten, Nr. 8.2

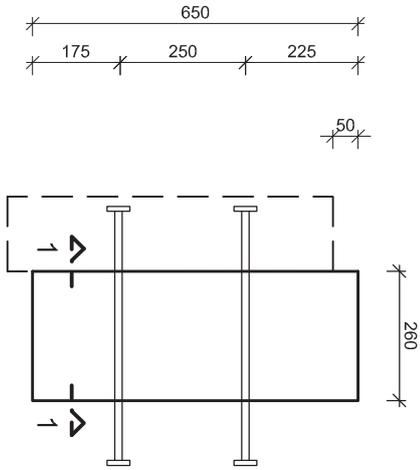


Stahlliste

①	— 132 Ø 12 l = 87 cm
②	— 24 Ø 10 l = 112

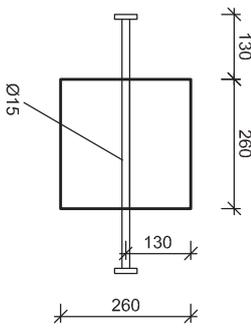
Versuchskörpertyp III, M 1:15
 Schal- und Bewehrungsplan VK 13.2, 13.4, 13.6, 13.8 (C20/25, C40/45, C70/85, C90/105)

1. Betonage

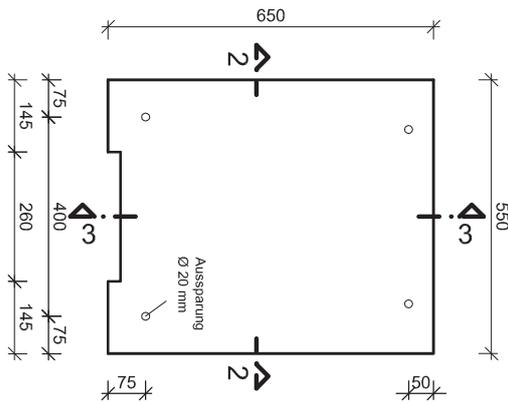


Betonierichtung

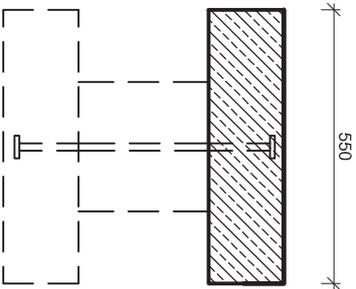
Schnitt 1-1



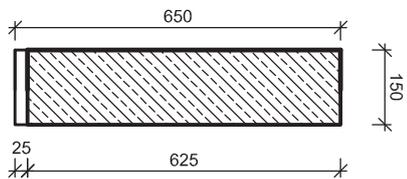
2. Betonage / 3. Betonage



Schnitt 2-2



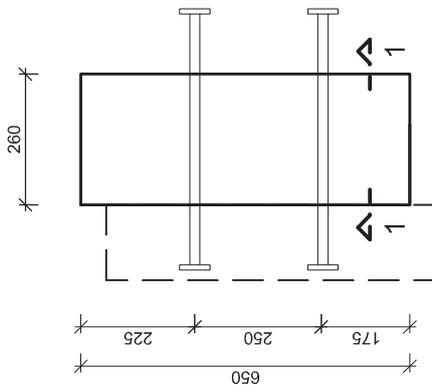
Schnitt 3-3



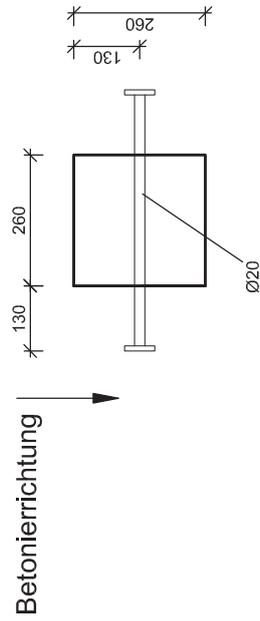
Betonierichtung

Versuchskörpertyp III, M 1:15
 Schal- und Bewehrungsplan VK 13.1, 13.3, 13.5, 13.7 (C20/25, C40/50, C70/85, C90/105)

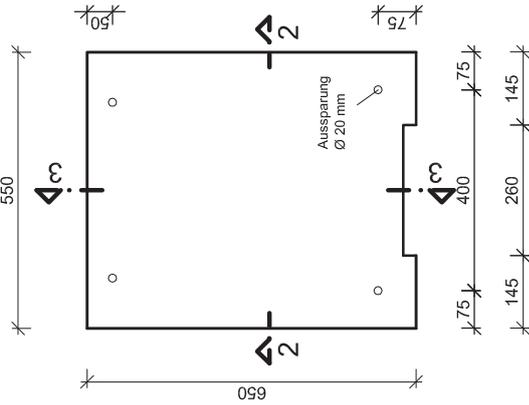
1. Betonage



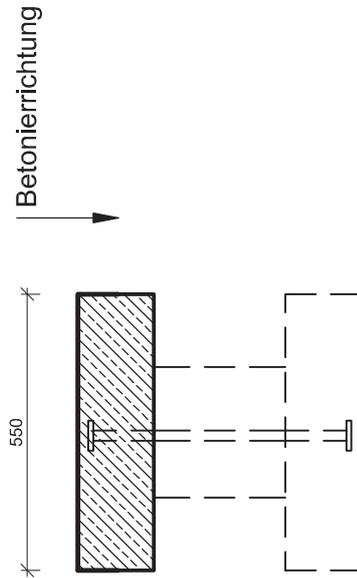
Schnitt 1-1



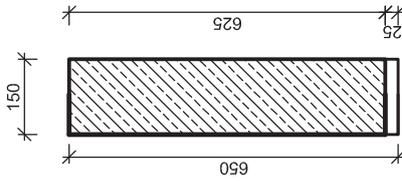
2. Betonage / 3. Betonage



Schnitt 2-2

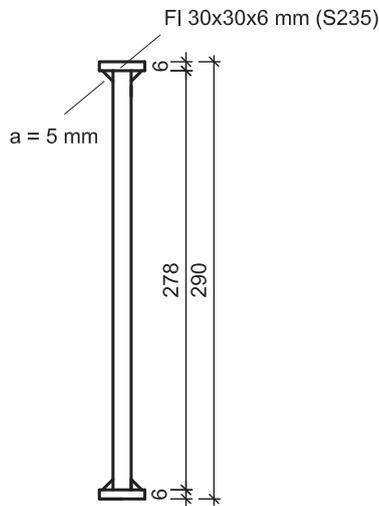


Schnitt 3-3

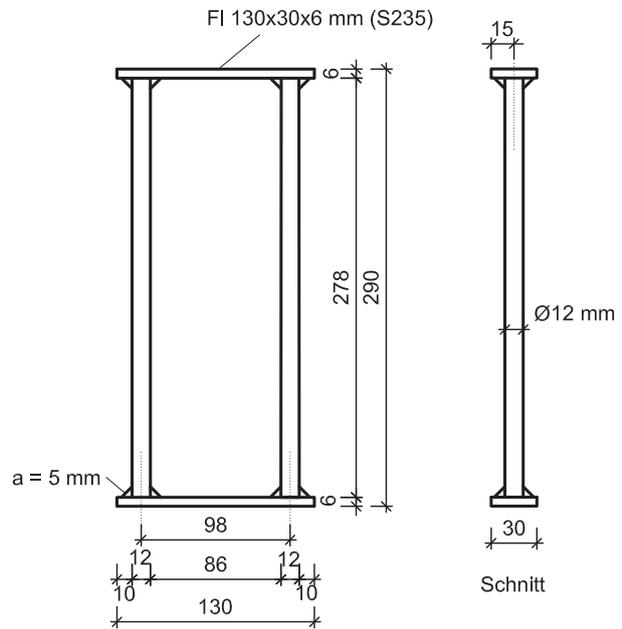


Bewehrungselemente Ø12

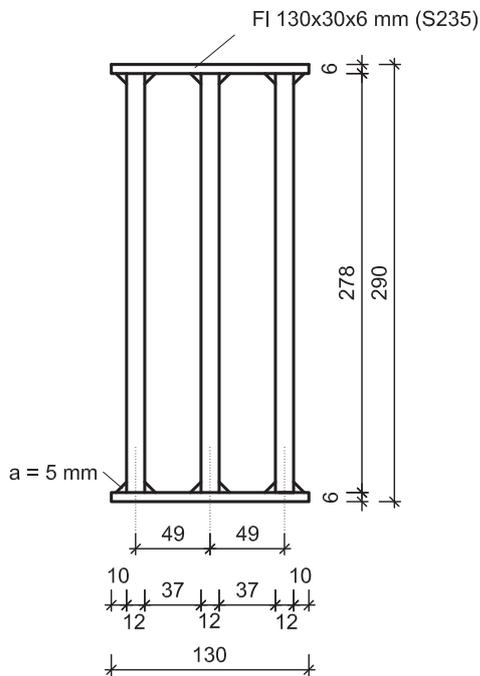
D1 Ø12



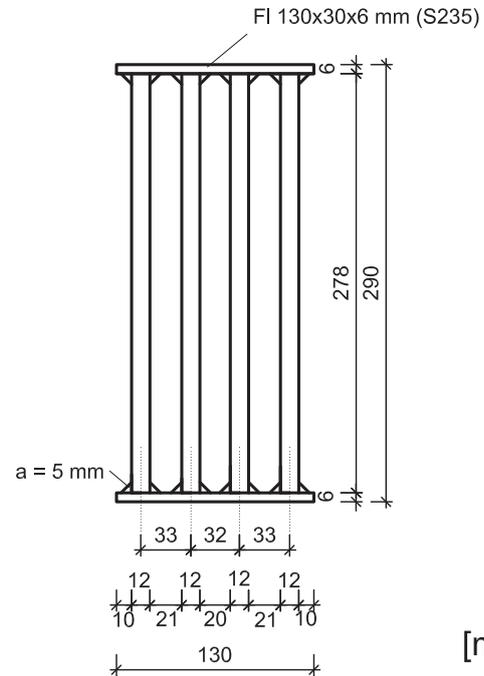
D2 Ø12



D3 Ø12

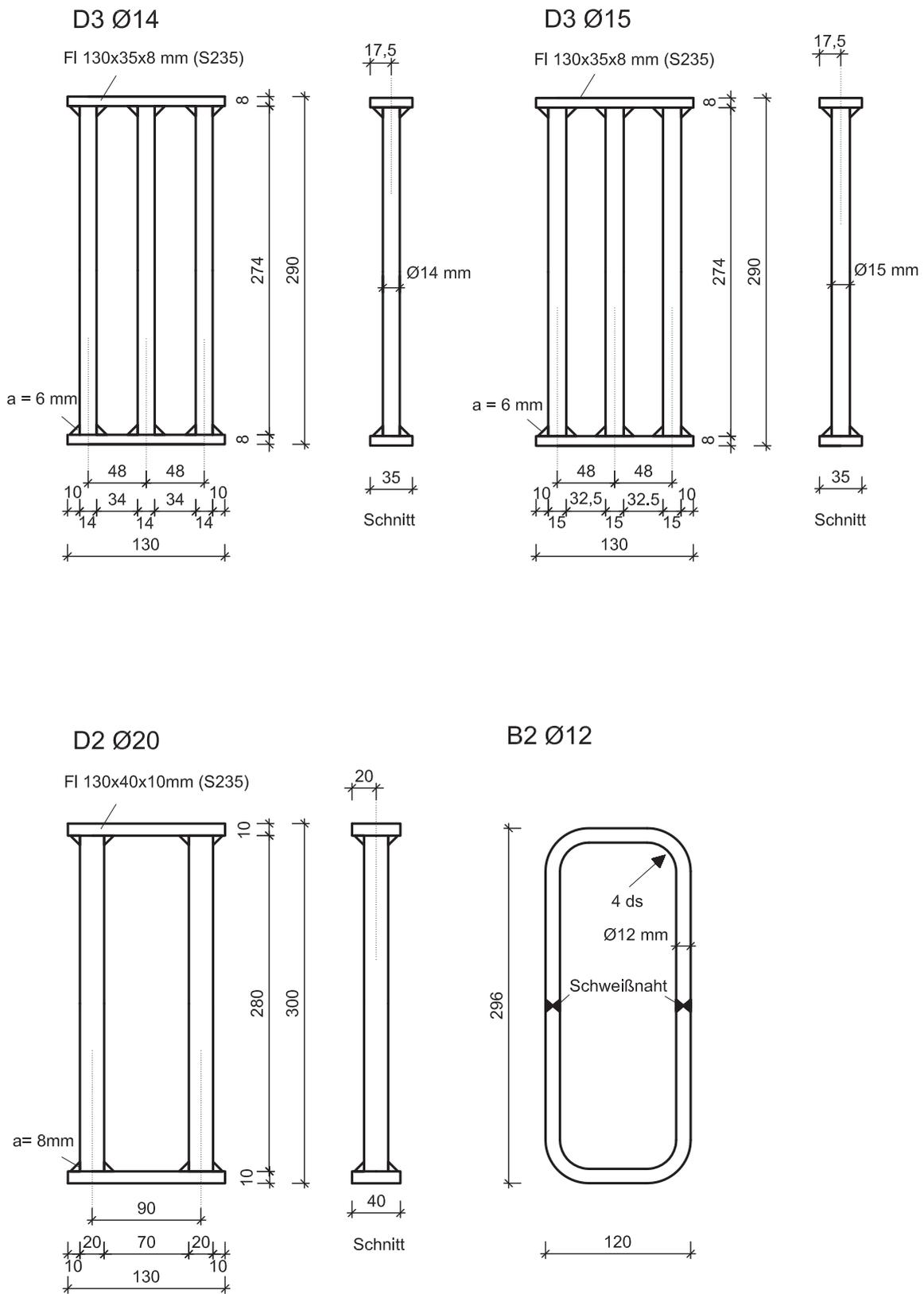


D4 Ø12



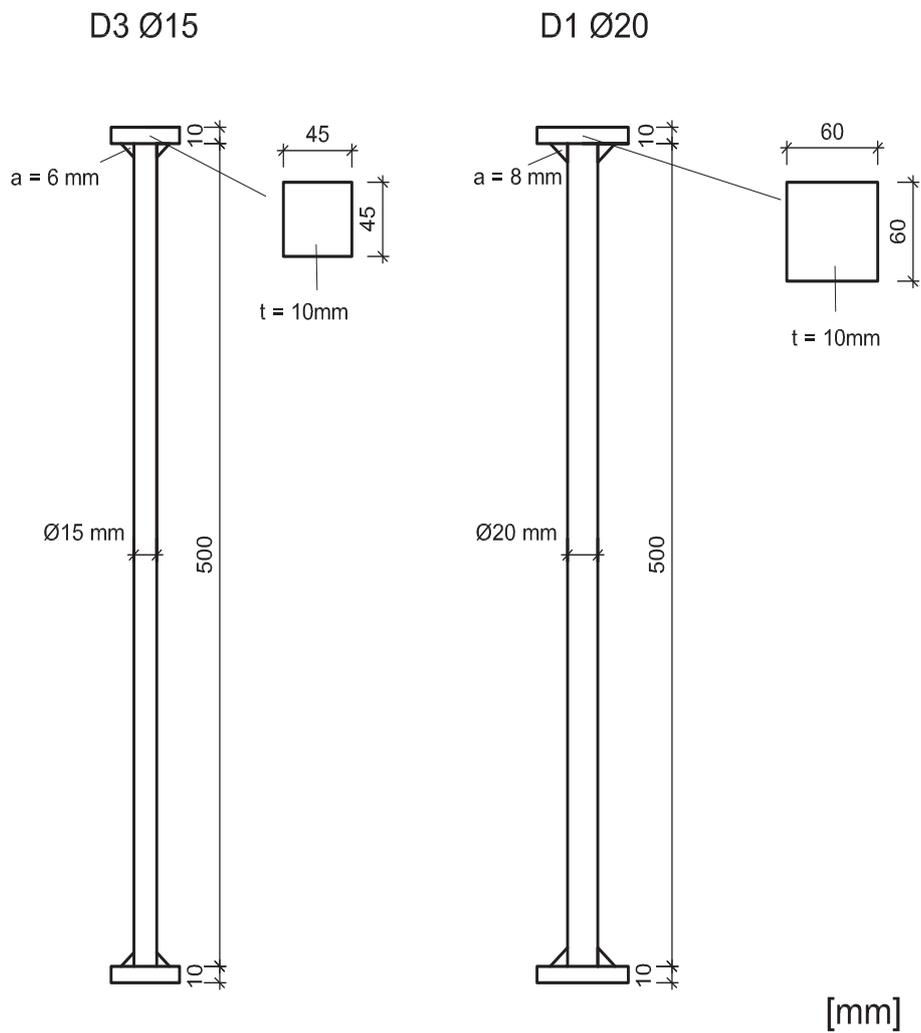
[mm]

Bewehrungselemente



[mm]

Bewehrungselemente Versuchskörpertyp III



A.3 Versuchsergebnisse

Tabellarische Zusammenstellung

Versuchskörper	w_{ad}	w_{pl}	w_{fa}	v_{pl}	v_{fa}	F_{ad}	F_{pl}	F_{fa}
	mm	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN
1.1aL ¹⁾	-	-	-	-	-	-	-	-
1.1aR ¹⁾	-	-	-	-	-	-	-	-
1.1bL	-	-	-	-	-	390,4	-	-
1.1bR	-	-	-	-	-	410,1	-	-
1.1cL ⁶⁾	-	-	-	-	-	-	-	-
1.1cR ⁶⁾	-	-	-	-	-	-	-	-
1.1dL	-	-	-	-	-	317,7	-	-
1.1dR	-	-	-	-	-	311,7	-	-
1.1eL	-	-	-	-	-	337,7	-	-
1.1eR	-	-	-	-	-	328,7	-	-
1.1fL ¹⁾	-	-	-	-	-	-	-	-
1.1fR ¹⁾	-	-	-	-	-	-	-	-
1.2aL	-	-	-	-	-	309,4	-	-
1.2aR	-	-	-	-	-	359,1	-	-
1.2bL	-	-	-	-	-	361,3	-	-
1.2bR	-	-	-	-	-	346,0	-	-
1.2cL ¹⁾	-	-	-	-	-	-	-	-
1.2cR ¹⁾	-	-	-	-	-	-	-	-
2.1aL	0,031	0,319	6,703	0,179	1,043	500,4	709,8	536,0
2.1aR	0,021	0,302	6,167	0,176	0,976	383,1	648,4	516,9
2.1cL	0,026	0,305	6,096	0,177	1,064	456,3	712,4	500,2
2.1cR	0,036	0,289	6,362	0,176	0,900	511,3	605,2	502,9
2.1dL	-	0,417	6,057	0,124	0,630	-	446,5	461,8
2.1dR	-	0,420	7,335	0,135	0,674	-	454,4	487,6
2.1eL	-	0,398	5,914	0,148	0,732	-	474,6	460,4
2.1eR	-	0,429	6,461	0,124	0,639	-	432,0	465,2
2.1fL	-	0,443	5,567	0,134	0,736	-	504,4	485,3
2.1fR	-	0,396	7,068	0,095	0,592	-	451,4	505,7
2.2aL	0,017	0,383	7,340	0,164	0,615	258,4	426,9	460,2
2.2aR	0,026	0,358	8,024	0,180	0,740	476,7	539,6	505,7
2.2bL	0,019	0,376	6,508	0,165	0,612	337,0	463,1	467,1
2.2bR	0,033	0,390	7,473	0,176	0,725	412,1	490,2	493,3
2.2cL	0,020	0,345	6,205	0,160	0,715	330,1	527,4	460,4
2.2cR	0,022	0,369	8,263	0,184	0,724	349,2	487,1	502,1
2.3aL	-	0,477	11,444	0,126	0,800	-	500,2	586,6
2.3aR	-	0,437	10,595	0,110	0,736	-	551,2	580,6
2.3bL	-	0,459	11,676	0,145	0,849	-	529,1	614,4
2.3bR	-	0,468	10,996	0,164	0,974	-	489,2	570,8
2.3cL	0,027	0,427	12,011	0,147	0,769	480,6	599,0	625,1
2.3cR	0,030	0,427	12,000	0,172	0,954	362,9	597,0	593,3
2.3dL	0,051	0,485	14,302	0,152	1,098	365,3	551,8	663,2
2.3dR	0,028	0,420	10,436	0,163	0,788	454,5	605,1	630,8
3.1aL	-	0,390	7,823	0,165	0,708	-	517,6	487,4
3.1aR	-	0,418	7,728	0,173	0,756	-	454,6	508,4
3.1bL	-	0,413	7,417	0,172	0,900	-	521,7	486,0
3.1bR	-	0,358	6,833	0,142	0,913	-	484,6	470,1
3.1cL	-	0,340	6,894	0,129	0,708	-	536,7	468,3
3.1cR	-	0,402	6,509	0,157	0,701	-	479,1	460,5
4.1aL	-	1,653	7,127	0,363	0,882	-	781,2	799,2
4.1aR	-	1,725	8,544	0,460	0,911	-	780,8	833,0
4.1bL	-	1,402	9,366	0,393	1,027	-	802,0	803,2
4.1bR	-	1,849	9,046	0,438	0,928	-	741,3	814,0
4.1cL	-	1,760	8,179	0,434	1,049	-	790,1	802,9
4.1cR	-	1,840	8,259	0,437	1,063	-	763,0	791,4
4.1dL	0,022	1,453	9,887	0,444	1,258	400,5	854,4	916,8
4.1dR	0,023	1,472	8,634	0,391	1,182	337,5	847,4	853,0

Versuchskörper	w_{ad}	w_{pl}	w_{fa}	v_{pl}	v_{fa}	F_{ad}	F_{pl}	F_{fa}
	mm	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN
4.1eL	0,025	1,492	8,851	0,485	1,274	397,5	908,5	875,1
4.1eR	0,022	1,463	8,015	0,422	0,901	350,0	884,2	883,1
5.1aL	0,021	0,409	7,172	0,197	0,942	357,5	793,5	719,1
5.1aR	0,025	0,407	7,054	0,250	1,137	466,0	884,8	711,3
5.1bL	0,025	0,417	6,010	0,204	0,796	411,6	772,1	688,3
5.1bR	0,029	0,433	5,131	0,223	0,837	449,2	844,9	705,2
5.1cL	0,022	0,460	6,869	0,242	0,866	365,4	781,2	699,6
5.1cR	0,021	0,476	6,186	0,261	1,039	466,8	886,0	776,3
5.1dL	-	0,424	5,703	0,134	0,614	-	666,2	683,8
5.1dR	-	0,400	5,945	0,132	0,544	-	618,8 ³⁾	672,5 ³⁾
5.1eL	-	0,370	6,983	0,152	0,734	-	600,9 ³⁾	675,3 ³⁾
5.1eR	-	0,521	4,551	0,162	0,521	-	721,2	669,1
5.1fL	-	0,324	6,119	0,110	0,750	-	627,7 ³⁾	681,5 ³⁾
5.1fR	-	0,783	7,262	0,197	0,525	-	698,4	706,0
5.1gL	-	0,387	6,440	0,168	0,784	-	707,2	728,3
5.1gR	-	0,440	6,638	0,177	0,591	-	698,2	661,8
5.1hL	-	0,370	6,745	0,135	0,545	-	676,3	702,4
5.1hR	-	0,501	6,085	0,176	0,541	-	695,9	710,5
5.2aL	0,016	0,175	6,259	0,145	1,024	299,5	273,7	147,3
5.2aR	0,018	0,222	6,573	0,151	1,015	316,1	266,1	144,0
5.3aL	0,034	0,101	6,141	0,093	1,094	541,8	576,1	309,0
5.3aR	0,019	0,221	7,713	0,132	1,100	419,6	398,8	289,3
5.3bL	0,031	0,067	7,914	0,063	0,814	502,1	515,1	275,3
5.3bR	0,020	0,270	6,101	0,132	0,772	399,6	393,6	269,6
5.4aL	0,031	0,536	5,674	0,202	0,794	472,0	1075,4	999,7
5.4aR	0,031	0,586	6,088	0,246	0,848	454,3	971,6	982,1
5.4bL	0,027	0,590	6,962	0,228	0,774	500,4	1080,6	951,8
5.4bR	0,026	0,576	6,419	0,226	0,620	404,9	1064,5	999,9
6.1aL	-	0,401	7,764	0,078	0,405	-	308,9	471,6
6.1aR	-	0,374	7,076	0,068	0,517	-	317,7	484,3
6.1bL	-	0,412	7,150	0,061	0,378	-	296,6	466,6
6.1bR	-	0,448	7,509	0,074	0,513	-	309,6	483,1
6.1cL	-	0,429	7,651	0,082	0,397	-	290,0	475,1
6.1cR	-	0,450	7,146	0,087	0,490	-	299,8	469,4
6.2aL	-	0,541	12,162	0,096	0,876	-	349,4	578,4
6.2aR	-	0,498	13,715	0,055	0,826	-	354,4	600,5
6.3aL	-	1,605	10,957	0,368	1,335	-	614,2	760,4
6.3aR	-	1,606	10,110	0,231	1,077	-	618,7	703,4
7.1aL	0,028	-	-	-	-	506,7	-	-
7.1aR ¹⁾	-	-	-	-	-	-	-	-
7.1bL ¹⁾	-	-	-	-	-	-	-	-
7.1bR	0,021	-	-	-	-	510,9	-	-
7.1cL	0,021	-	-	-	-	400,2	-	-
7.1cR ¹⁾	-	-	-	-	-	-	-	-
8.1aL	0,026	0,380	7,026	0,190	1,097	469,1	1049,0	877,3
8.1aR	- ¹⁾	0,350	5,240	0,167	0,933	- ¹⁾	986,6	786,5
8.1bL	- ¹⁾	0,336	5,567	0,130	0,587	- ¹⁾	840,2	710,3
8.1bR	- ¹⁾	0,480	4,950	0,163	0,744	- ¹⁾	878,1	741,4
8.1cL	- ¹⁾	0,659	5,550	0,215	0,828	- ¹⁾	824,3	801,8
8.1cR	- ¹⁾	0,480	5,600	0,197	0,686	- ¹⁾	792,0	684,0
8.2aL	- ¹⁾	0,626	5,908	0,203	1,056	- ¹⁾	1477,7	1315,1
8.2aR	- ¹⁾	0,571	6,699	0,203	1,053	- ¹⁾	1266,6	1266,7
8.2bL	0,031	0,447	5,584	0,189	0,735	524,5	1159,5	1126,7
8.2bR	0,022	0,362	6,791	0,158	0,912	402,6	1287,1	1191,9
8.2cL	0,038	0,501	5,500	0,183	0,739	500,8	1241,3	1145,6
8.2cR	- ¹⁾	0,621	5,891	0,207	0,863	- ¹⁾	1112,3	1159,2
8.3aL	- ¹⁾	0,667	5,414	0,205	0,807	- ¹⁾	1595,0	1593,3
8.3aR	0,033	0,746	6,300	0,210	0,979	395,6	1689,7	1600,0

Anhang A – Eigene Verbundkörperversuche

Versuchskörper	w_{ad}	w_{pl}	w_{fa}	v_{pl}	v_{fa}	F_{ad}	F_{pl}	F_{fa}
	mm	mm	mm	mm	mm	kN	kN	kN
8.3bL	- ¹⁾	0,684	6,000	0,258	0,762	- ¹⁾	1576,0	1475,0
8.3bR	0,033	0,630	6,500	0,196	0,763	392,6	1559,7	1550,0
8.3cL	0,036	0,664	5,100	0,217	0,895	544,9	1667,2	1556,5
8.3cR	0,026	0,824	5,700	0,257	0,779	411,3	1510,2	1463,0
9.1aL	0,032	0,417	9,454	0,180	1,173	369,7	588,9	514,0
9.1aR	0,022	0,459	7,205	0,195	0,720	320,9	481,9	451,4
9.1bL	0,033	0,419	10,011	0,176	1,075	426,1	579,1	472,7
9.1bR	0,026	0,382	- ²⁾	0,167	- ²⁾	309,3	474,2	481,2
9.1cL	0,018	0,335	8,308	0,171	1,027	334,2	540,3	493,1
9.1cR	0,037 ¹⁾	0,435	7,757	0,224	0,921	356,8 ¹⁾	545,0	474,9
11.1aL	0,031	0,453	6,854	0,202	0,934	463,4	931,2	783,1
11.1aR	0,025	0,427	5,816	0,188	0,608	304,1	687,2	694,0
11.1bL	0,035	0,383	6,054	0,161	0,804	525,4	877,7	762,1
11.1bR	0,027	0,442	5,996	0,170	0,525	306,4	692,4	714,0
11.1cL	0,035	0,387	6,412	0,147	0,826	497,6	900,1	788,3
11.1cR	0,022	0,421	6,521	0,169	0,480	294,9	709,0	722,9
11.2aL	0,032	-	-	-	-	459,0	1447,3	994,5
11.2aR	0,043	-	-	-	-	539,1	1447,3	994,5
11.2bL	0,044	0,497	7,197	0,341	1,736	470,1	1489,5	825,5
11.2bR	0,044	0,454	6,877	0,271	1,591	464,9	1547,5	771,4
11.3aL	0,035	0,590	9,040	0,259	1,626	527,2	1542,0	764,6
11.3aR	0,035	0,545	10,664	0,304	1,799	493,9	1481,5	768,0
11.3bL	0,040	0,546	12,222	0,249	1,588	492,4	1511,2	794,5
11.3bR	0,043	0,572	10,001	0,288	1,770	506,9	1445,7	746,4
12.1aL	0,032	0,354	7,829	0,156	0,766	445,6	575,9	533,5
12.1aR	0,032	0,383	7,532	0,180	0,939	464,5	593,0	498,2
12.1bL	0,033	0,349	7,094	0,151	0,797	451,8	570,2	490,2
12.1bR	0,026	0,392	7,406	0,179	0,898	408,7	598,8	498,2
12.2aL ⁴⁾	0,017	0,092	12,004	0,056	1,028	349,2	586,2	603,5
12.2aR ⁴⁾	0,012	1,894	14,914	0,438	0,998	136,2	612,2	615,2
12.2bL	0,033	0,403	12,840	0,145	1,036	398,1	577,0	633,1
12.2bR	0,023	0,435	15,855	0,165	1,278	392,6	589,3	675,2
13.1L	-	1,589	1,650	0,114	0,118	-	132,0	130,5 ⁵⁾
13.1R	-	1,804	1,973	0,154	0,185	-	144,3	149,1 ⁵⁾
13.2L	-	2,560	4,332	0,139	0,247	-	114,1	131,2 ⁵⁾
13.2R	-	2,488	3,075	0,213	0,253	-	120,3	123,8 ⁵⁾
13.3L	-	1,205	11,370	0,117	1,051	-	186,8	240,1 ⁵⁾
13.3R	-	1,218	13,745	0,143	1,141	-	191,6	273,5 ⁵⁾
13.4L	-	2,235	9,926	0,179	0,552	-	164,3	230,7 ⁵⁾
13.4R	-	2,252	10,431	0,199	0,610	-	155,0	222,7 ⁵⁾
13.5L	-	1,002	11,868	0,109	0,881	-	186,3	280,1 ⁵⁾
13.5R	-	0,987	12,303	0,110	0,933	-	191,7	282,1 ⁵⁾
13.6L	-	2,003	9,947	0,178	0,654	-	173,2	235,2 ⁵⁾
13.6R	-	1,998	9,549	0,193	0,698	-	190,9	260,1 ⁵⁾
13.7L	-	0,642	15,167	0,104	0,601	-	204,2	333,5 ⁵⁾
13.7R	-	0,589	16,610	0,106	0,618	-	203,6	353,6 ⁵⁾
13.8L	-	1,830	9,490	0,214	0,667	-	209,8	262,9 ⁵⁾
13.8R	-	1,824	9,596	0,241	0,665	-	237,7	270,1 ⁵⁾

¹⁾ Platte ungleichmäßig belastet, Wert wird bei der Auswertung nicht berücksichtigt

²⁾ Wegaufnehmer ausgefallen

³⁾ Zuviel Trennmittel aufgetragen, Wert wird bei der Auswertung nicht berücksichtigt

⁴⁾ Versuchskörper war extrem schief eingebaut, Lasteinleitung vorwiegend über Kraftmessdosen AL u. BR

⁵⁾ Versagenslast der Platte (Plattenversagen aufgrund eines Spaltbruchs)

⁶⁾ Messtechnik ausgefallen

Verhältnis der auf die Platten einwirkenden Kräfte beim Adhäsionsbruch bzw. bei der Plastizierung der Fugen

VK	Kraft linke Platte ¹⁾	Kraftmessdosen ²⁾		Verhältnis AL/BL	Kraft rechte Platte ¹⁾	Kraftmessdosen ²⁾		Verhältnis AR/BR
	F _L	AL	BL		F _R	AR	BR	
	kN	kN	kN	-	kN	kN	kN	-
1.1a	330,4	189,8	140,6	1,35	293,2	160,1	133,1	1,20
1.1b	390,4	194,3	196,1	0,99	410,1	205,7	204,4	1,01
1.1c	-	-	-	-	-	-	-	-
1.1d	317,7	169,1	148,6	1,14	311,7	158,8	152,9	1,04
1.1e	337,7	176,0	161,7	1,09	328,7	173,0	155,7	1,11
1.1f	298,2	145,6	152,6	0,95	283,6	160,3	123,3	1,30
1.2a	309,4	160,7	148,7	1,08	359,1	182,6	176,5	1,03
1.2b	361,3	186,0	175,3	1,06	346,0	163,9	182,1	0,90
1.2c	342,8	195,2	147,6	1,32	377,2	169,5	207,7	0,82
2.1a	500,4	243,8	257,3	0,95	383,1	191,1	191,7	1,00
2.1c	456,3	227,1	230,4	0,99	511,3	249,8	264,2	0,95
2.1d	446,5	222,2	227,2	0,98	454,4	232,6	224,4	1,04
2.1e	474,6	271,5	207,2	1,31	432,0	174,0	262,7	0,66
2.1f	504,4	253,4	254,7	0,99	451,4	227,4	226,9	1,00
2.2a	258,7	135,5	123,1	1,10	476,7	239,8	239,4	1,00
2.2b	337,0	171,1	165,5	1,03	412,1	204,7	208,5	0,98
2.2c	330,1	163,7	167,1	0,98	349,2	201,2	148,7	1,35
2.3a	500,2	251,7	253,1	0,99	551,2	281,1	275,5	1,02
2.3b	529,1	255,1	274,7	0,93	489,2	278,6	211,1	1,32
2.3c	480,6	237,1	246,0	0,96	362,9	179,1	184,6	0,97
2.3d	365,3	225,1	140,2	1,61	454,5	219,0	236,4	0,93
3.1a	517,6	148,8	370,7	0,40	454,6	271,5	183,9	1,48
3.1b	521,7	268,8	260,5	1,03	484,6	244,3	243,6	1,00
3.1c	536,7	256,7	285,3	0,90	479,1	260,7	221,3	1,18
4.1a	781,2	407,5	383,2	1,06	780,8	397,0	391,7	1,01
4.1b	802,0	420,6	398,6	1,06	741,3	387,7	371,6	1,04
4.1c	790,1	402,9	398,9	1,01	763,0	399,8	374,3	1,07
4.1d	400,5	217,2	183,5	1,18	337,5	149,6	187,8	0,80
4.1e	397,2	203,2	194,7	1,04	349,9	172,0	178,4	0,96
5.1a	357,5	183,2	174,4	1,05	466,0	237,3	229,7	1,03
5.1b	411,6	213,9	198,2	1,08	449,2	226,3	224,9	1,01
5.1c	365,4	190,9	174,6	1,09	466,8	214,5	242,9	0,88
5.1d	666,2	333,5	336,5	0,99	618,8	318,3	303,1	1,05
5.1e	600,9	284,3	321,1	0,89	721,2	360,7	366,2	0,99
5.1f	627,7	346,4	283,6	1,22	698,4	316,9	385,9	0,82
5.1g	707,2	375,8	333,0	1,13	698,2	343,3	356,3	0,96
5.1h	676,3	379,6	296,7	1,28	695,9	297,0	399,0	0,74
5.2a	299,5	149,9	149,5	1,00	316,1	163,7	153,2	1,07
5.3a	541,5	291,9	251,9	1,16	419,6	181,8	237,9	0,76
5.3b	502,1	273,7	231,1	1,18	399,6	191,6	207,5	0,92

Anhang A – Eigene Verbundkörperversuche

VK	Kraft linke Platte ¹⁾	Kraftmessdosen ²⁾		Verhältnis AL/BL	Kraft rechte Platte ¹⁾	Kraftmessdosen ²⁾		Verhältnis AR/BR
	F _L	AL	BL		F _R	AR	BR	
	kN	kN	kN		-	kN	kN	
5.4a	472,0	242,8	229,3	1,06	454,3	224,9	229,4	0,98
5.4b	500,4	262,7	237,9	1,10	404,9	193,5	211,5	0,92
6.1a	308,9	155,3	153,7	1,01	317,7	157,1	160,6	0,98
6.1b	296,9	144,6	152,4	0,95	309,6	153,0	156,5	0,98
6.1c	290,0	156,1	133,9	1,17	299,8	139,3	160,5	0,87
6.2a	349,4	186,8	162,6	1,15	354,4	165,8	188,6	0,88
6.3a	614,2	339,8	274,4	1,24	618,7	338,6	280,1	1,21
7.1a	506,7	265,1	241,6	1,10	504,6	198,6	306,0	0,65
7.1b	519,7	217,5	302,2	0,72	510,9	263,2	247,7	1,06
7.1c	400,2	193,3	206,9	0,93	521,9	249,7	272,3	0,92
8.1a	469,1	238,5	231,9	1,03	324,6	142,5	184,7	0,77
8.1b	372,5	218,1	155,3	1,40	457,4	172,4	286,0	0,60
8.1c	201,8	117,7	84,5	1,39	428,4	162,3	267,9	0,61
8.2a	397,1	102,0	296,0	0,34	294,9	214,0	81,7	2,62
8.2b	524,5	239,6	285,5	0,84	402,6	203,2	199,9	1,02
8.2c	500,8	275,0	226,1	1,22	309,0	100,0	209,0	0,48
8.3a	406,7	168,6	238,5	0,71	395,6	205,1	190,9	1,07
8.3b	478,5	207,1	272,4	0,76	392,6	205,1	188,3	1,09
8.3c	544,9	246,2	299,3	0,82	411,3	215,7	196,0	1,10
9.1a	369,7	195,6	176,9	1,11	320,9	161,9	160,8	1,01
9.1b	426,1	219,7	209,2	1,05	309,3	159,3	151,1	1,05
9.1c	334,2	166,5	168,9	0,99	356,8	208,5	150,6	1,38
11.1a	463,4	214,3	249,6	0,86	304,1	150,7	153,3	0,98
11.1b	525,4	280,9	245,5	1,14	306,4	129,8	177,1	0,73
11.1c	497,6	234,2	263,7	0,89	294,9	154,0	141,0	1,09
11.2a	459,0	233,9	224,5	1,04	539,1	258,5	280,3	0,92
11.2b	470,1	251,1	219,7	1,14	464,9	219,9	245,8	0,89
11.3a	527,2	268,3	259,9	1,03	493,9	253,9	241,2	1,05
11.3b	492,4	229,3	263,3	0,87	506,9	289,3	217,8	1,33
12.1a	445,6	224,8	221,7	1,01	464,5	234,6	229,8	1,02
12.1b	451,8	225,4	227,8	0,99	408,7	211,6	197,1	1,07
12.2a	349,2	241,3	108,1	2,23	136,2	1,3	134,5	0,01
12.2b	398,1	197,1	200,7	0,98	392,6	200,6	193,0	1,04
13.1	132,0	57,4	74,6	0,77	144,3	76,2	68,1	1,12
13.2	114,1	55,6	58,5	0,95	120,3	59,1	61,2	0,97
13.3	186,8	91,9	94,9	0,97	191,6	94,8	96,8	0,98
13.4	164,3	86,8	77,5	1,12	155,0	72,0	83,0	0,87
13.5	186,3	90,0	96,2	0,94	191,7	97,3	94,5	1,03
13.6	173,2	88,6	84,7	1,05	190,9	98,5	92,4	1,07
13.7	204,2	97,9	106,2	0,92	203,6	89,1	114,5	0,78
13.8	209,8	109,6	100,3	1,09	237,7	123,7	114,1	1,08

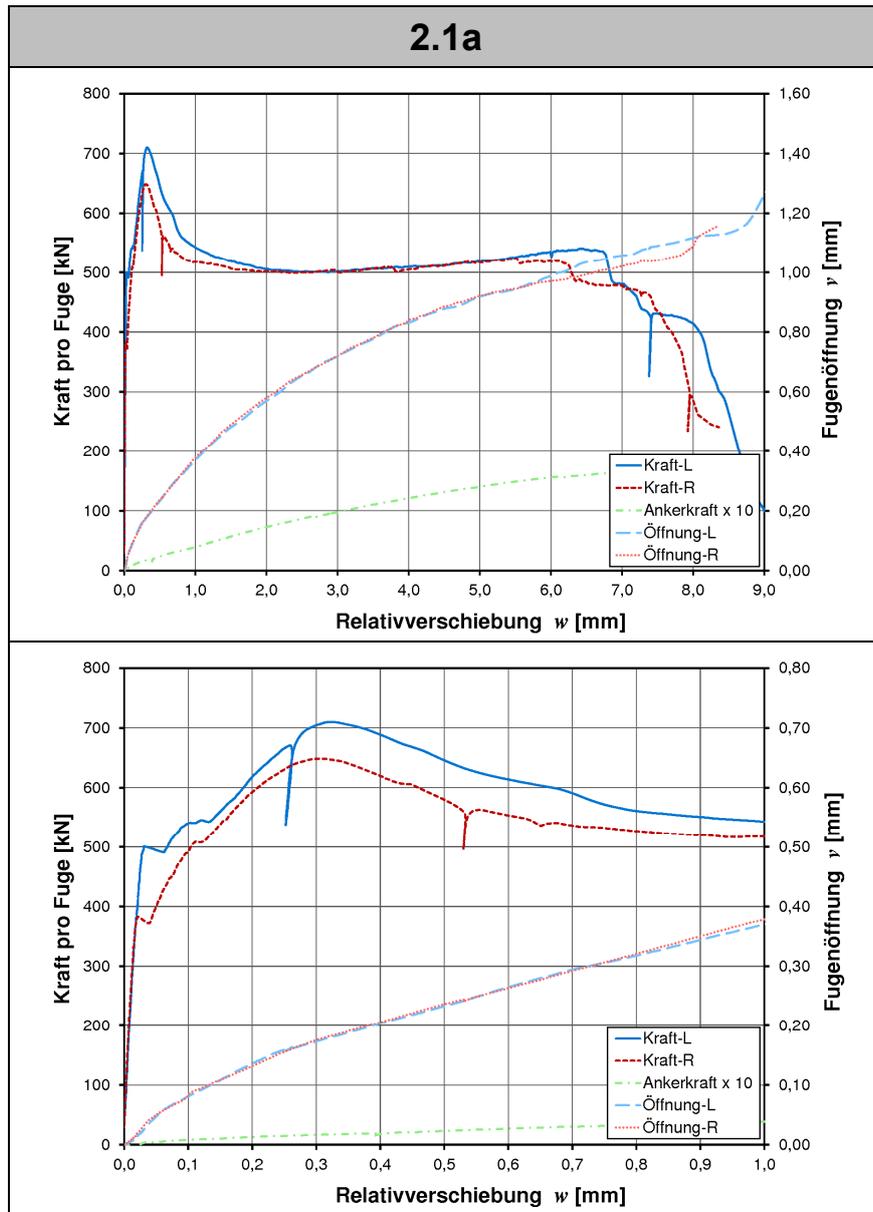
Anmerkungen: ¹⁾ Normalkraftbeanspruchung der Fuge durch die Zugstangen abgezogen, ²⁾ nicht abgezogen

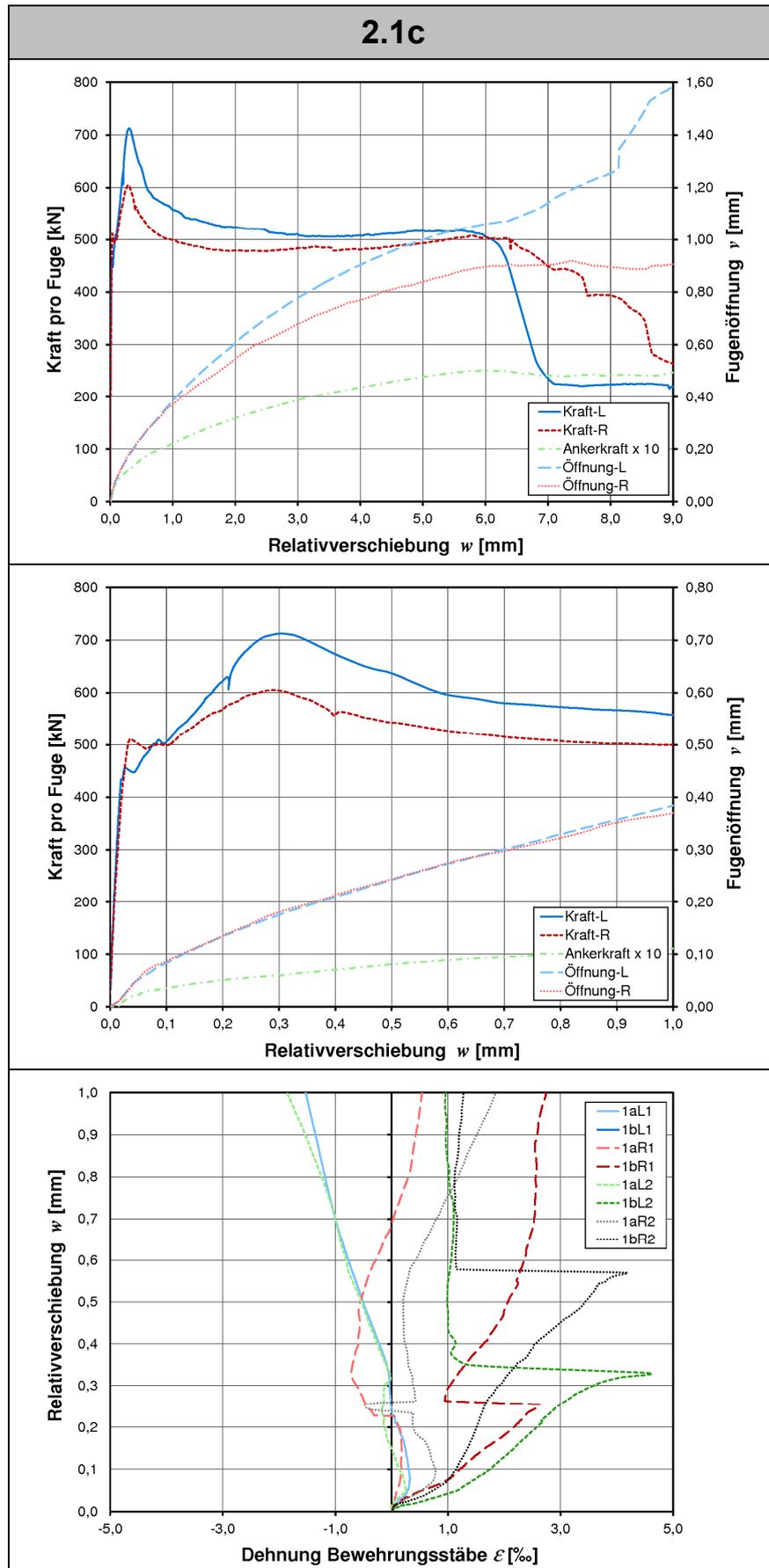
Bruchbilder der Klebefugen

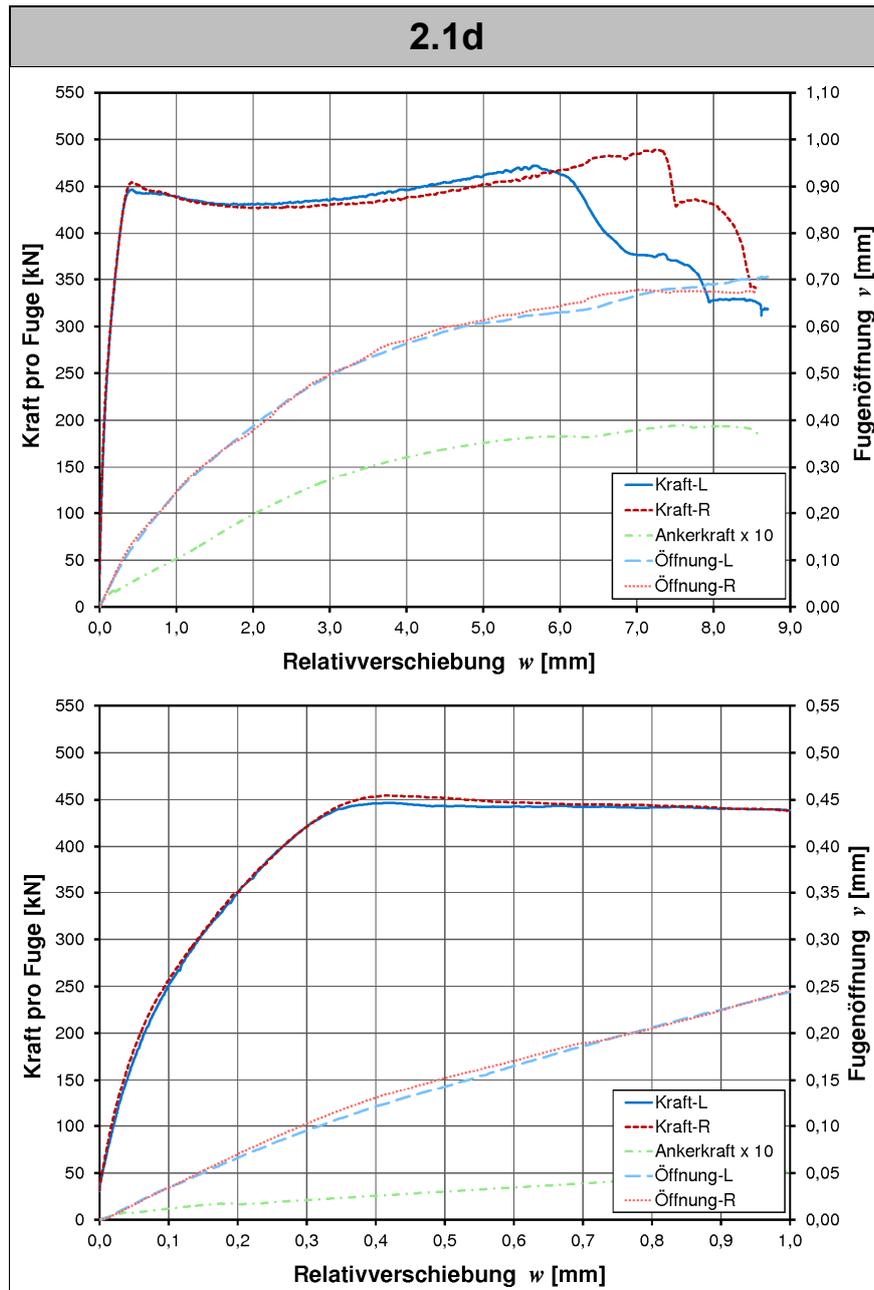
VK	Bruch- ebenen	Verzahnung bei Aussparung	VK	Bruch- ebenen	Verzahnung bei Aussparung
2.1aL	2	2	4.1dL	1	-
2.1aR	2	2	4.1dR	1	-
2.1bL	2	2	4.1eL	2	2
2.1bR	2	1 und 2	4.1eR	1	-
2.1cL	2	1 und 2	5.1aL	2	2
2.1cR	2	2	5.1aR	2	2
2.1dL	1	-	5.1bL	1	-
2.1dR	1	-	5.1bR	1	-
2.1eL	1	-	5.1cL	2	2
2.1eR	1	-	5.1cR	2	2
2.1eL	1	-	5.1dL	1	-
2.1eR	1	-	5.1dR	1	-
2.2aL	1	-	5.1eL	1	-
2.2aR	1	-	5.1eR	1	-
2.2bL	1	-	5.1fL	1	-
2.2bR	1	-	5.1fR	1	-
2.2cL	1	-	5.1gL	1	-
2.2cR	1	-	5.1gR	1	-
2.3aL	1	-	5.1hL	1	-
2.3aR	1	-	5.1hR	1	-
2.3bL	1	-	5.2aL	2	2
2.3bR	1	-	5.2aR	2	2
2.3cL	1	-	5.3aL	2	1 und 2
2.3cR	2	2	5.3aR	2	2
2.3dL	2	2	5.3bL	2	2
2.3dR	1	-	5.3bR	2	2
3.1aL	1	-	5.4aL	2	2
3.1aR	1	-	5.4aR	1	-
3.1bL	1	-	5.4bL	2	2
3.1bR	1	-	5.4bR	1	-
3.1cL	1	-	8.1aL	2	1 und 2
3.1cR	1	-	8.1aR	2	1 und 2
4.1aL	1	-	8.1bL	2	2
4.1aR	1	-	8.1bR	2	1 und 2
4.1bL	1	-	8.1cL	2	1 und 2
4.1bR	1	-	8.1cR	1	-
4.1cL	1	-	8.2aL	2	1, 2 und 3
4.1cR	1	-	8.2aR	2	1, 2 und 3

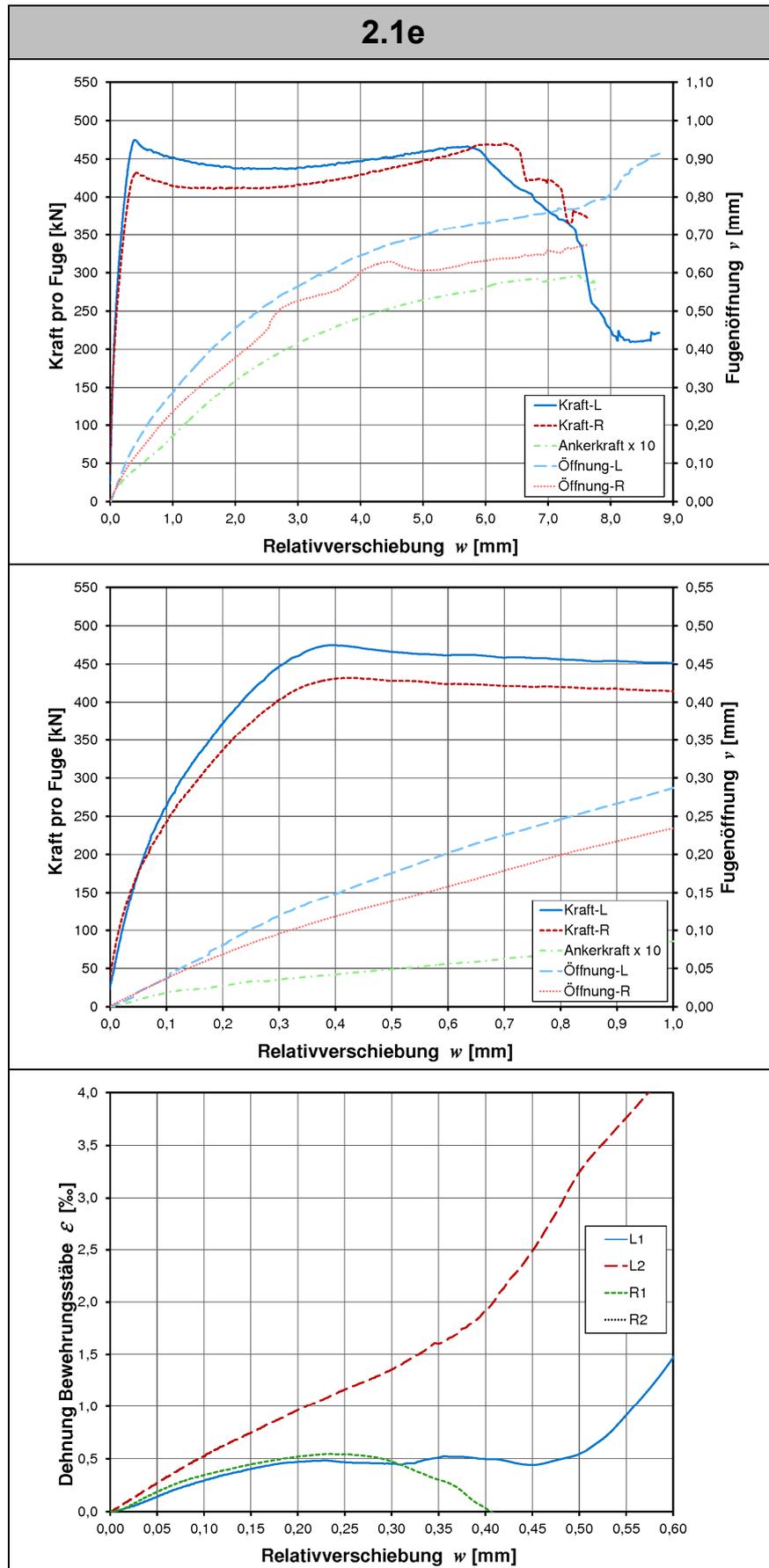
VK	Bruch- ebenen	Verzahnung bei Aussparung	VK	Bruch- ebenen	Verzahnung bei Aussparung
8.2bL	1	-	9.1cR	2	2
8.2bR	2	1, 2 und 3	11.1aL	1	-
8.2cL	1	-	11.1aR	1	-
8.2cR	2	1, 2 und 3	11.1bL	1	-
8.3aL	2	2, 3 und 4	11.1bR	2	2
8.3aR	2	2, 3 und 4	11.1cL	1	-
8.3bL	2	2 und 4	11.1cR	1	-
8.3bR	2	2, 3 und 4	12.1aL	1	-
8.3cL	2	2, 3 und 4	12.1aR	2	2
8.3cR	2	3	12.1bL	2	2
9.1aL	2	2	12.1bR	2	1 und 2
9.1aR	1	-	12.2aL	1	-
9.1bL	2	2	12.2aR	1	-
9.1bR	1	-	12.2bL	2	2
9.1cL	2	2	12.2bR	2	2

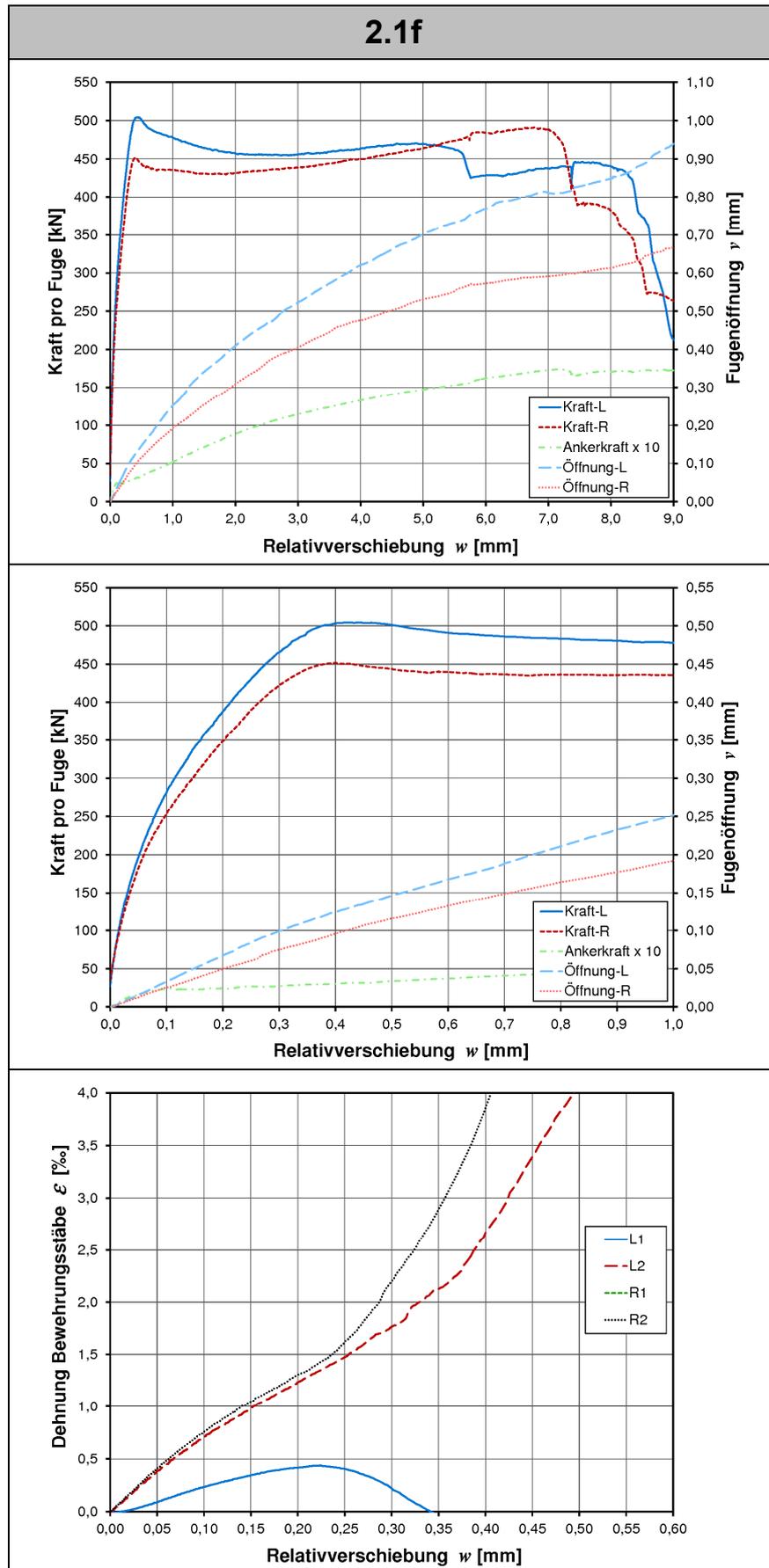
Versuchskurven

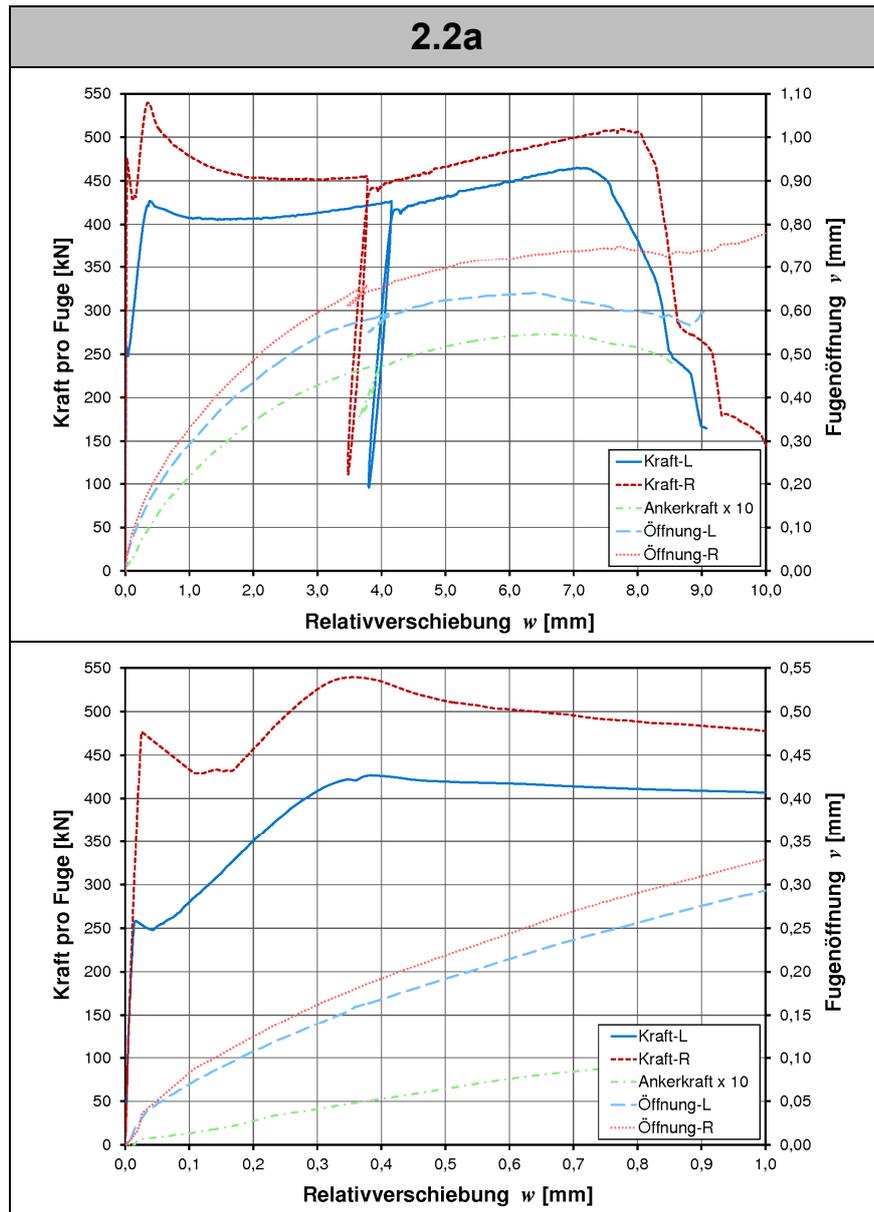


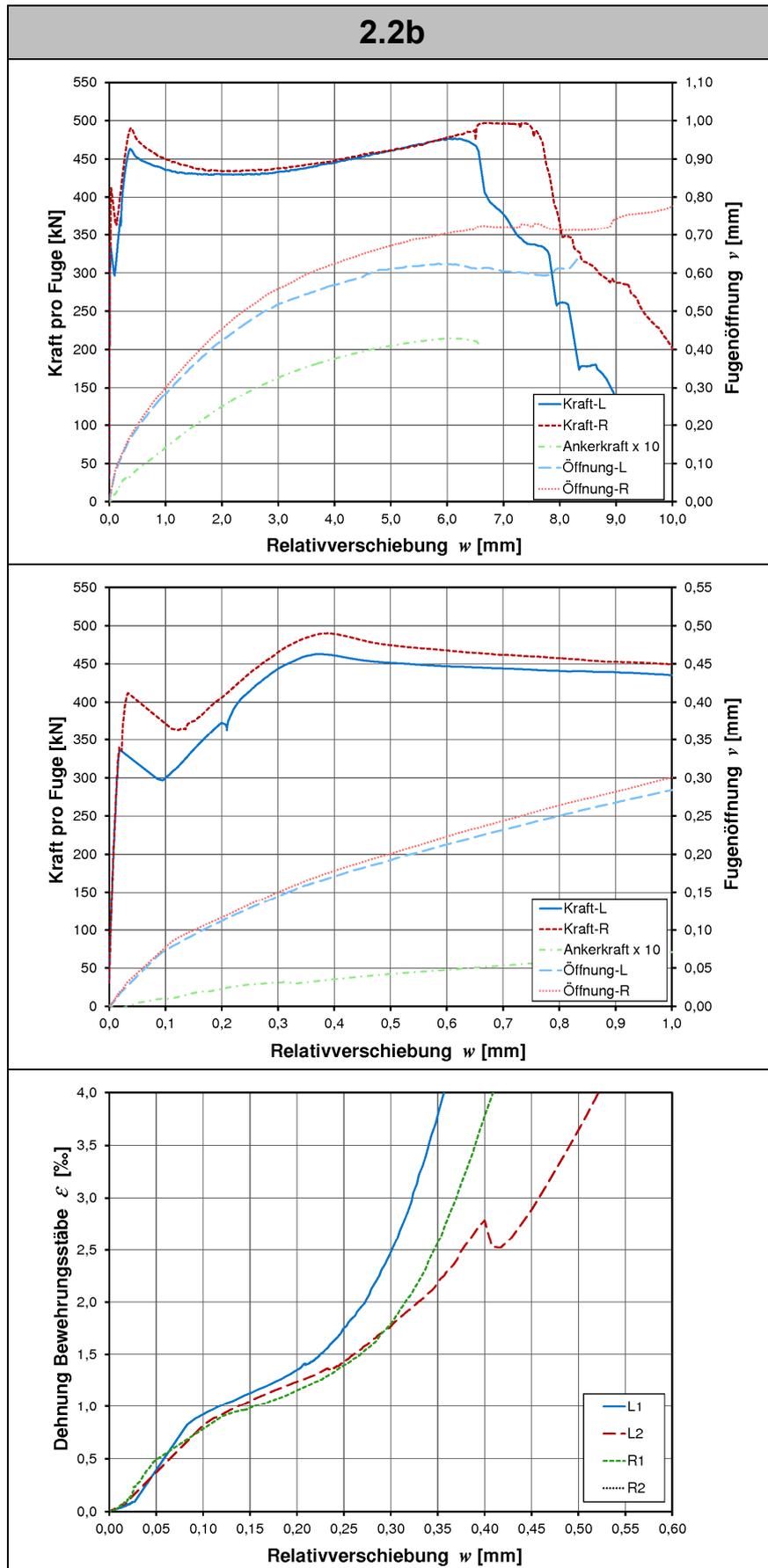


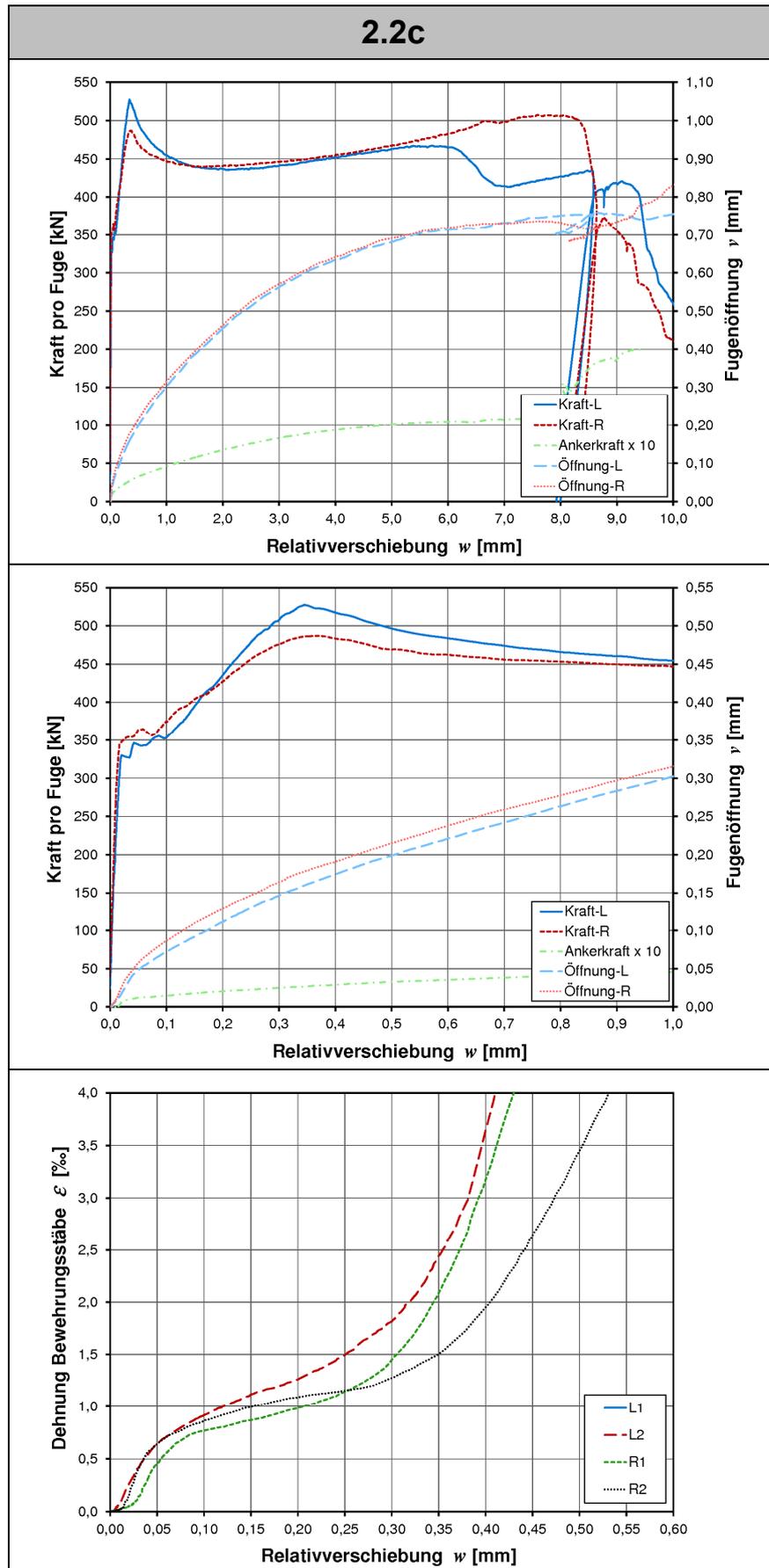


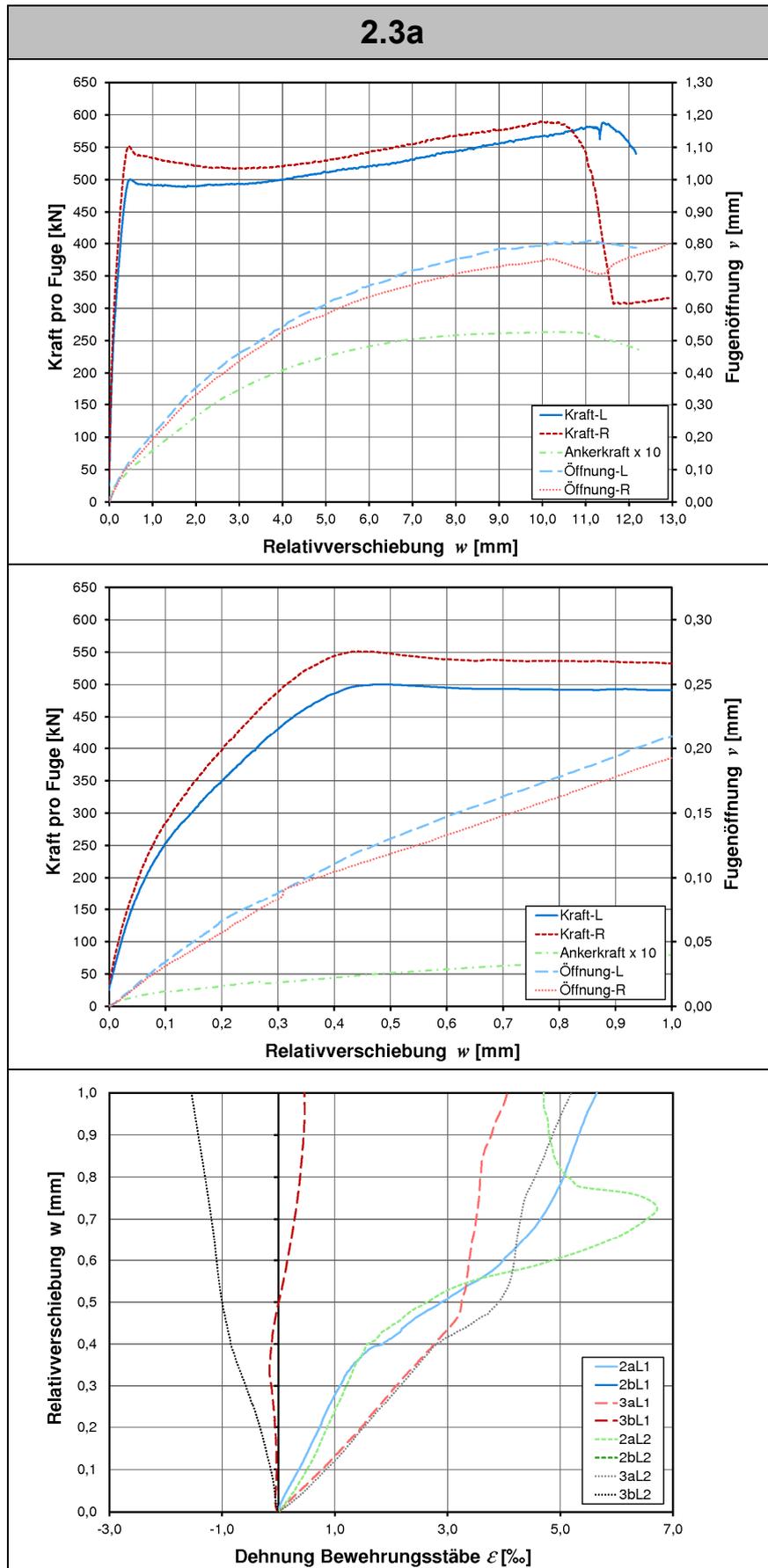


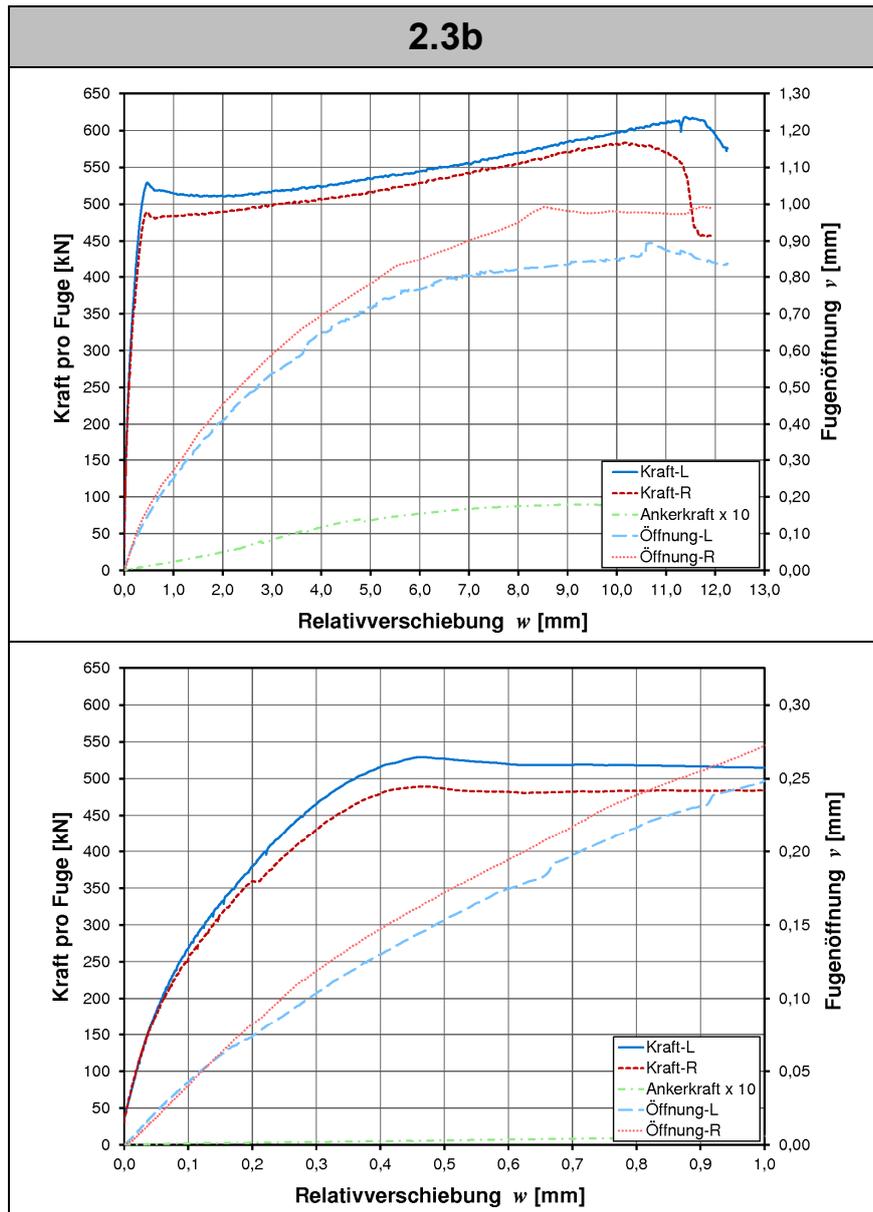


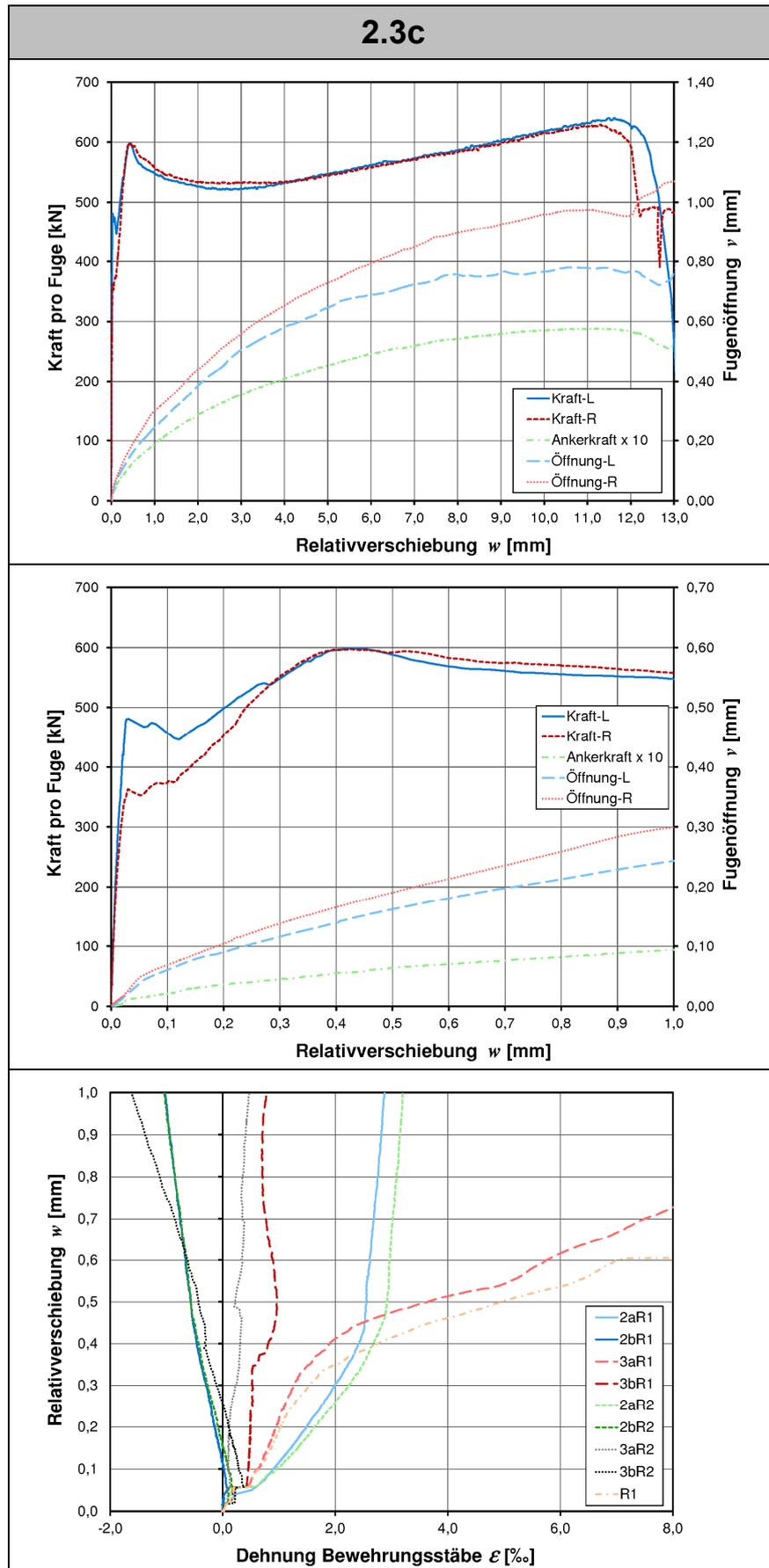


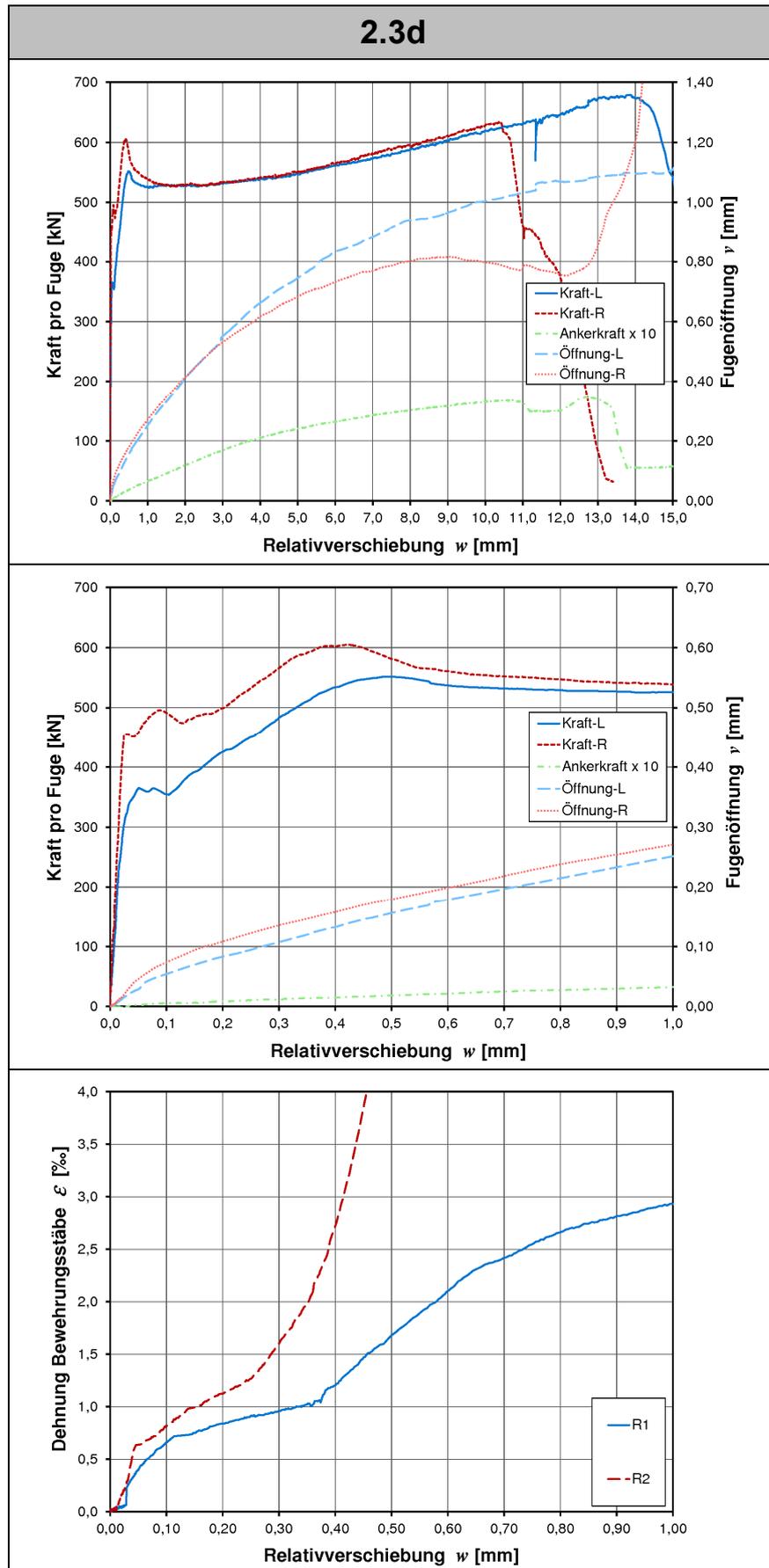


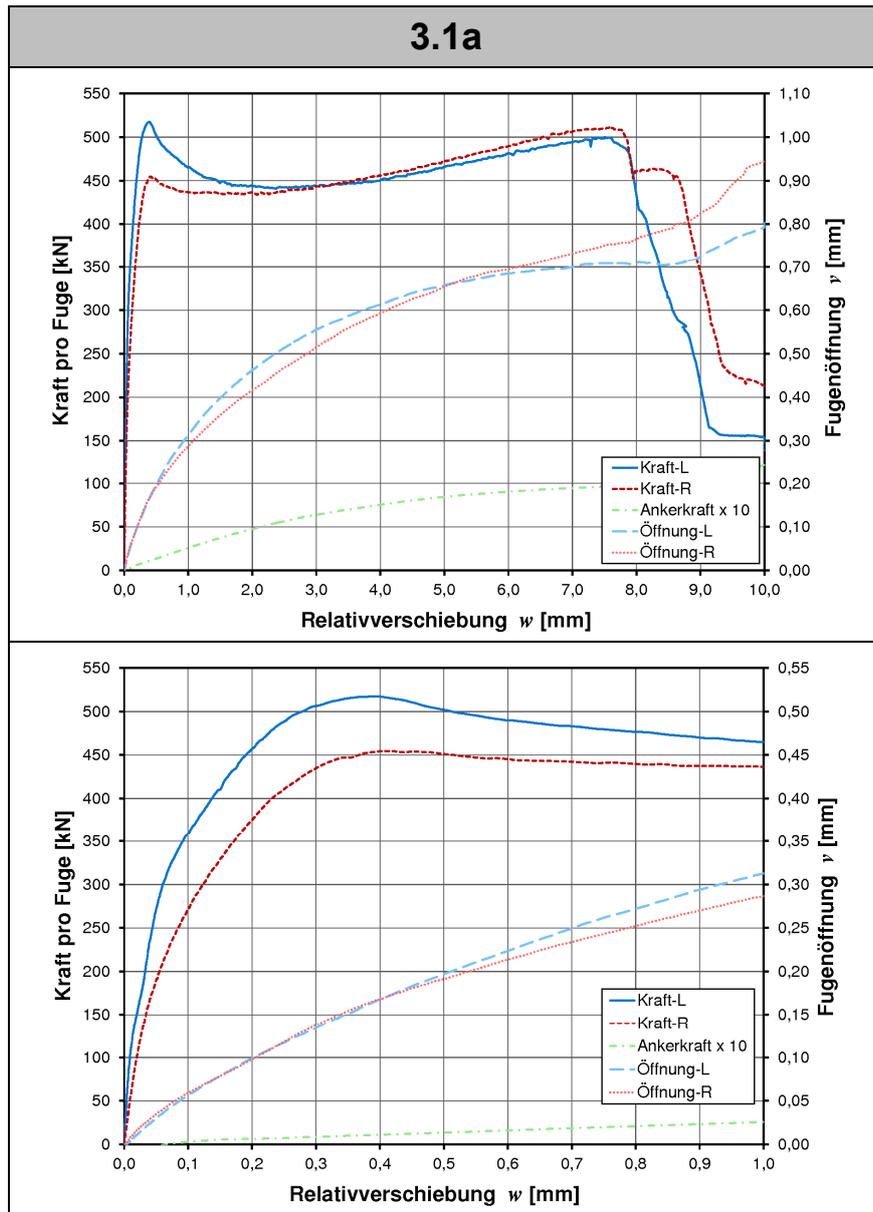


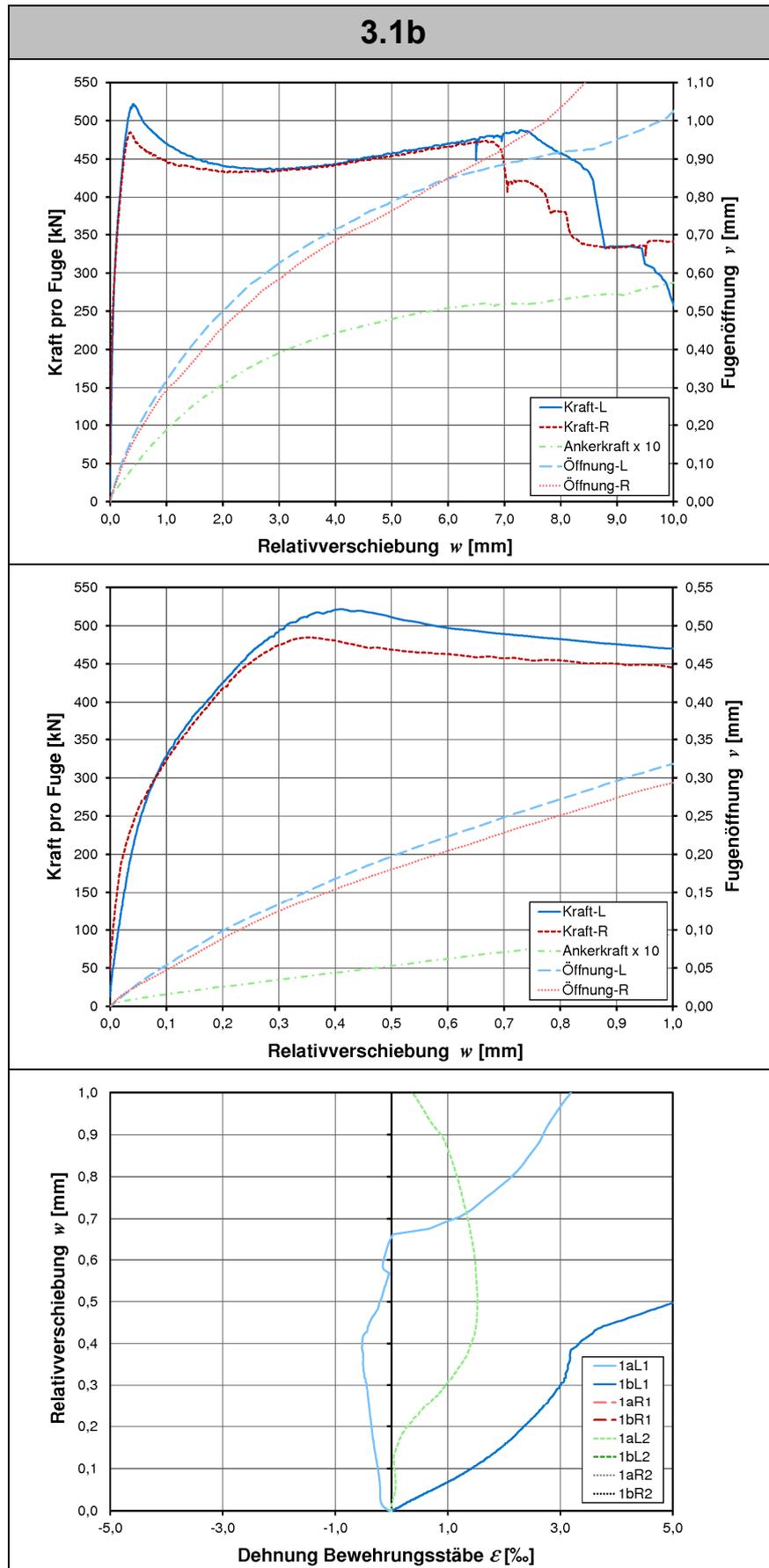


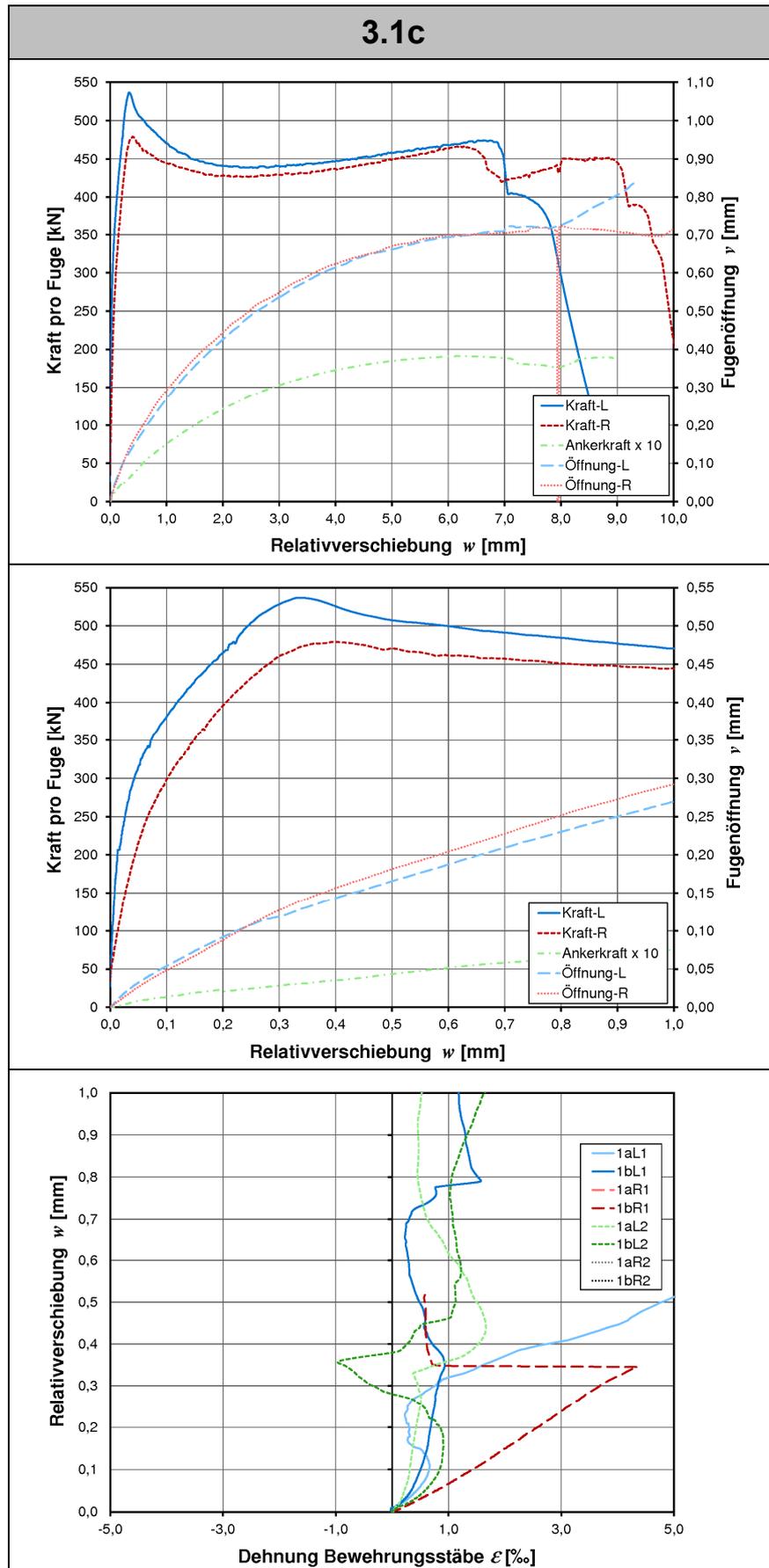


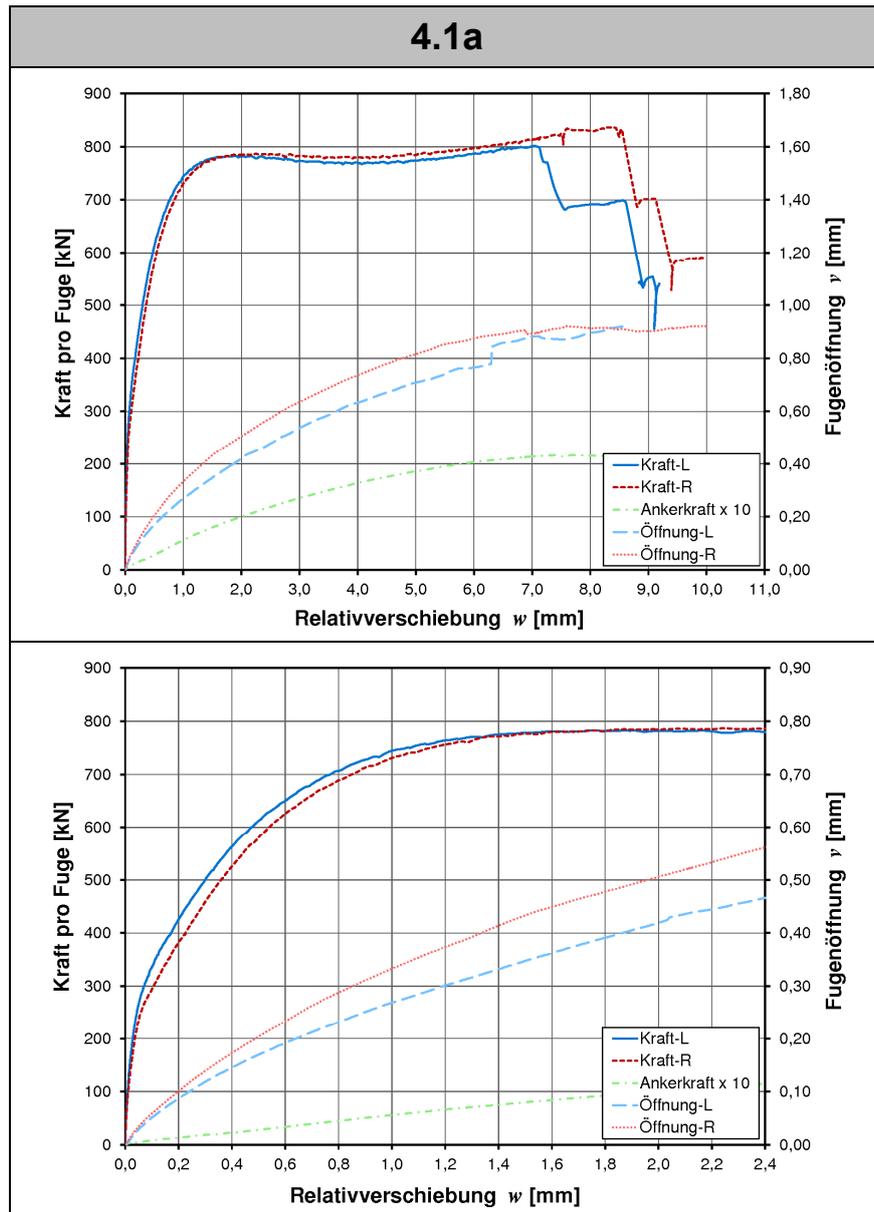


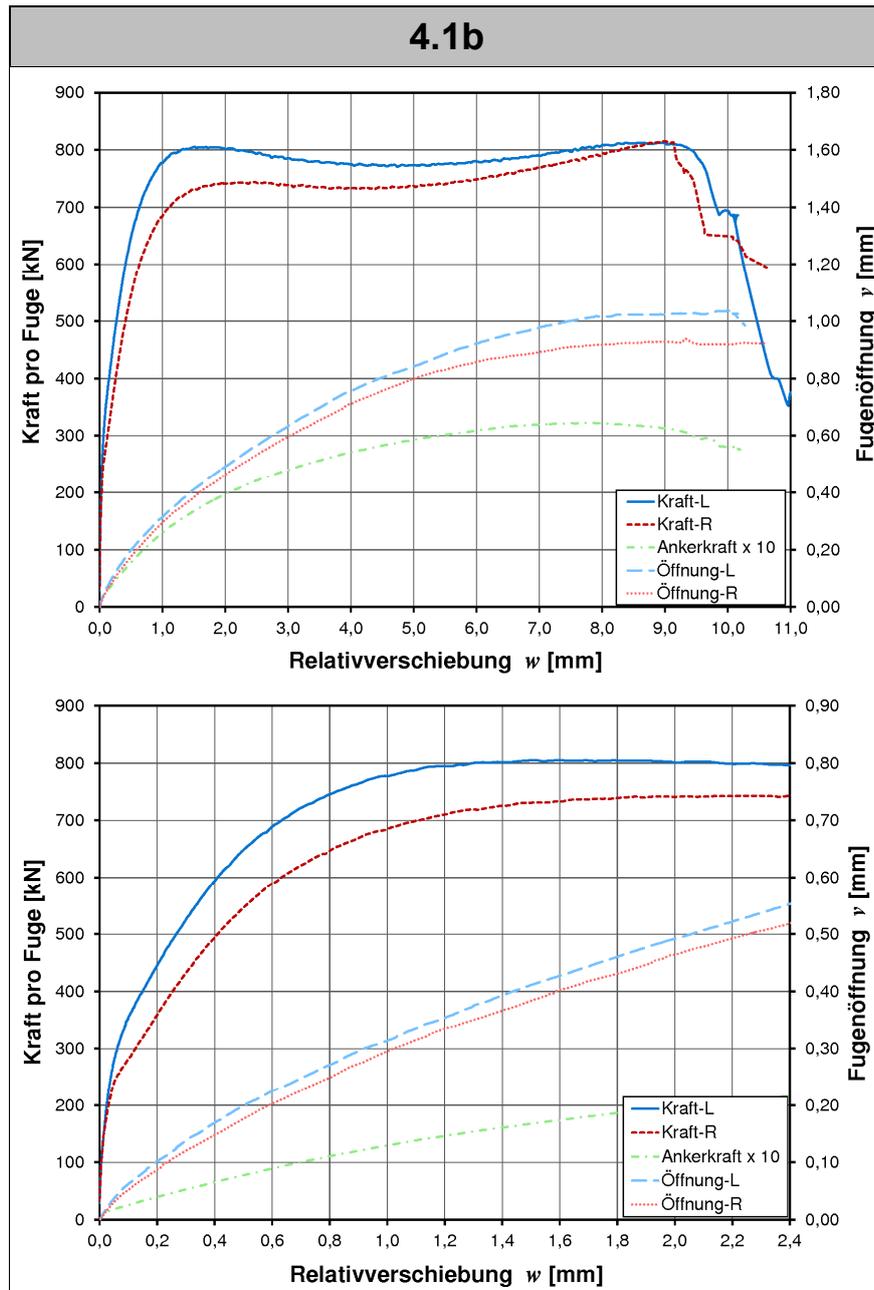


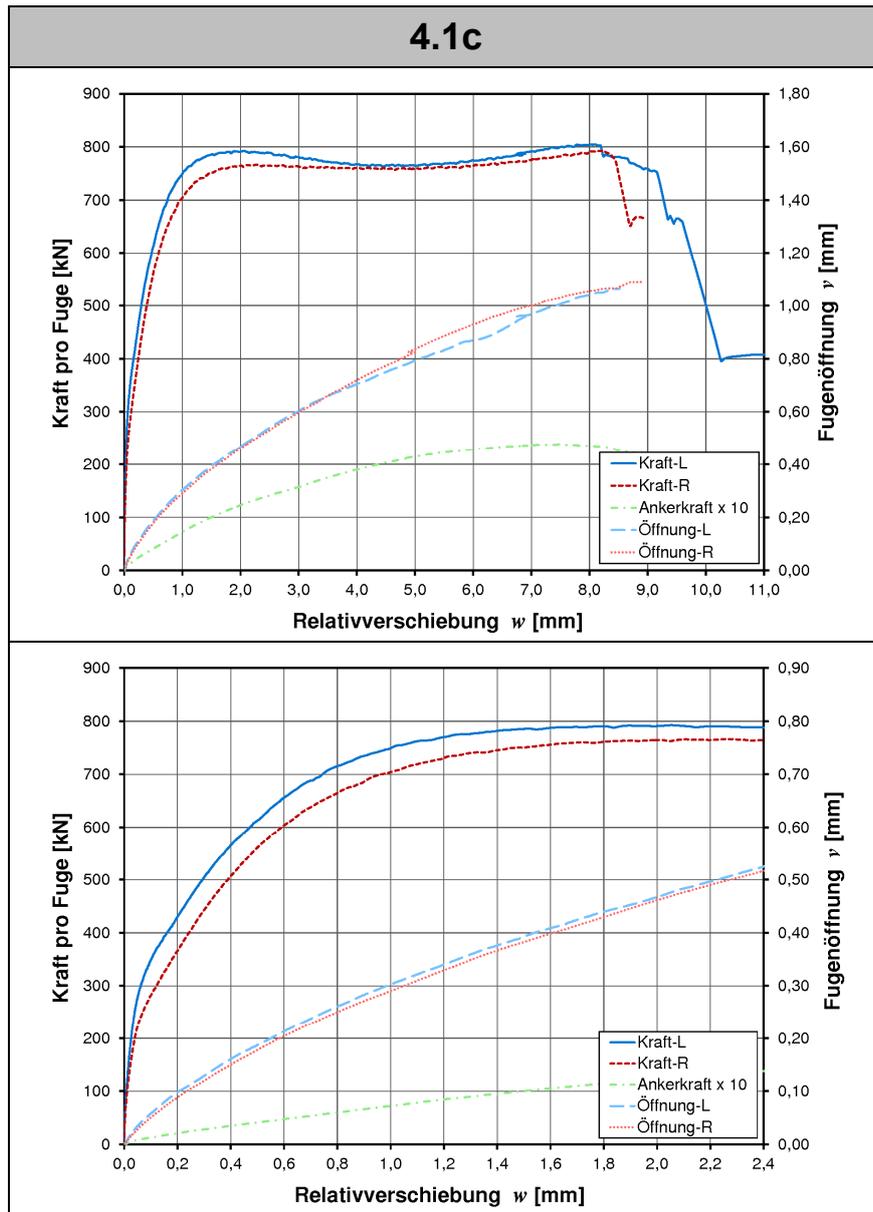


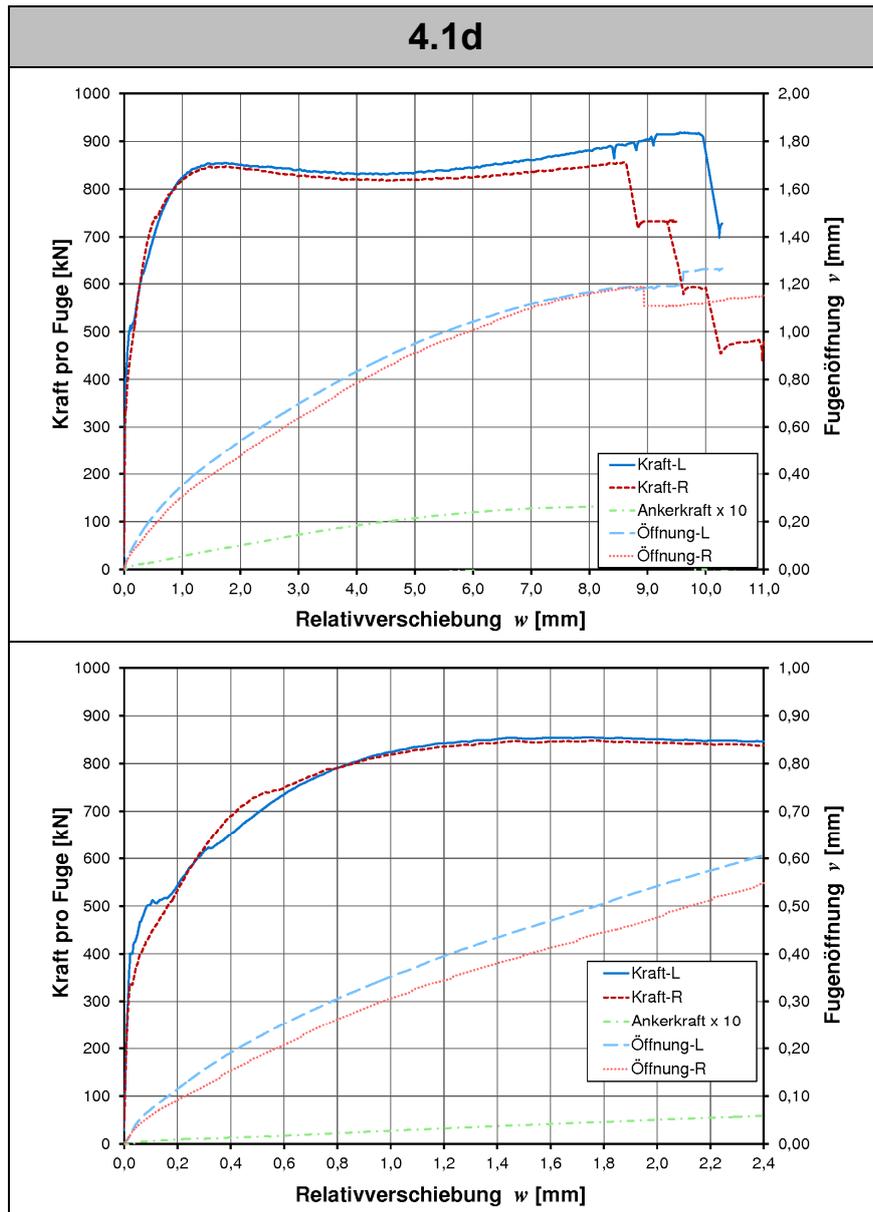


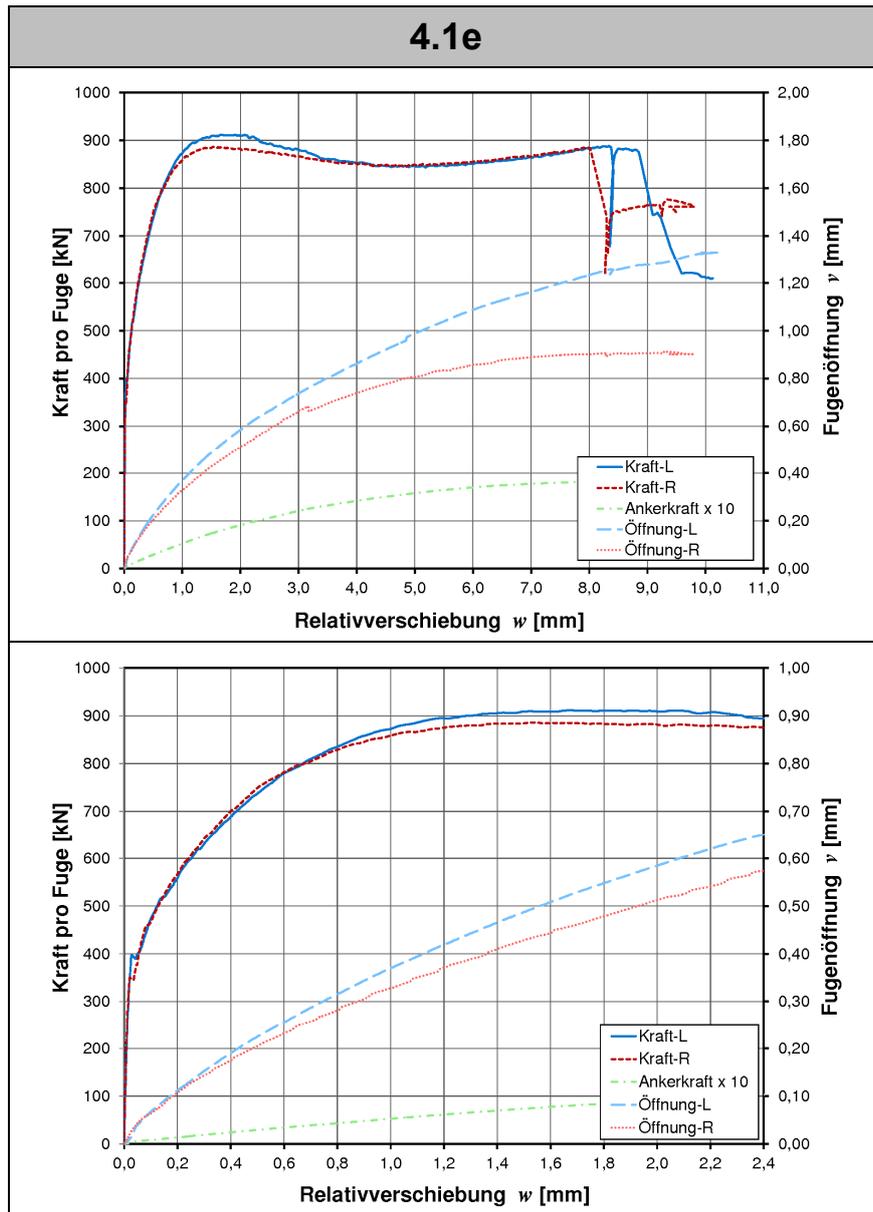


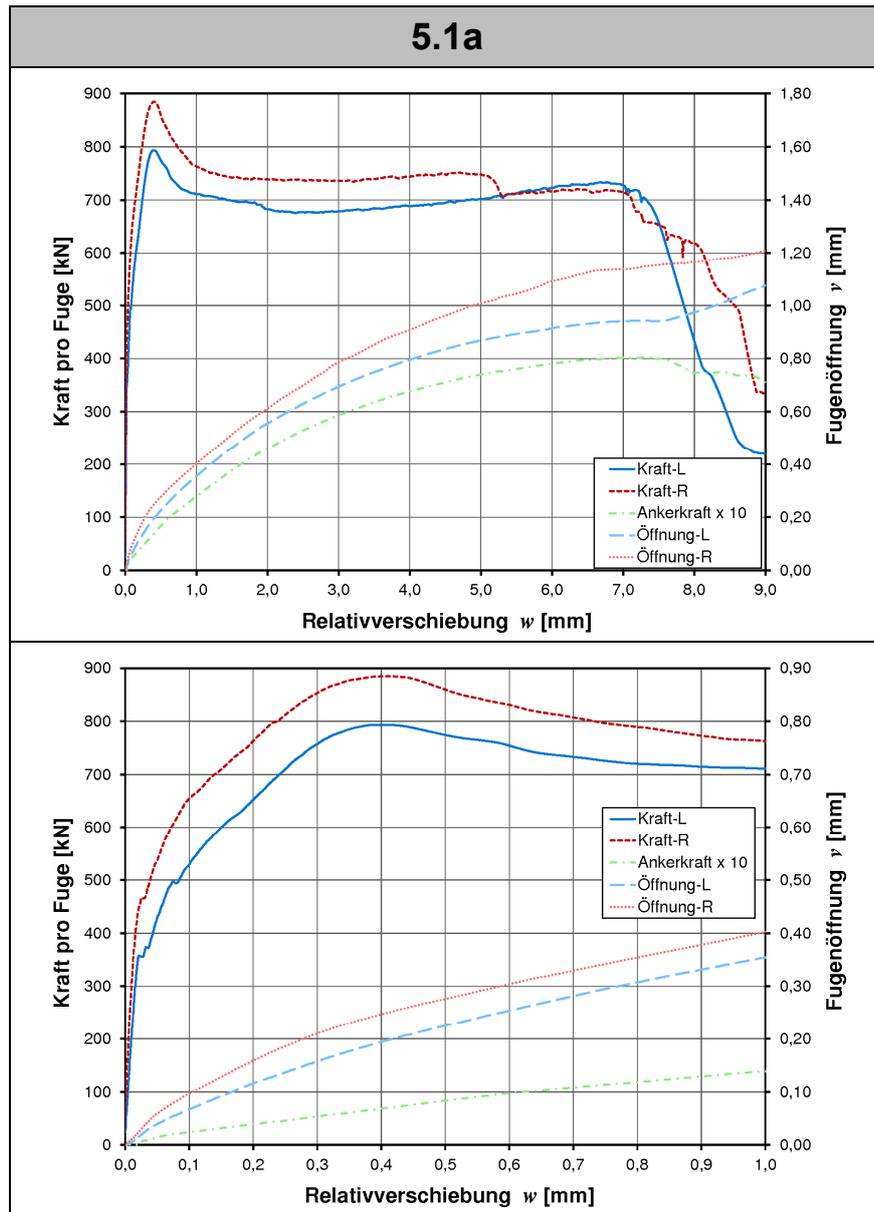


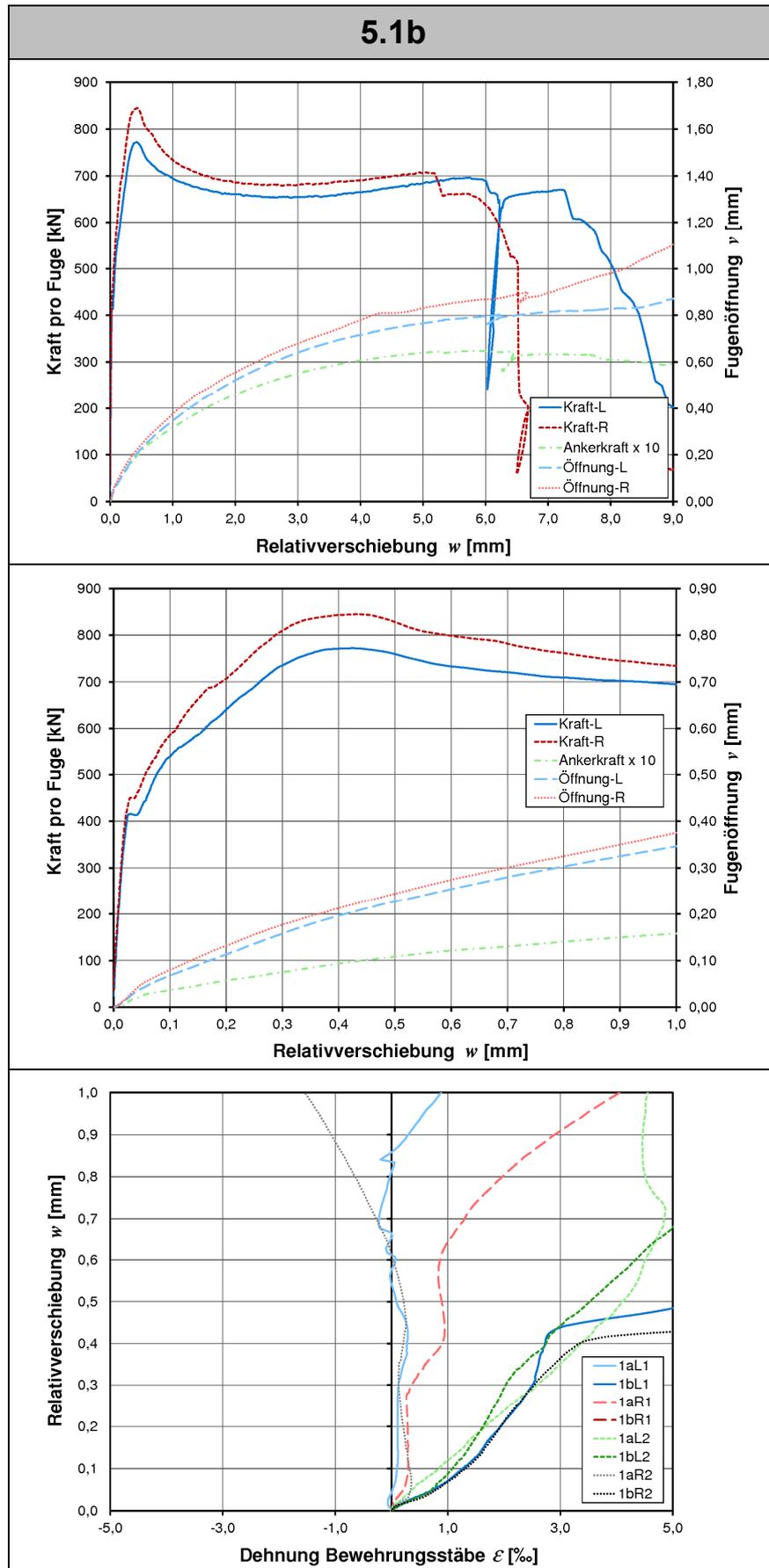


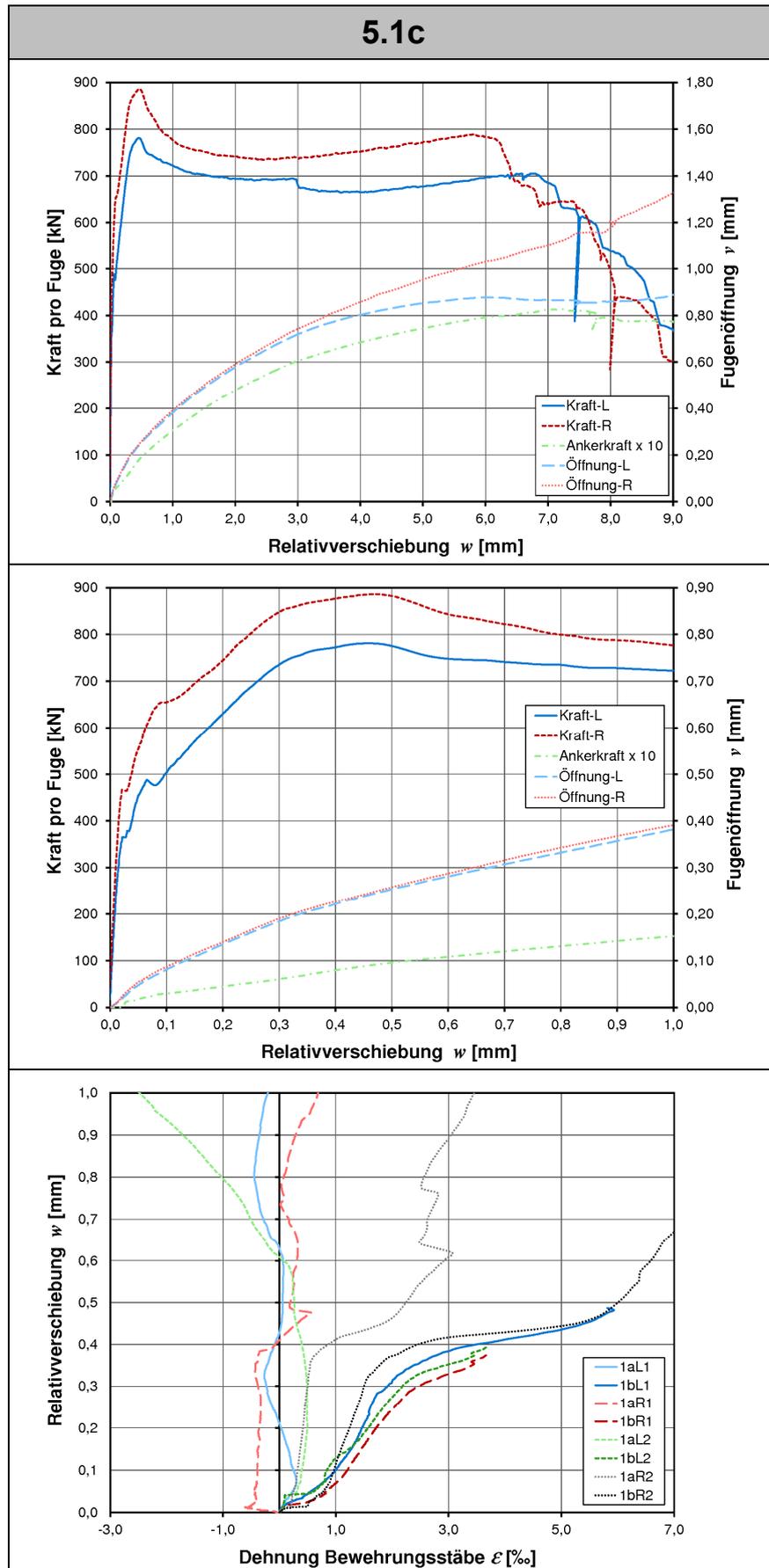


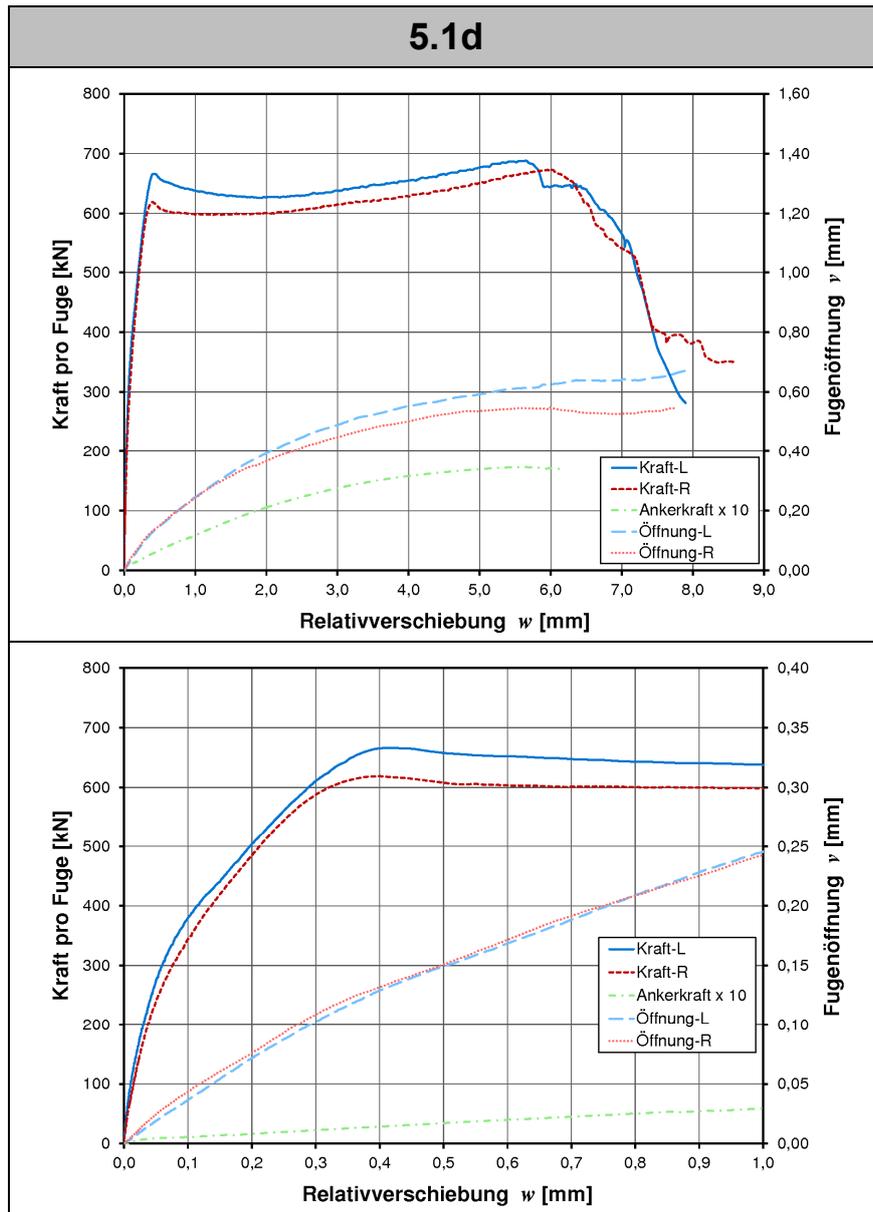


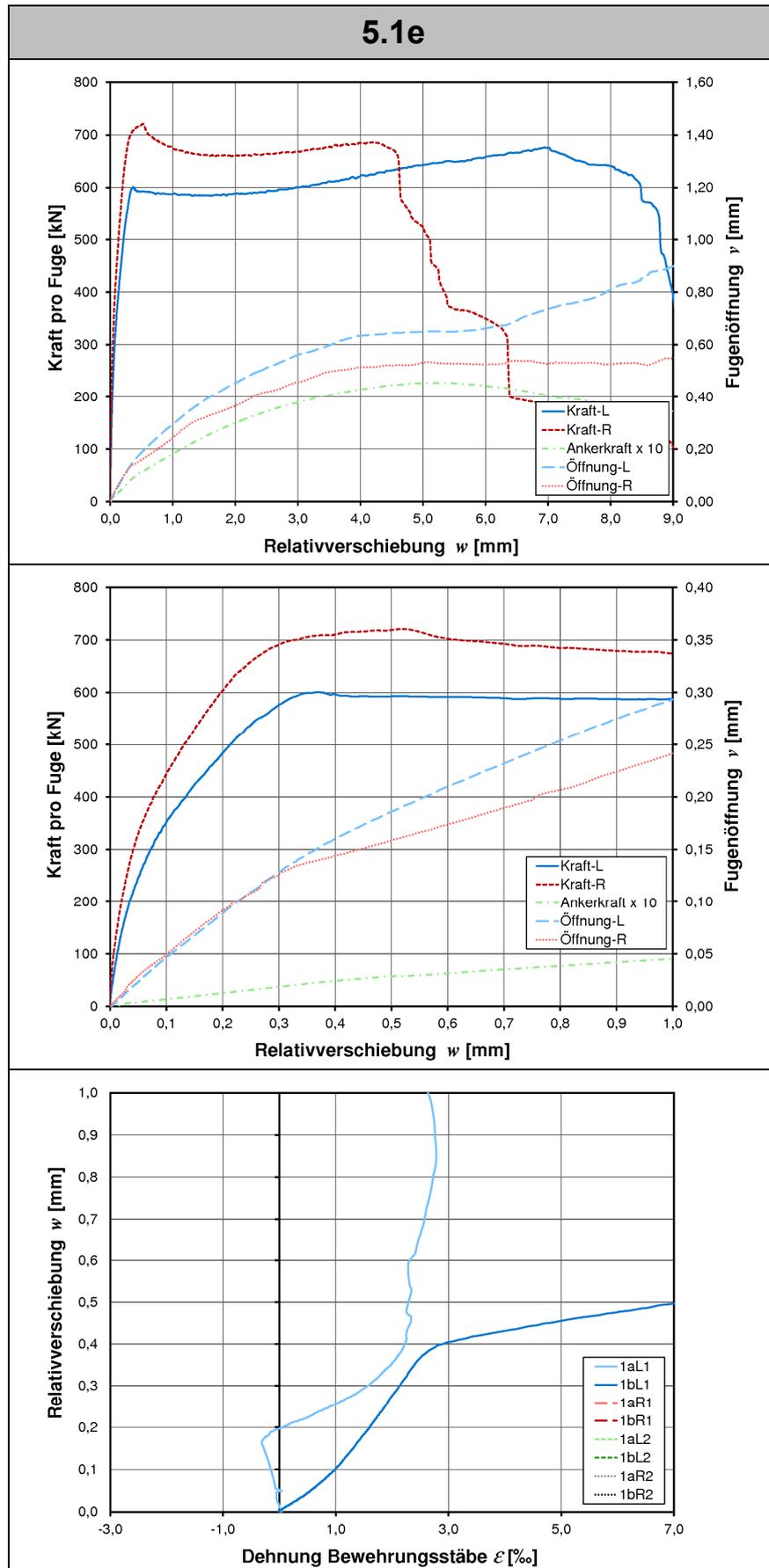


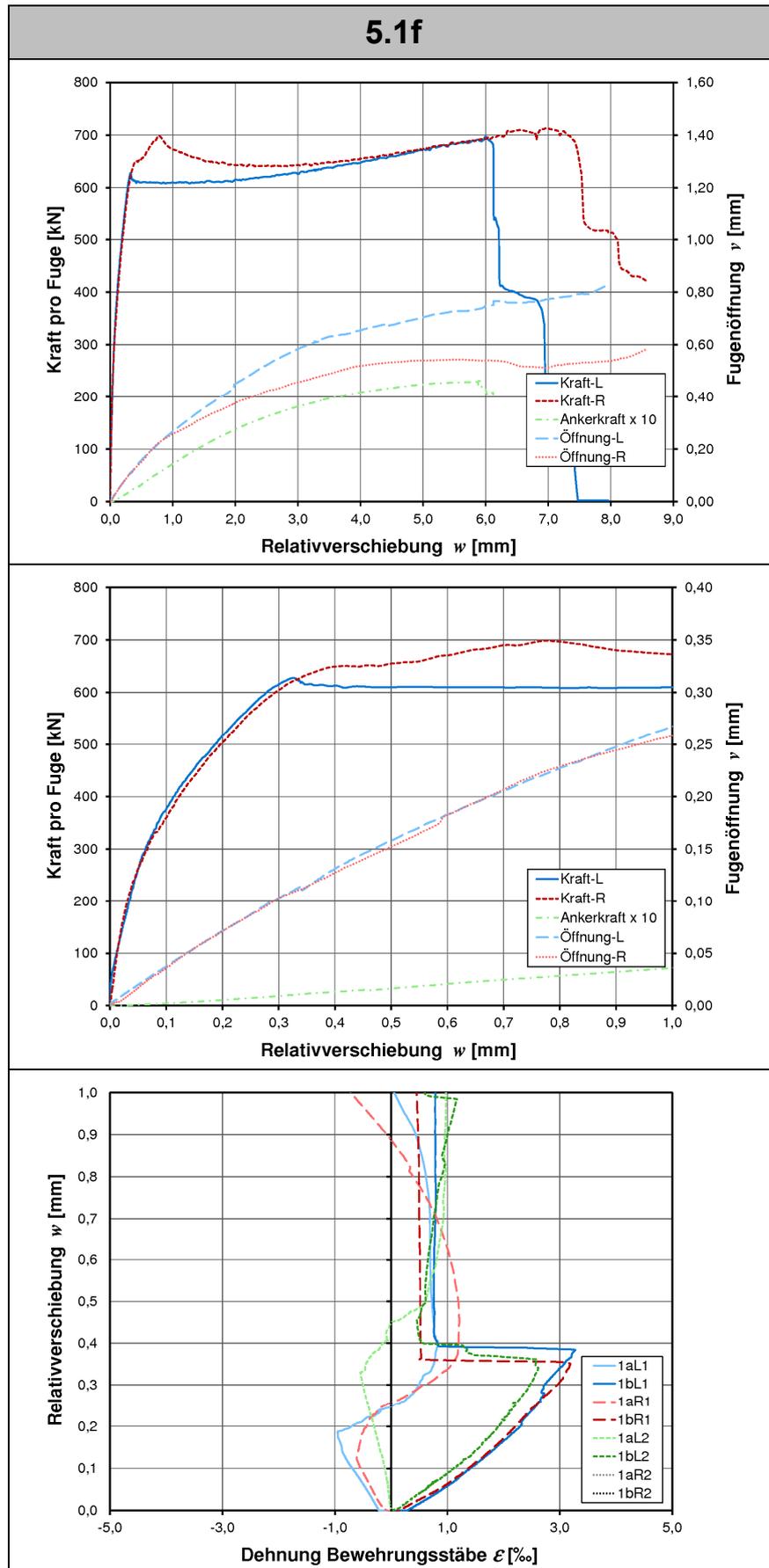


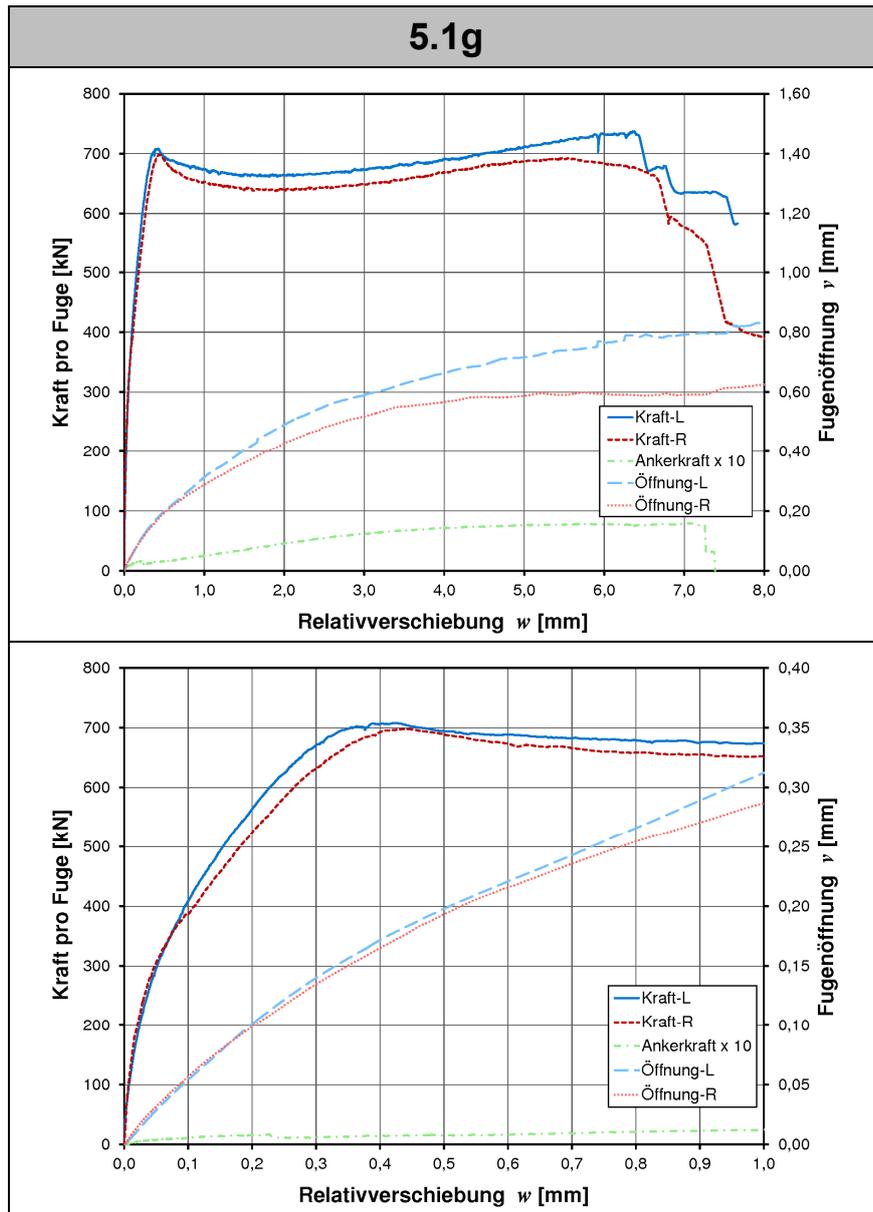


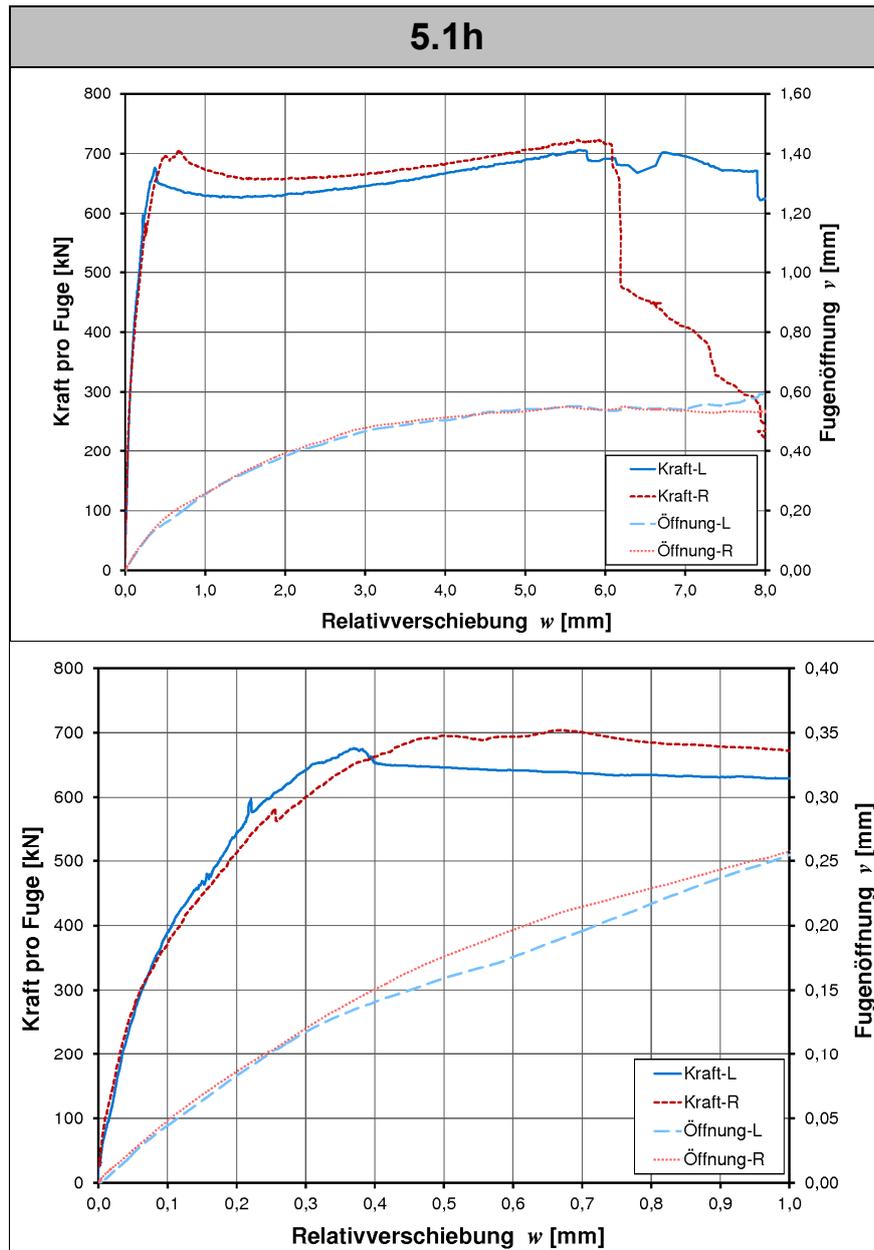


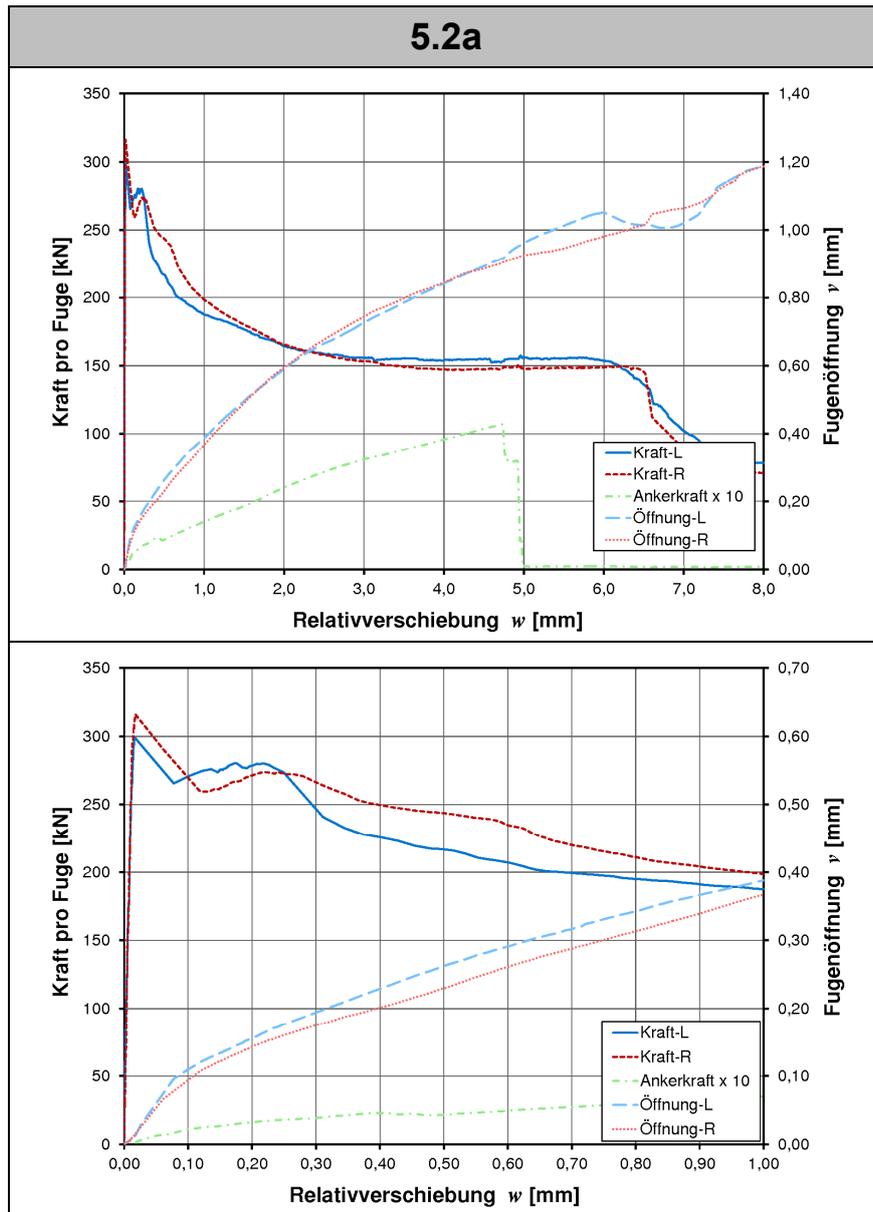


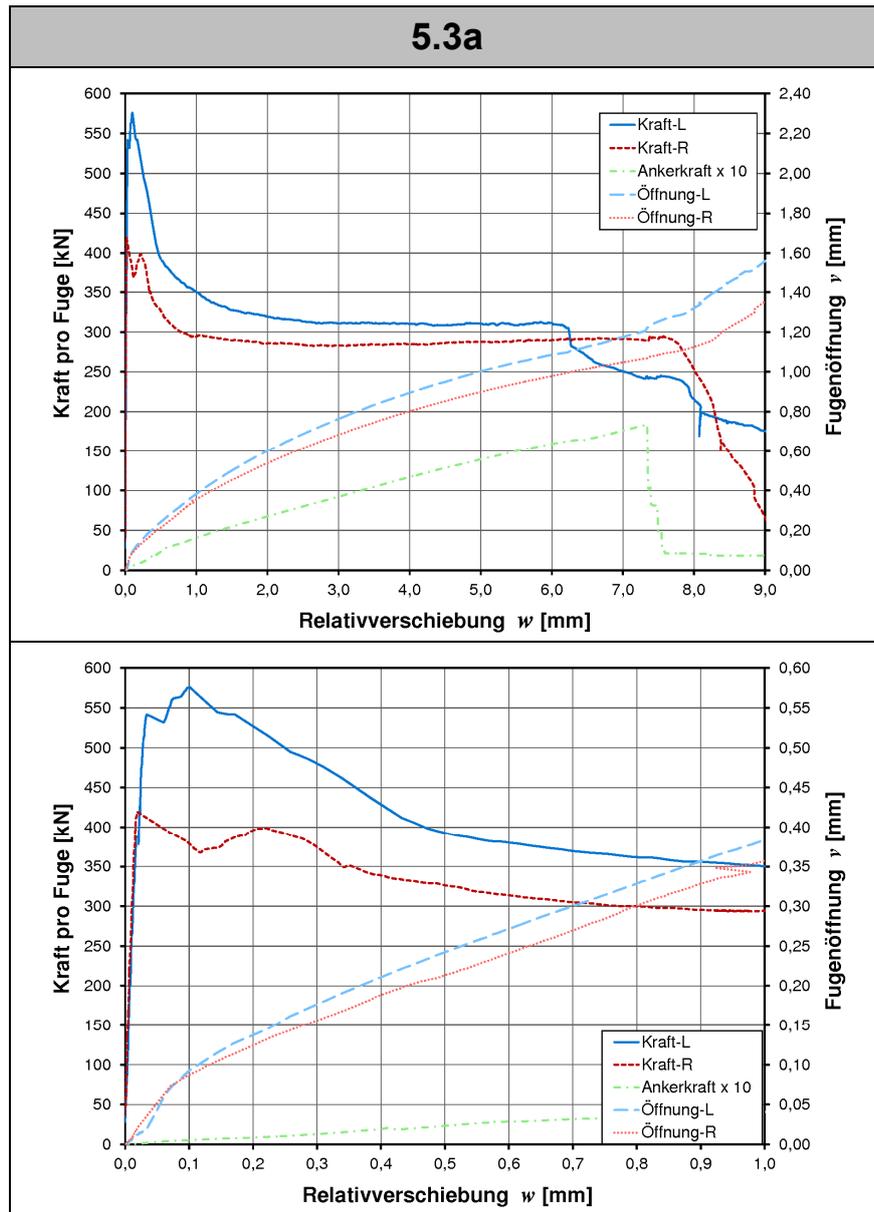


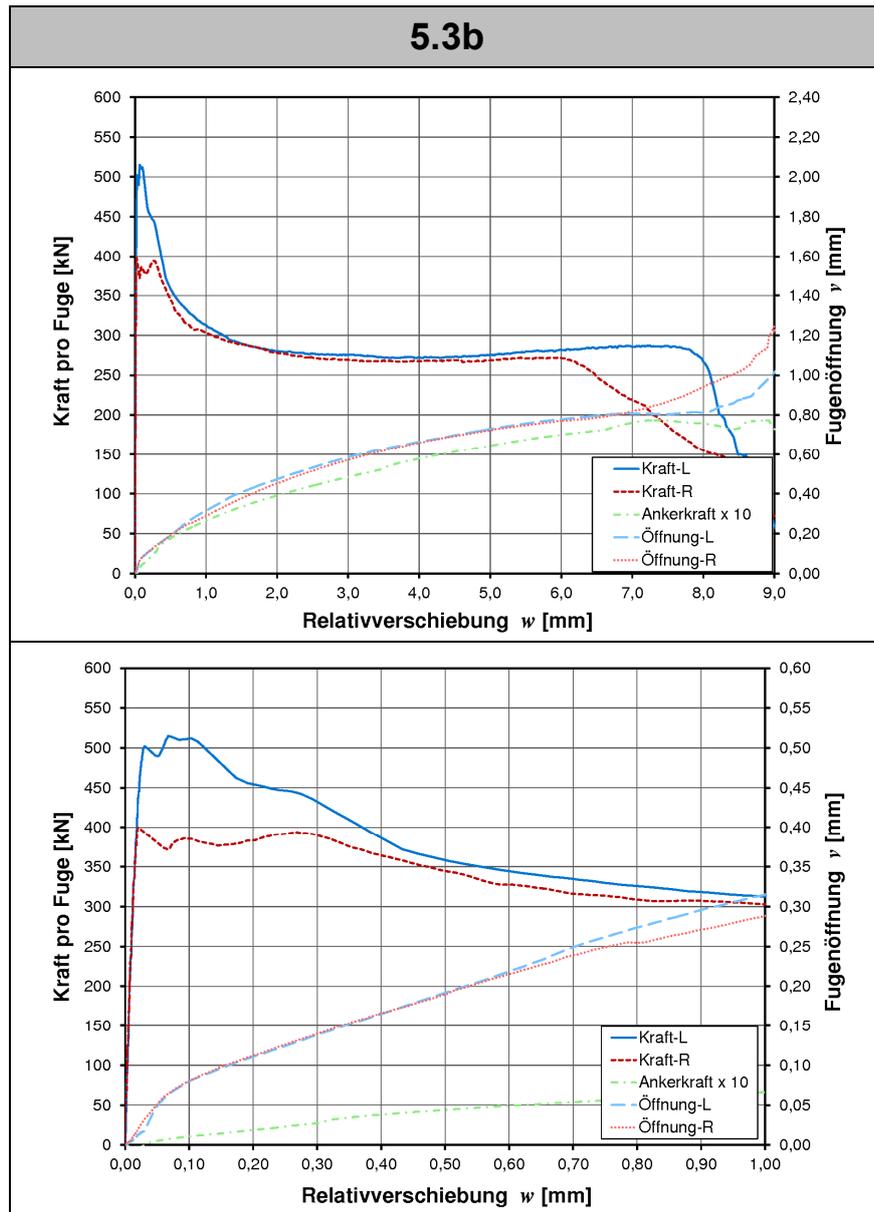


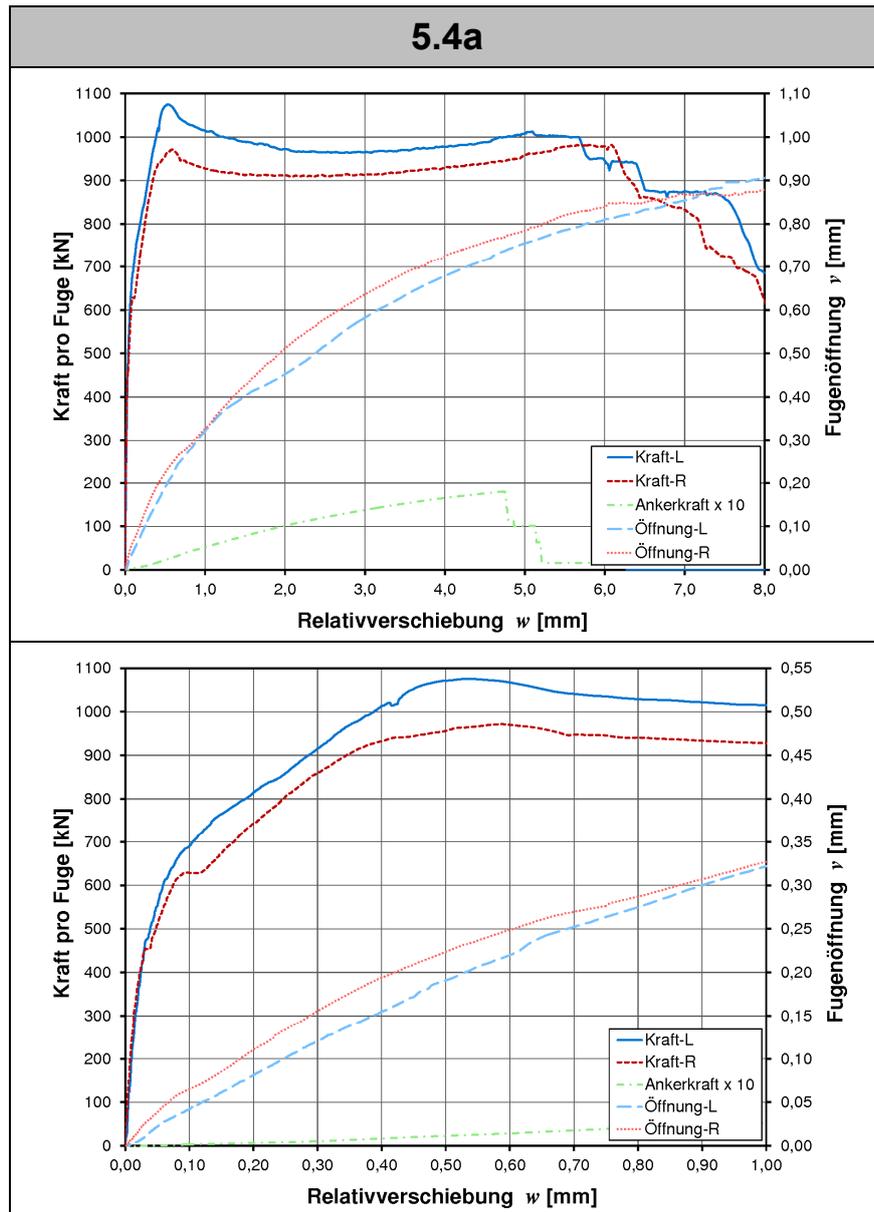


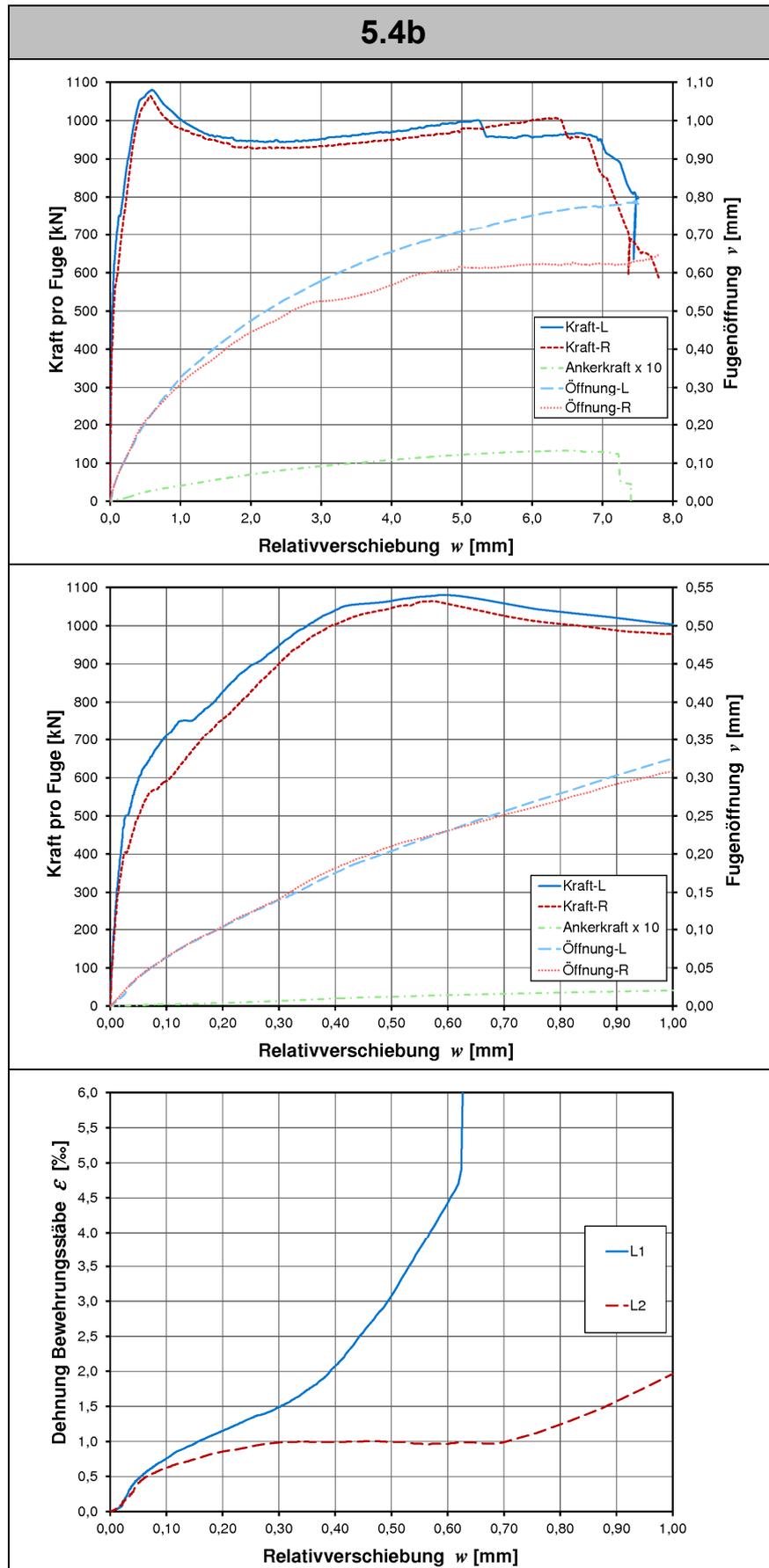


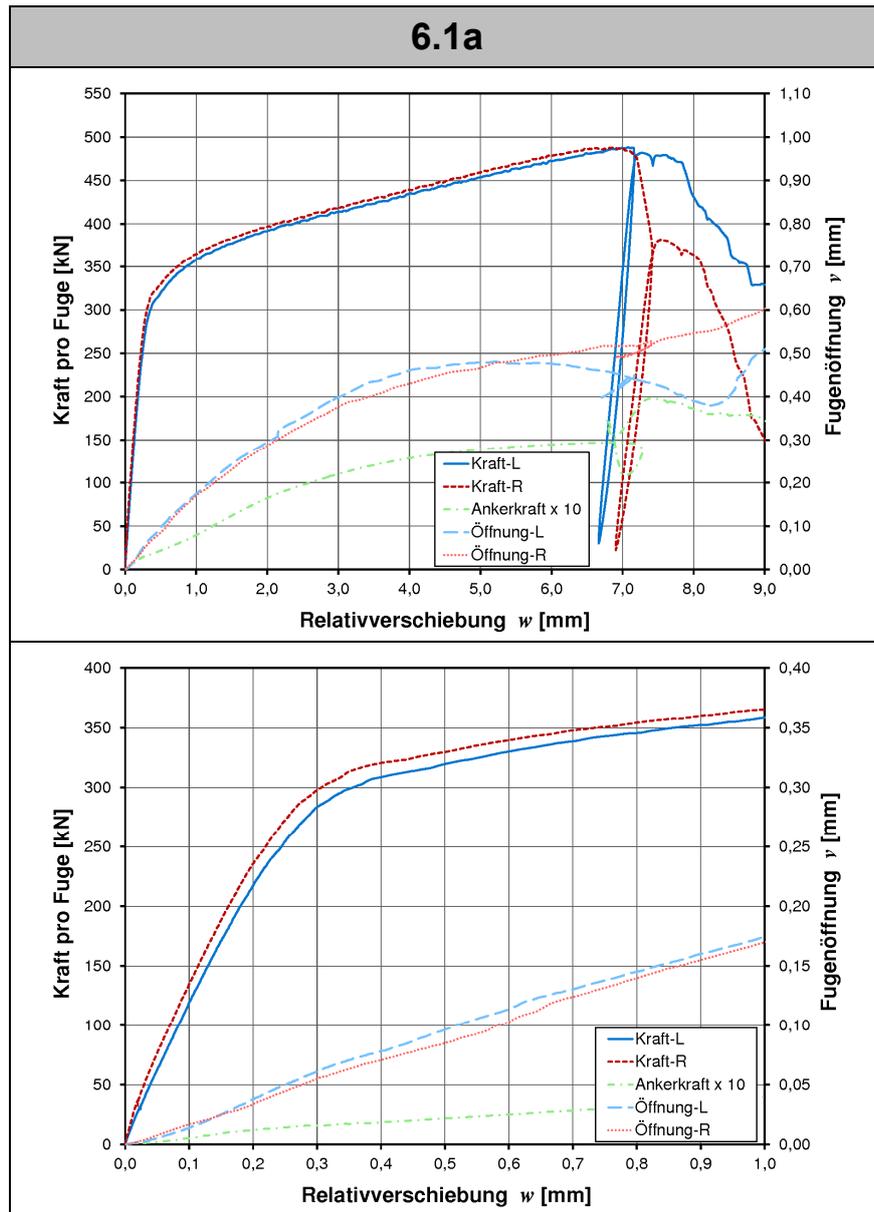


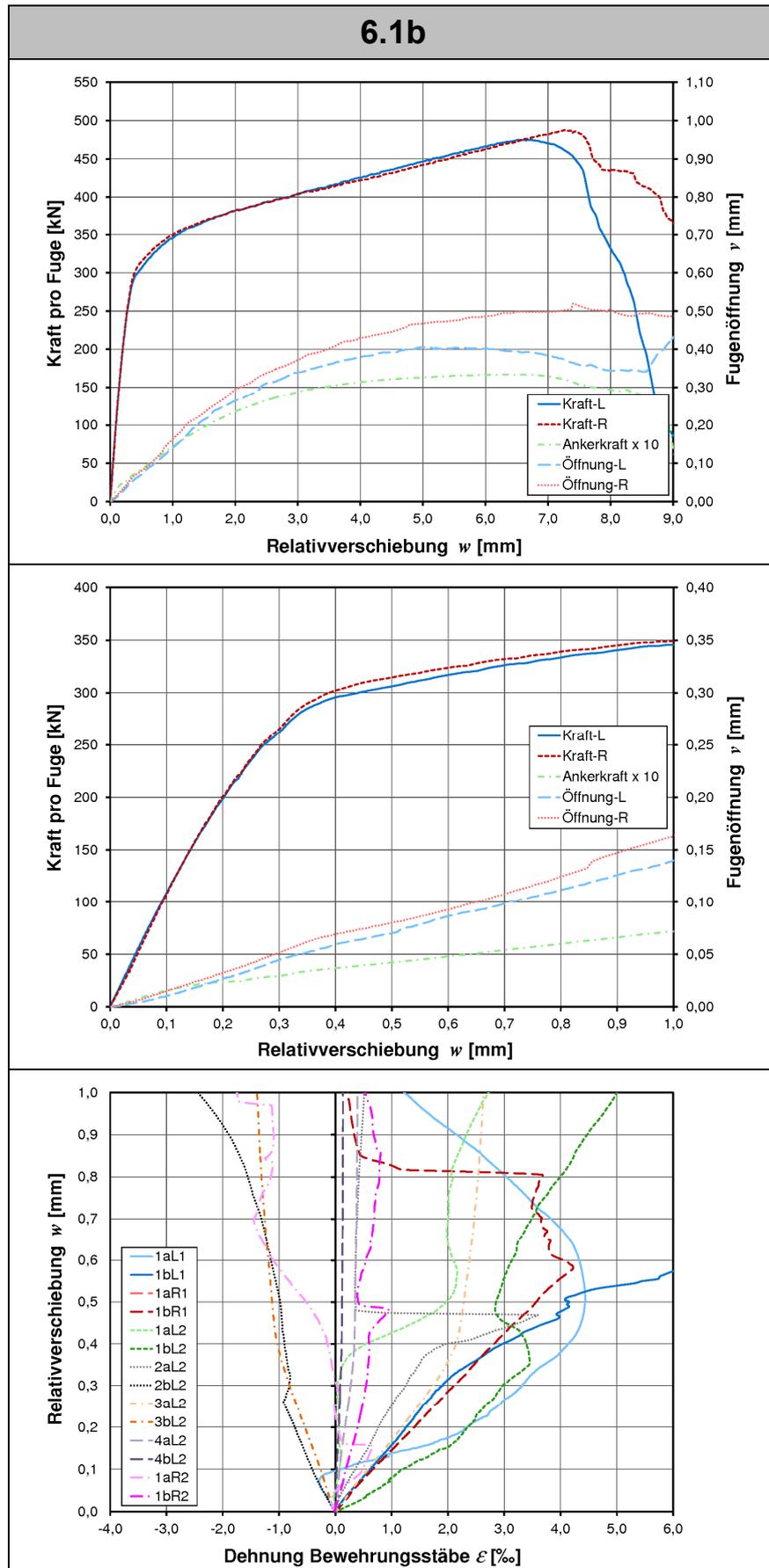


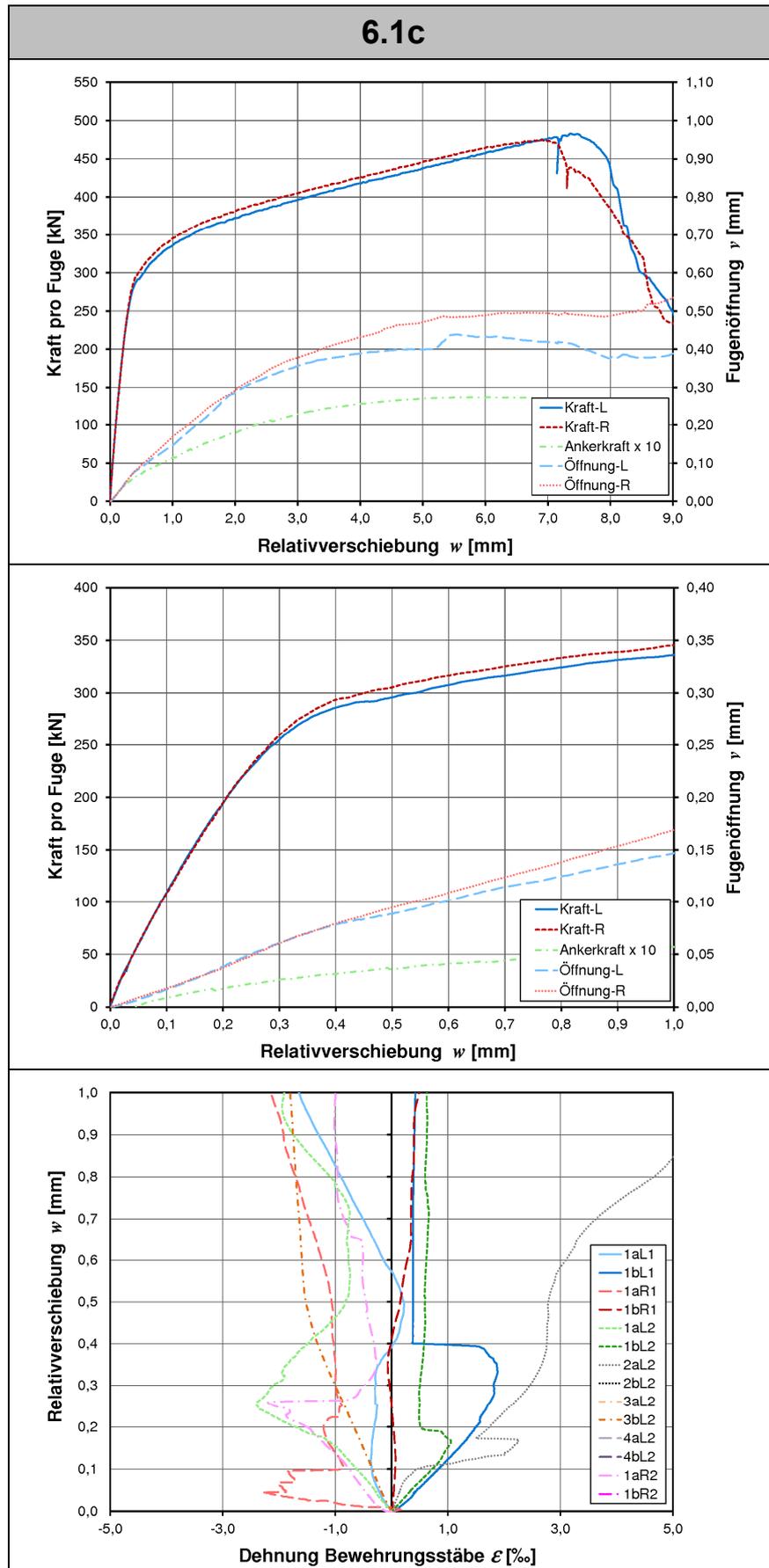


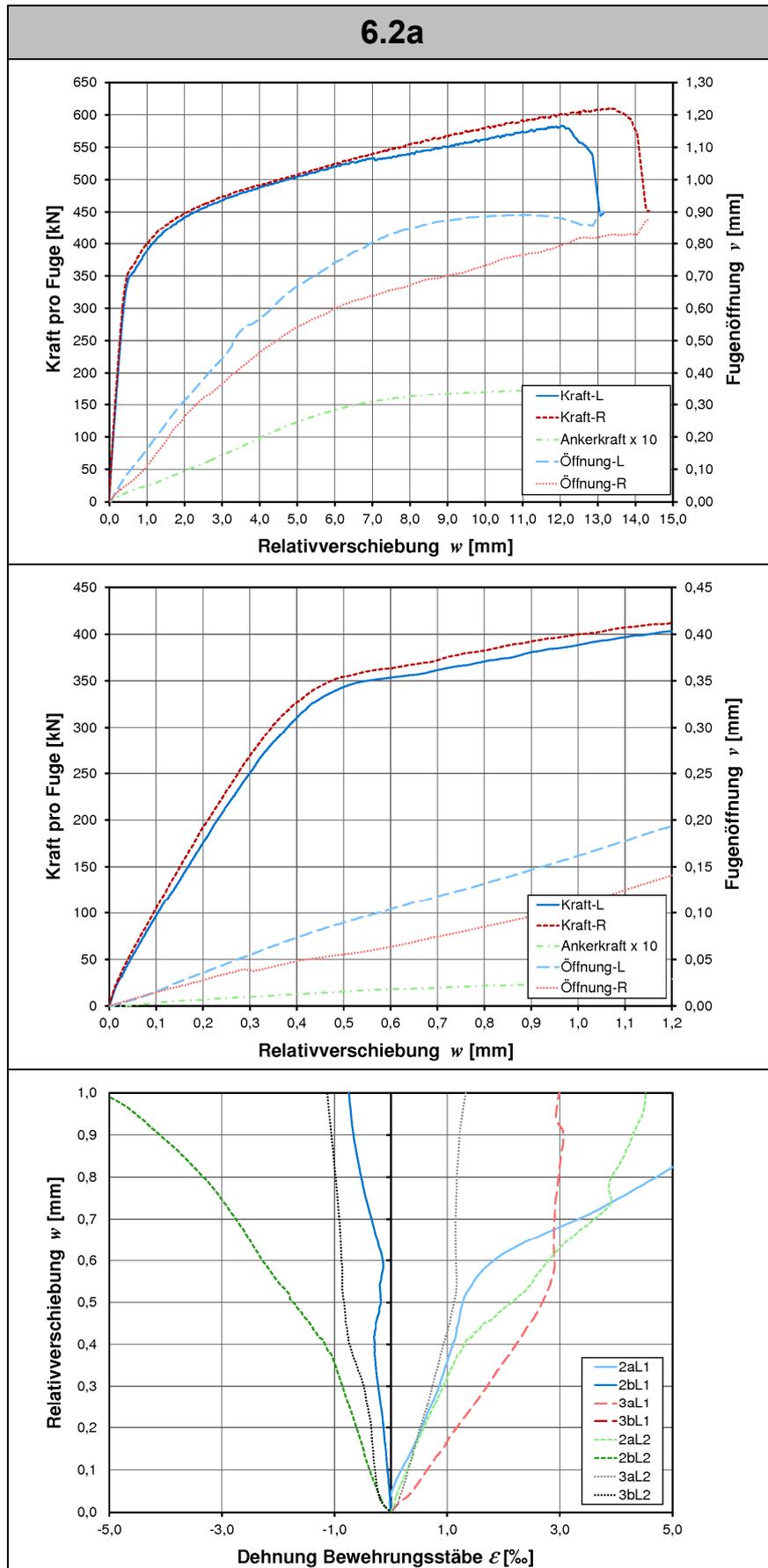


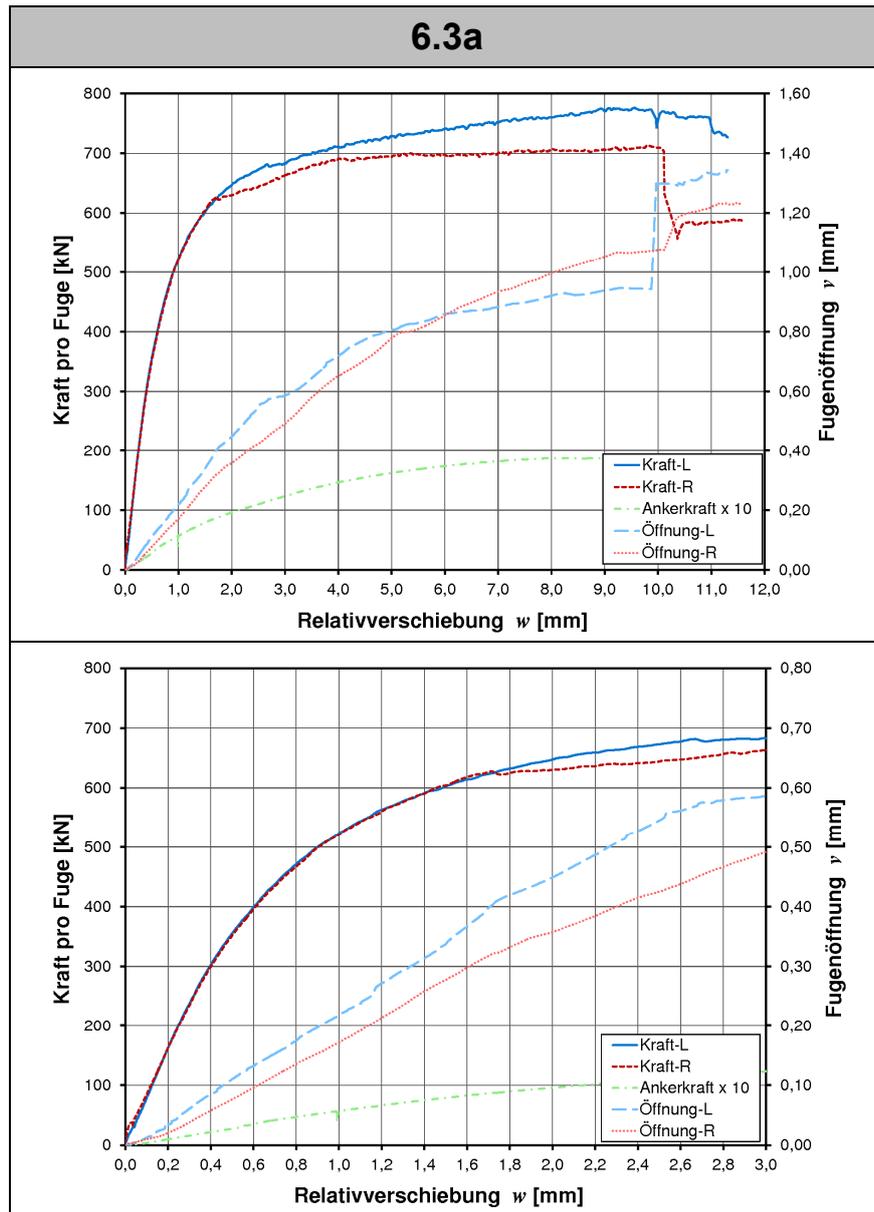




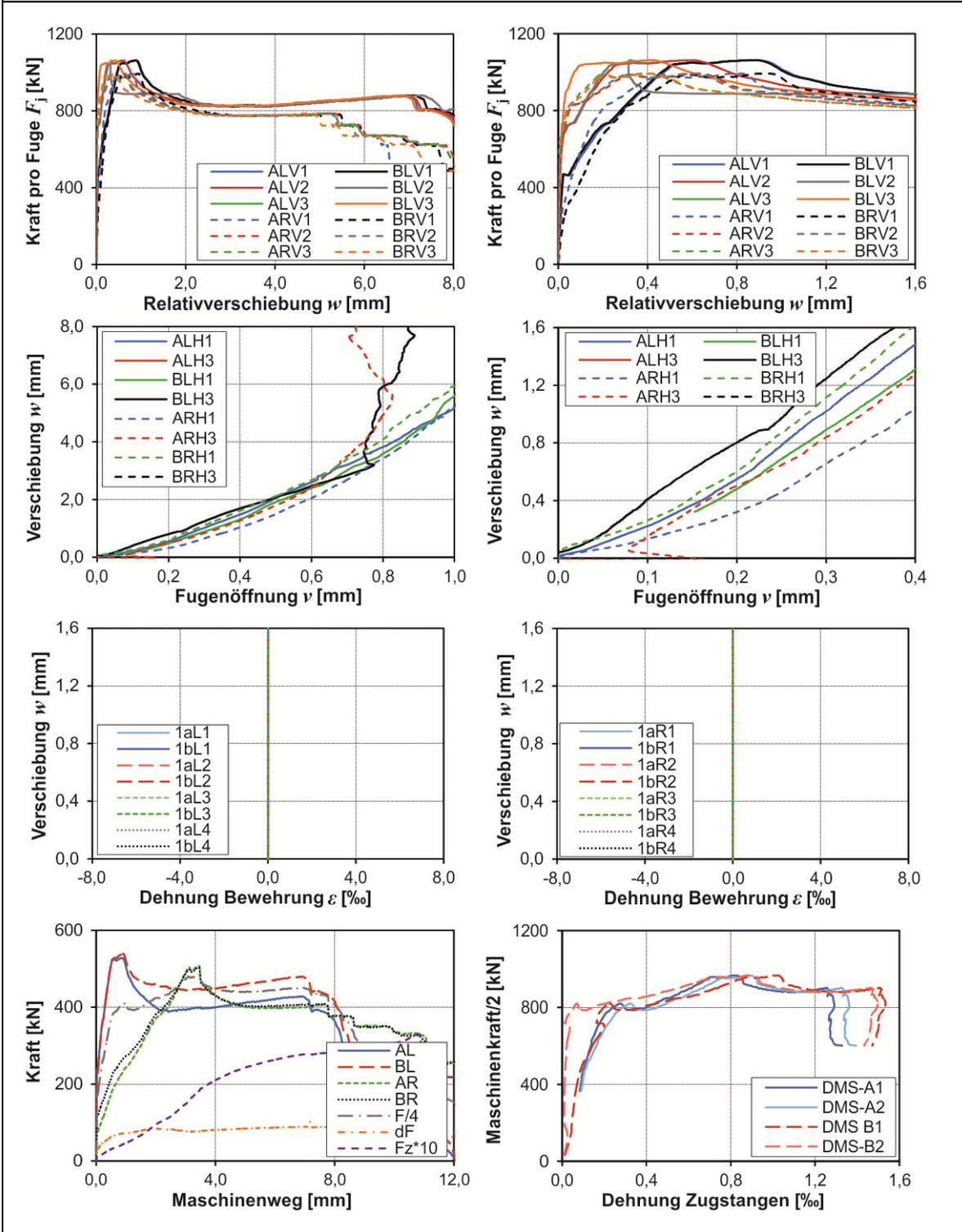




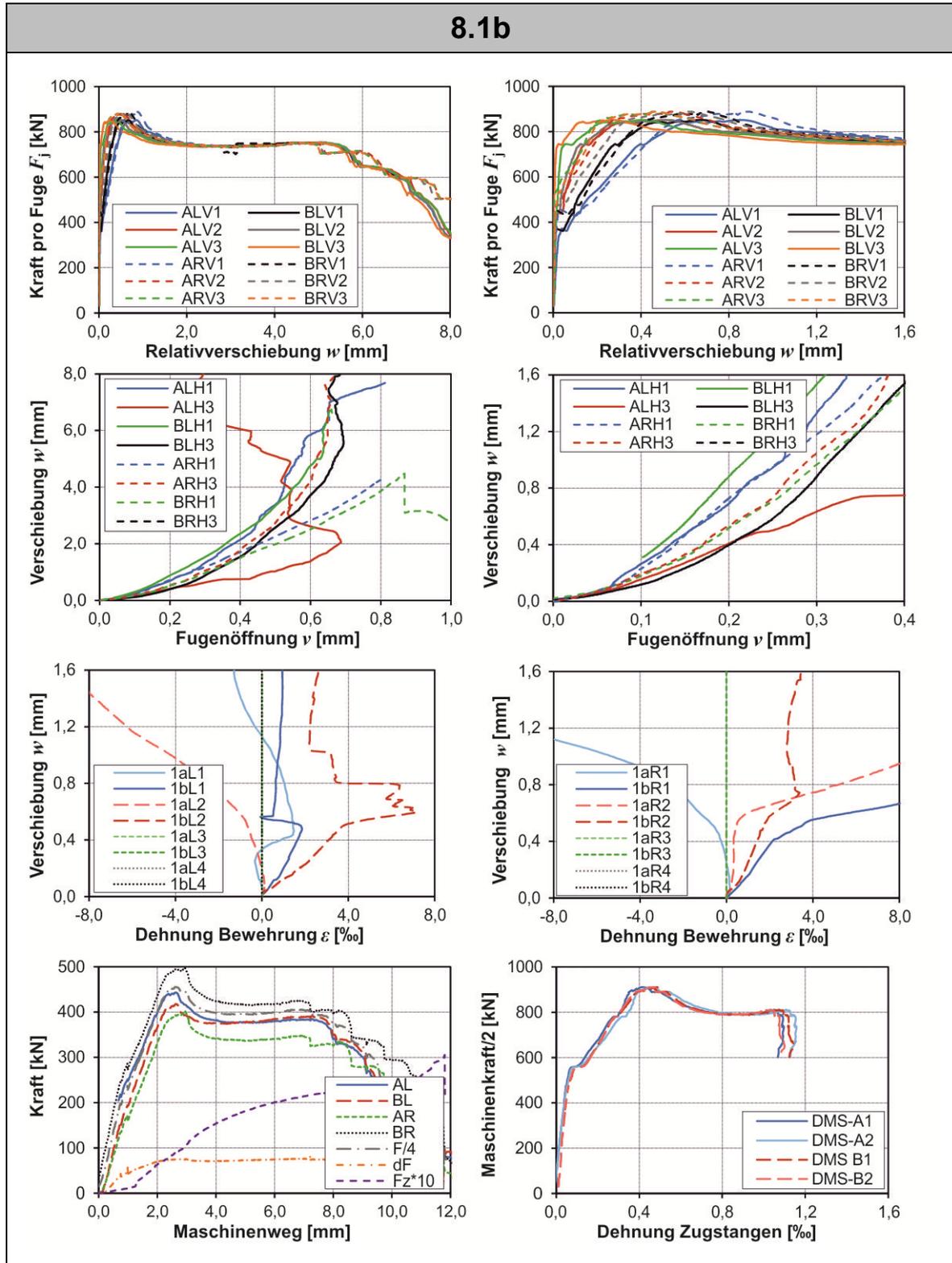




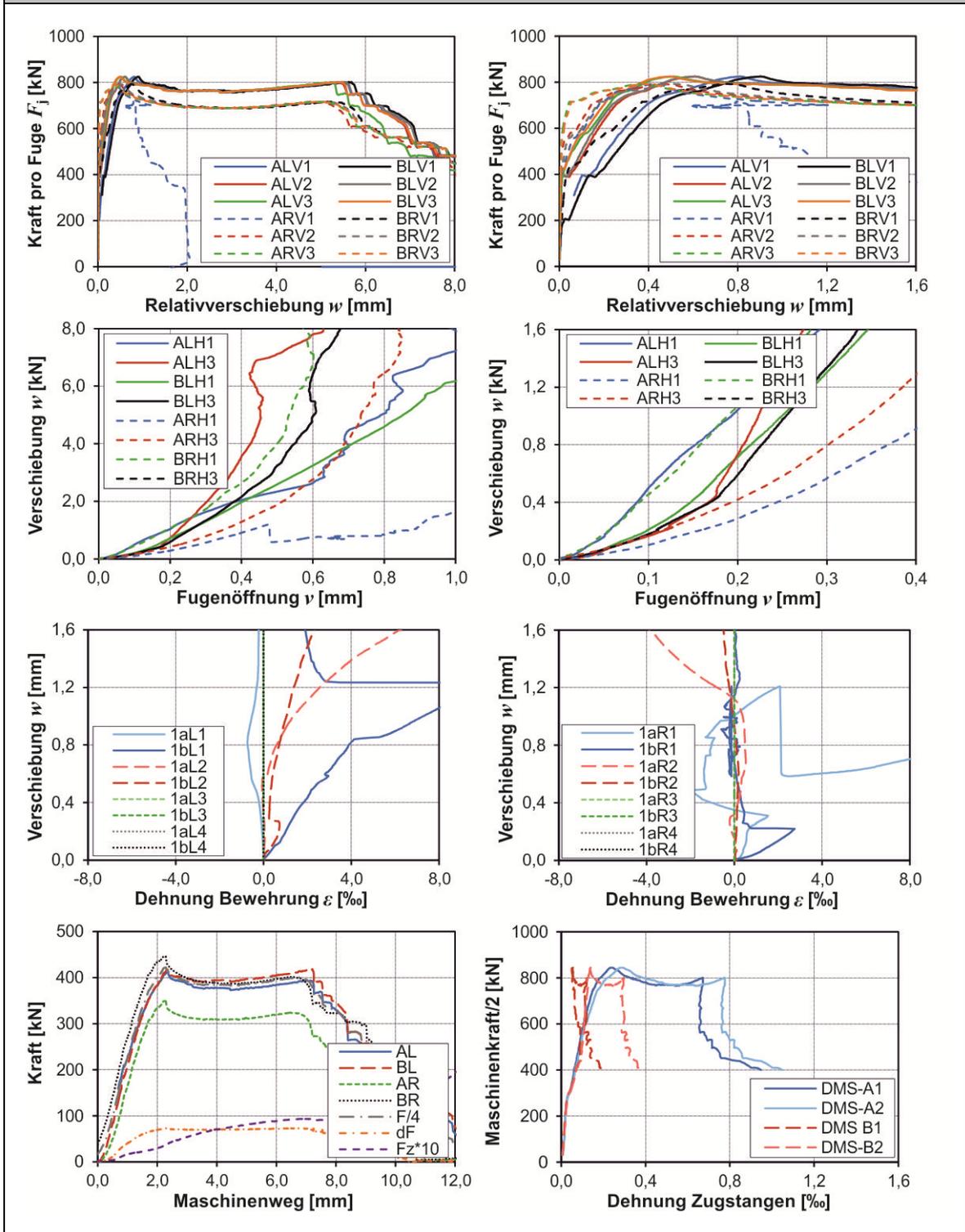
8.1a



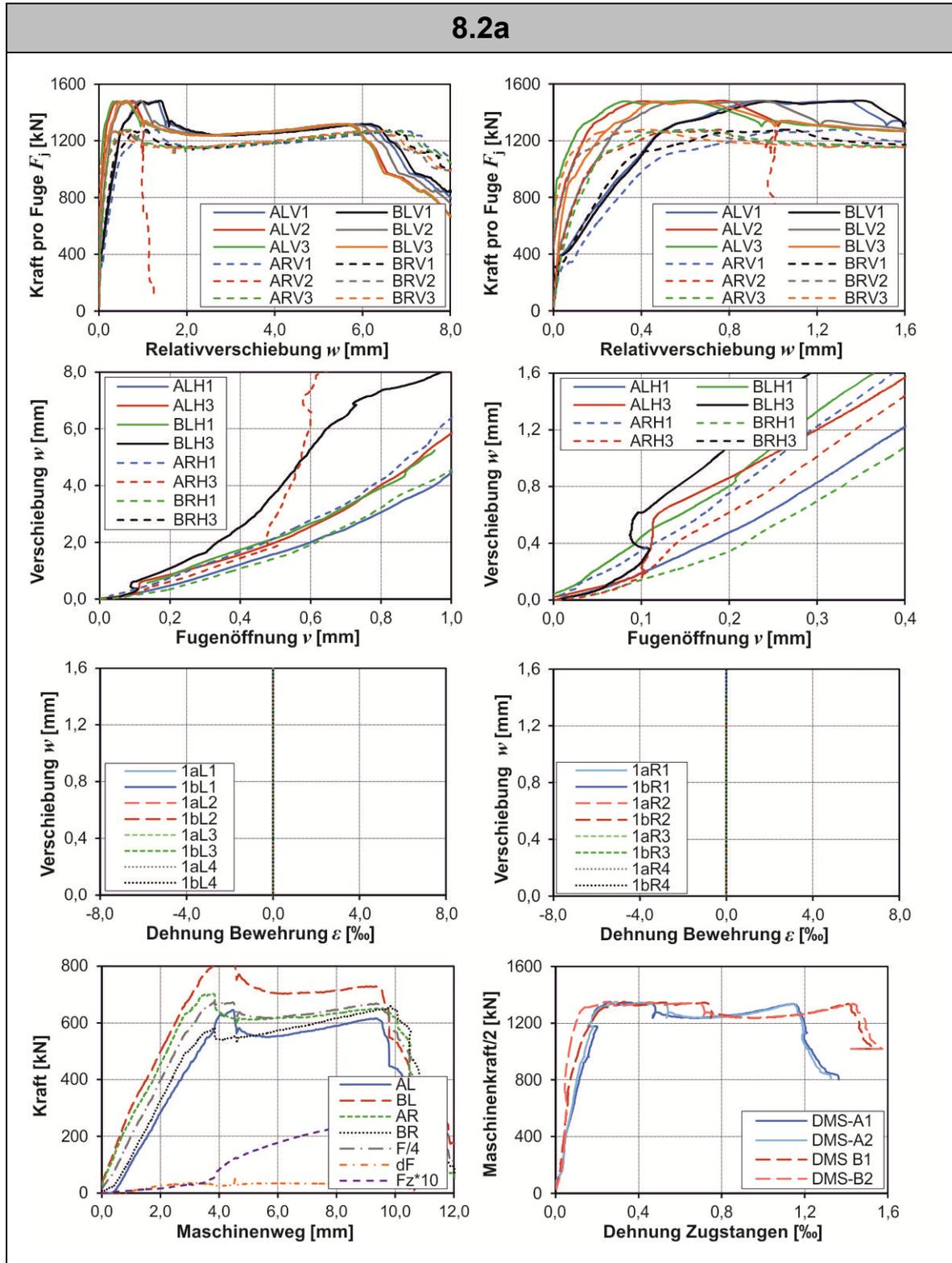
8.1b



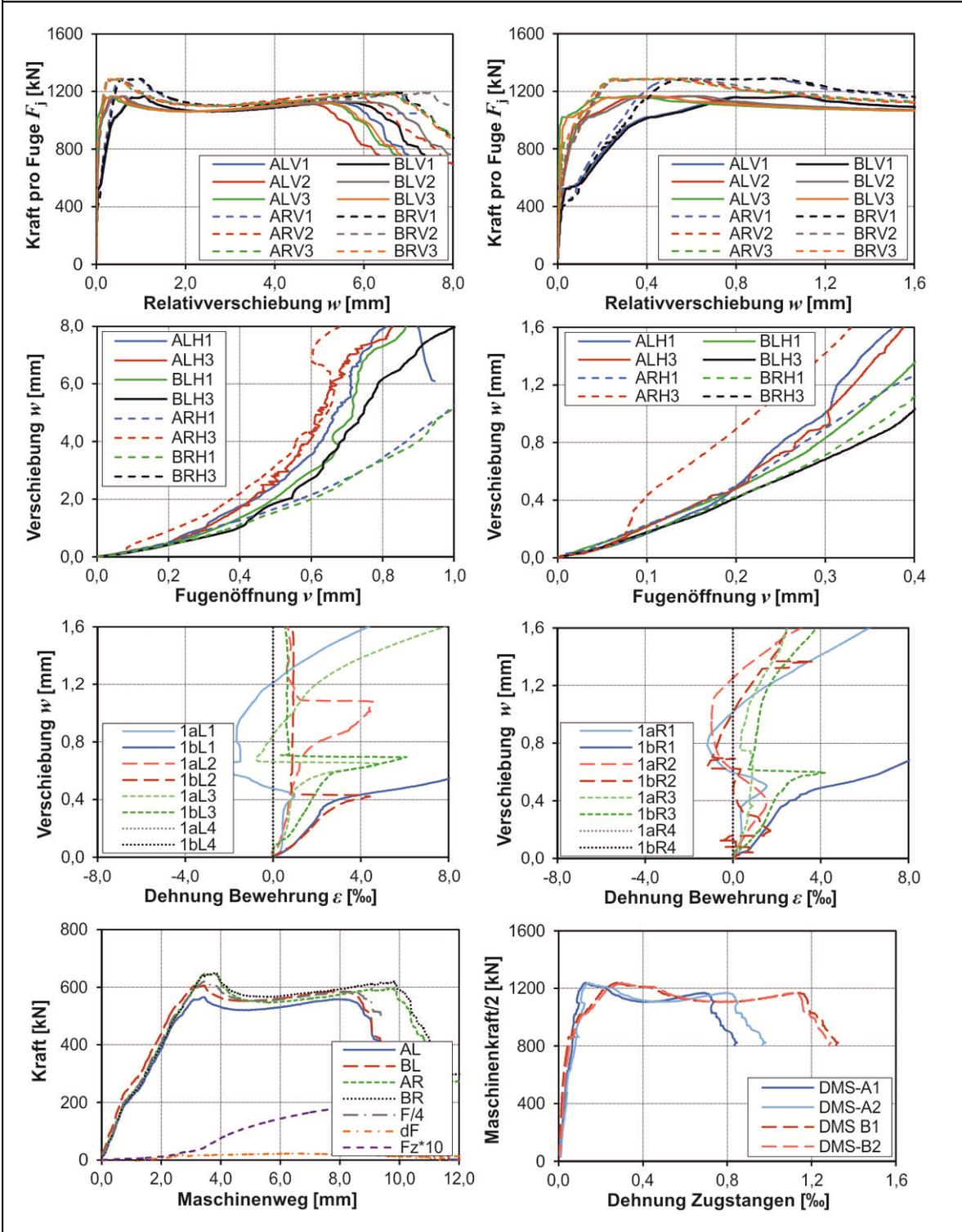
8.1c



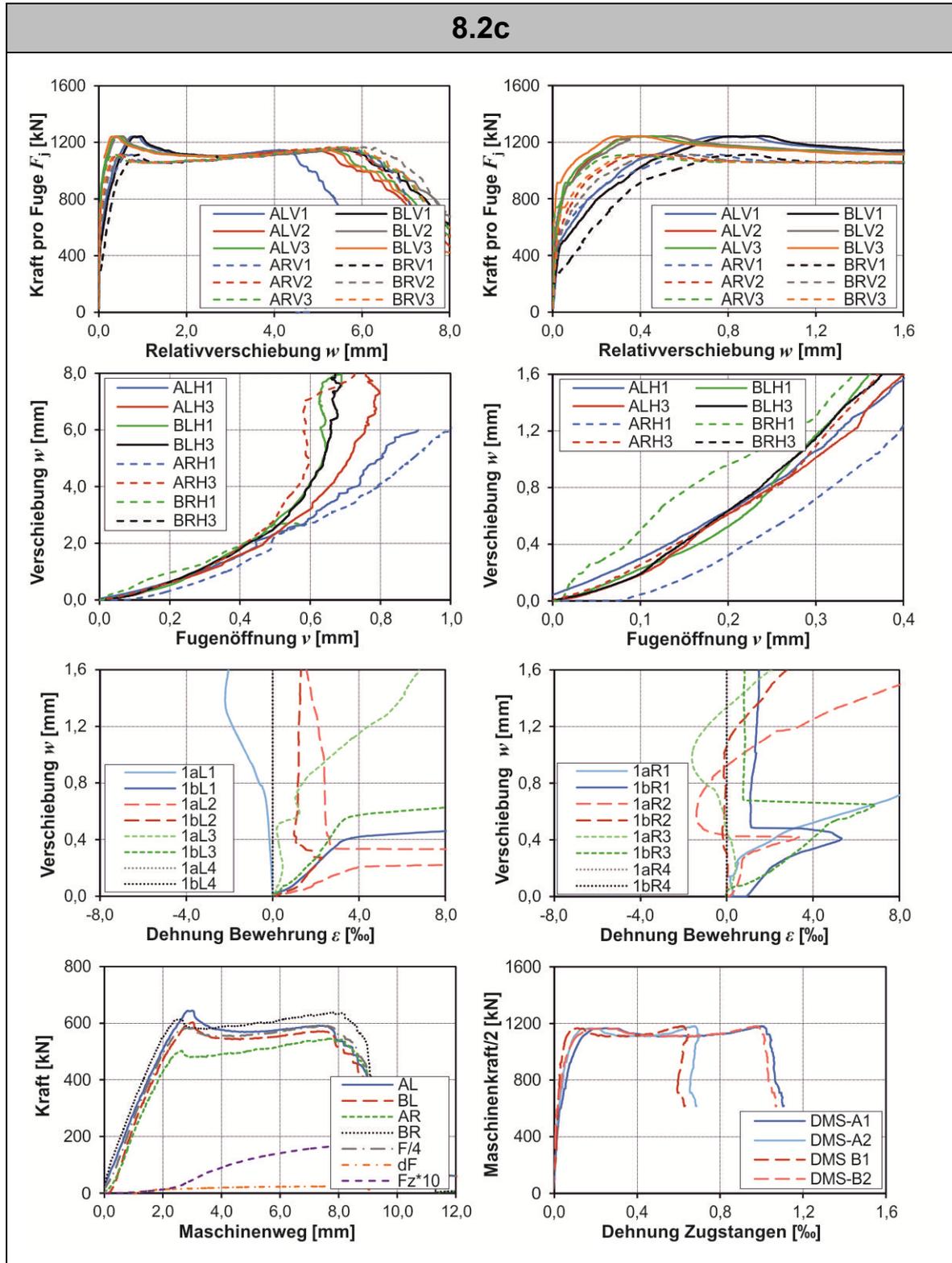
8.2a



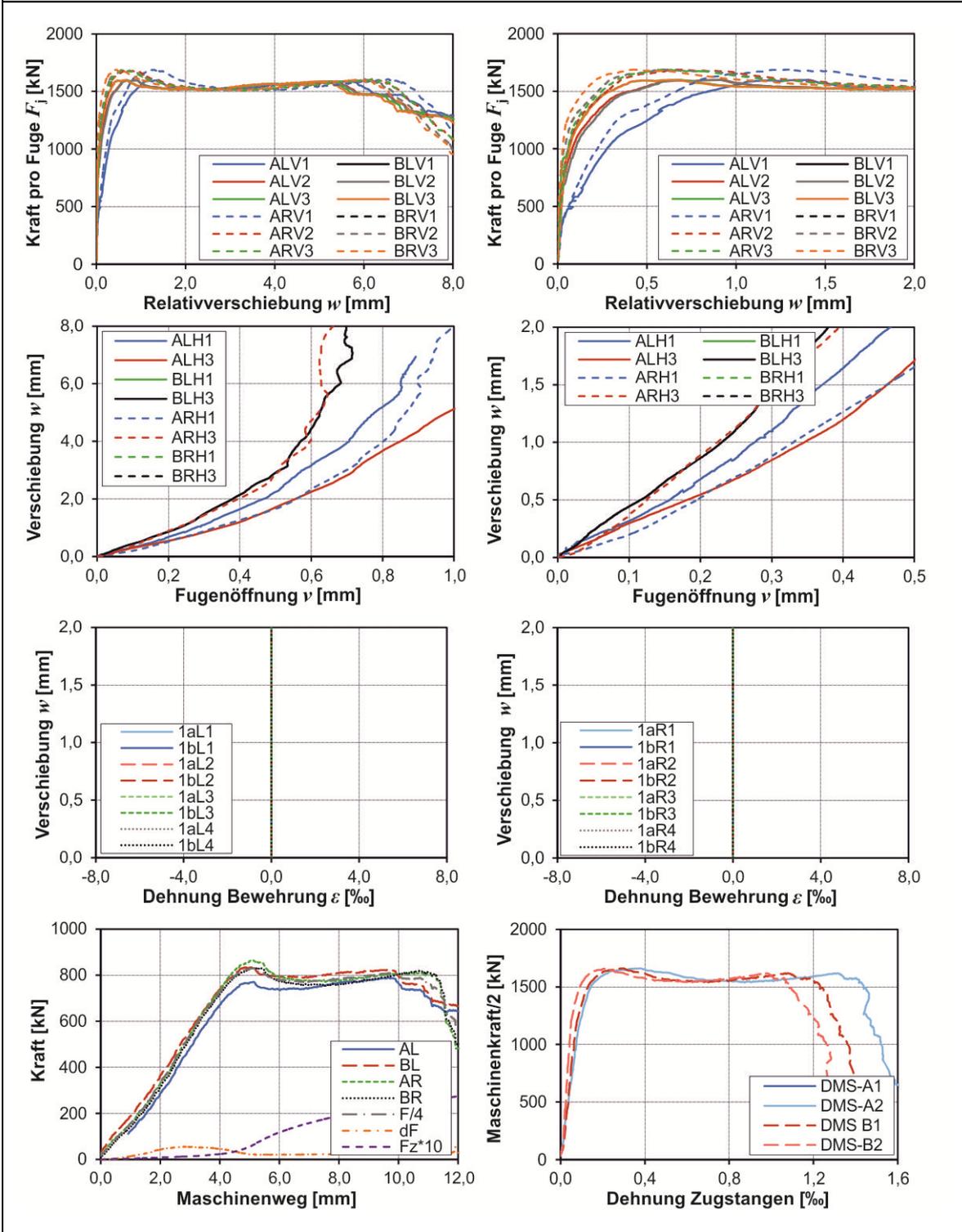
8.2b



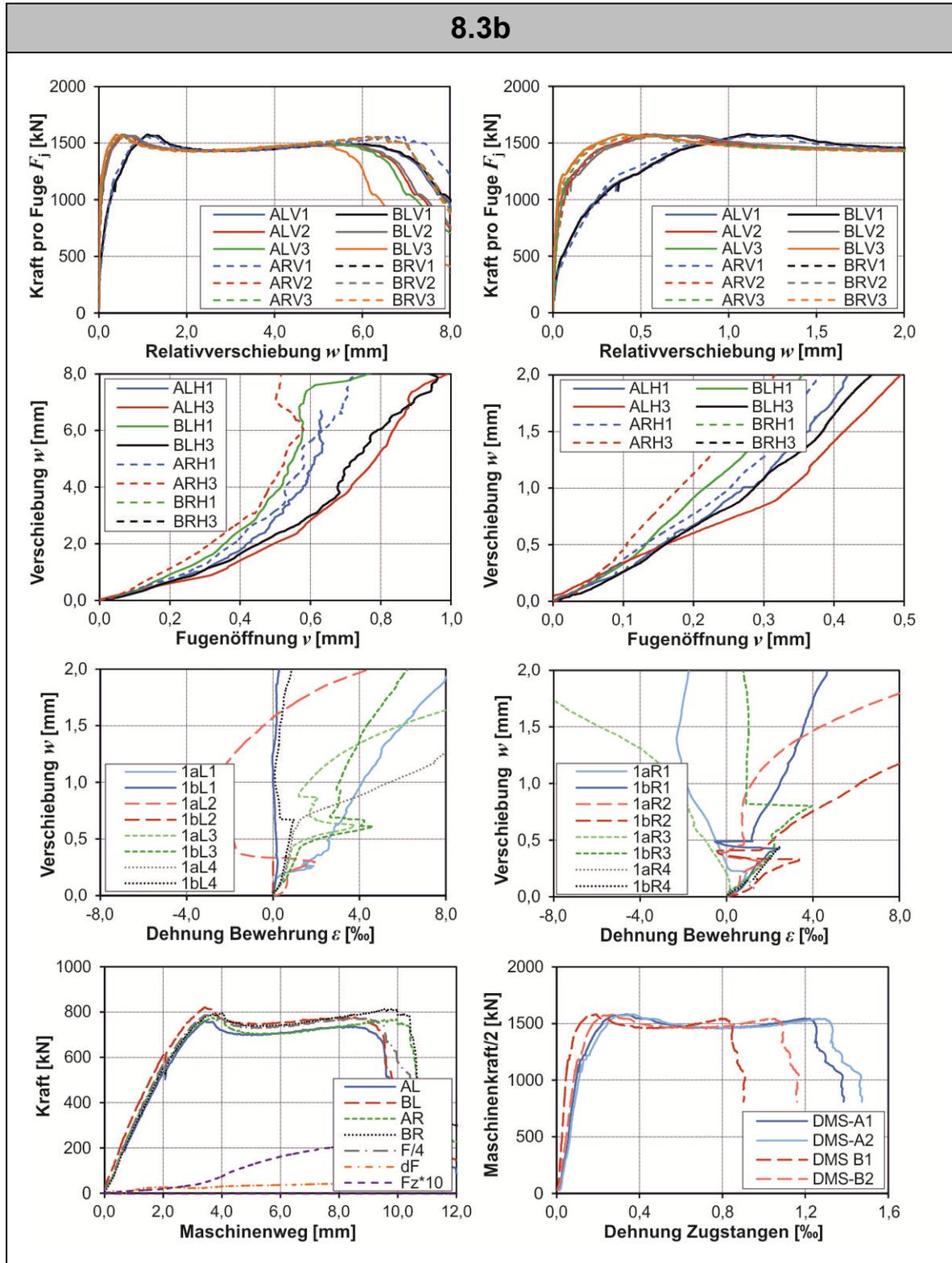
8.2c



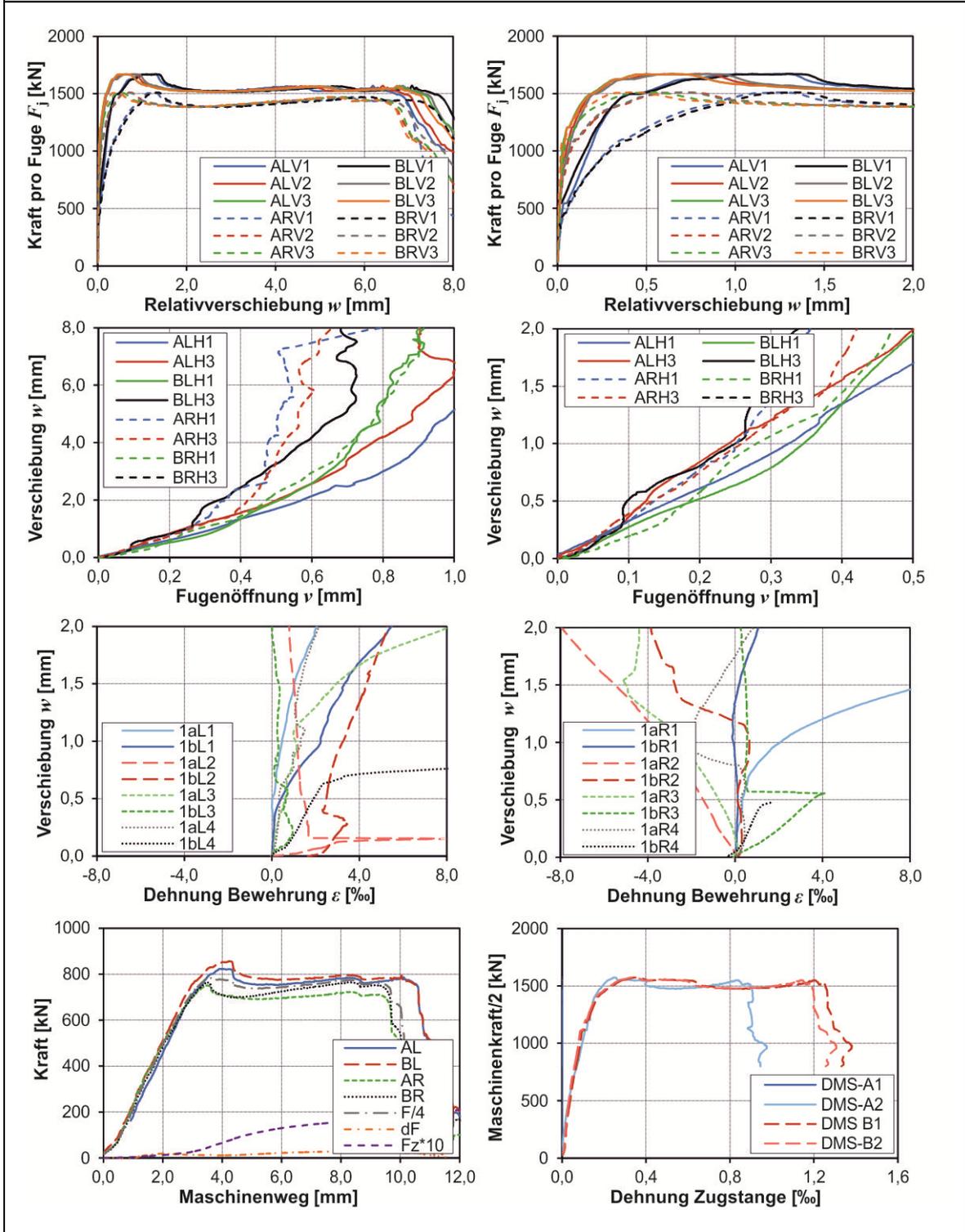
8.3a

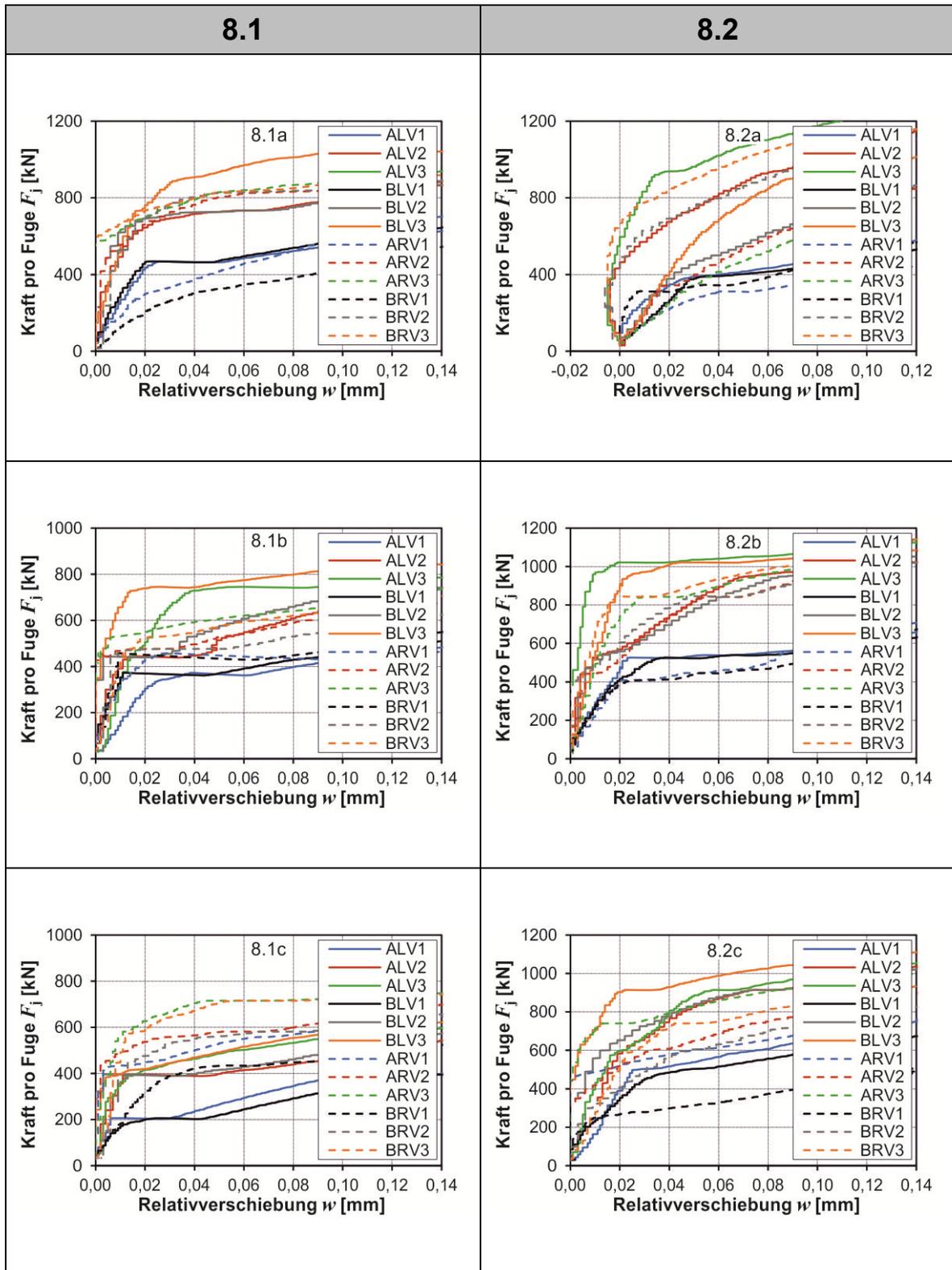


8.3b

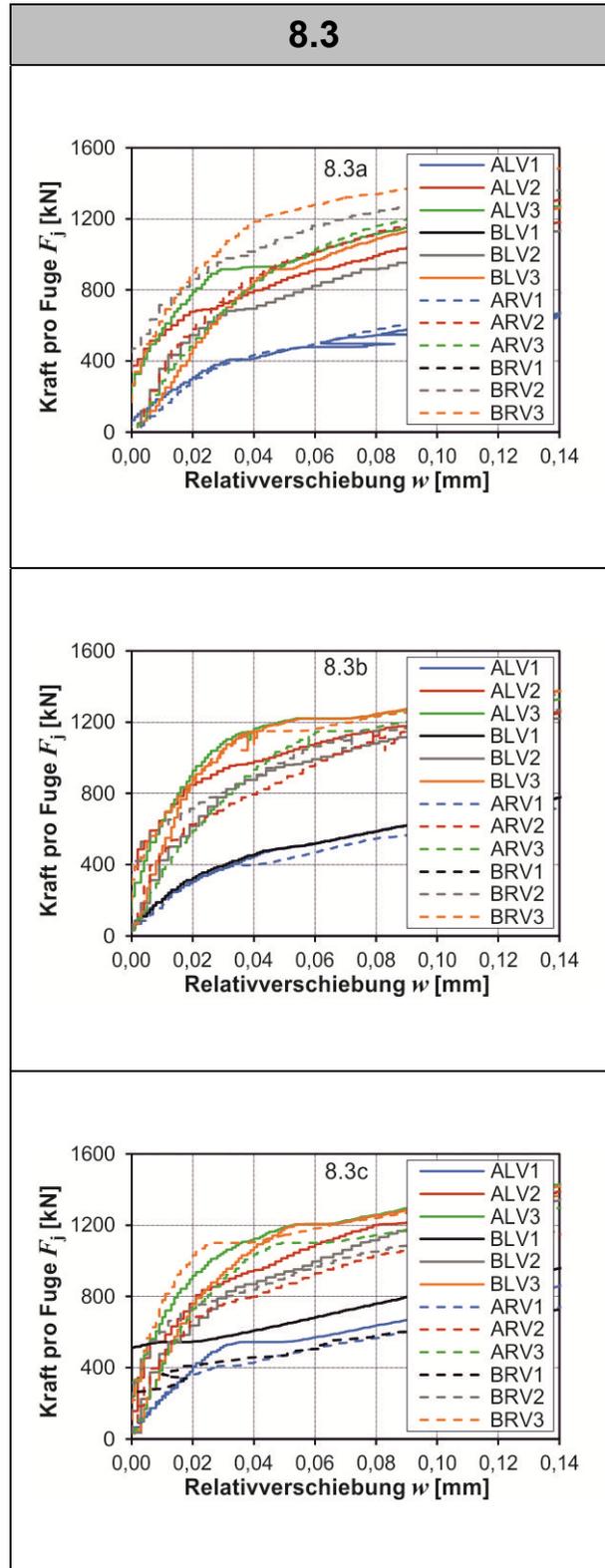


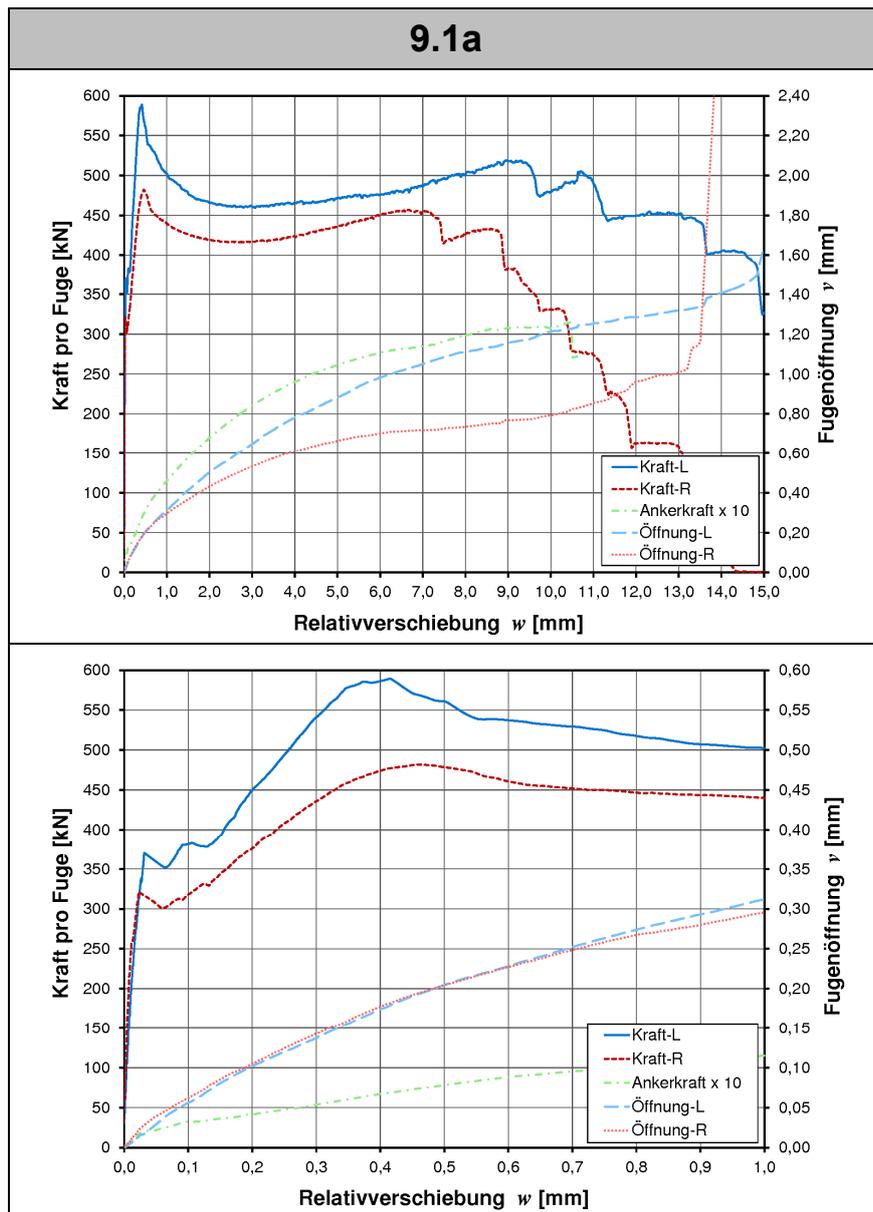
8.3c

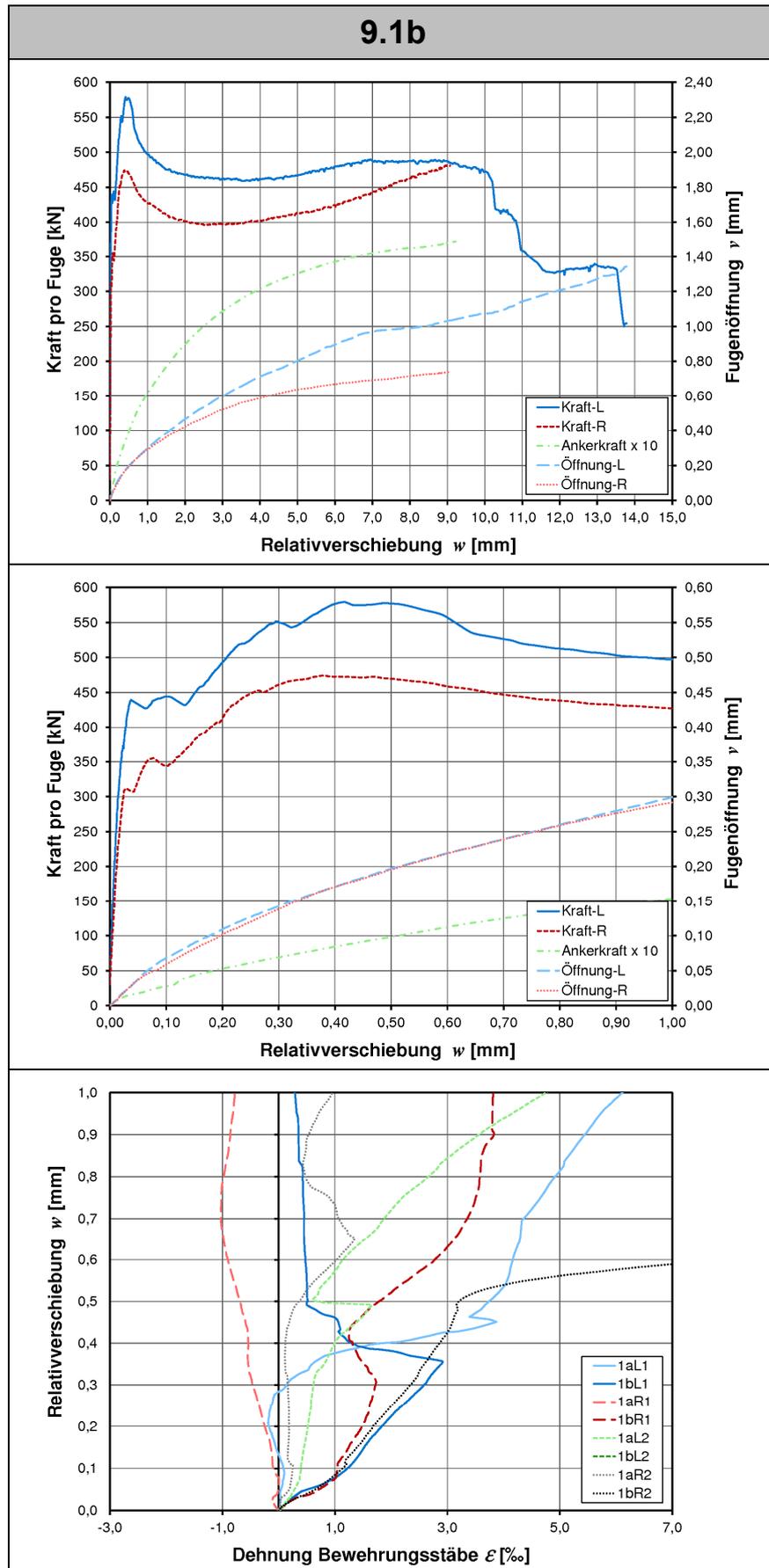


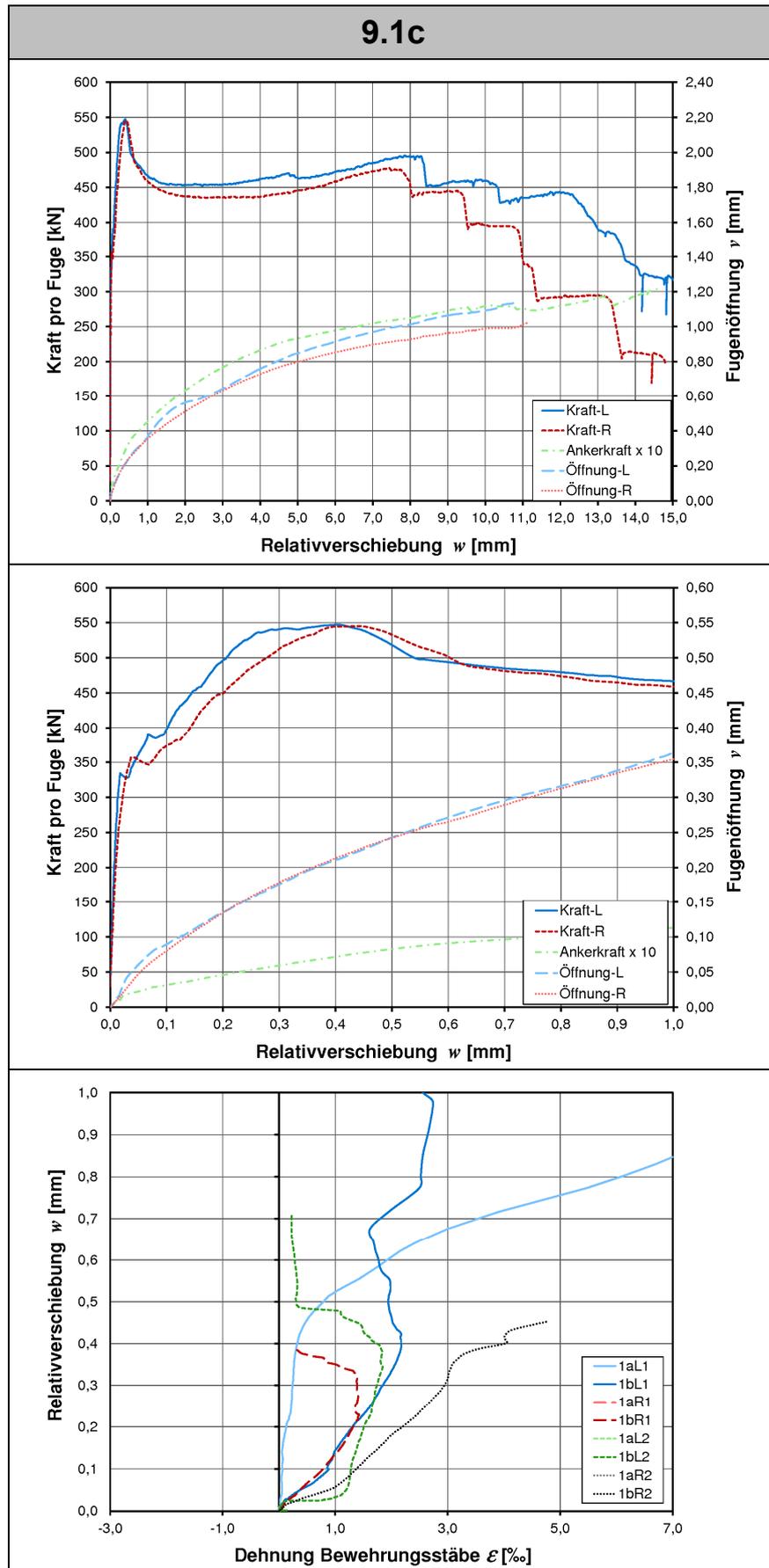


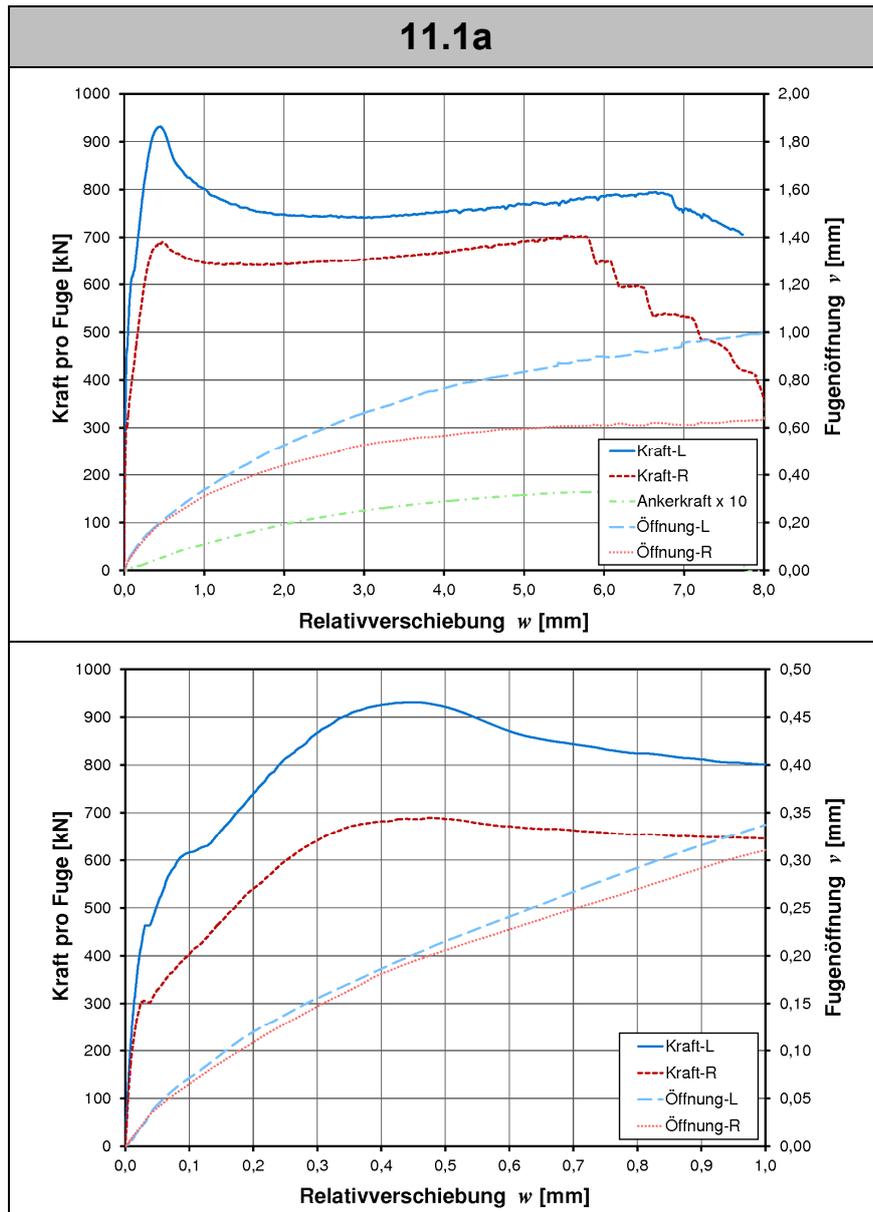
8.3

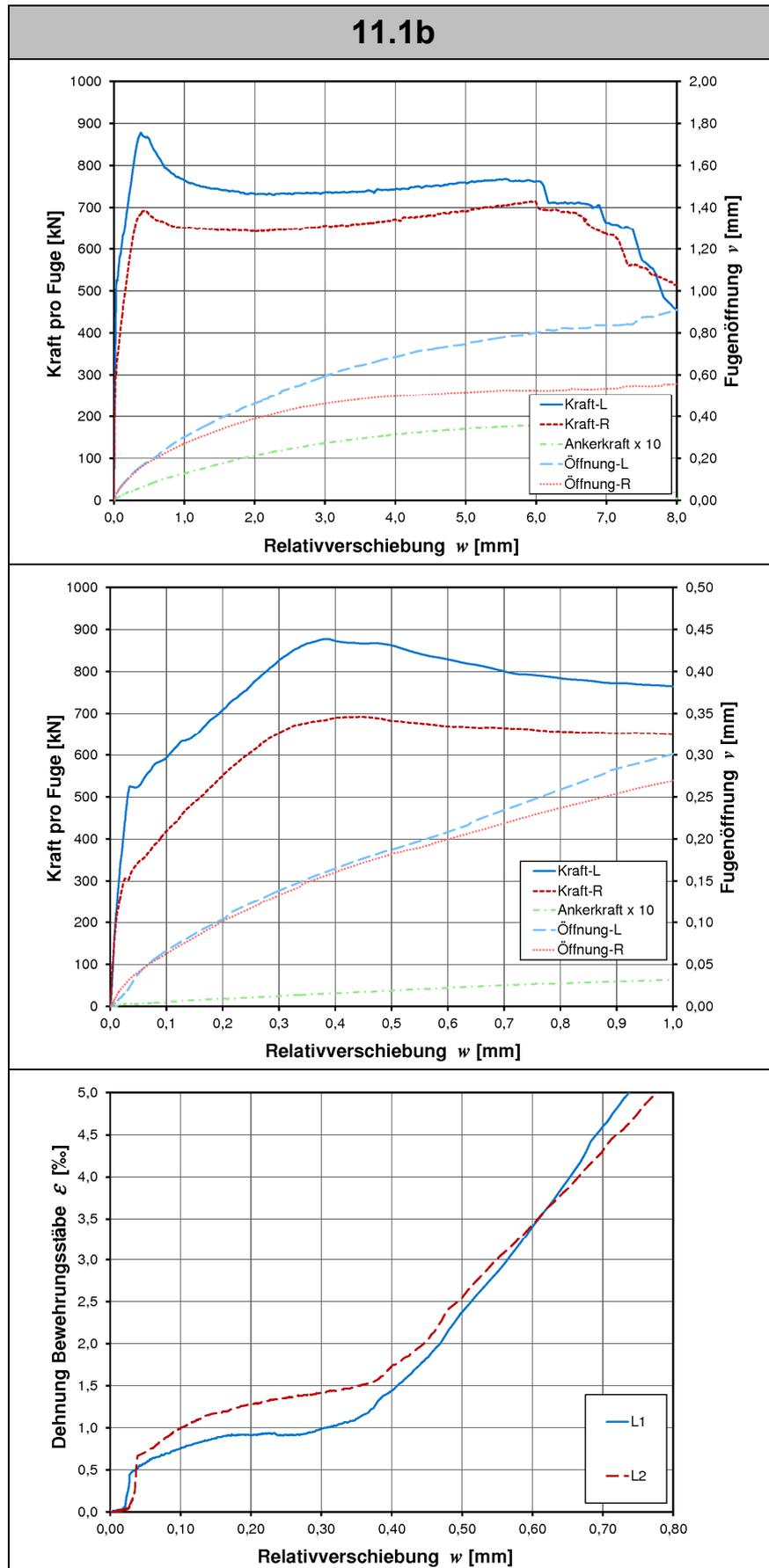


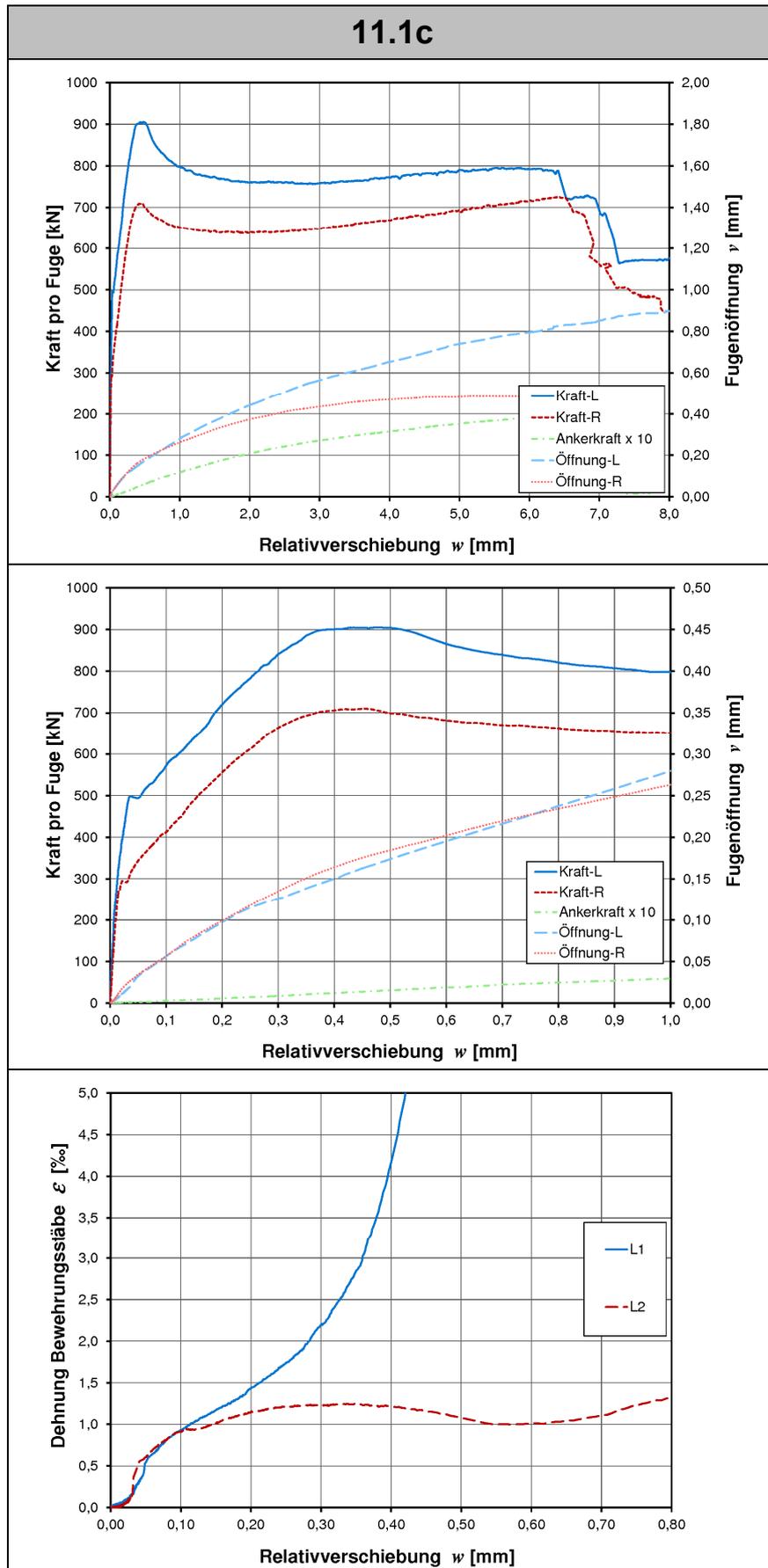


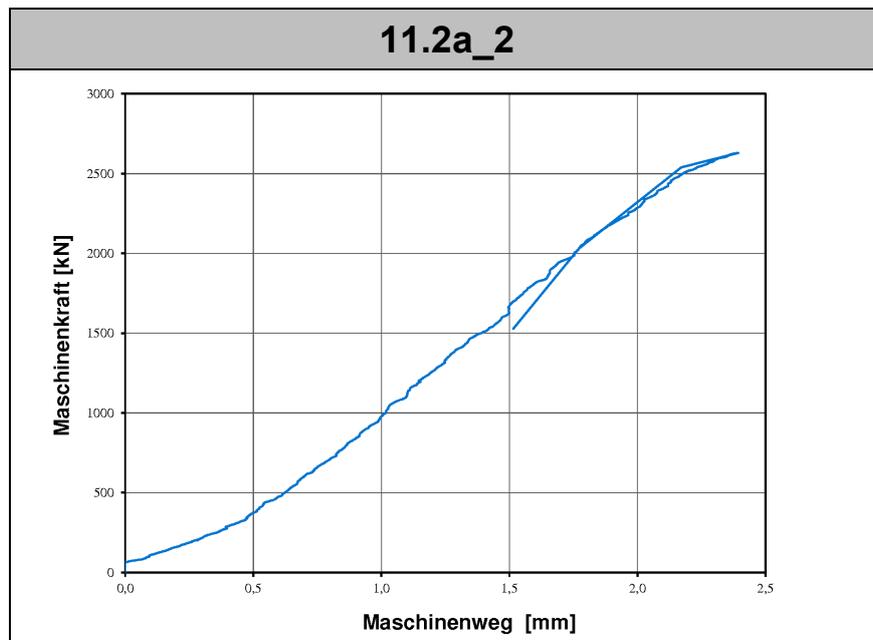
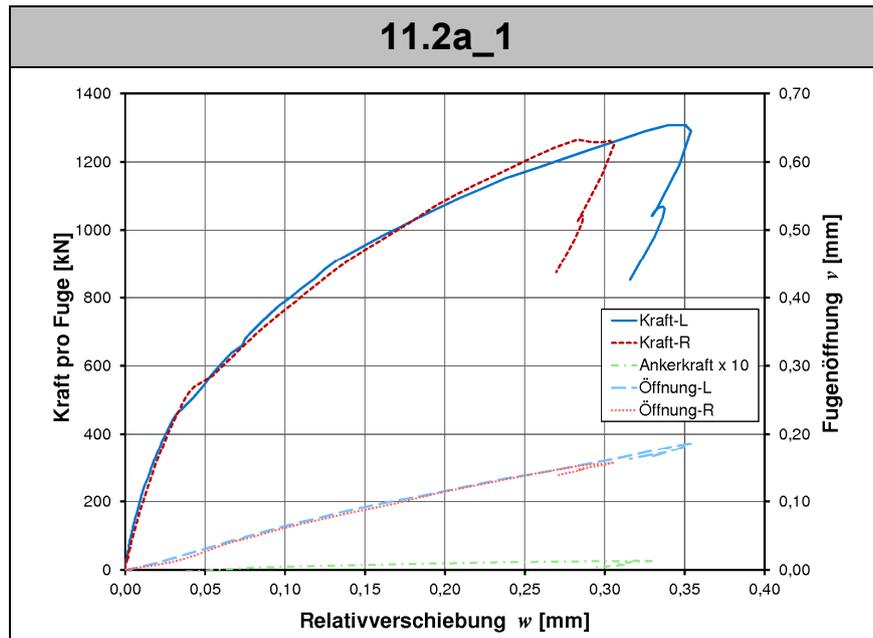






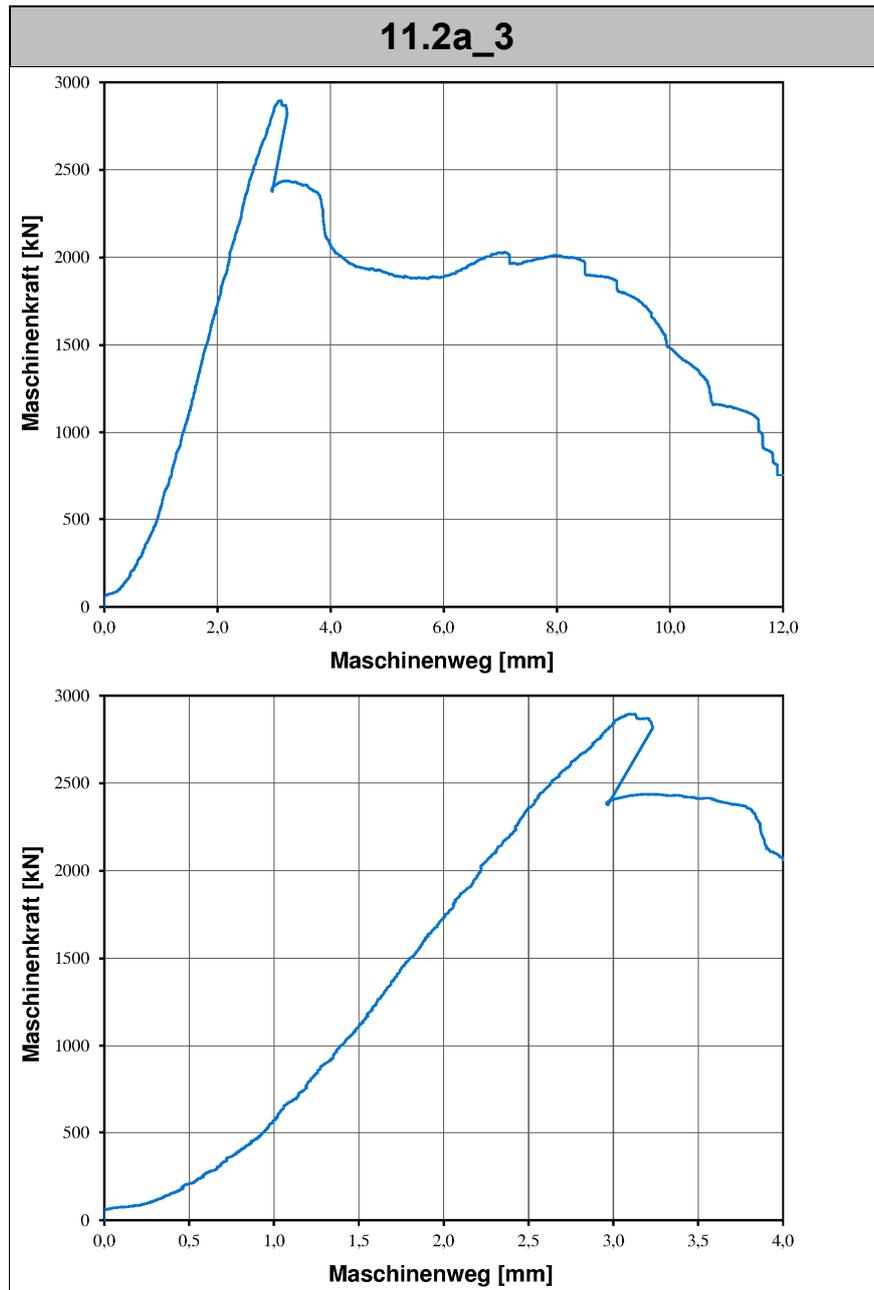




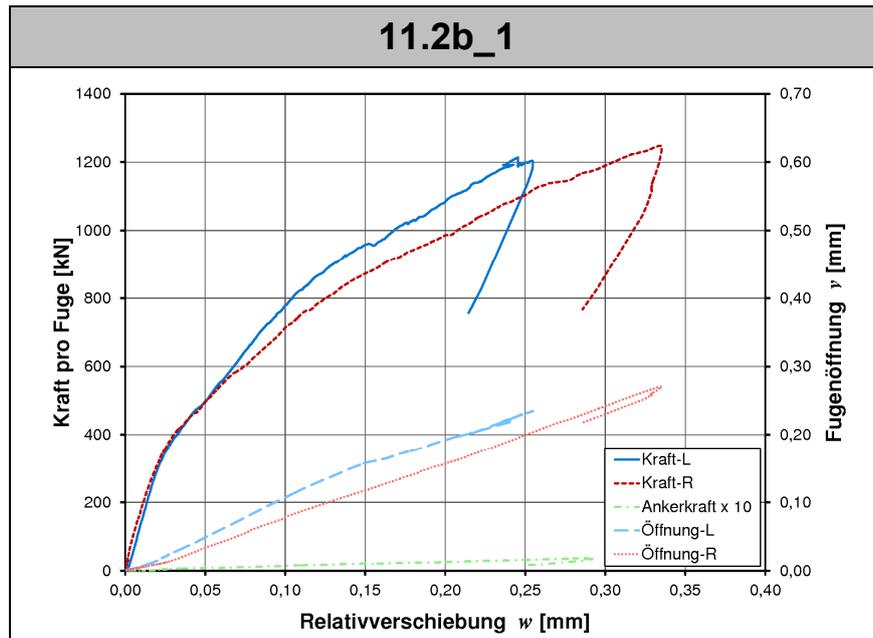


11.2a_1: Die Regelung der Prüfmaschine war defekt. Aus diesem Grund wurde der Körper sehr schnell belastet und der Lasteinleitungsbereich des Stegs versagte. Der Versuch wurde abgebrochen.

11.2a_2: Die Lasteinleitungsplatte wurde entfernt und die Last über die verbleibende Stegfläche eingeleitet. Um eine Beschädigung der Wegaufnehmer zu vermeiden, wurden diese abgenommen. Bei einer Maschinenkraft von ca. 2600 kN wurde der Versuch abgebrochen, da die 4 x 500 kN Kraftmessdosen nicht ausreichend waren.

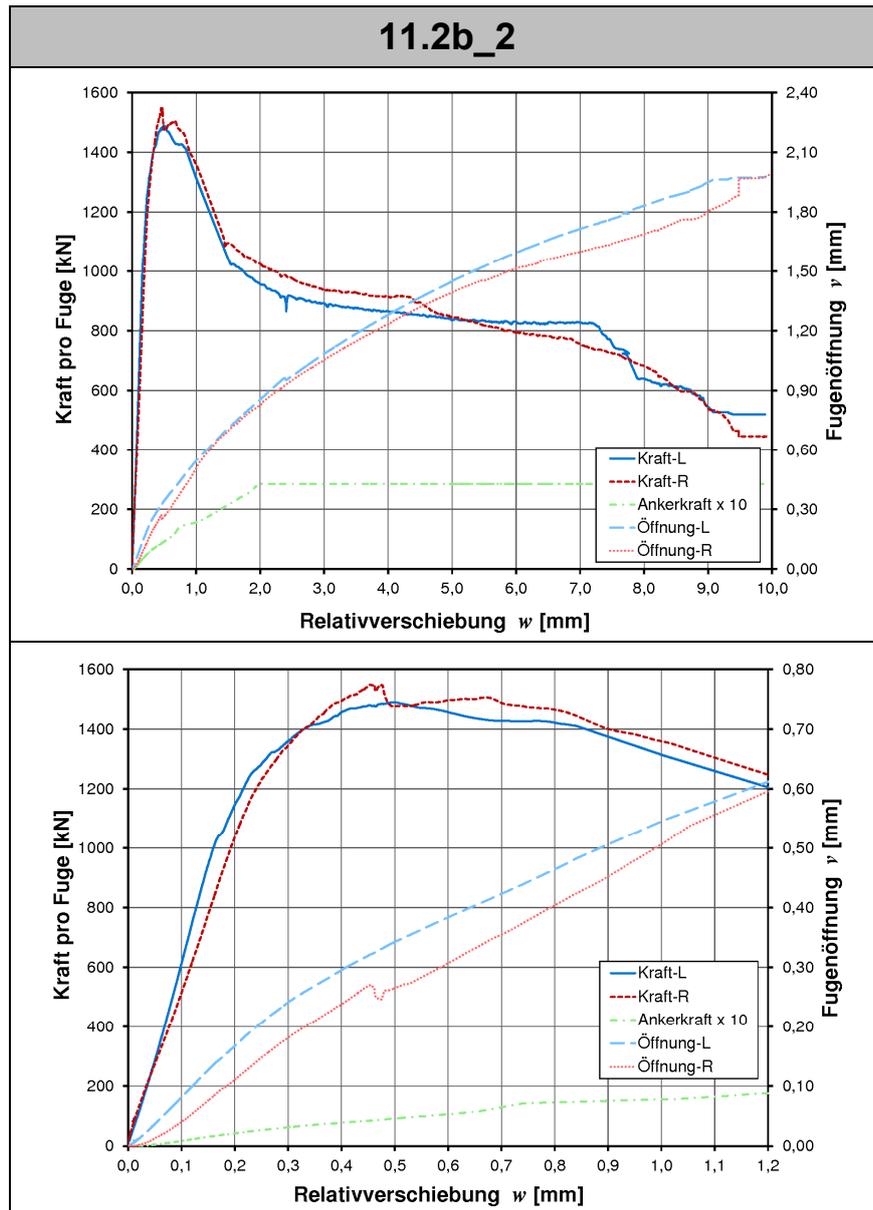


11.2a_3: Der Versuchskörper wurde nun über die kompletten Plattenbreiten und ohne Kraftmessdosen aufgelagert. Anschließend wurde der Versuchskörper bis zu den Fugenbrüchen belastet.

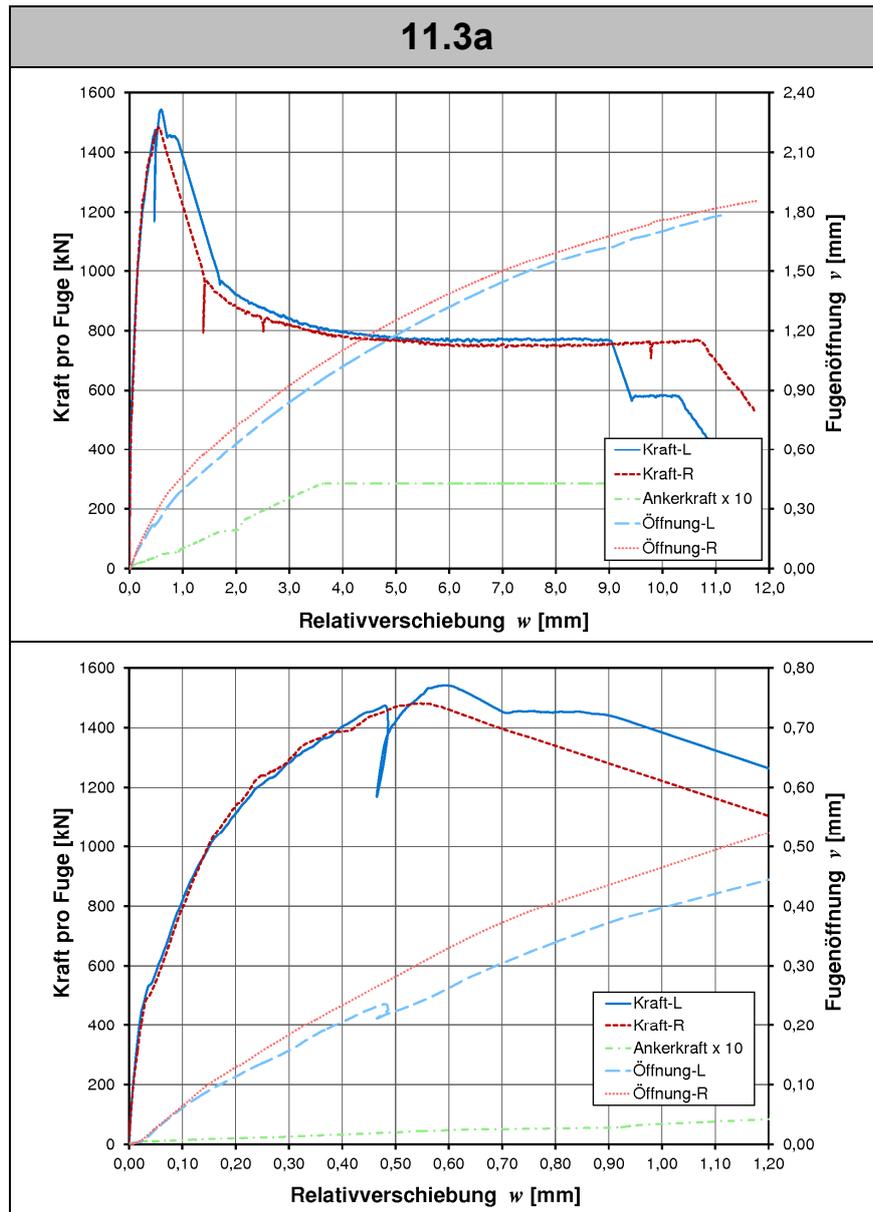


11.2b_1: Wie bei den anderen Verbundkörperversuchen, wurden die Platten des Versuchskörpers 11.2 auf 4 cm breite Stahlleisten gestellt und die Last über 4 cm Stahlleisten in den Steg eingeleitet. Ab einer Maschinenkraft von etwa 2000 kN traten im Lasteinleitungsbereich des Stegs Risse auf und bei ca. 2500 kN versagte der Lasteinleitungsbereich. Der Versuch wurde bei dieser Last abgebrochen.

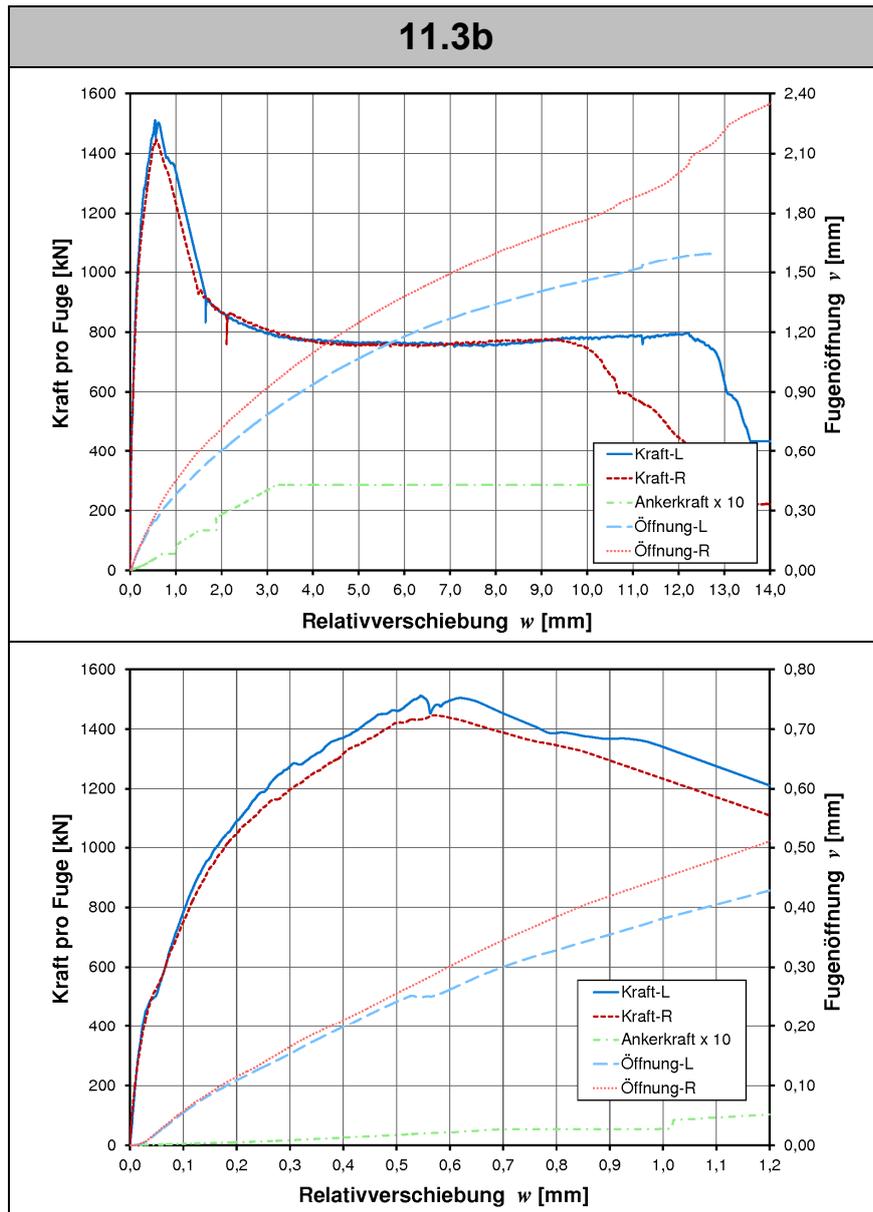
11.2b_2: Die Stahlleisten des Stegs wurde entfernt und die Last über die verbleibende Fläche eingeleitet. Der Versuchskörper wurde bis zu den Fugenbrüchen belastet. Dabei bildeten sich bei einer Maschinenkraft von ca. 1600 kN in Höhe der beiden unteren Aussparungen (Nr. 2) horizontale Risse in den Platten. Diese resultierten aus der exzentrischen Lasteinleitung in die Platten aufgrund der Stahlleisten. Deshalb wurden die Versuchskörper 11.3a und 11.3b über die kompletten Plattenbreiten aufgelagert und die Last über die komplette Stegfläche eingeleitet.

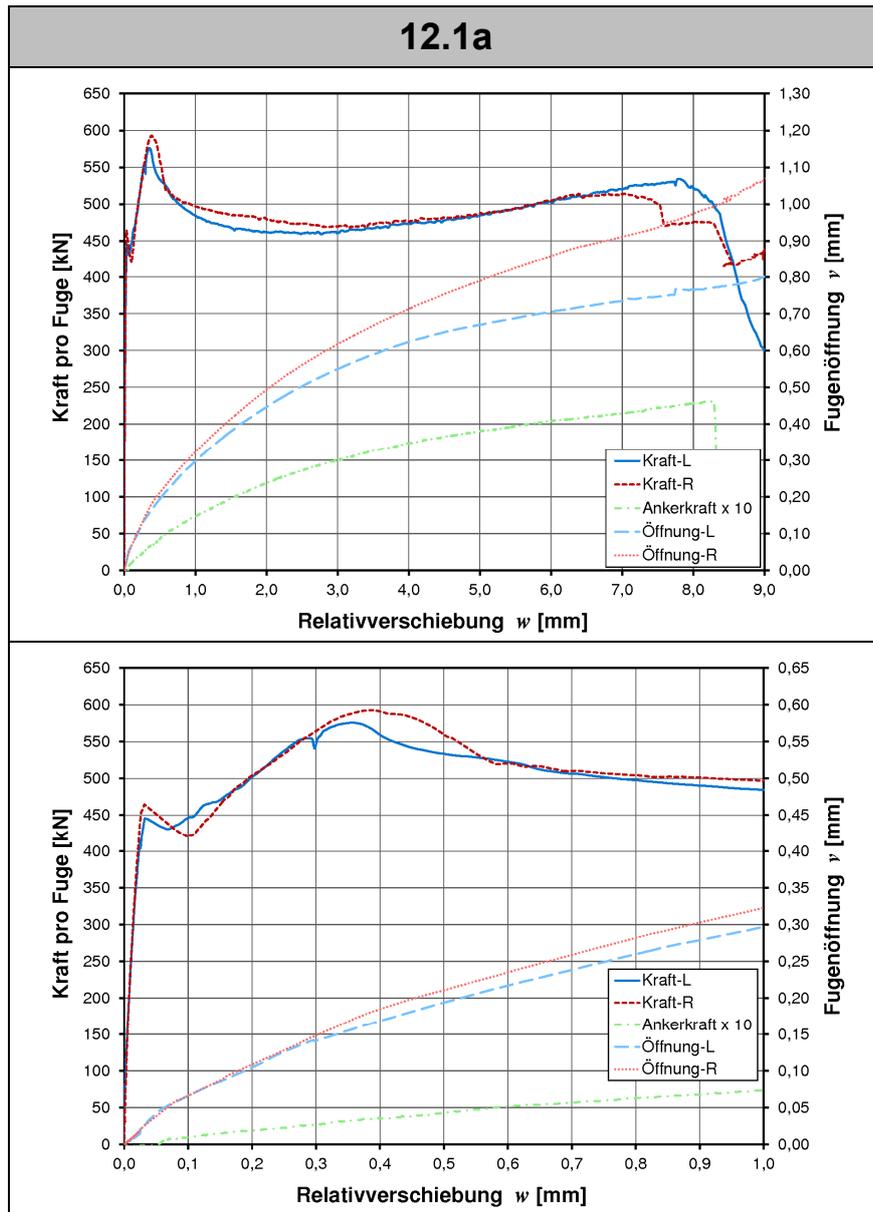


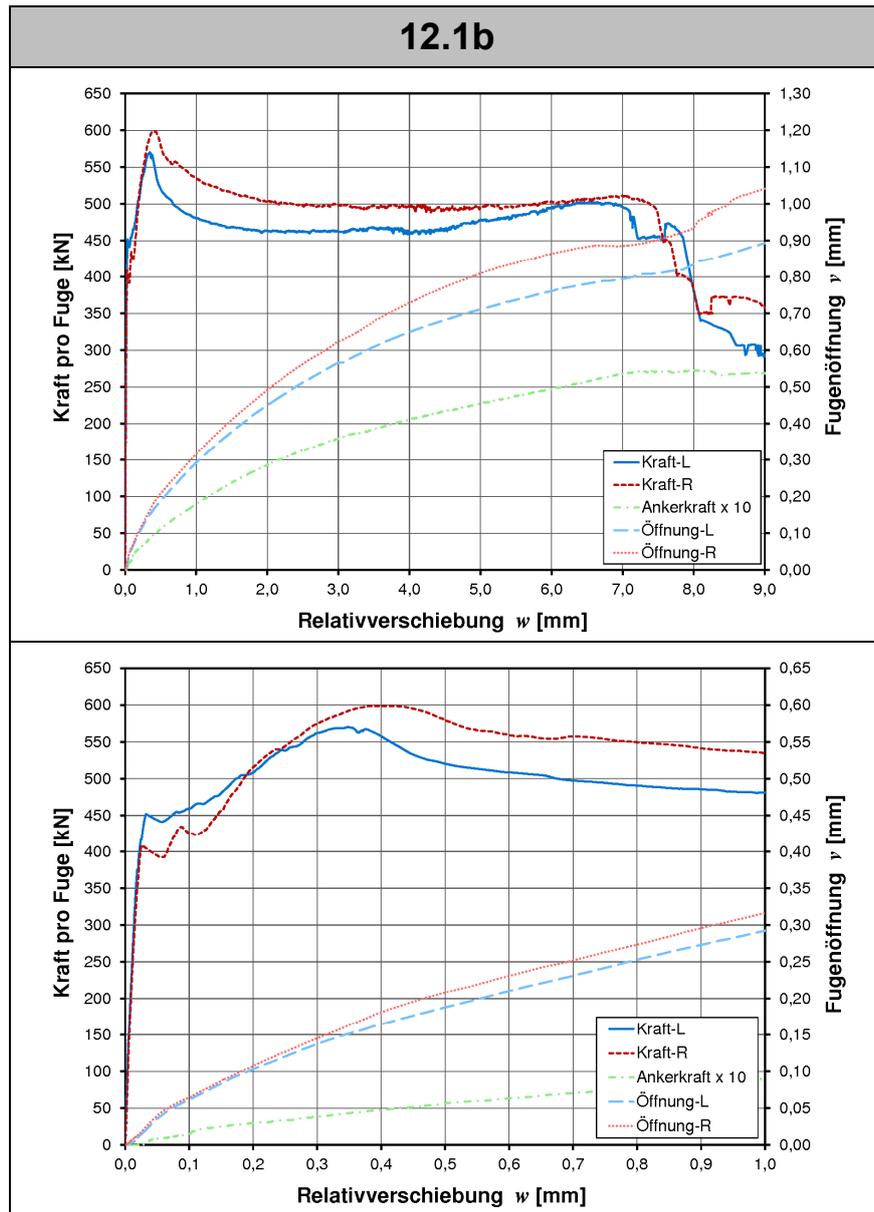
Bei diesem Versuchskörper wurden die Platten über die komplette Breite aufgelagert und die Last über die komplette Stegfläche eingeleitet.

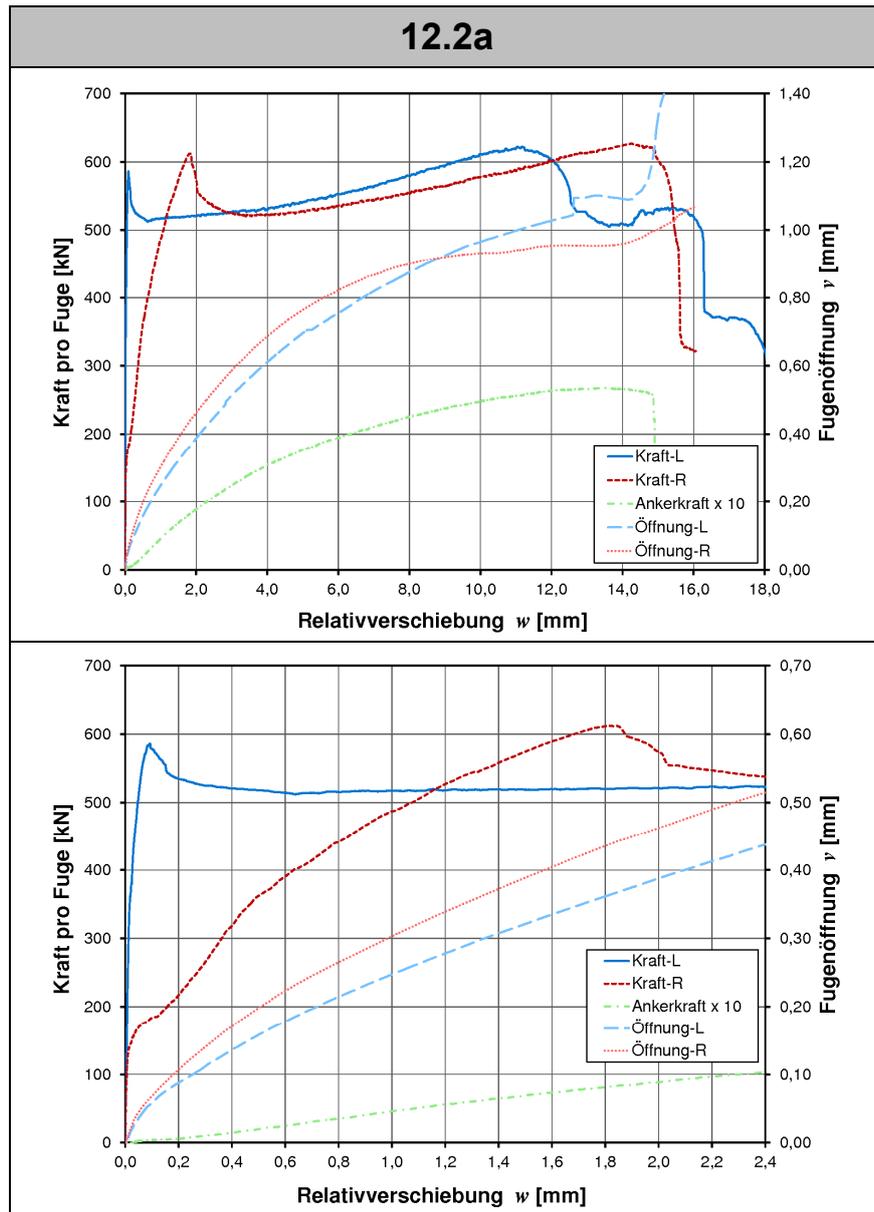


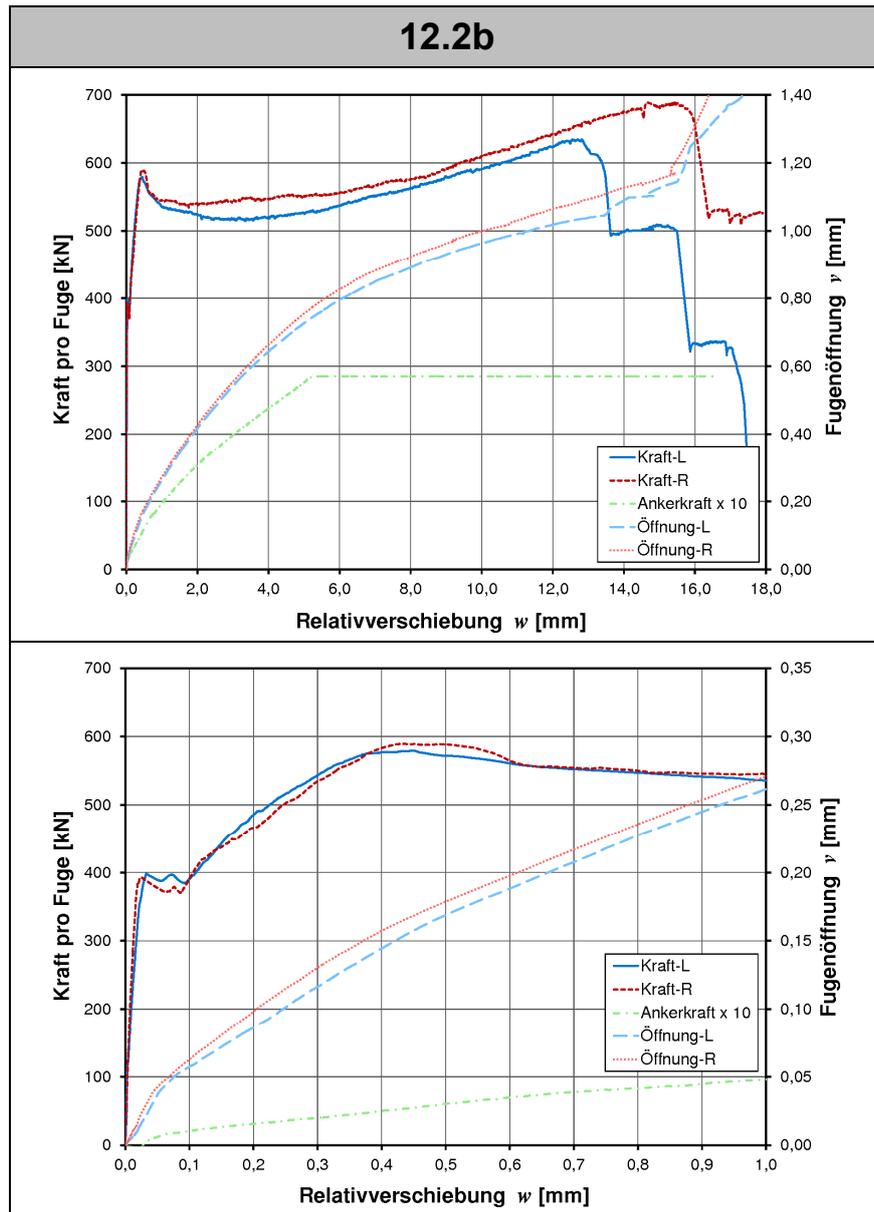
Bei diesem Versuchskörper wurden die Platten über die komplette Breite aufgelagert und die Last über die komplette Stegfläche eingeleitet.

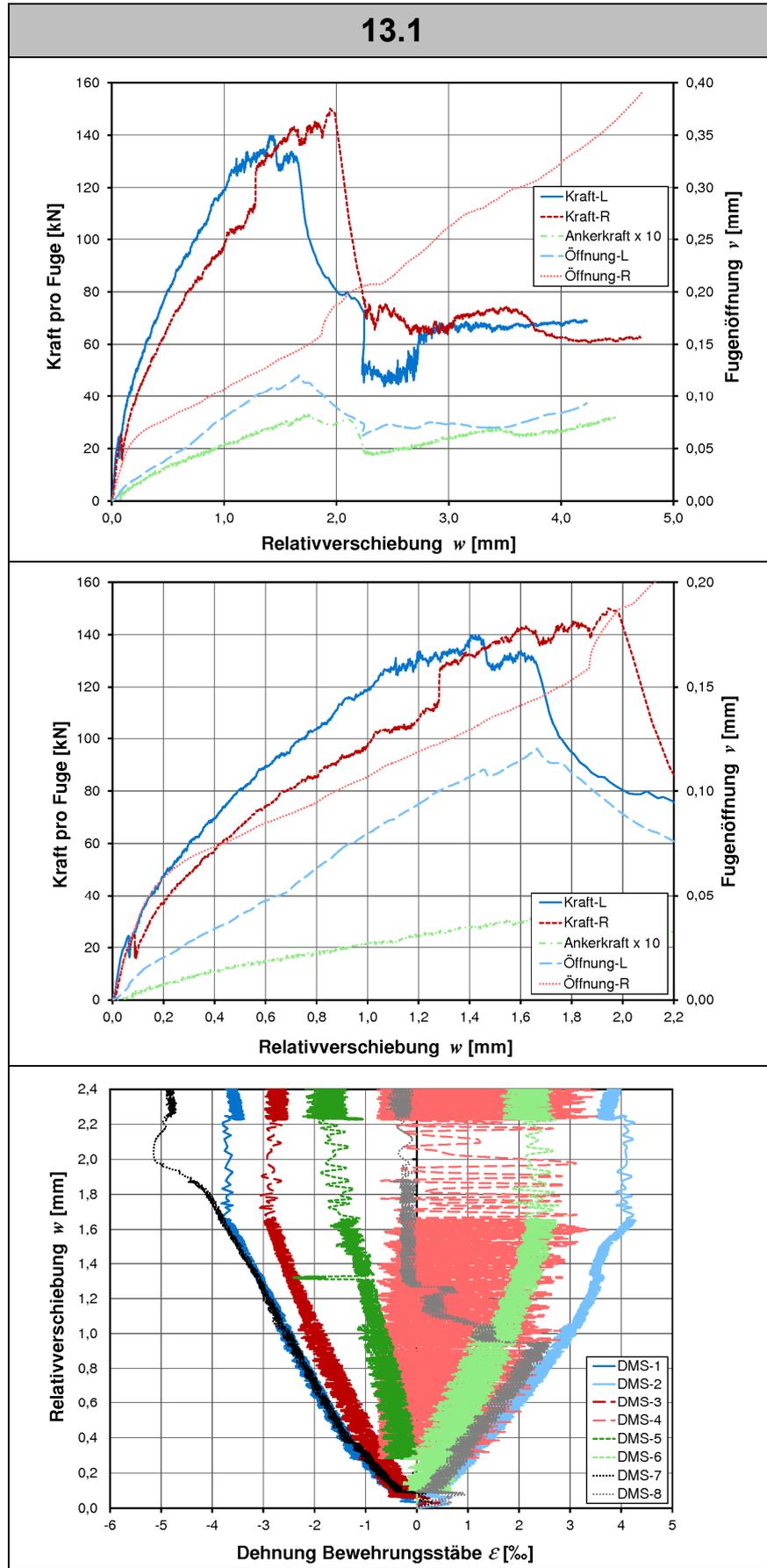


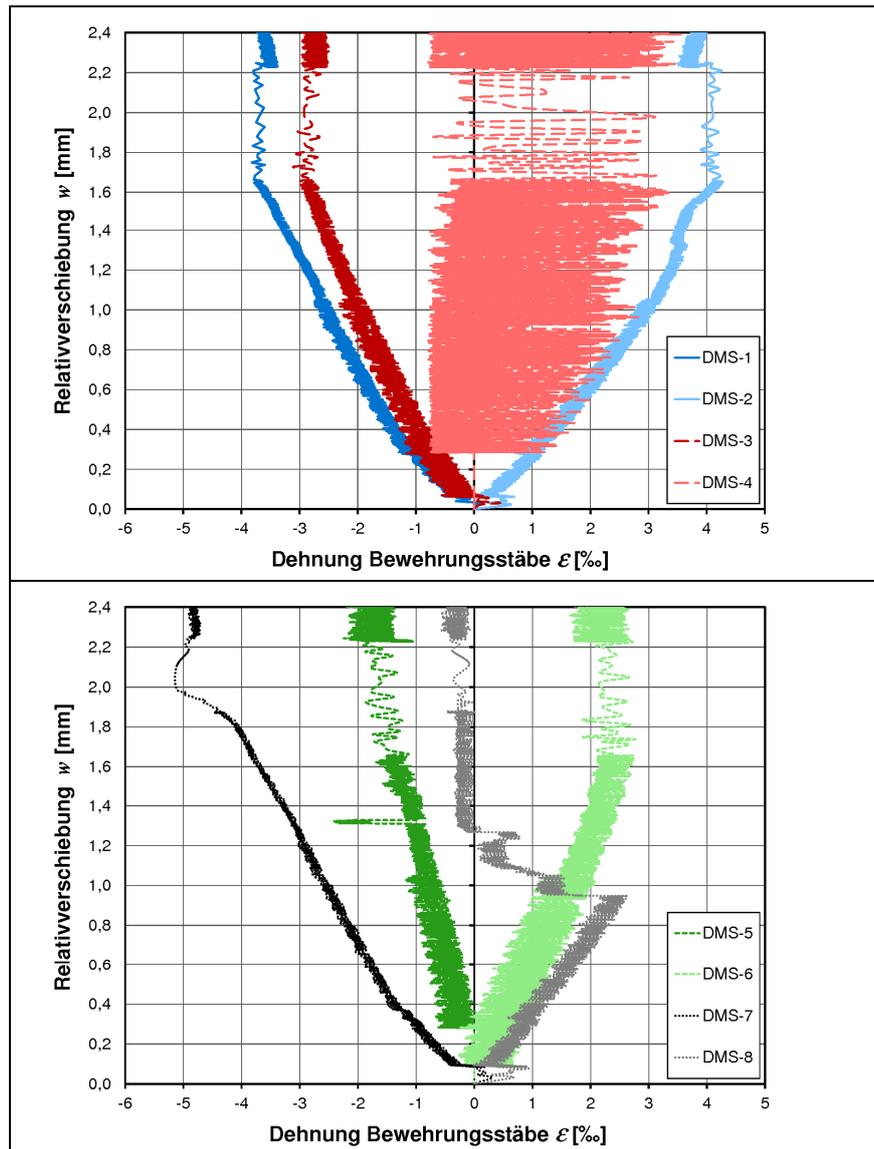


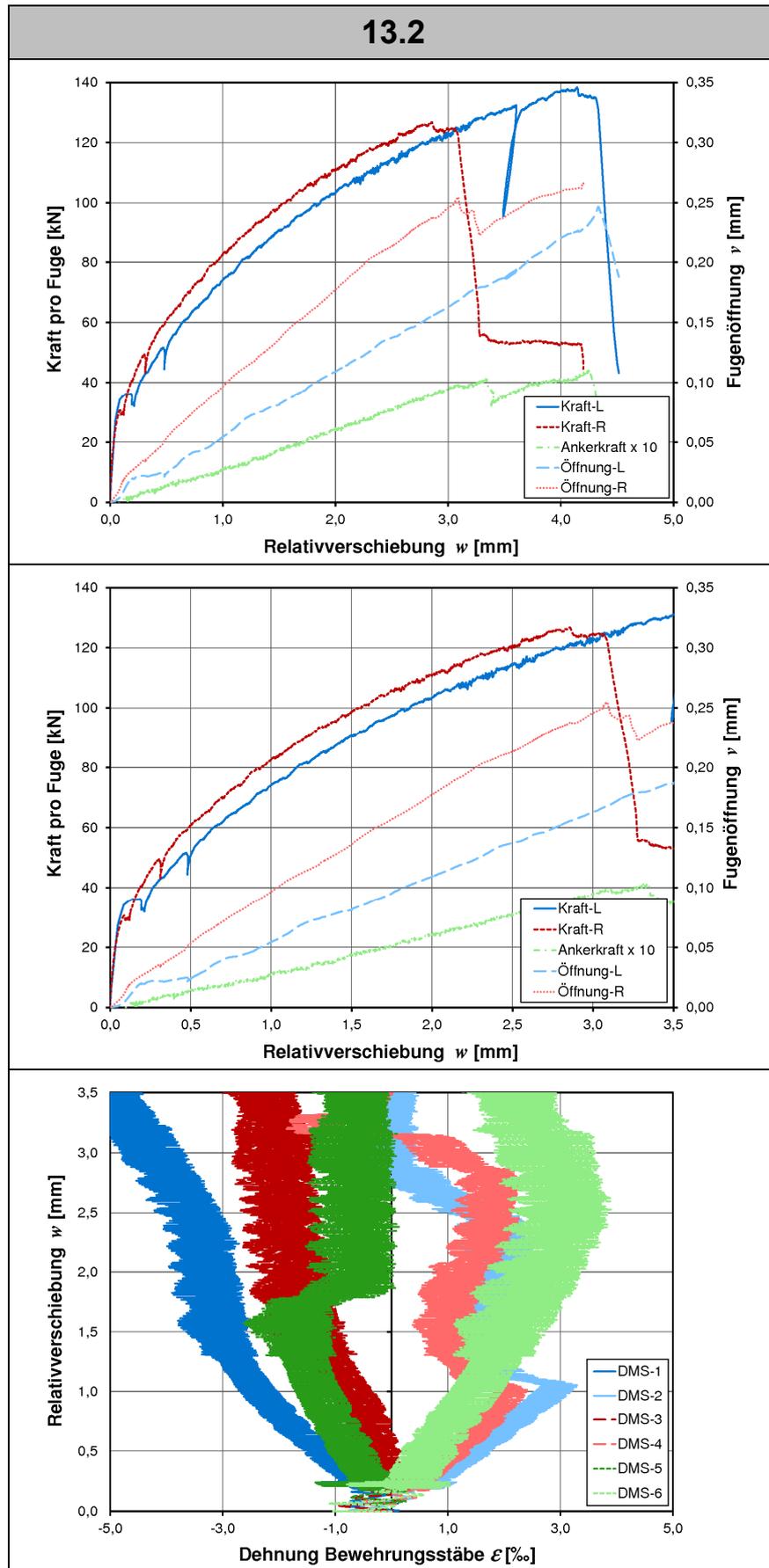


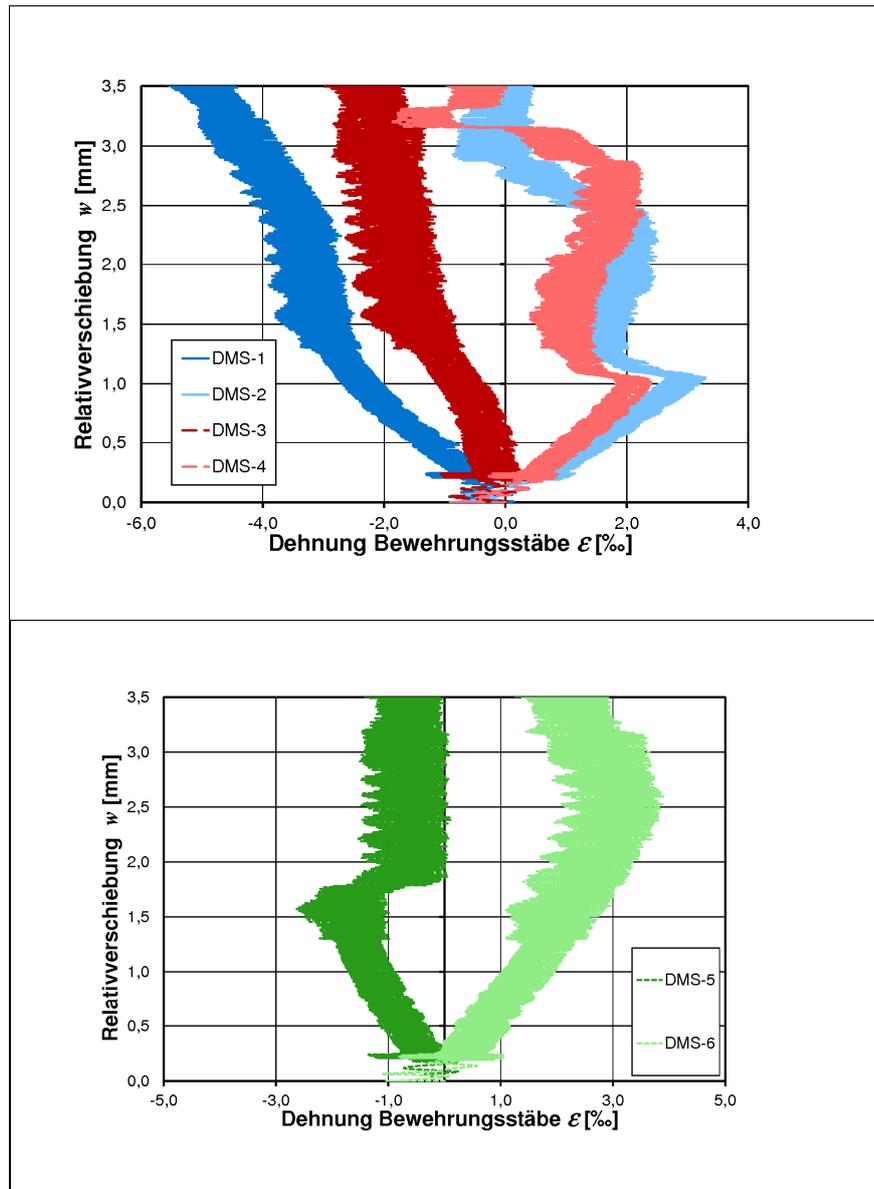


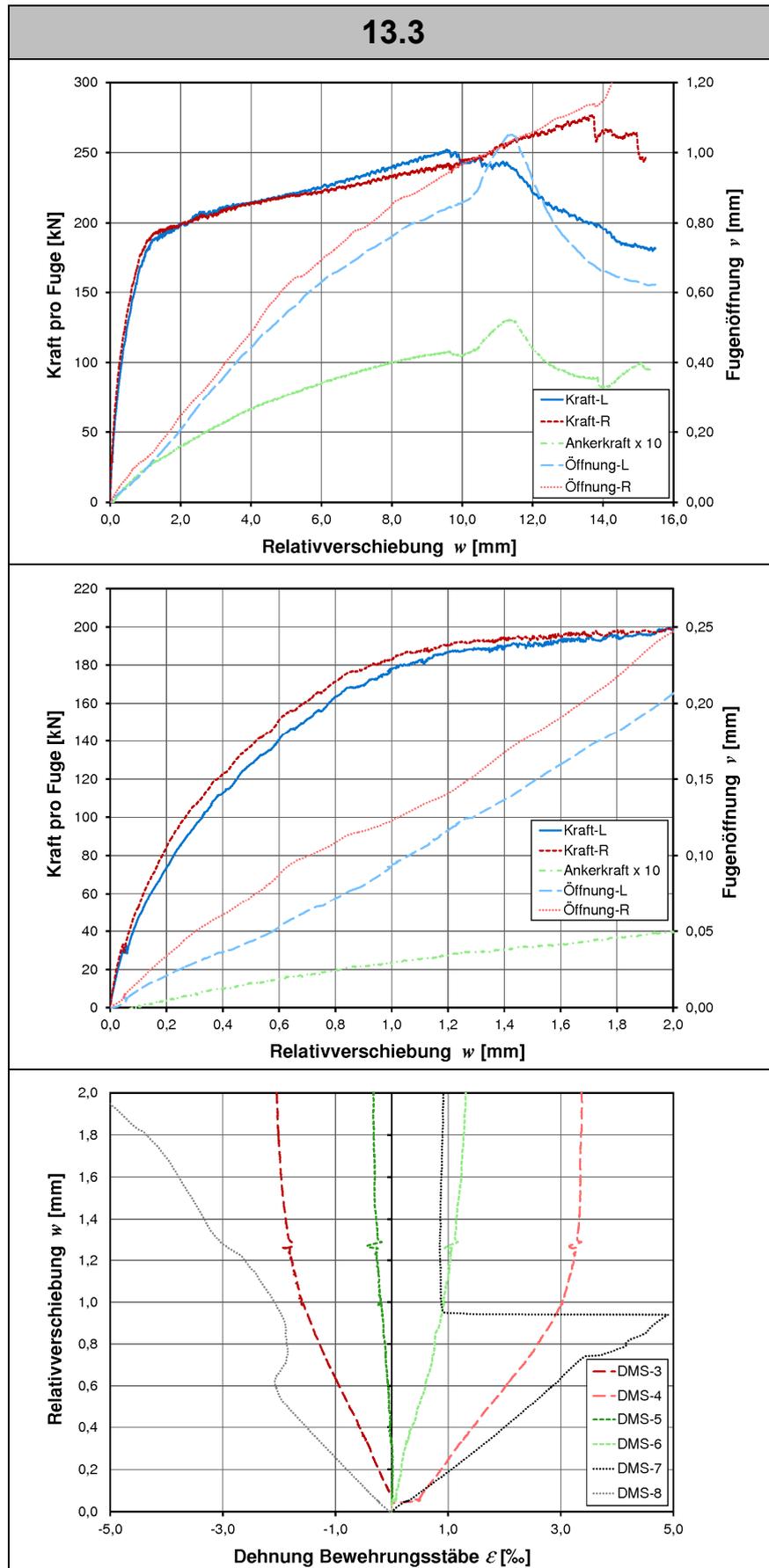


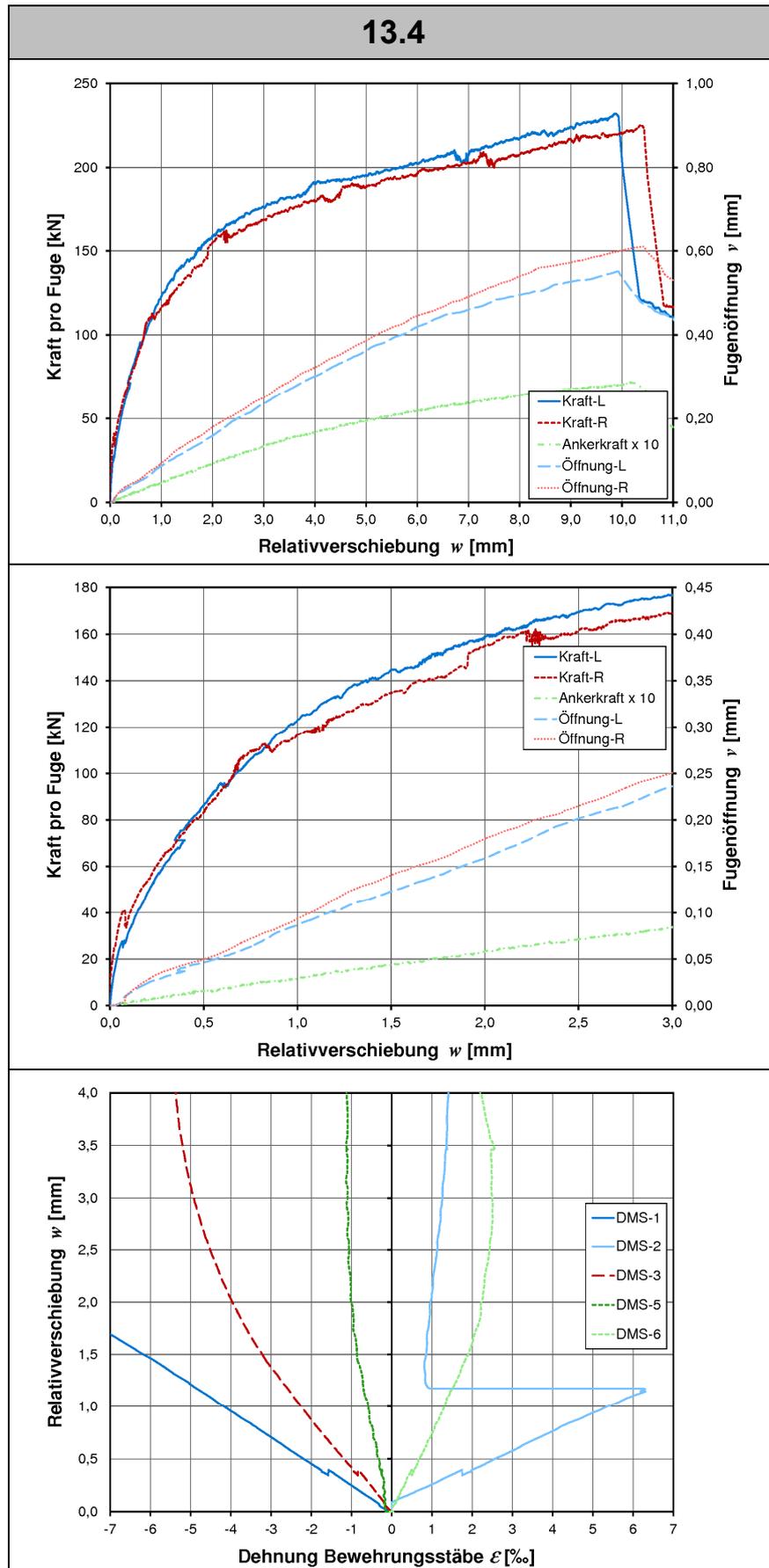


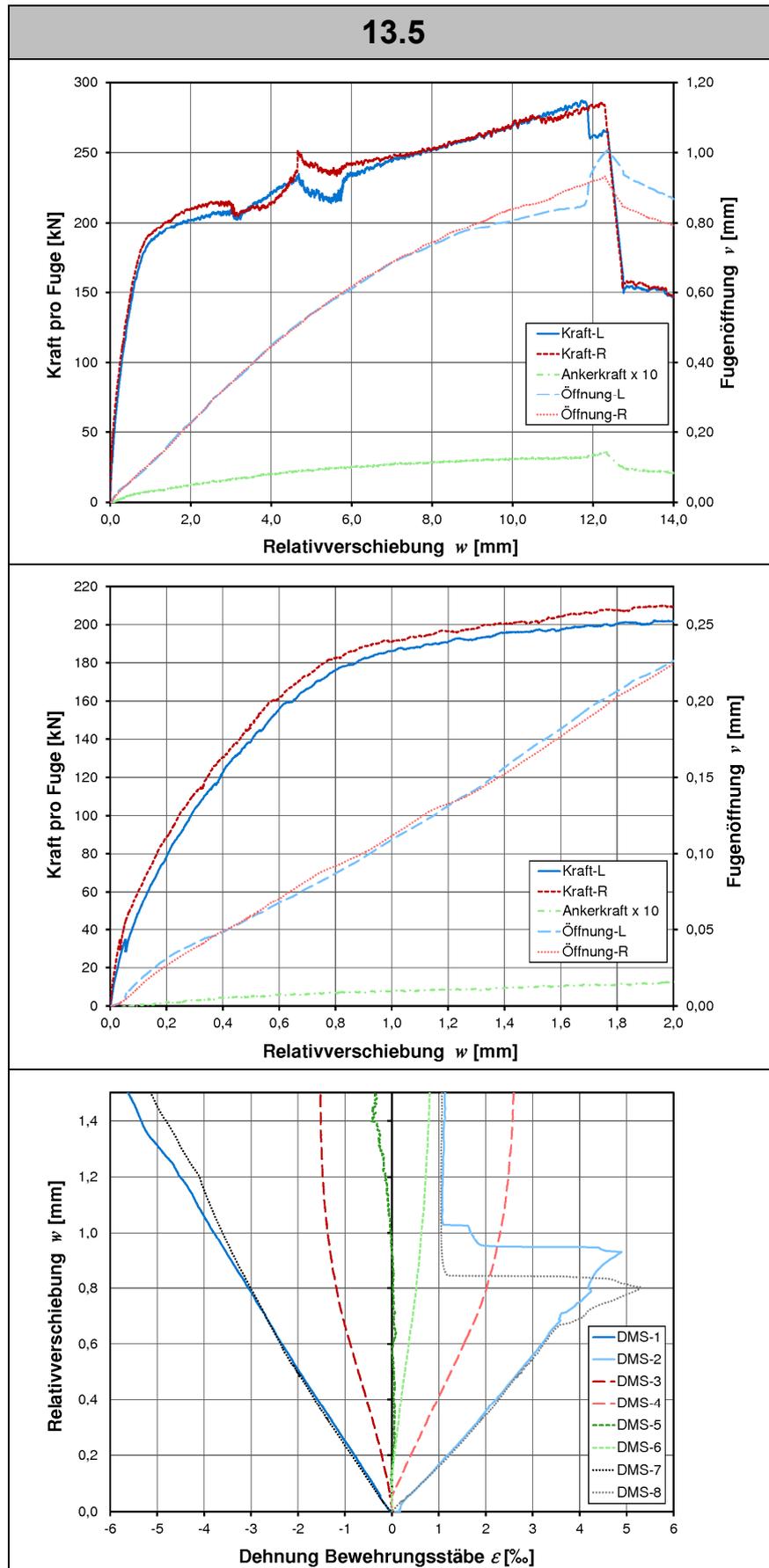


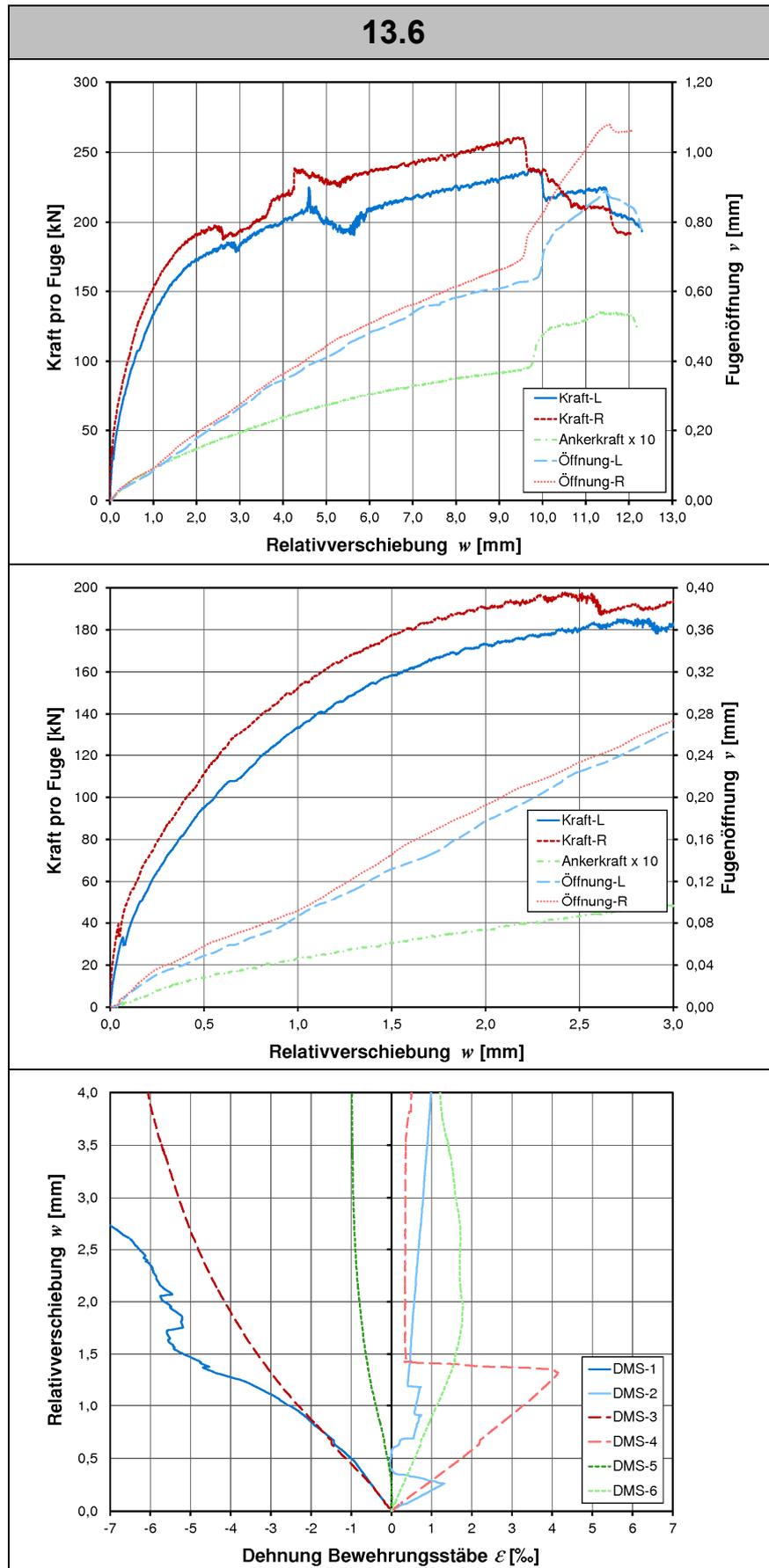


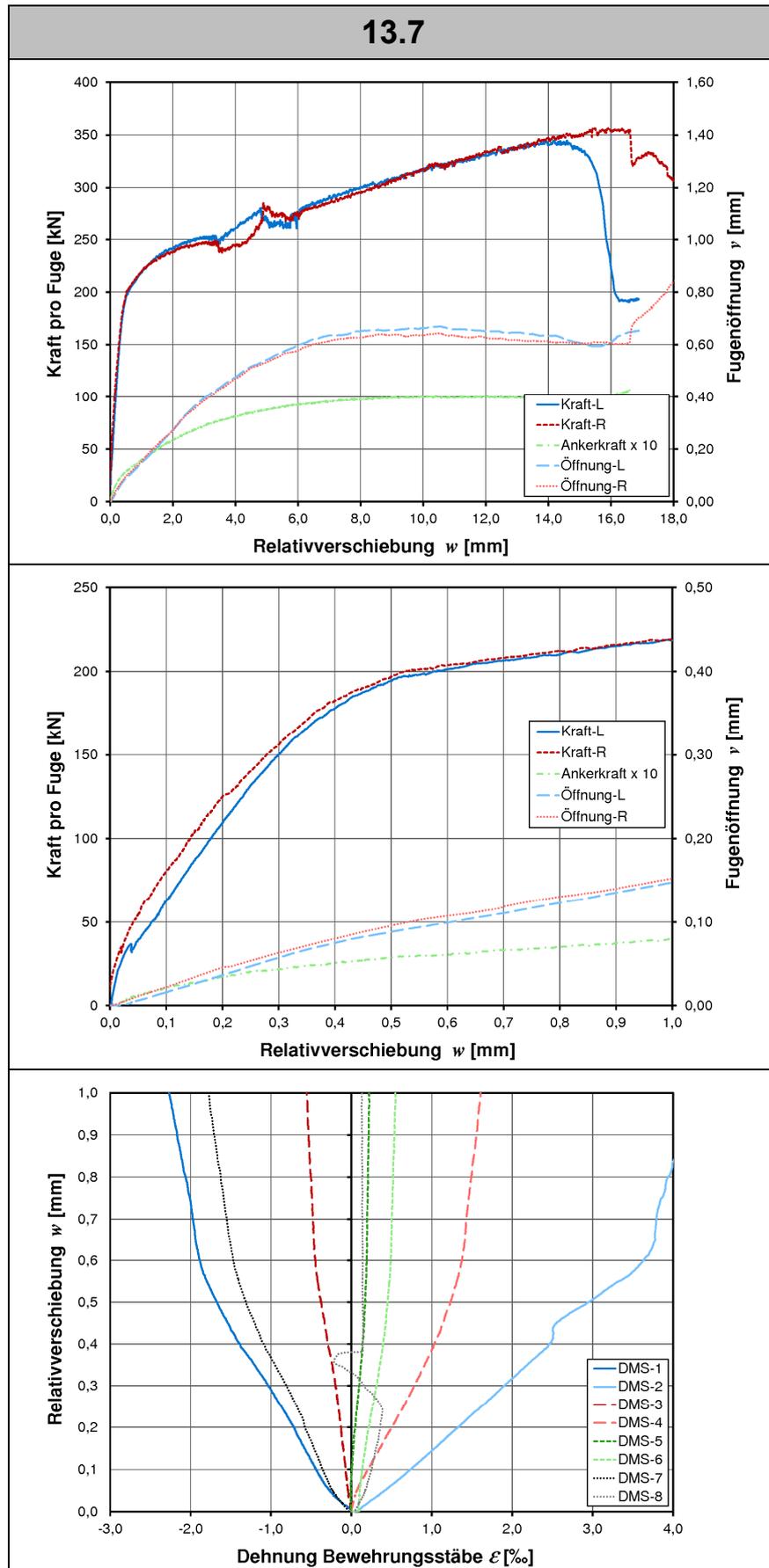


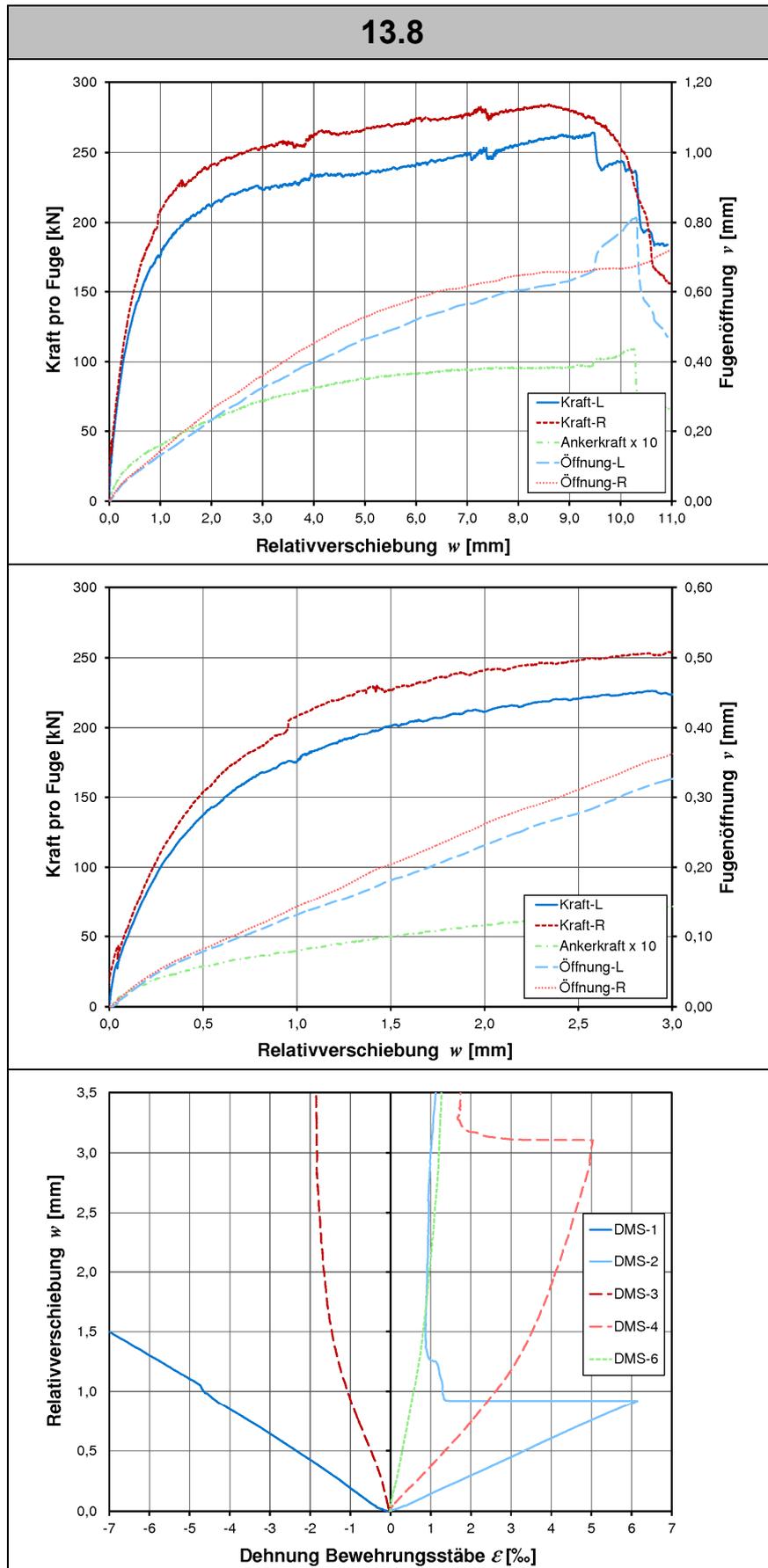


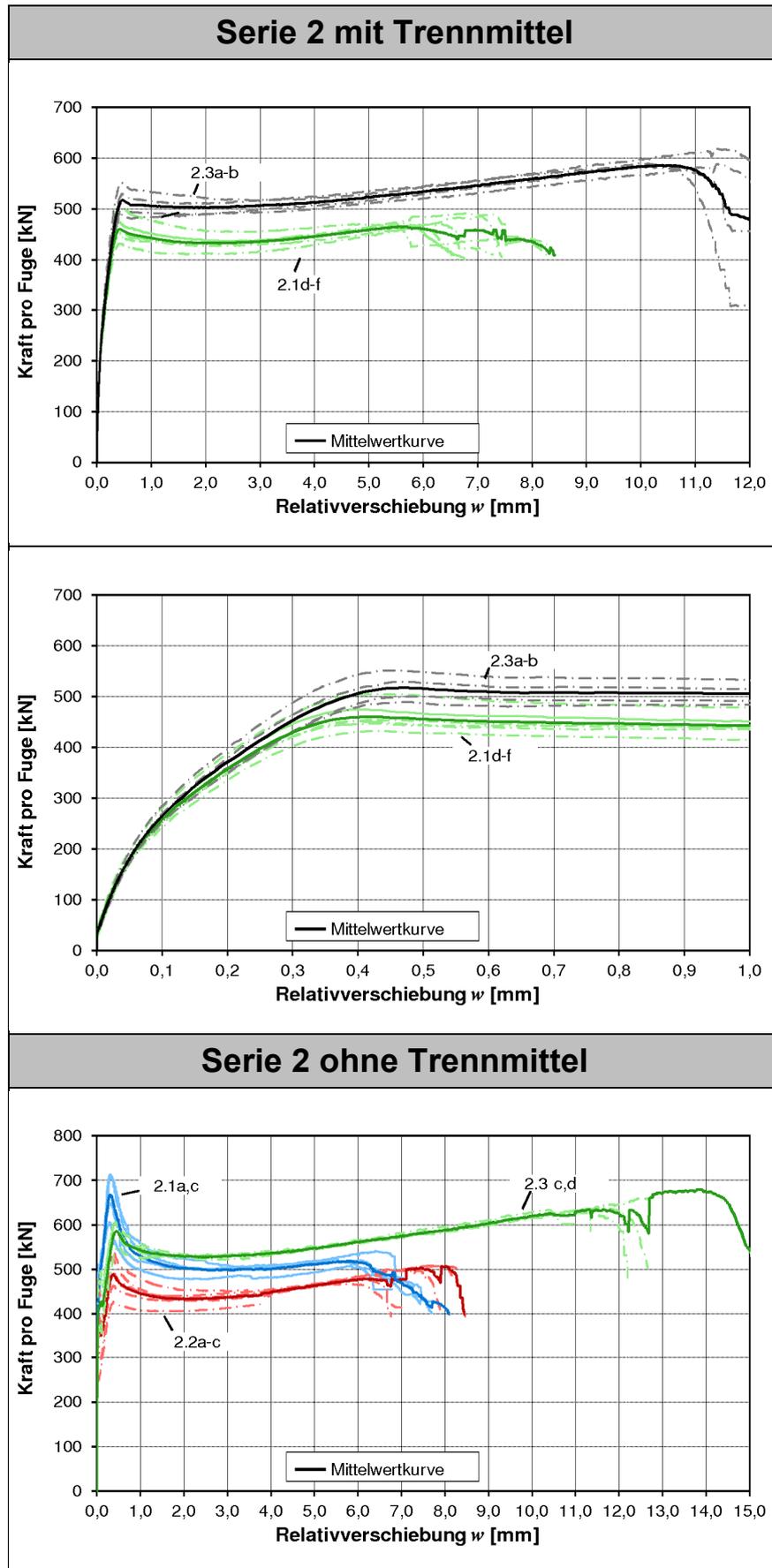


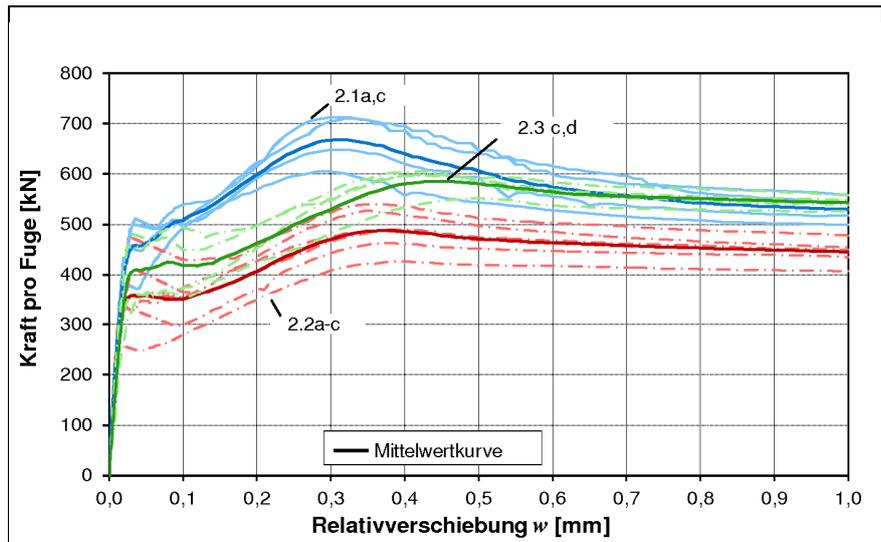




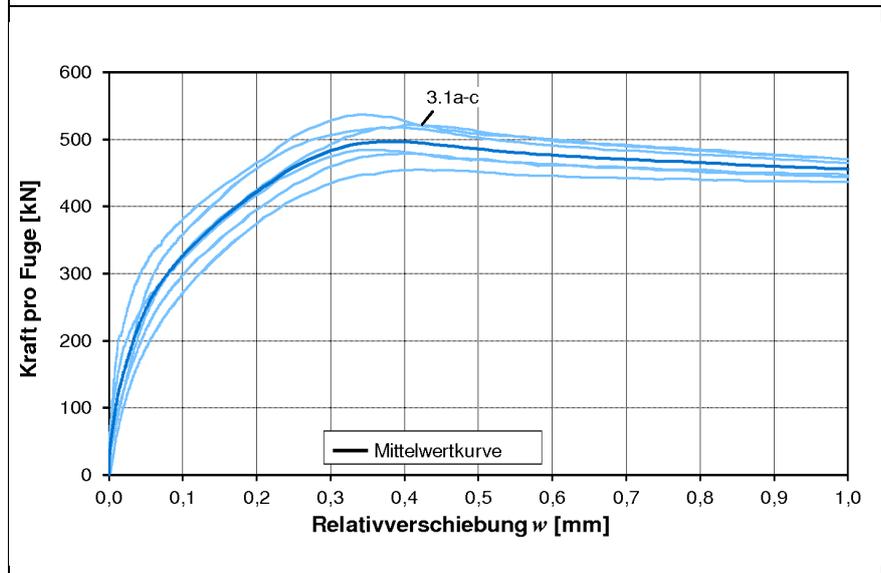
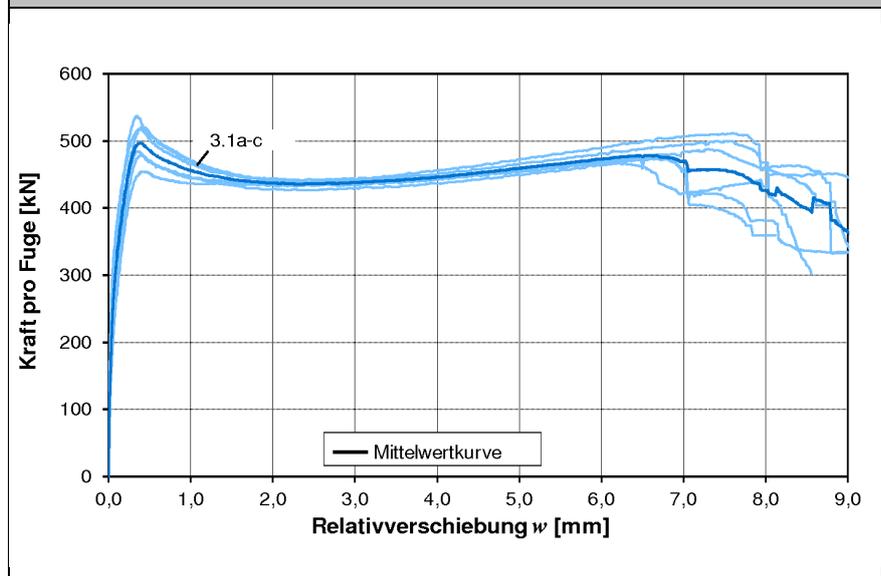


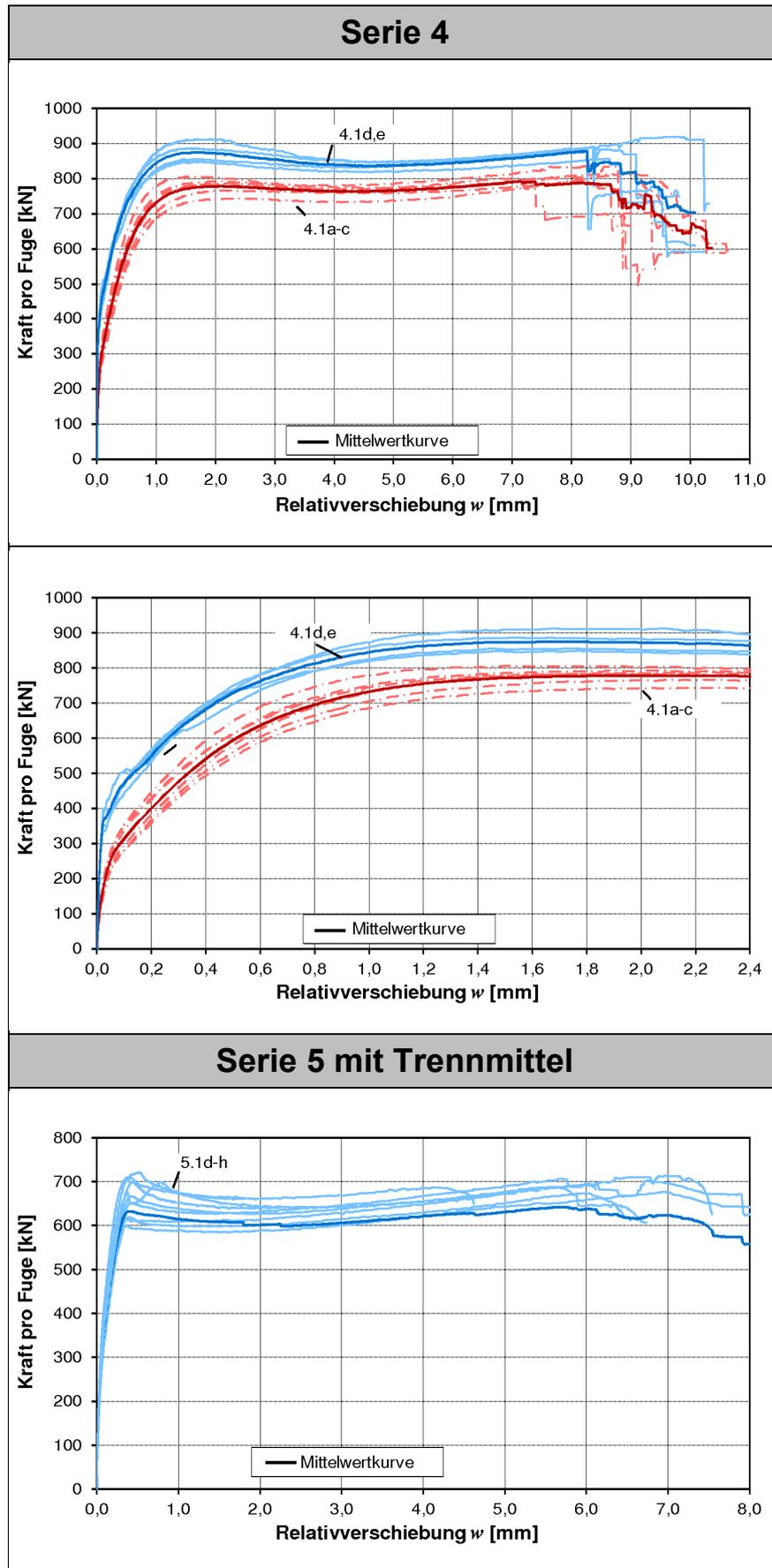


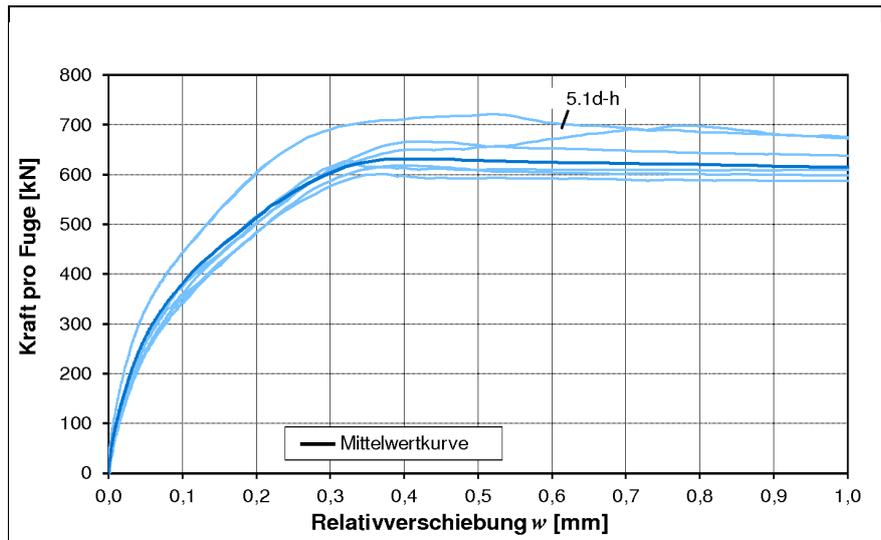




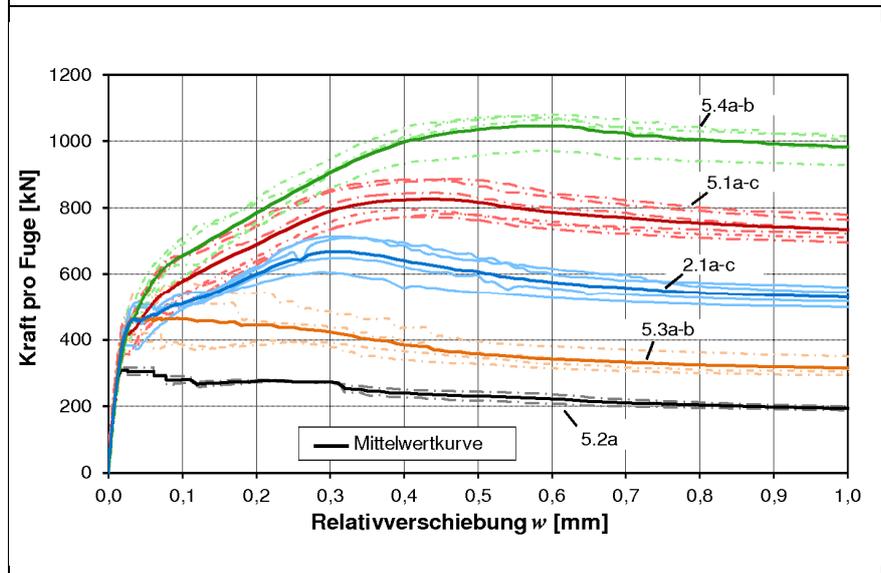
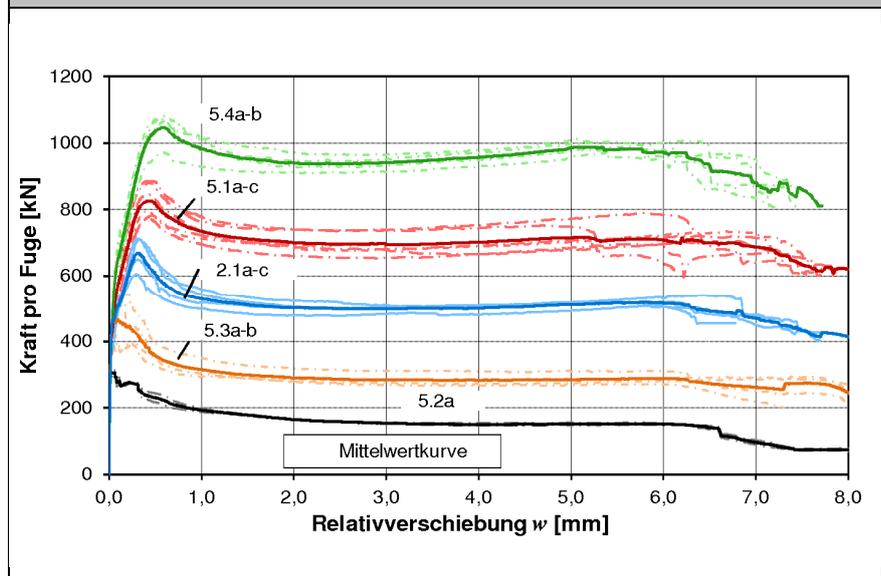
Serie 3

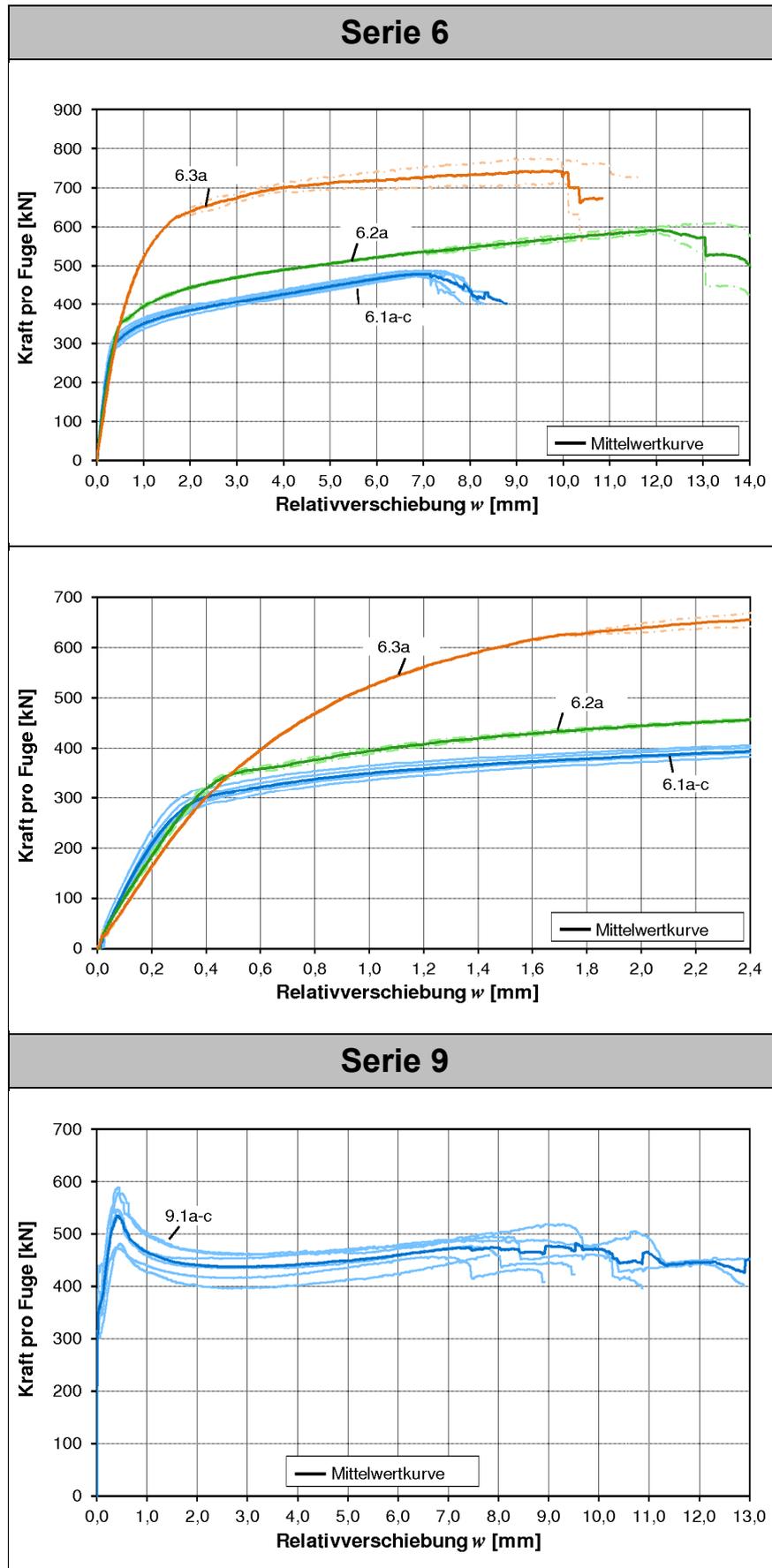


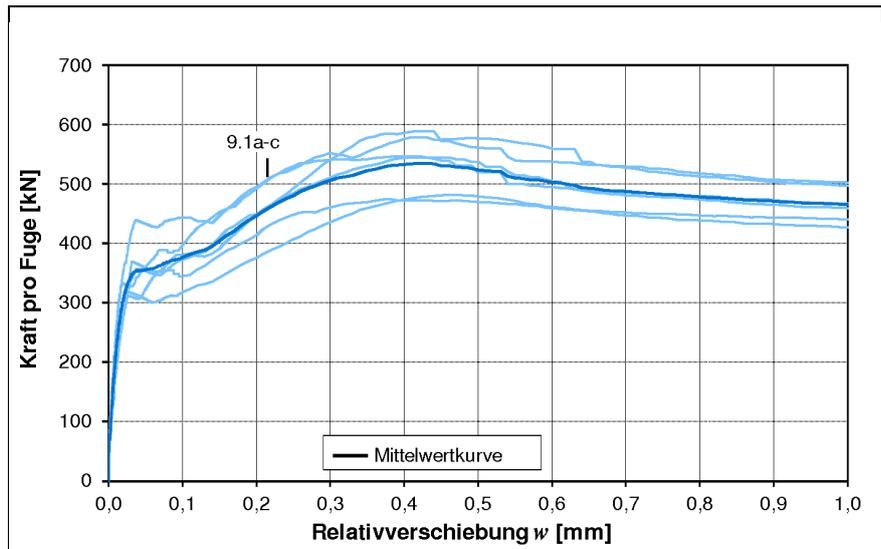




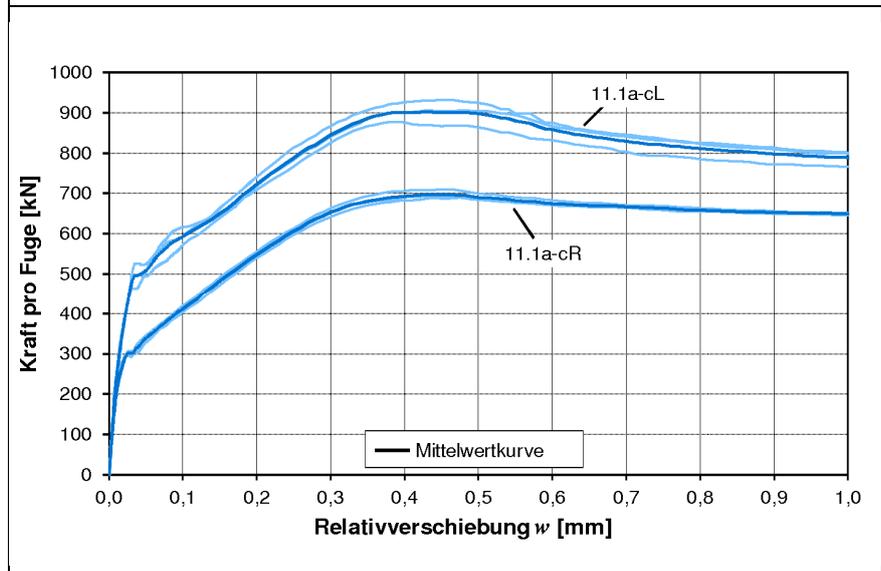
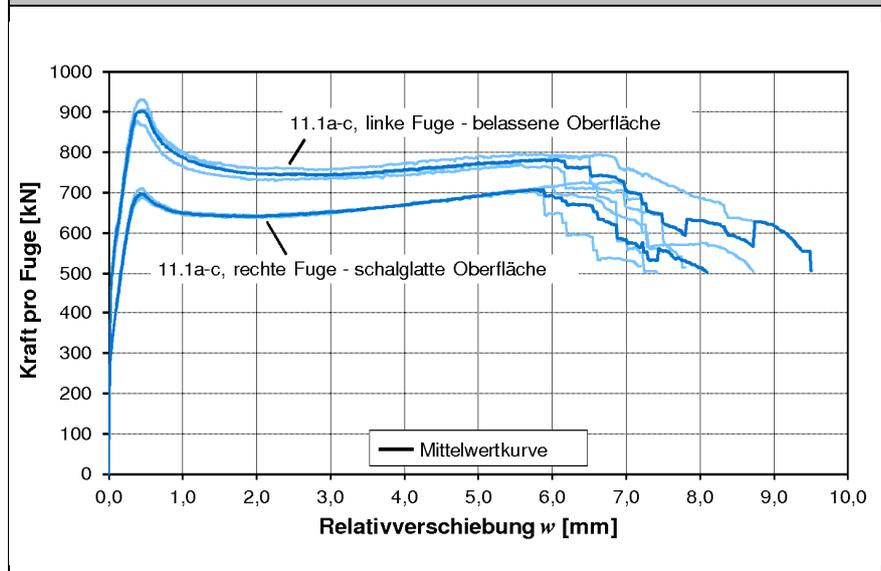
Serie 5 ohne Trennmittel

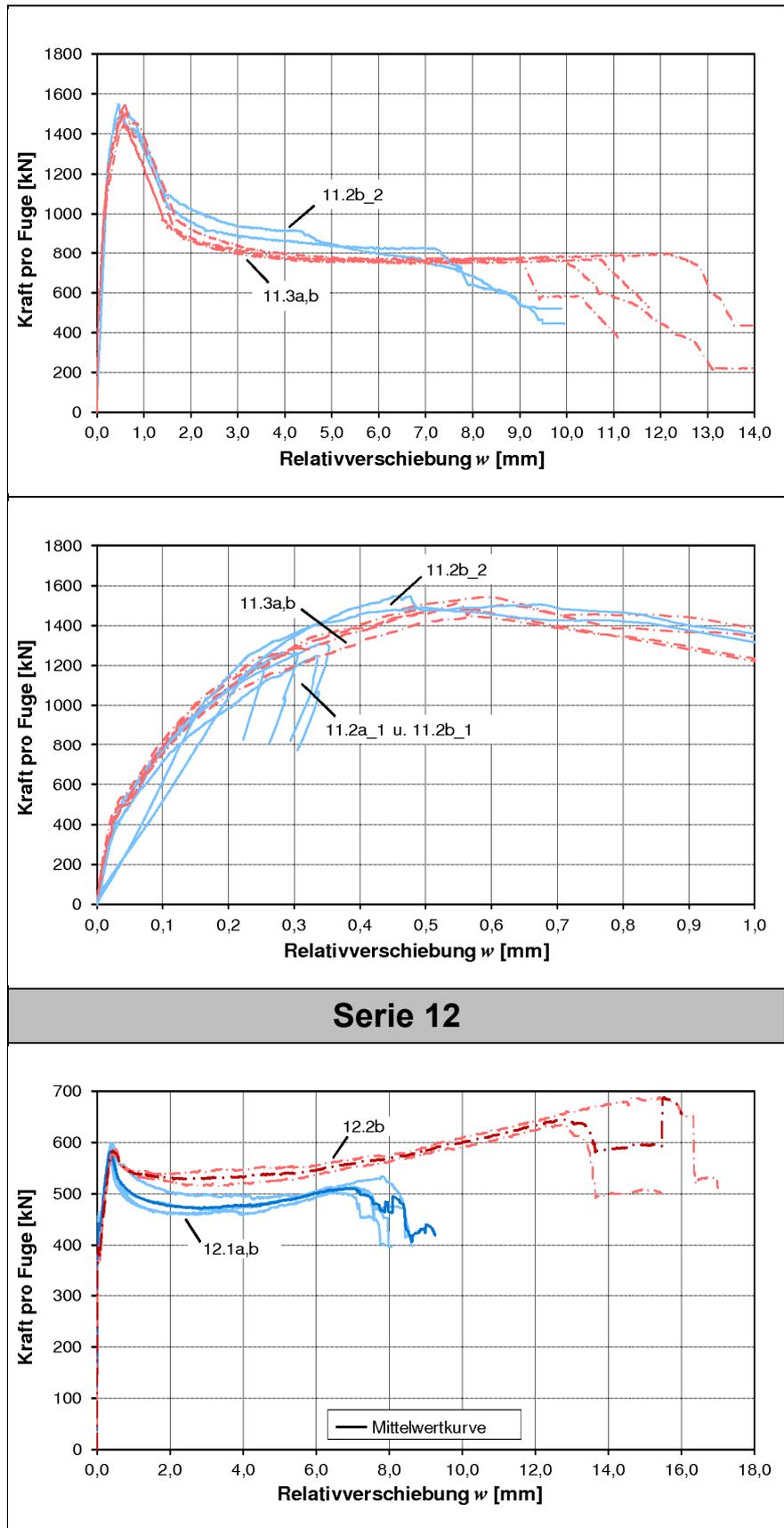


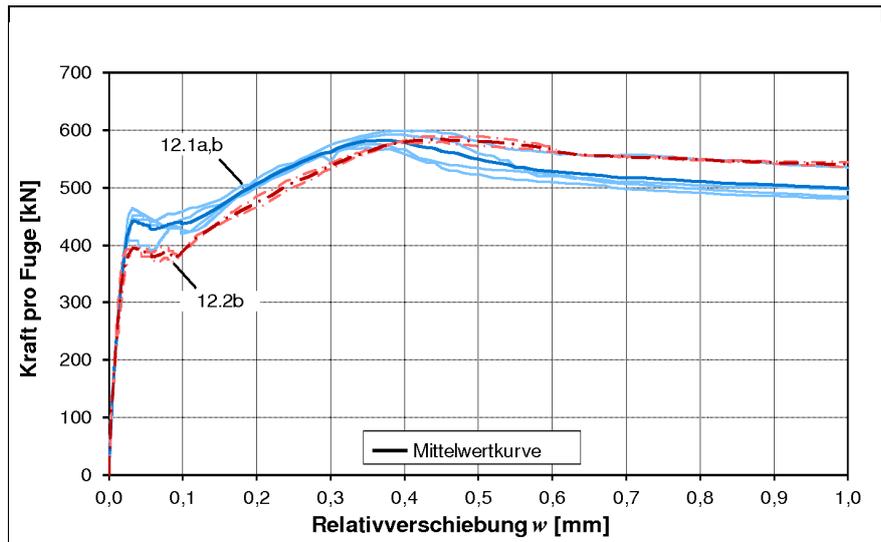




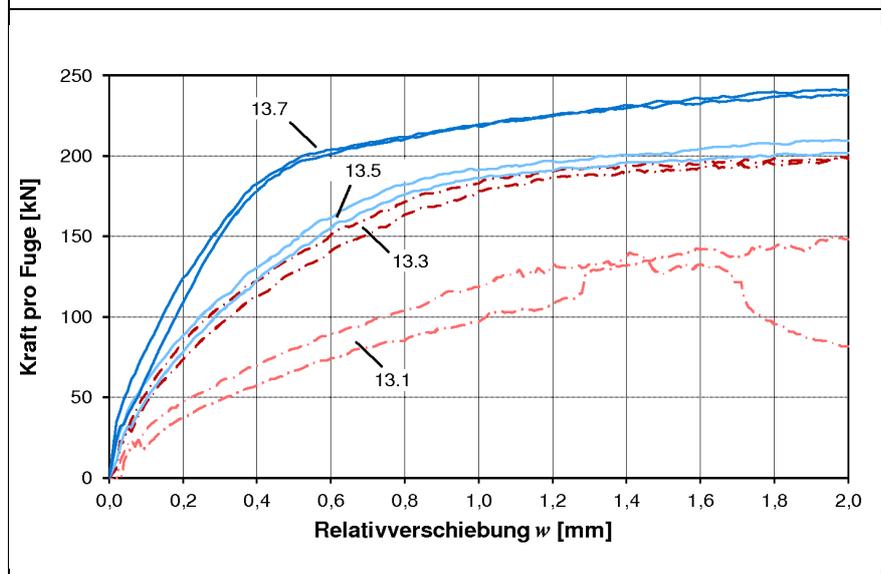
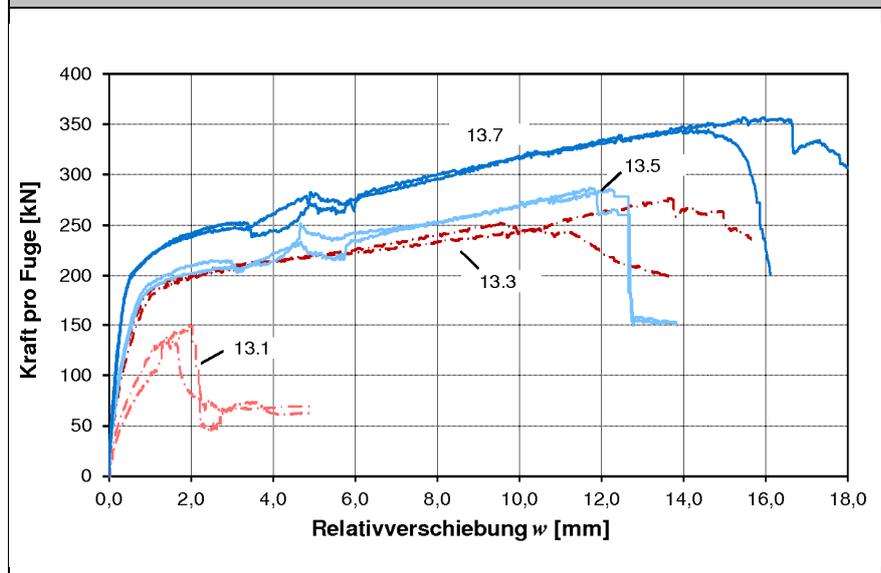
Serie 11

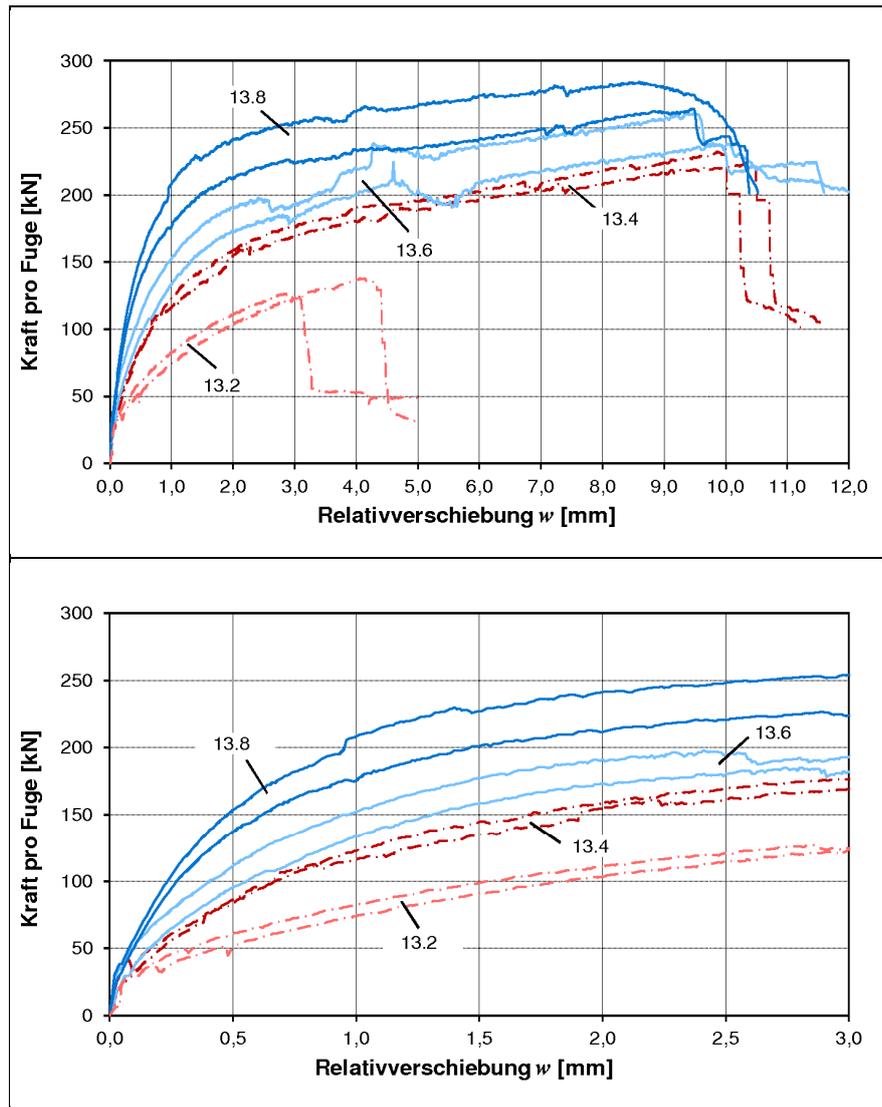






Serie 13





Anhang B Eigene Bauteilversuche

B.1 Materialeigenschaften

Materialeigenschaften zum Prüfzeitpunkt

Versuchskörper	Alter bei Prüfung				$f_{cm,cyl,150}$ N/mm ²	E_{cm} N/mm ²		$f_{cm,n}$ N/mm ²	$f_{gcm,pr,40}$ N/mm ²	$f_{gt,n}$ N/mm ²	$f_{cm,surf}$ N/mm ²	Bez. Mischungen	
	Platten, Steg	1. Klebung u. Verfüllung	Δd Haftzüge zur Prüfung	Δd Prüfkörper zur Prüfung		Platten, Steg	Verfüllung					Platten	Platten, Steg
B1a	100	16	13	0	178,4	-	53387	31,4	137,2	17,8	7,1	B1M1	-
B1b	105	14	8	1	175,8	-	53013	28,3	137,4	15,0	7,5	B1M1	-
B1c	108	15	5	0	177,9	-	51653	33,6	135,4	15,4	6,8	B1M2	-
B2	93	23	26	-1	175,1	145,6	52124	36,3	161,5	17,9	7,4	B1M2	MPA104
B3	63	33	6	1	164,1	155,7	52229	22,2	159,6	20,7	6,7	B1M3	MPA103
B4a	58	30	11	0	162,1	164,2	52165	27,2	158,8	22,7	6,9	B1M3	MPA102
B4b	49	15	48	0	167,8	145,6	53578	28,5	134,9	19,3	8,1	B2M3	MPA106
B4c	45	13	52	0	167,3	142,7	52443	31,4	122,3	16,8	8,2	B2M3	MPA105
B5	60	14	37	0	172,8	156,7	54633	-	-	-	7,6	B2M4	MPA108
B6	56	32	13	1	161,8	166,7	51563	33,3	151,3	23,8	6,7	B1M2	MPA101
B7	55	16	34	0	165,3	147,6	54358	36,0	122,6	16,4	7,6	B2M4	MPA107
B8	74	13	15	9	178,1	143,7	-	42,1	134,0	18,3	7,3	B2M2	MPA110
B9	69	-	-	1	166,9	-	53160	32,1	-	-	-	B2M2	-
B10	63	15	34	0	169,3	160,7	54003	27,3	142,0	18,6	7,9	B2M1	MPA109
B11	67	14	22	0	166,8	-	53421	29,1	137,9	18,0	7,9	B2M1	-
B12	61	-	-	1	171,2	-	53127	36,4	-	-	-	B2M2	-
B13	70	-	-	4	161,0	-	51122	31,1	-	-	-	B2M1	-
B14	53	-	-	0	166,7	-	52748	-	-	-	-	B2M3	-

Materialeigenschaften der Mischungen

Mischung	Rohdichte ρ_c kg/dm ³	Luftporen- gehalt LP %	Fließmaß a mm	Druckfestigkeit $f_{cm, cy, t, 150}$			E-Modul E_{cm}			Biegezugfestigkeit $f_{ctm, fl}$		
				28d N/mm ²	14d N/mm ²	7d N/mm ²	28d N/mm ²	14d N/mm ²	7d N/mm ²	28d N/mm ²	14d N/mm ²	7d N/mm ²
B1M1	2,56	1,90	640	153,4	145,1	-	52647	48145	-	26	31	-
B1M2	2,53	2,10	620	165,3	136,3	125,5	52649	50064	45902	36	34	30
B1M3	2,5	2,30	620	150,2	134,5	-	51351	48457	-	26	26	-
B2M1	-	3,20	660	170,5	143,3	-	51720	50602	-	28	26	-
B2M2	-	-	620	167,1	141,4	-	52018	48365	-	37	32	-
B2M3	-	-	630	160,5	145,6	-	50347	49392	-	31	29	-
B2M4	-	3,20	610	163,1	148,1	-	51048	49152	-	33	34	-
MPA101	2,581	2,20	470	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MPA102	2,579	2,20	545	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MPA103	2,531	2,80	505	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MPA104	2,536	2,70	630	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MPA105	2,537	2,00	250	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MPA106	2,541	1,90	640	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MPA107	2,588	1,90	630	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MPA108	2,567	2,20	535	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MPA109	2,568	2,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MPA110	2,569	2,10	580	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Anmerkungen: B1M1 bis B2M4: ELO Beton-Mischungen; MPA101 bis MPA110: MPA BAU TUM-Mischungen
 Betonagetag 1 (B1): Mischung 1 (M1), Mischung 2 (M2), Mischung 3 (M3)
 Betonagetag 2 (B2): Mischung 1 (M1), Mischung 2 (M2), Mischung 3 (M3), Mischung 4 (M4)

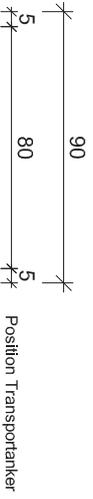
Fugenstärken der Klebefugen

Fugenabschnitt	t_v [mm]
B1cL	4
B1cR	4
B1bL	5
B1bR	5
B2R	5
B3L	4
B3R	4
B4aR	5
B4bL	6
B4bR	6
B4cL	6
B4cR	6
B6L	4
B6R	4
B7L	6
B7R	6
B8L	6
B8R	6
B11L	6
B11R	5

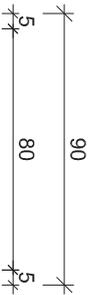
B.2 Schal- und Bewehrungspläne

Plattenbalken B1a, B1b, B1c, M 1:25

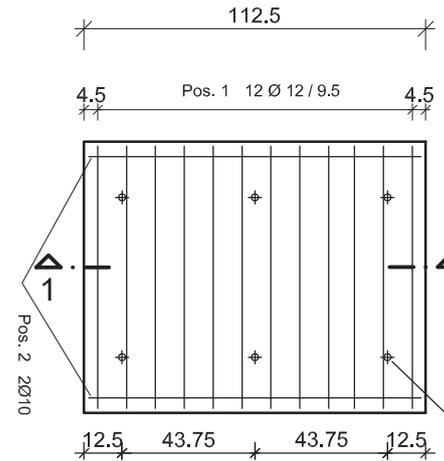
6 Gurtplatten außen



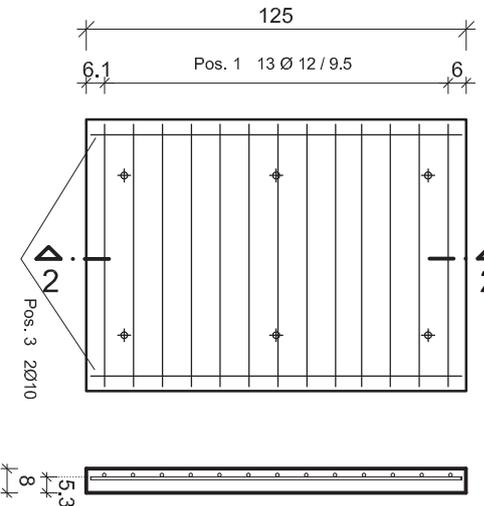
3 Gurtplatten innen



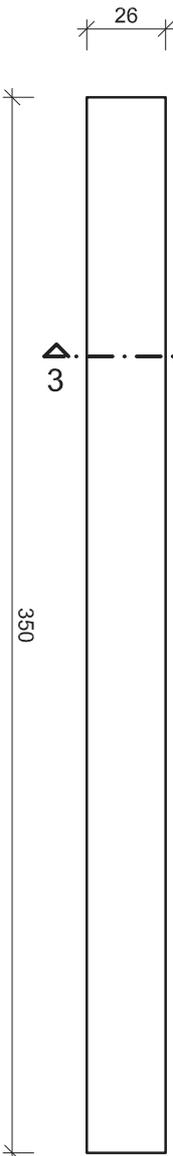
Schnitt 1-1



Schnitt 2-2



3 Stege



Stahlliste

①	111 Ø 12 l = 87 cm
②	12 Ø 10 l = 109,5
③	6 Ø 10 l = 122

Materialien:

Beton:

B5Q, o.VB.,
2,5 Vol.-% Fas.

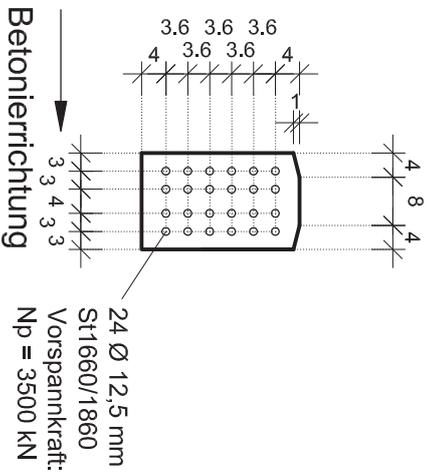
Baustahl:

B500B

Spannstahl:

St 1660/1860

Schnitt 3-3, M 1:12,5



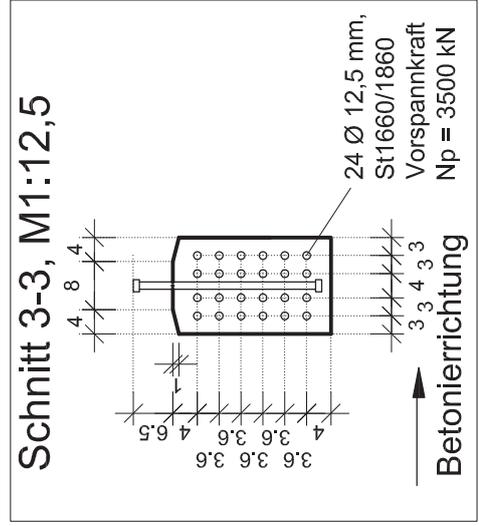
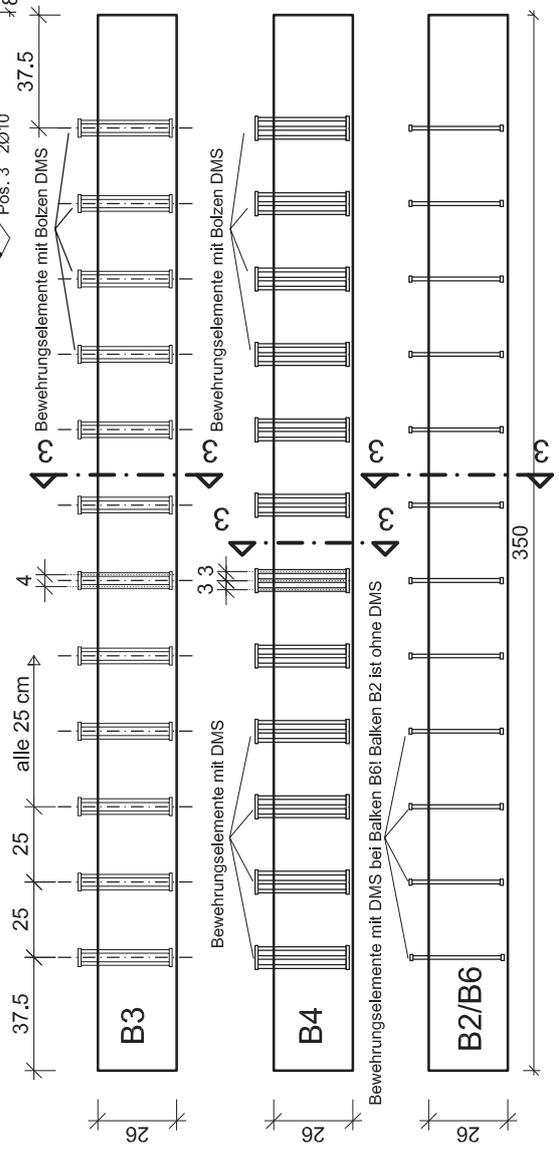
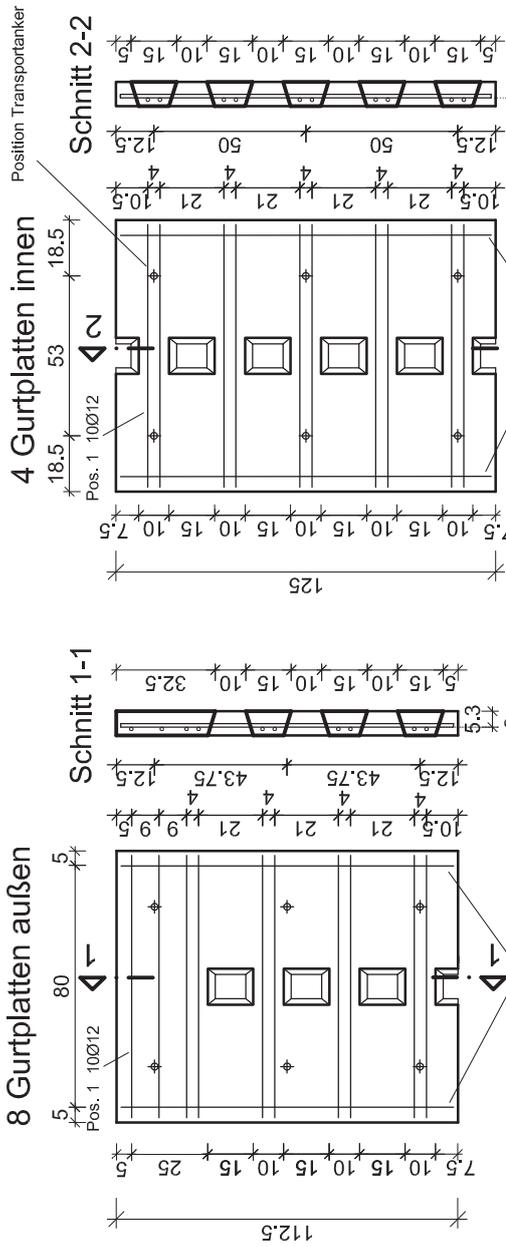
Plattenbalken B2, B3, B4a und B6, M 1:25

Materialien:
 Beton: B5Q, o.WB.,
 2,5 Vol.-% Fas.
 Baustahl: B500B
 Spannstahl: St 1660/1860



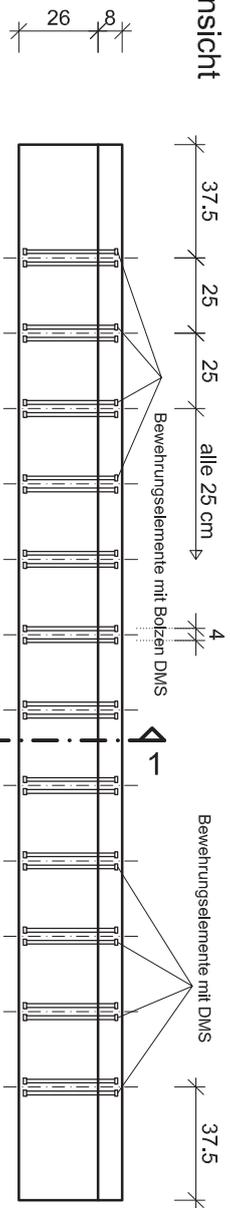
Stahlliste

①	120 Ø 12 l = 87 cm
②	16 Ø 10 l = 109,5
③	8 Ø 10 l = 122

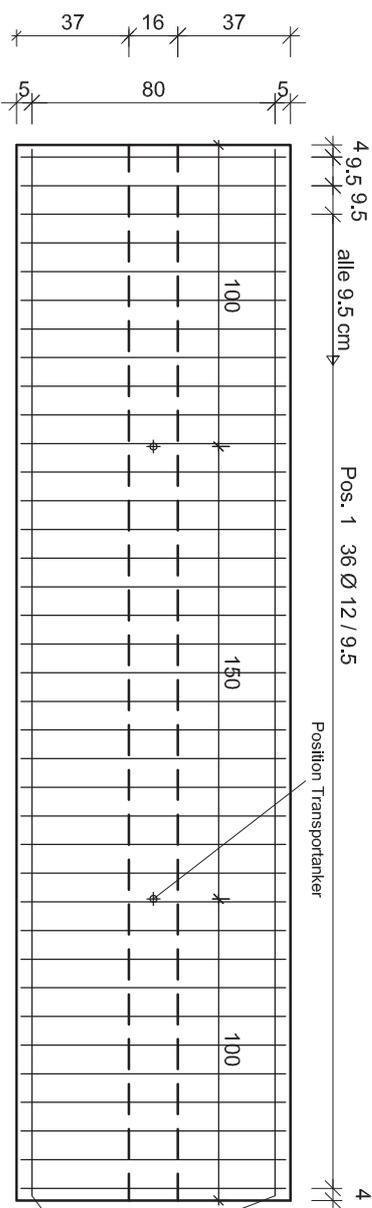


Plattenbalken B9, M 1:25

Ansicht



Draufsicht

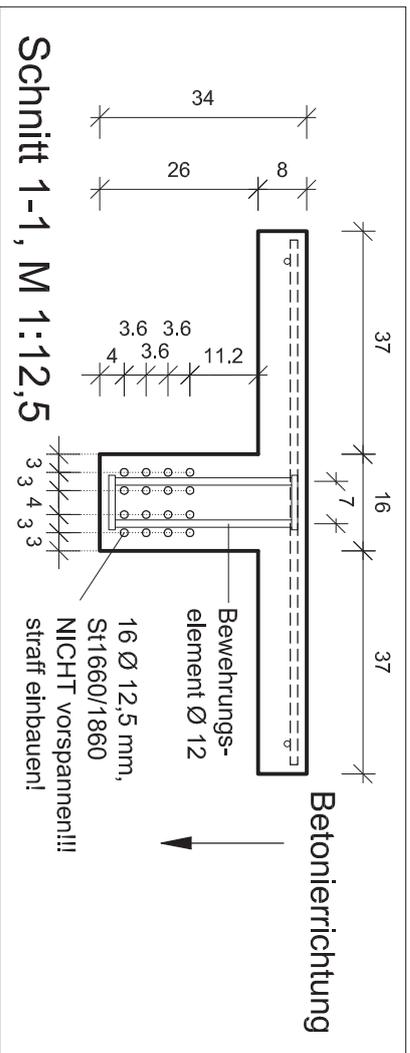


Materialien:

- Beton: B5Q, o.WB., 2,5 Vol.-% Fas.
- Bastahl: B500B
- Spannstahl: St 1660/1860

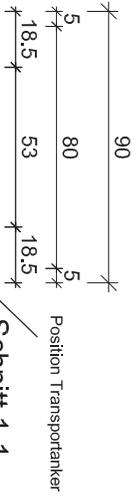
Stahlliste

①	—	36 Ø 12 l = 87 cm
②	—	2 Ø 10 l = 347

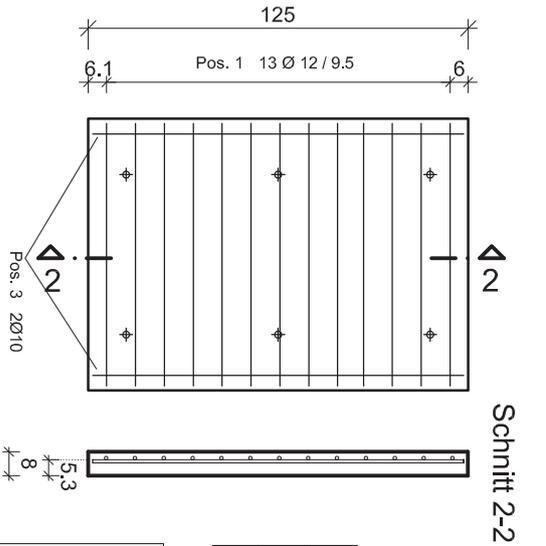


Plattenbalken B11 und Steg B12, M 1:25

2 Gurtplatten außen



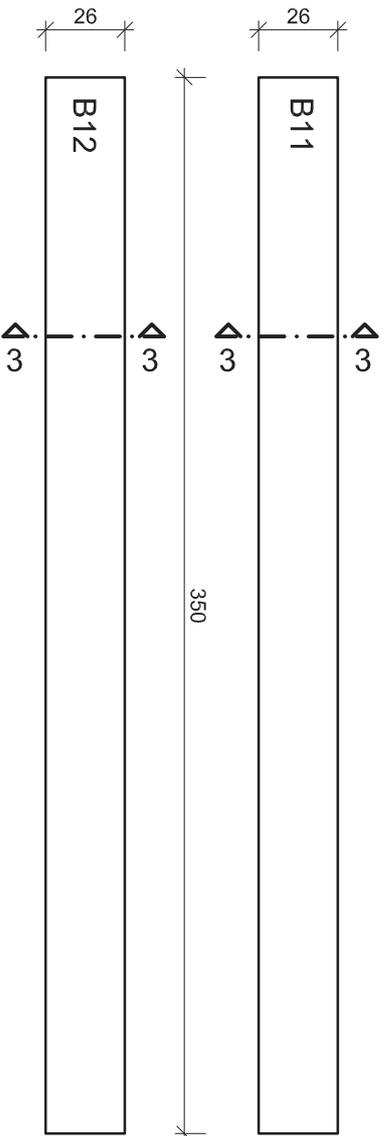
1 Gurtplatten innen



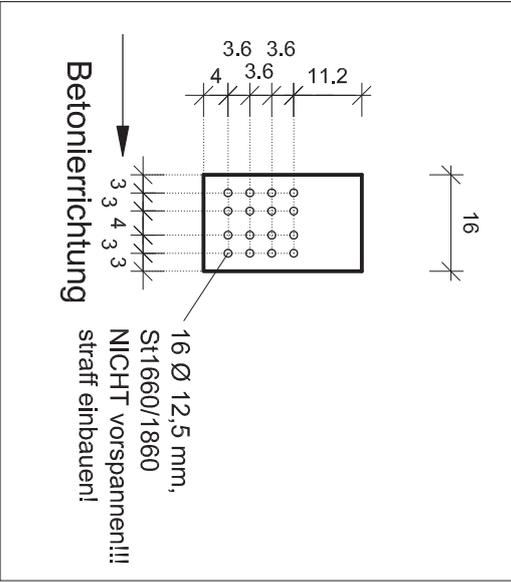
Materialien:
 Beton: B5Q, o.WB.,
 2,5 Vol.-% Fas.
 Baustahl: B500B
 Spannstahl: St 1660/1860

Stahlliste

①	—	37 Ø 12 l = 87 cm
②	—	4 Ø 10 l = 109,5
③	—	2 Ø 10 l = 122

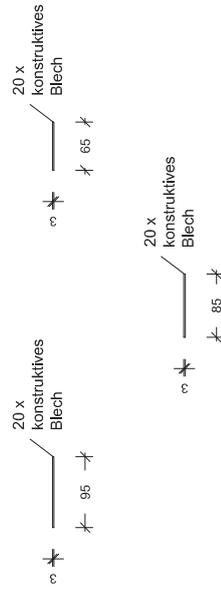
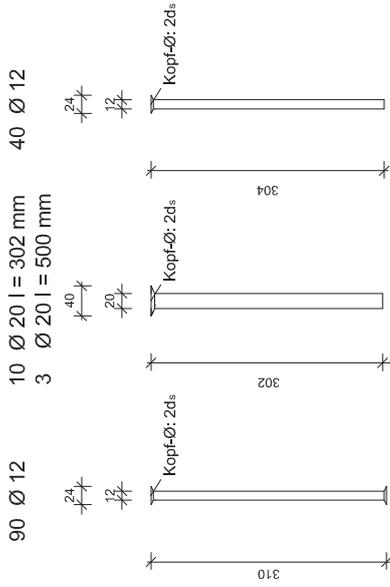


Schnitt 3-3, M 1:12,5



Bestellliste Bewehrungselemente, M 1:10

①	 <p>90 Ø 12 = 310 mm</p>
②	 <p>10 Ø 20 = 302 mm 3 Ø 20 = 500 mm</p>
③	 <p>40 Ø 12 = 304 mm</p>
④	<p>5 Ø 20 = 500 mm ohne Köpfe</p>
⑤	<p>5 Ø 12 = 500 mm ohne Köpfe</p>

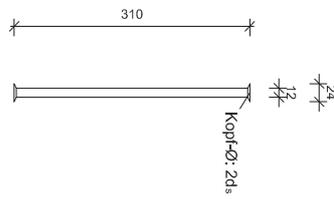


Material: Bewehrungsstahl B500B

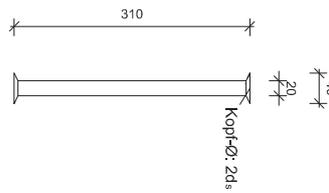
Bestellliste Bewehrungselemente, M 1:10

①	250 Ø 12 l = 310 mm
②	22 Ø 20 l = 310 mm

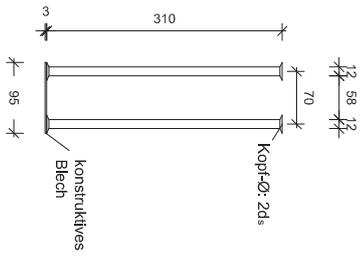
22 Ø 12



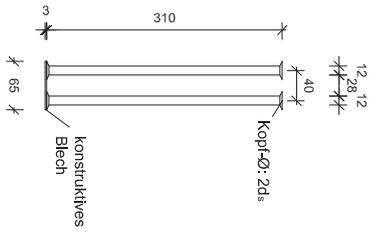
22 Ø 20



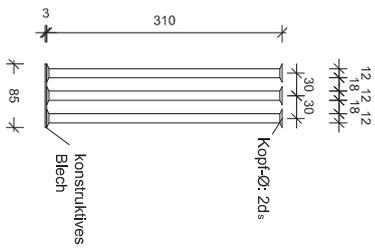
35 x 2 Ø 12, t = 2mm



40 x 2 Ø 12, t = 2mm

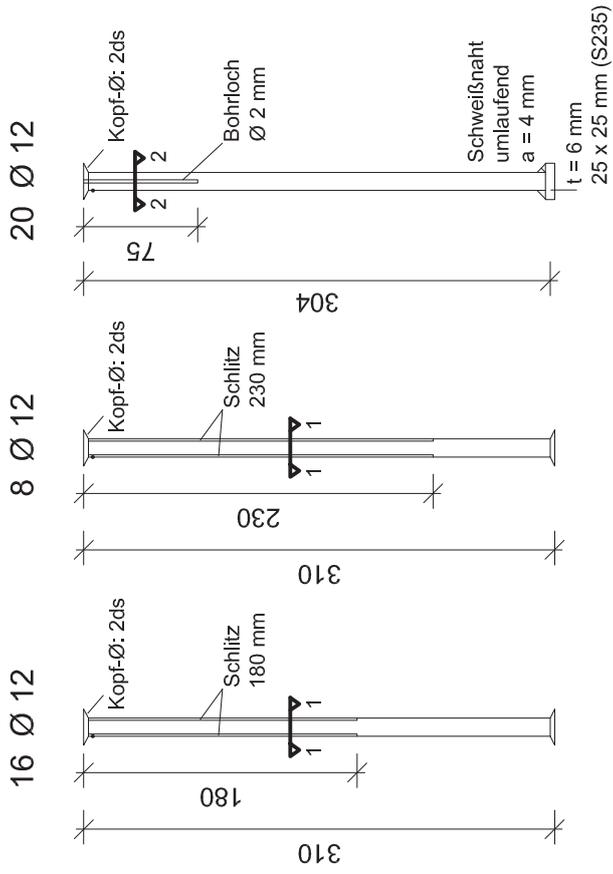


25 x 3 Ø 12, t = 2mm



Material: Bewehrungsstahl B500B

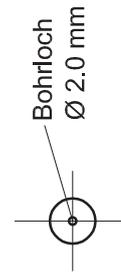
Bewehrungsstäbe mit Schlitzzen bzw. Bohrungen, M 1:5



Schnitt 1-1, M 1:2



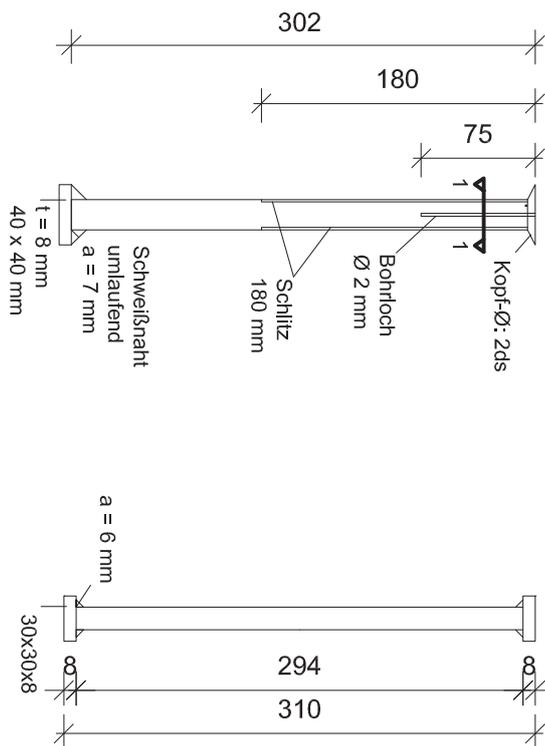
Schnitt 2-2, M 1:2



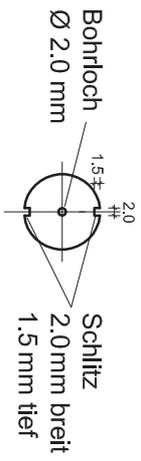
Bewehrungsstäbe $\varnothing 20$ und $\varnothing 15$, M 1:5

4 $\varnothing 20$ (B500B)

12 $\varnothing 15$ (St 900/1100)

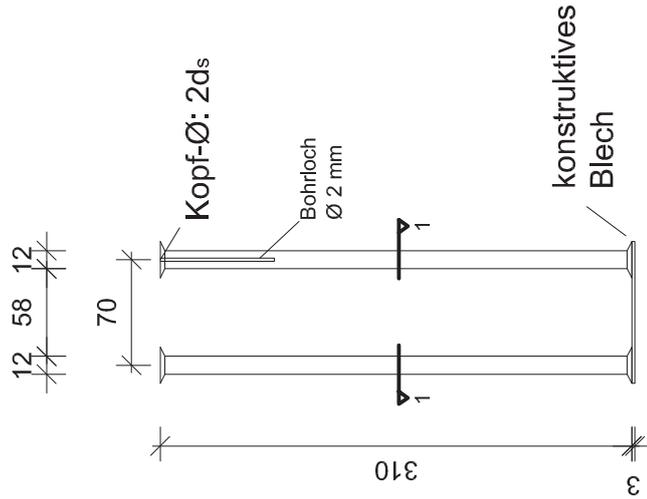


Schnitt 1-1, M 1:2



Bewehrungselemente mit gebohrten Bewehrungsstäben, M 1:5

8 x 2 Ø 12, t = 2mm

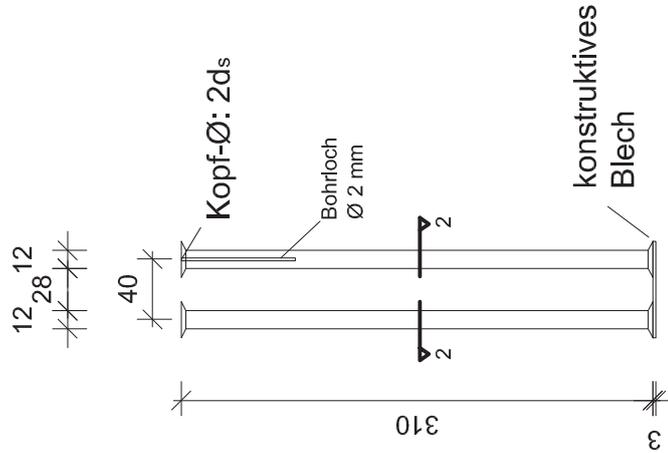


95

Schnitt 1-1



4 x 2 Ø 12, t = 2mm

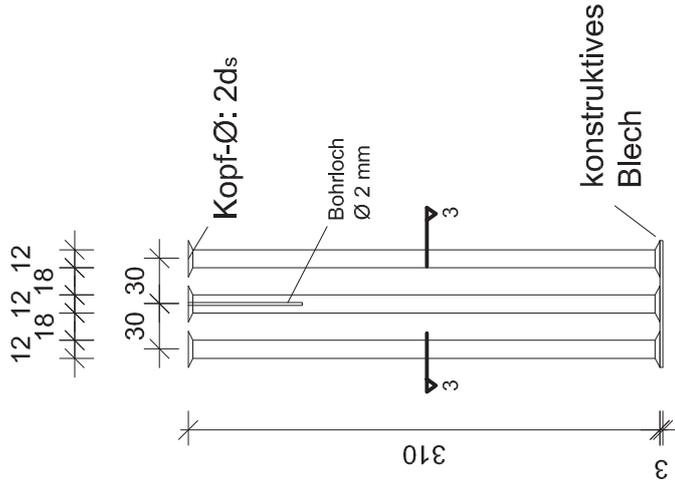


65

Schnitt 2-2



8 x 3 Ø 12, t = 2mm



85

Schnitt 3-3

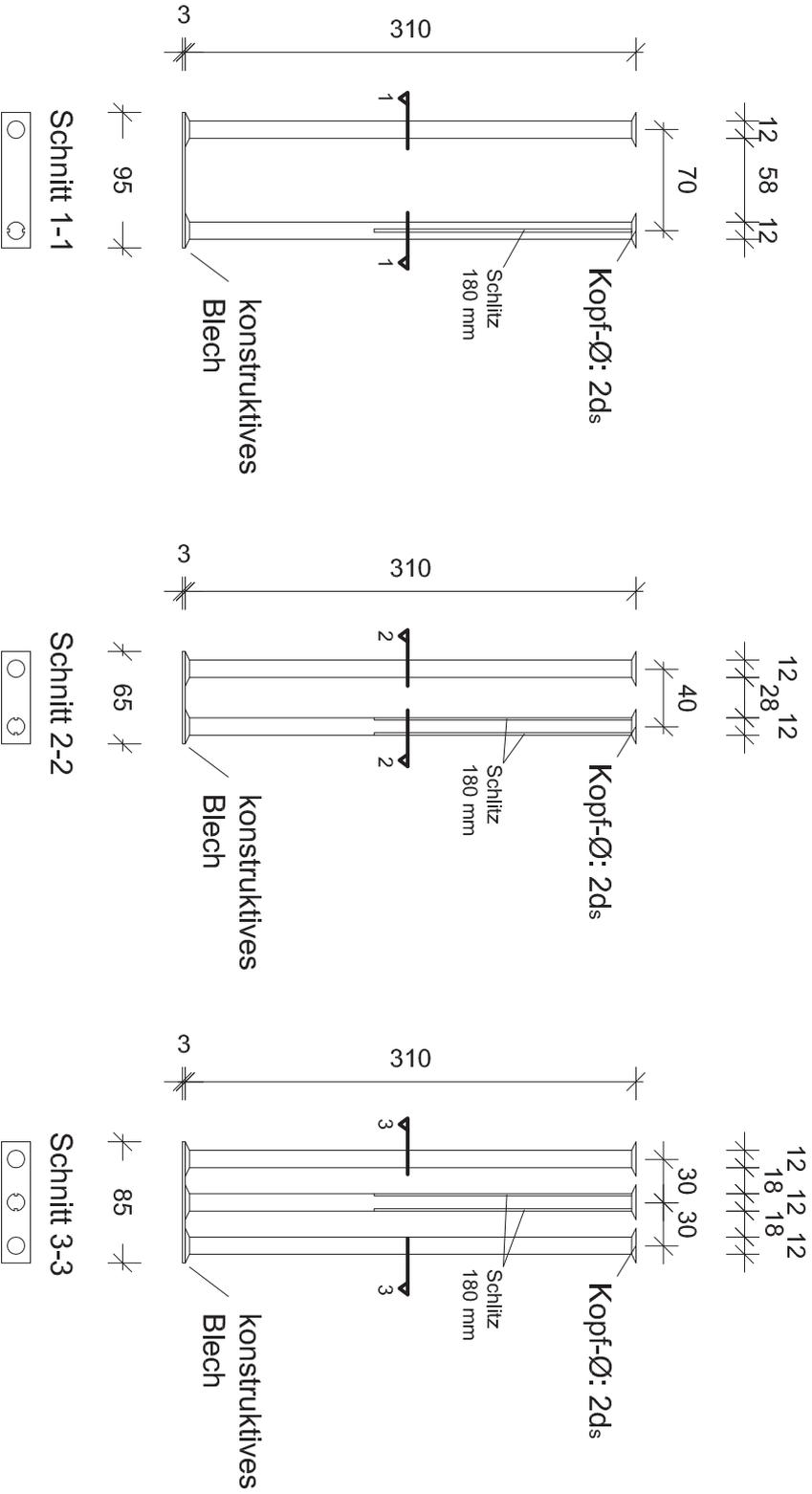


Bewehrungselemente mit geschlitzten Bewehrungsstäben, M 1:5

8 x 2 Ø 12, t = 2mm

8 x 2 Ø 12, t = 2mm

8 x 3 Ø 12, t = 2mm



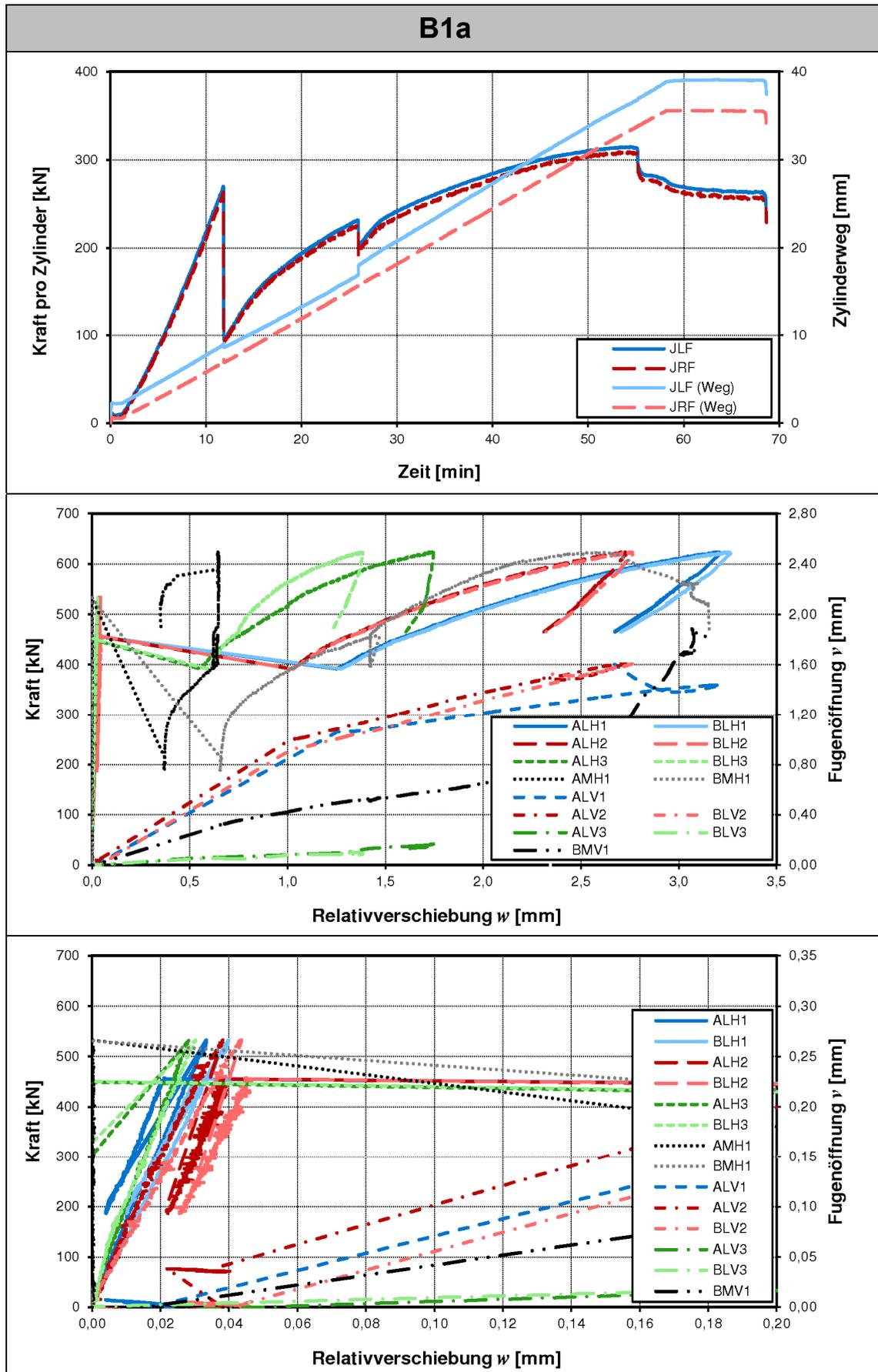
B.3 Versuchsergebnisse

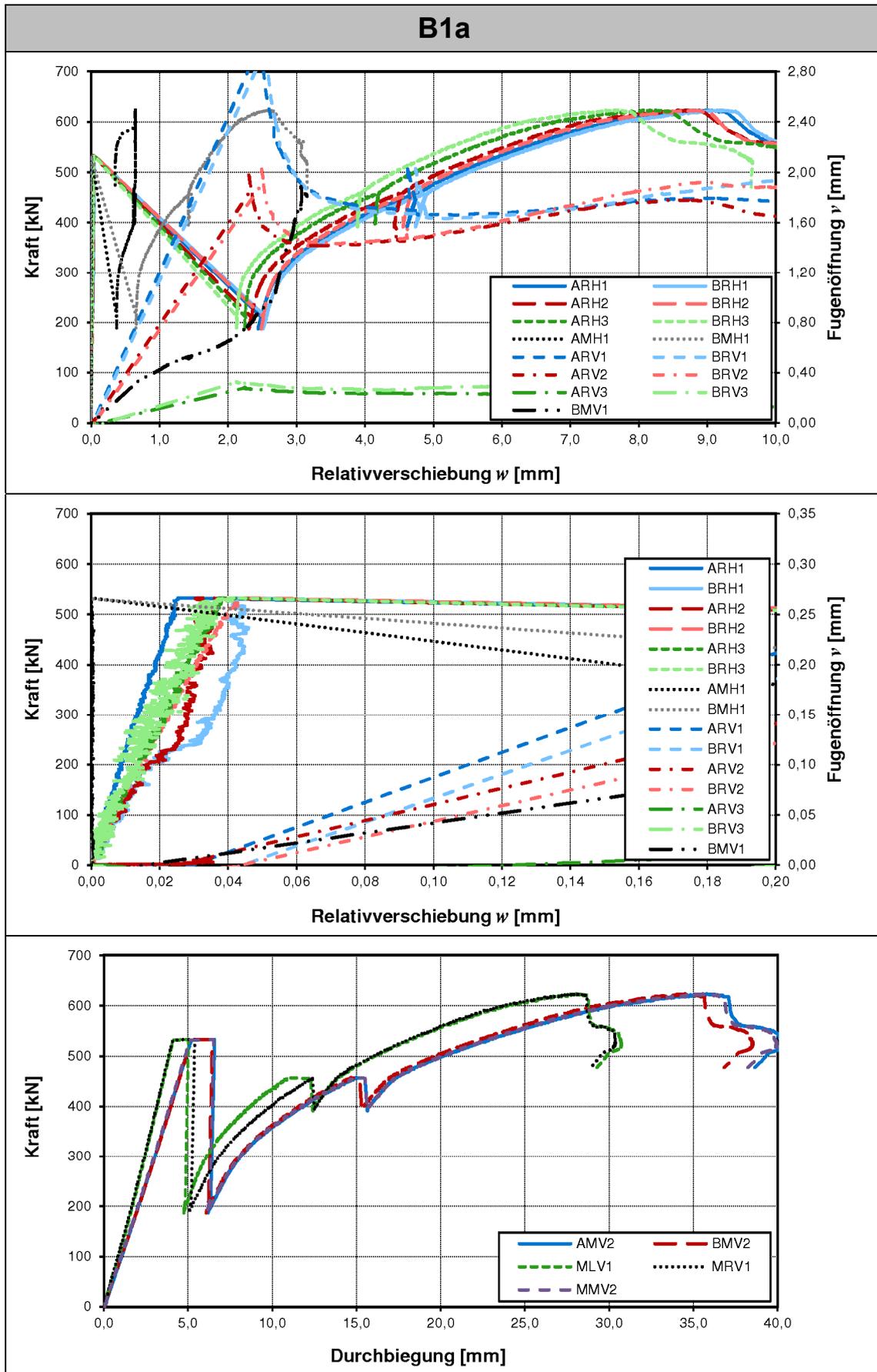
Berechnung der Adhäsionstragfähigkeit und plastischen Tragfähigkeit der Fugenabschnitte

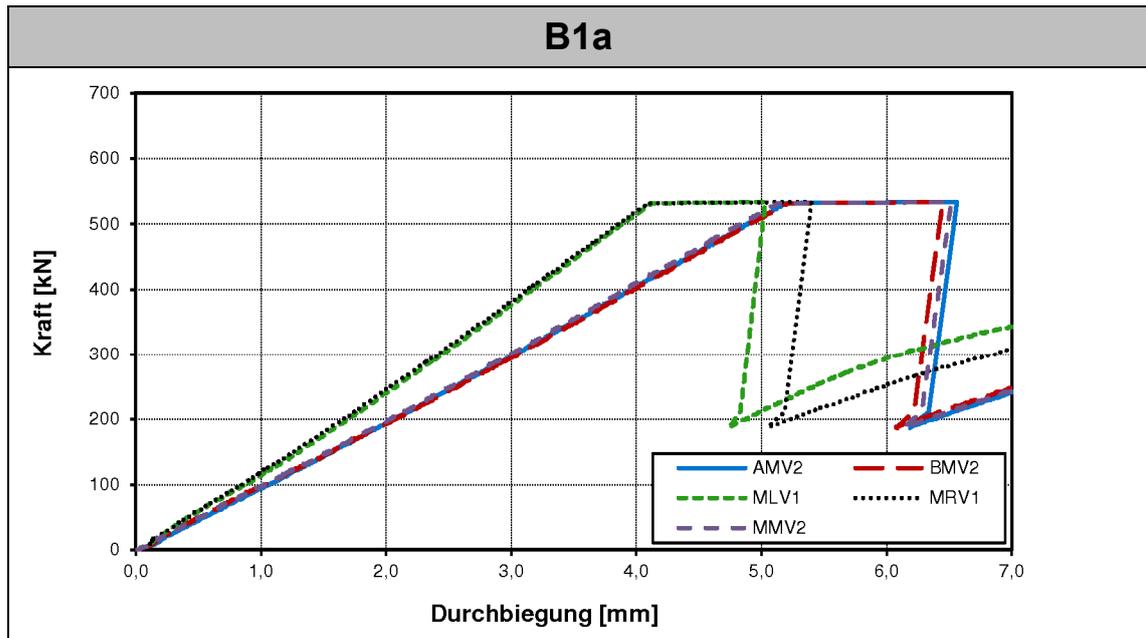
VK	d	f_c	z_{ad}	z_{pl}	b_v	F_{ad}	$\sigma_{N,ad}$	τ_{ad}	$\tau_{ad} - \sigma_{N,ad}$	F_{pl}	$\sigma_{N,pl}$	τ_{pl}	$\tau_{pl} - \sigma_{N,pl}$
	cm	N/mm ²	cm	cm	cm	kN	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kN	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
B10L	24,6	169,3	24,3	23,9	16	305	1,0	3,9	3,0	752	2,3	9,8	7,5
B10R	24,6	169,3	24,3	23,9	16	314	1,0	4,0	3,1	765	2,4	10,0	7,6
B11L	24,6	166,8	24,2	-	16	390	1,2	5,0	3,8	-	-	-	-
B11R	24,6	166,8	24,2	-	16	442	1,4	5,7	4,3	-	-	-	-

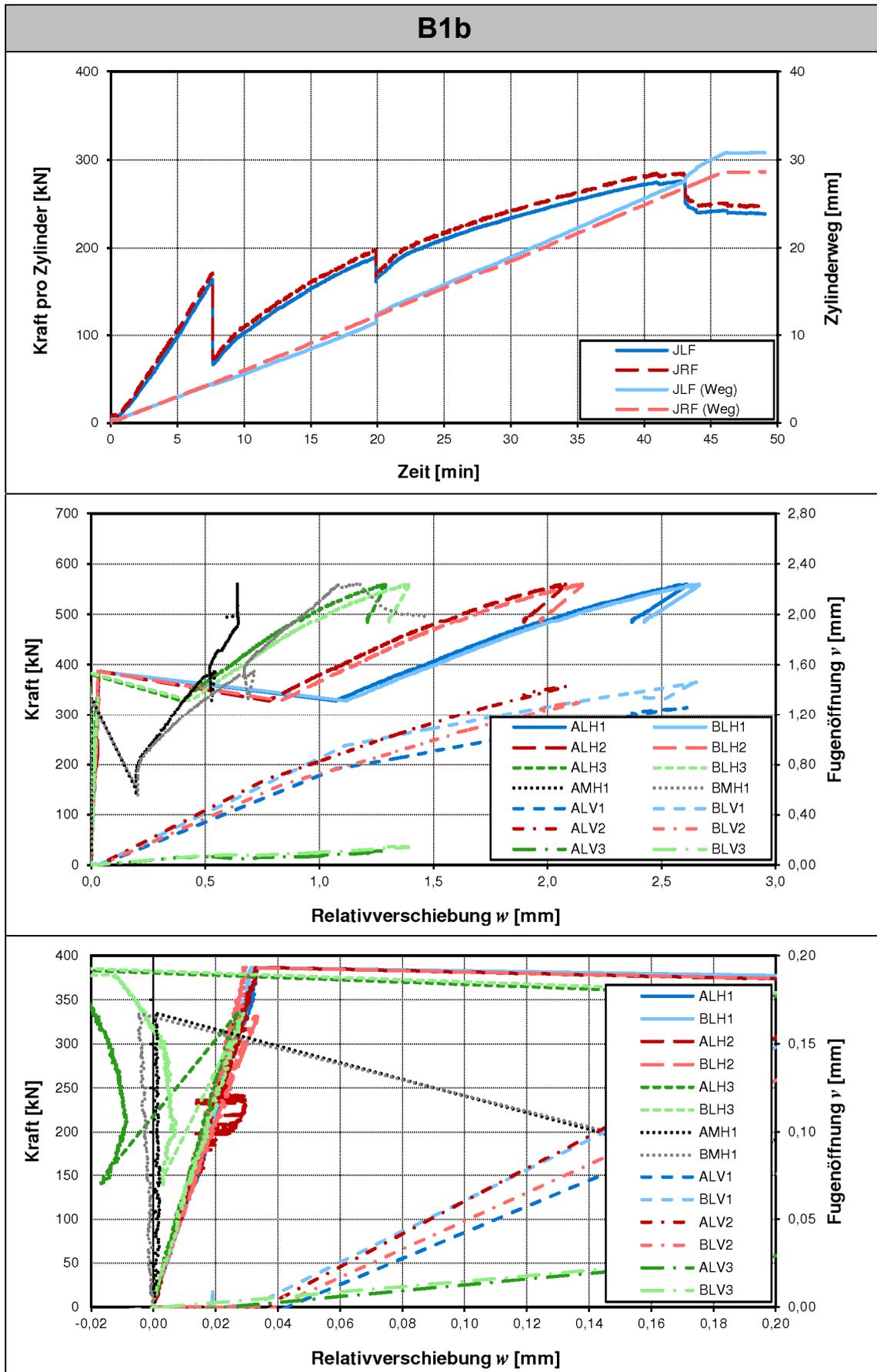
VK	E_{RSQ} N/mm ²	E_p N/mm ²	α_p	$A_{c,br}$ cm ²	$A_{c,i}$ cm ²	$A_{c,s,br}$ cm ²	$A_{c,s,i}$ cm ²	$z_{c,br,o}$ cm	$I_{c,br}$ cm ⁴	$z_{c,br,u}$ cm	z_{ep} cm	$z_{ep,i}$ cm	$z_{c,i,o}$ cm	$z_{c,i,u}$ cm	$S_{y,cIT,j}$ cm ³	I_{cIT} cm ⁴	b_v cm	F_{ad} kN	$\sigma_{N,ad}$ N/mm ²	τ_{ad} N/mm ²	$\tau_{ad} - \sigma_{N,ad}$ N/mm ²	F_{pl} kN	$\sigma_{N,pl}$ N/mm ²	τ_{pl} N/mm ²	$\tau_{pl} - \sigma_{N,pl}$ N/mm ²
B1bL	53013	191200	3,61	1136	1199	416	479	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	4887	110357	8	386	2,4	10,7	8,3	-	-	-	-
B1bR	53013	191200	3,61	1136	1199	416	479	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	4887	110357	8	334	2,1	9,3	7,2	-	-	-	-
B1cL	51663	191200	3,70	1136	1201	416	481	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	4901	110594	8	344	2,2	9,5	7,4	-	-	-	-
B1cR	51663	191200	3,70	1136	1201	416	481	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	4901	110594	8	344	2,2	9,5	7,4	-	-	-	-
B2L	52124	191200	3,67	1136	1200	416	480	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	4896	110510	8	240	1,5	6,7	5,2	270	1,7	7,5	5,8
B2R	52124	191200	3,67	1136	1200	416	480	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	4896	110510	8	267	1,7	7,4	5,7	277	1,7	7,7	5,9
B3L	52229	191200	3,66	1136	1200	416	480	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	4895	110492	8	92	0,6	2,5	2,0	339	2,1	9,4	7,3
B3R	52229	191200	3,66	1136	1200	416	480	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	4895	110492	8	177	1,1	4,9	3,8	314	2,0	8,7	6,7
B4aL	52165	191200	3,67	1136	1200	416	480	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	4896	110503	8	195	1,2	5,4	4,2	501	3,1	13,9	10,7
B4aR	52165	191200	3,67	1136	1200	416	480	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	4896	110503	8	199	1,2	5,5	4,3	459	2,9	12,7	9,8
B4bL	53578	191200	3,57	1136	1198	416	478	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	4882	110261	8	280	1,7	7,7	6,0	679	4,2	18,8	14,5
B4bR	53578	191200	3,57	1136	1198	416	478	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	4882	110261	8	225	1,4	6,2	4,8	628	3,9	17,4	13,4
B4cL	52443	191200	3,65	1136	1200	416	480	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	4893	110455	8	253	1,6	7,0	5,4	710	4,4	19,7	15,2
B4cR	52443	191200	3,65	1136	1200	416	480	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	4893	110455	8	203	1,3	5,6	4,4	602	3,8	16,7	12,9
B5L	54633	191200	3,50	1136	1196	416	476	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	4871	110088	8	-	-	-	-	197	-	4,2	4,2
B5R	54663	191200	3,50	1136	1196	416	476	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	4871	110084	8	-	-	-	-	199	-	4,2	4,2
B6L	51563	191200	3,71	1136	1201	416	481	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	4902	110610	8	232	1,4	6,4	5,0	445	2,8	12,3	9,6
B6R	51563	191200	3,71	1136	1201	416	481	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	4902	110610	8	162	1,0	4,5	3,5	455	2,8	12,6	9,8
B7L	54358	191200	3,52	1136	1196	416	476	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	4874	110133	8	335	2,1	9,3	7,2	663	4,1	14,1	10,0
B7R	54358	191200	3,52	1136	1196	416	476	10,2	103473	23,8	10,8	10,2	10,8	23,2	487,4	110133	8	248	1,5	6,9	5,3	656	4,1	14,0	9,9

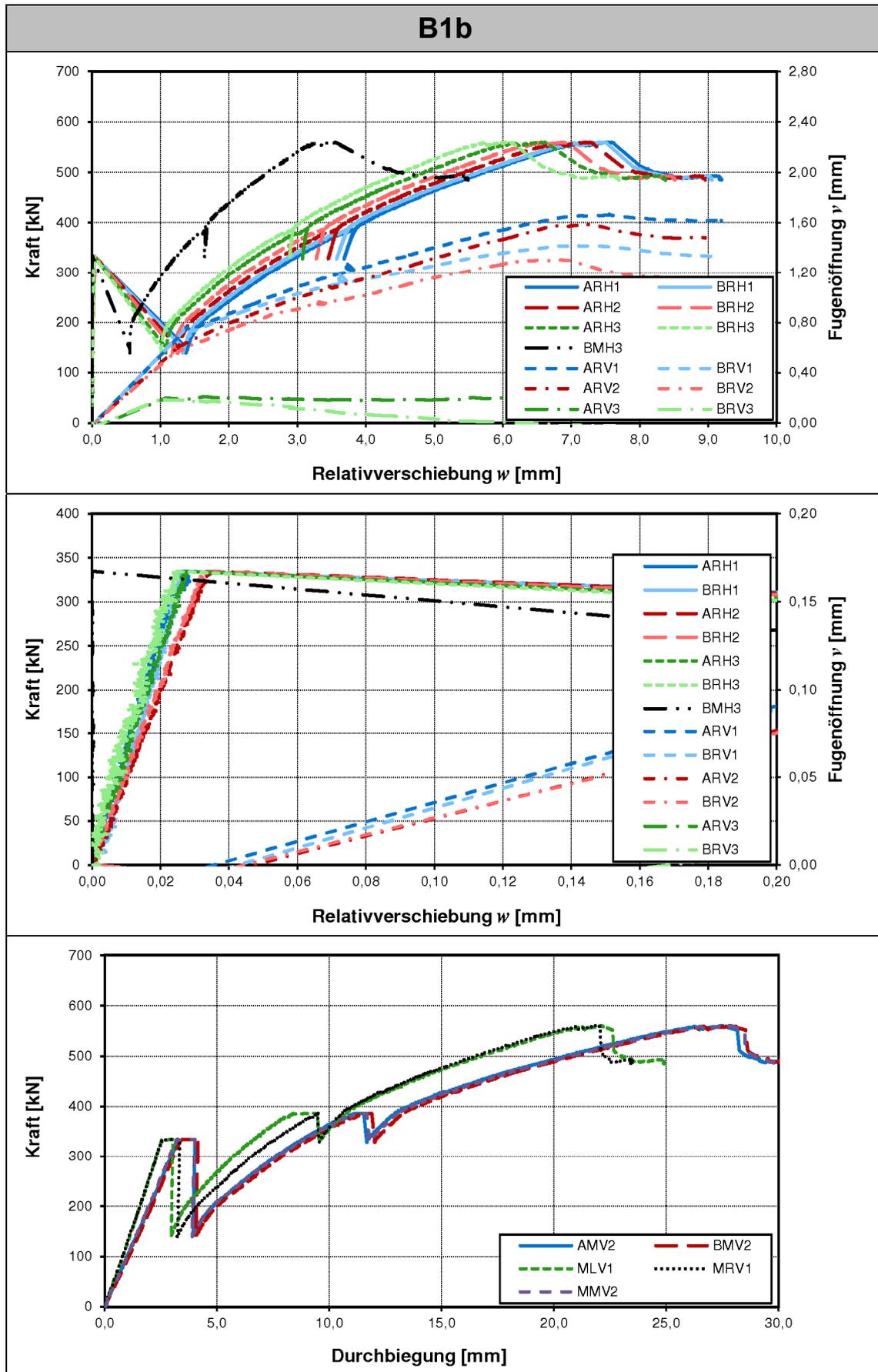
Versuchskurven

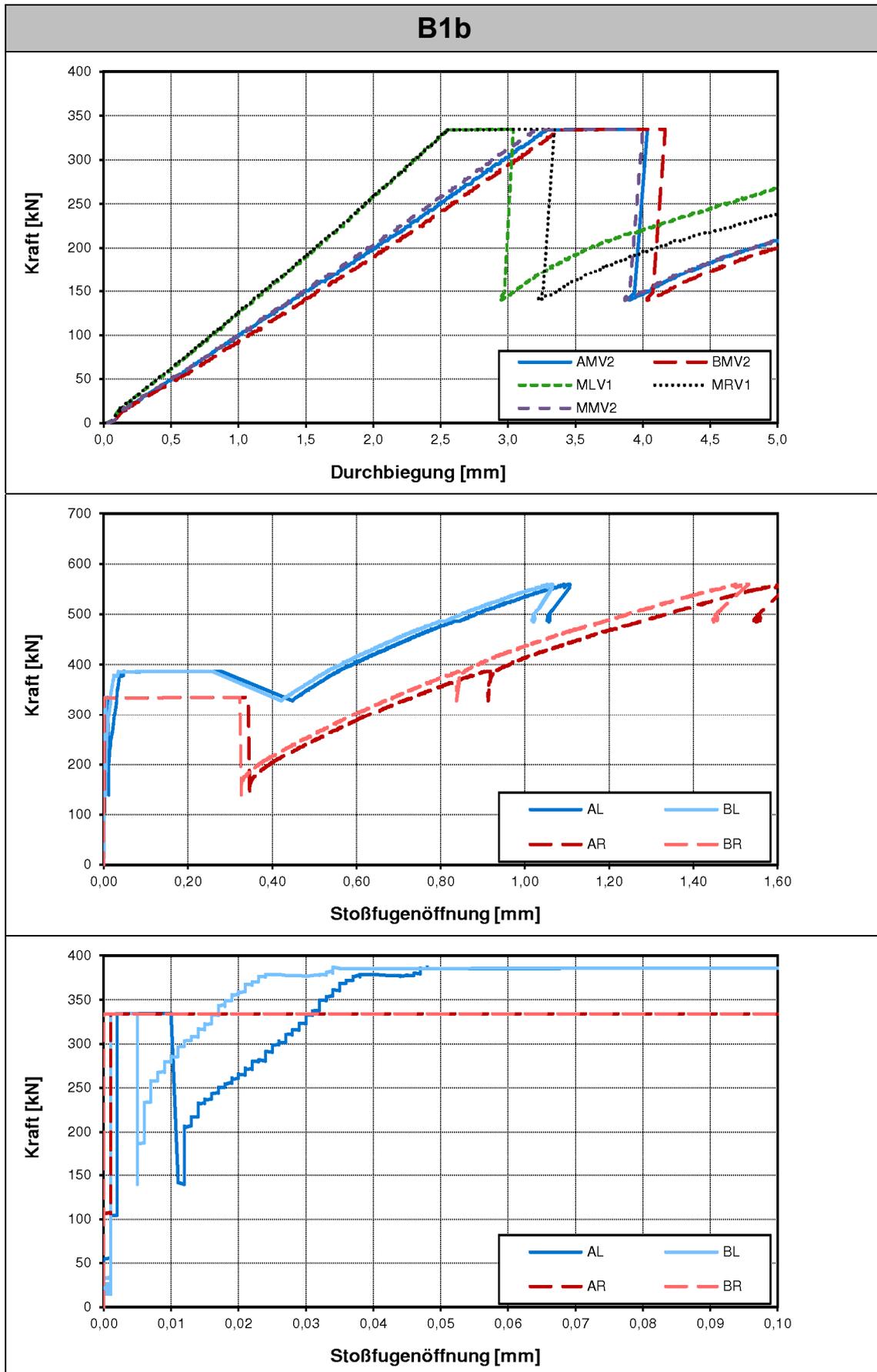


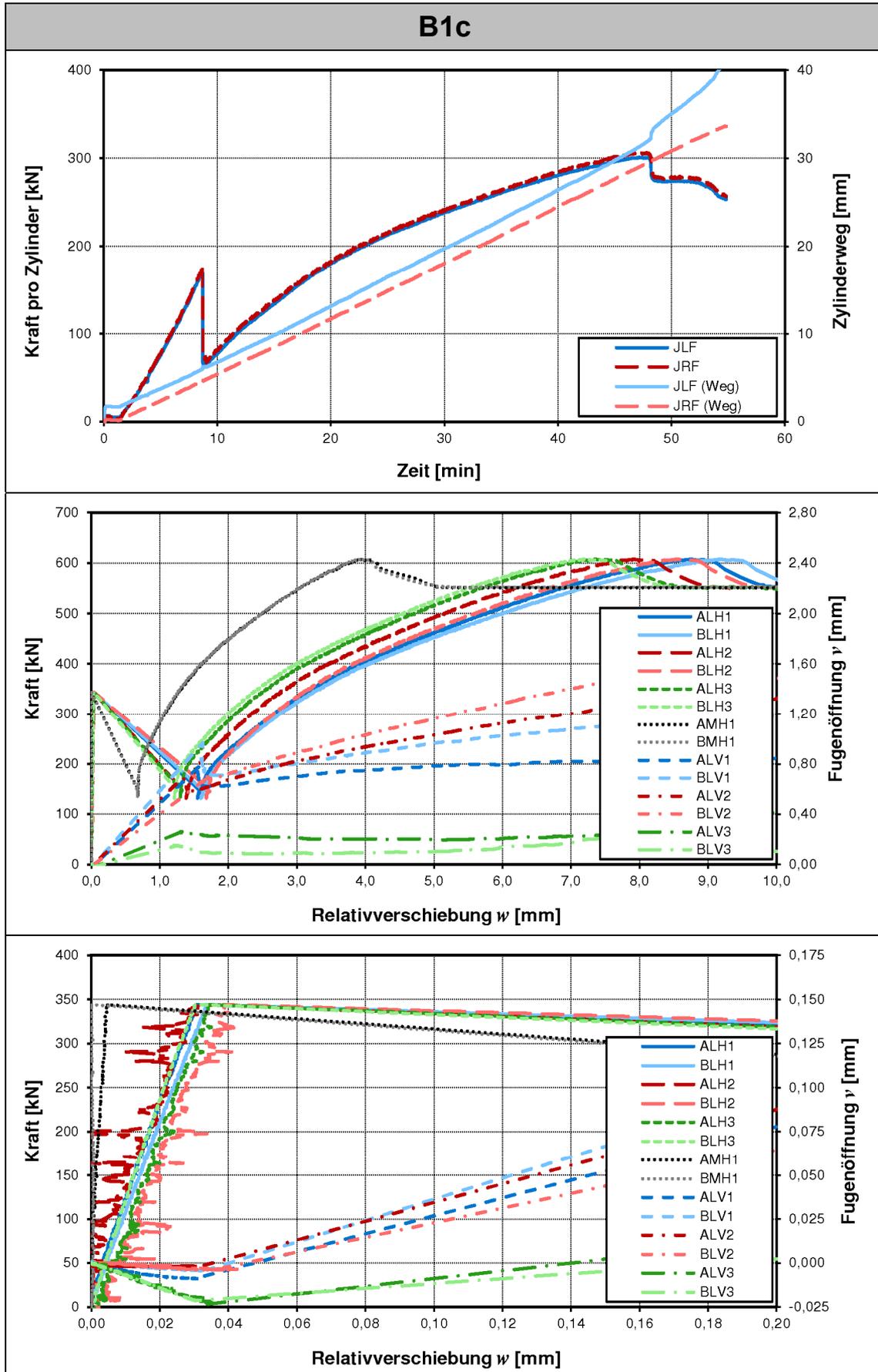


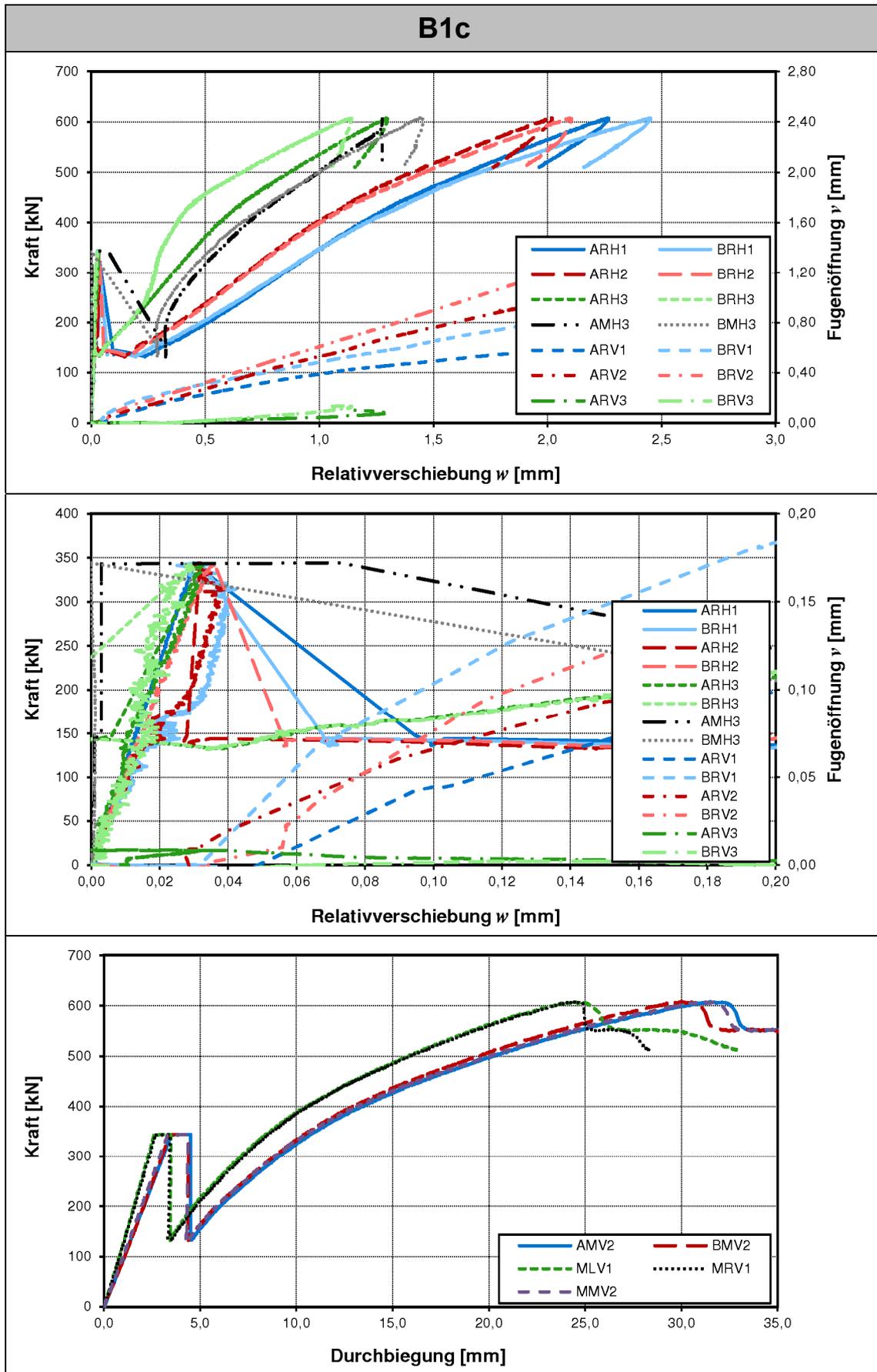


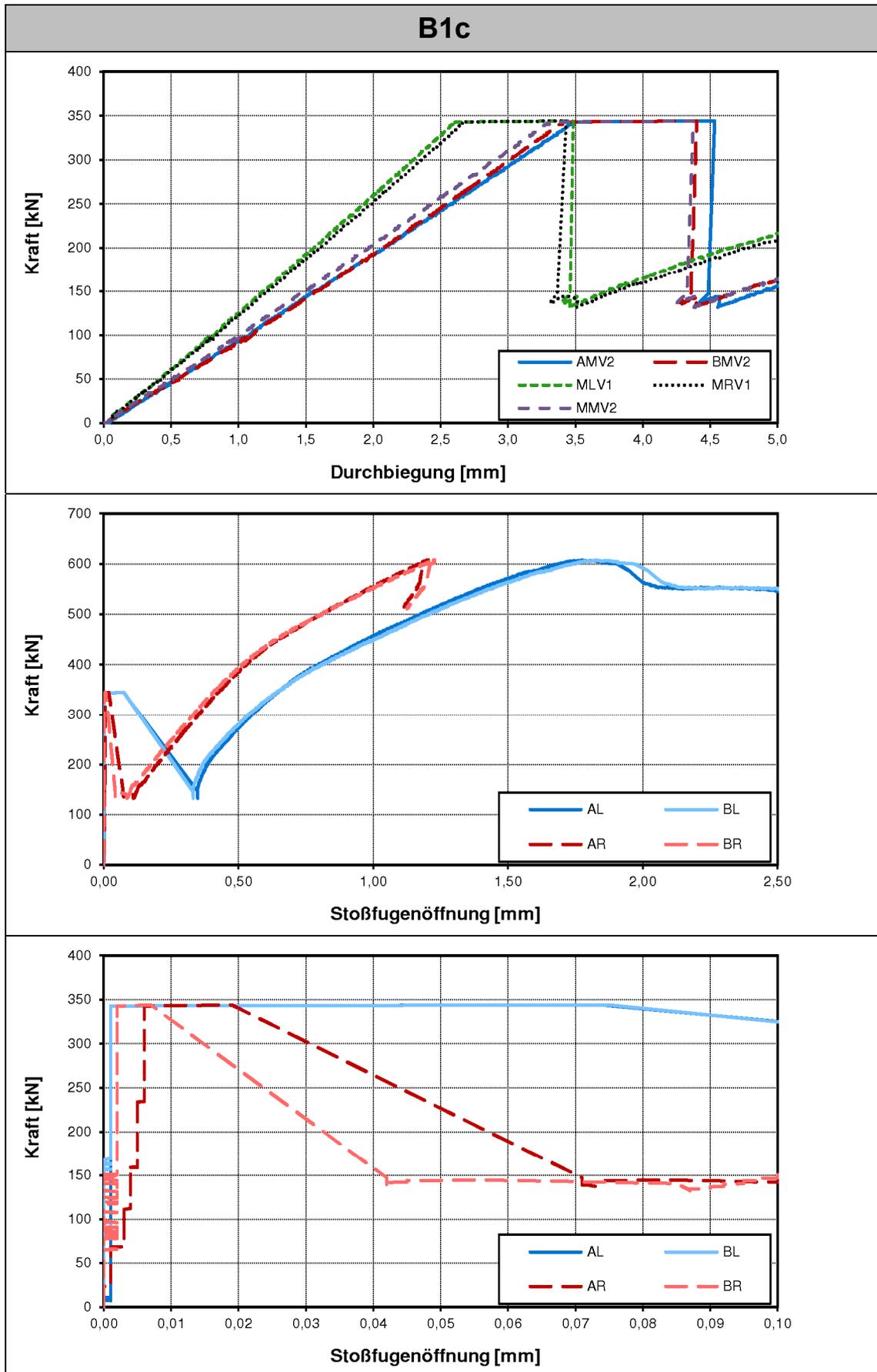


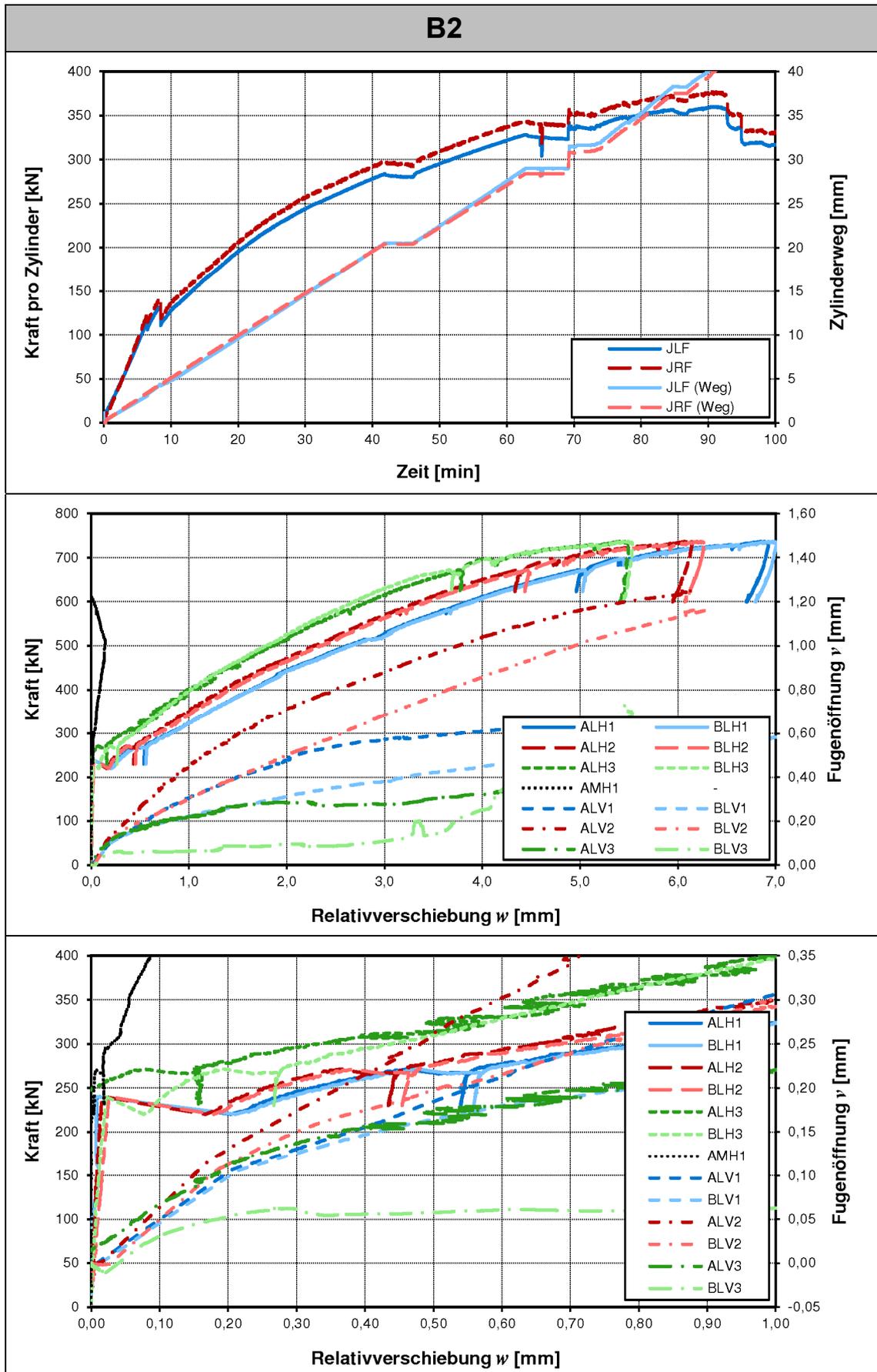


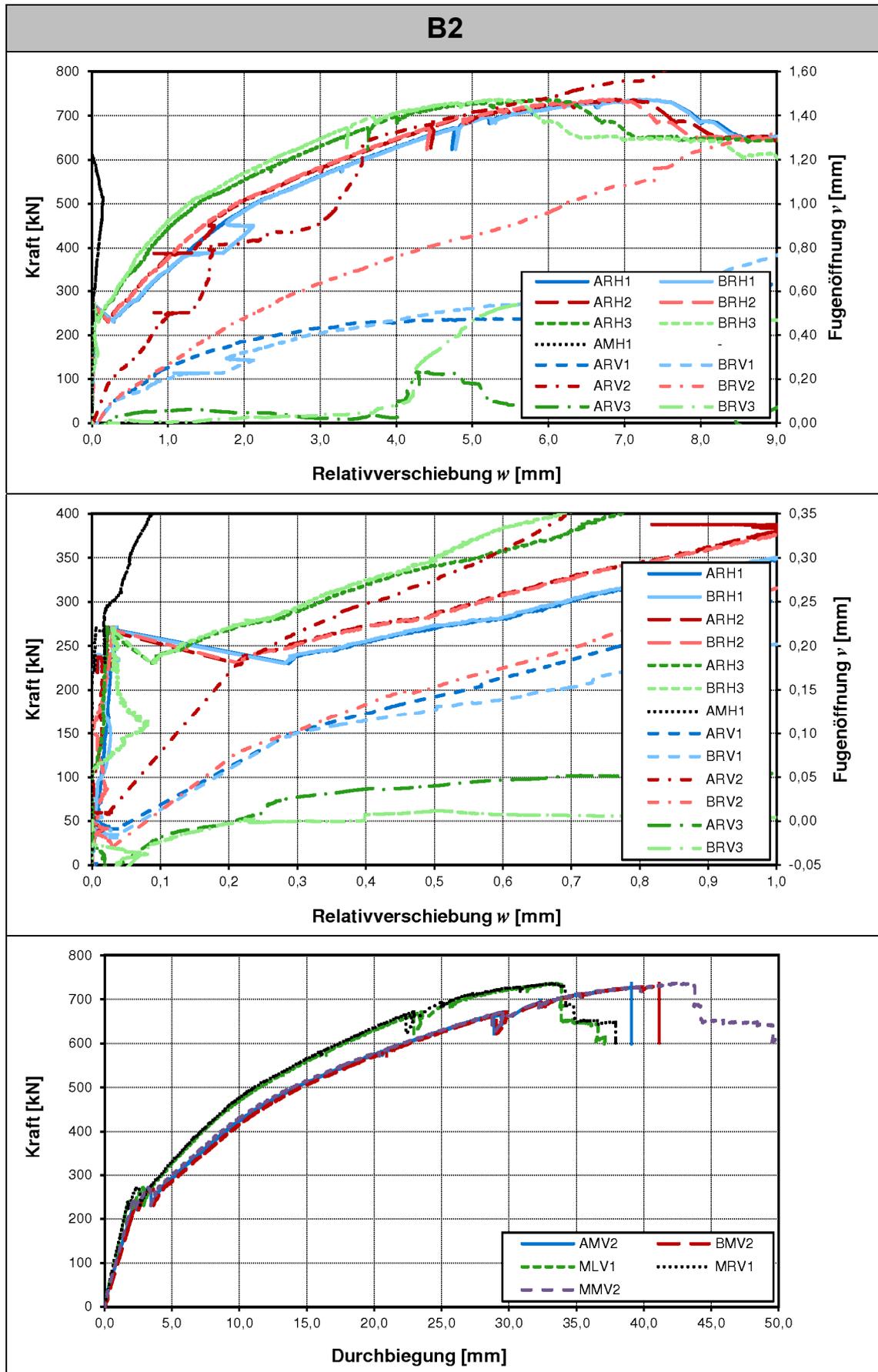


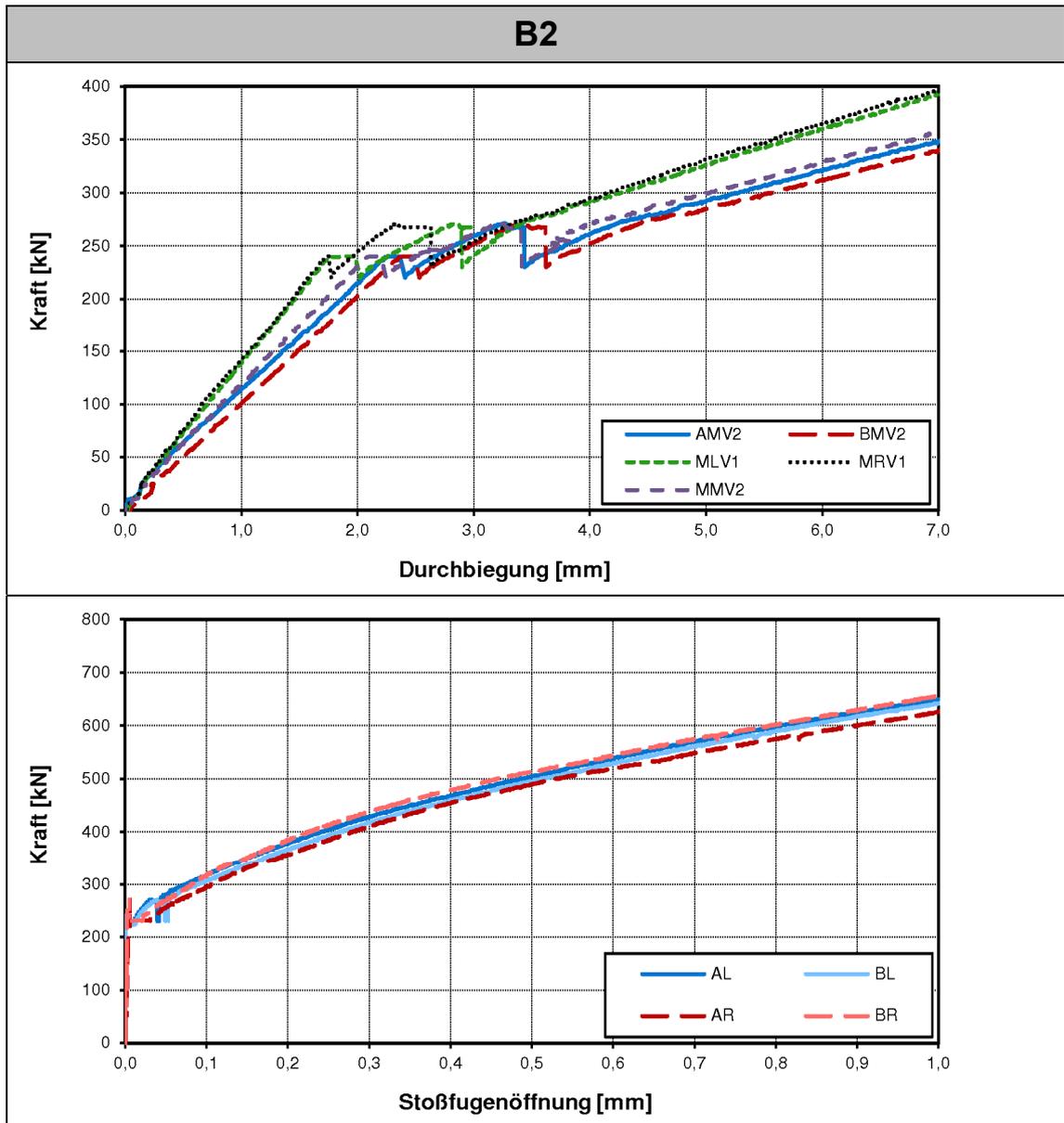


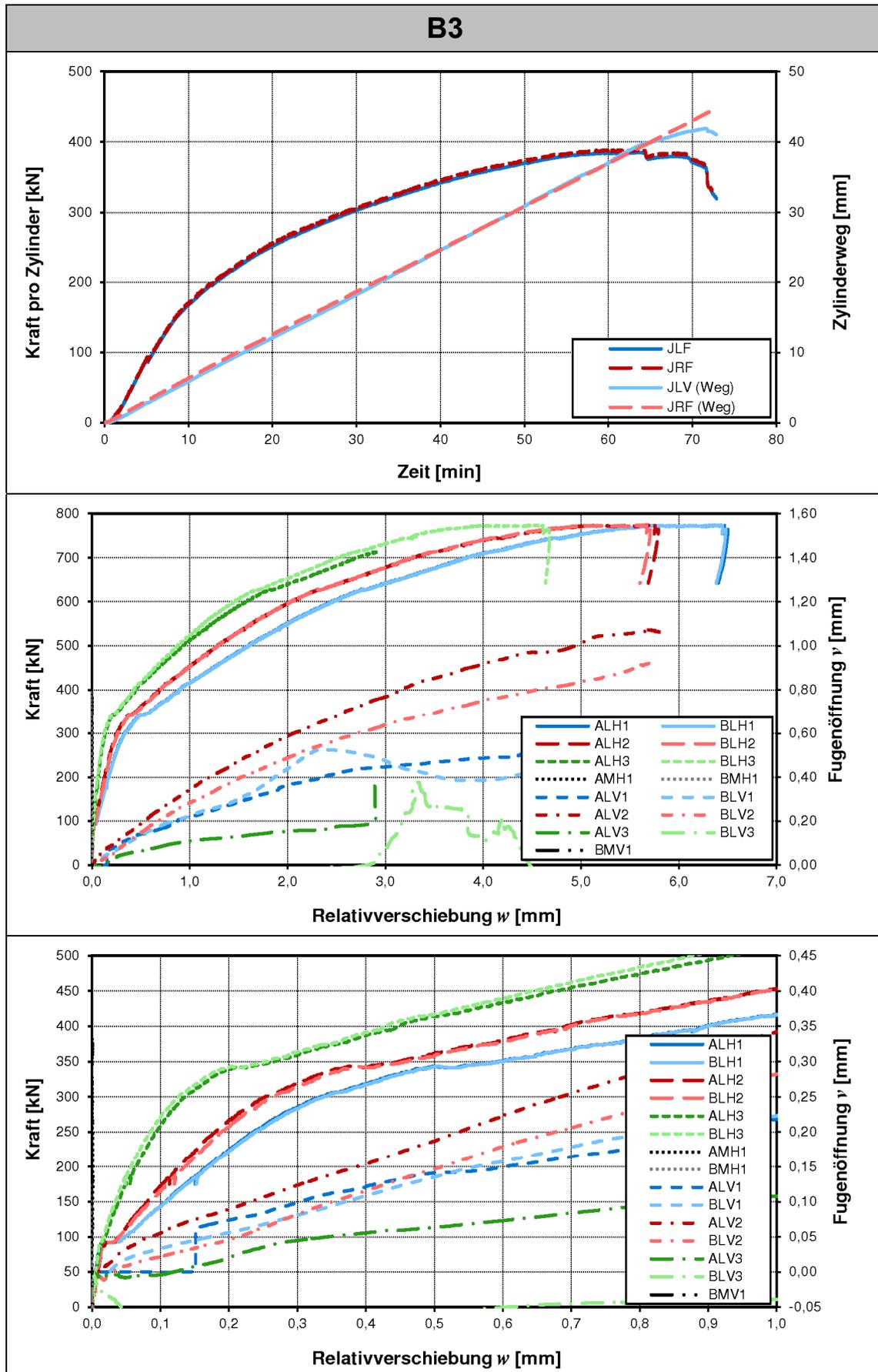


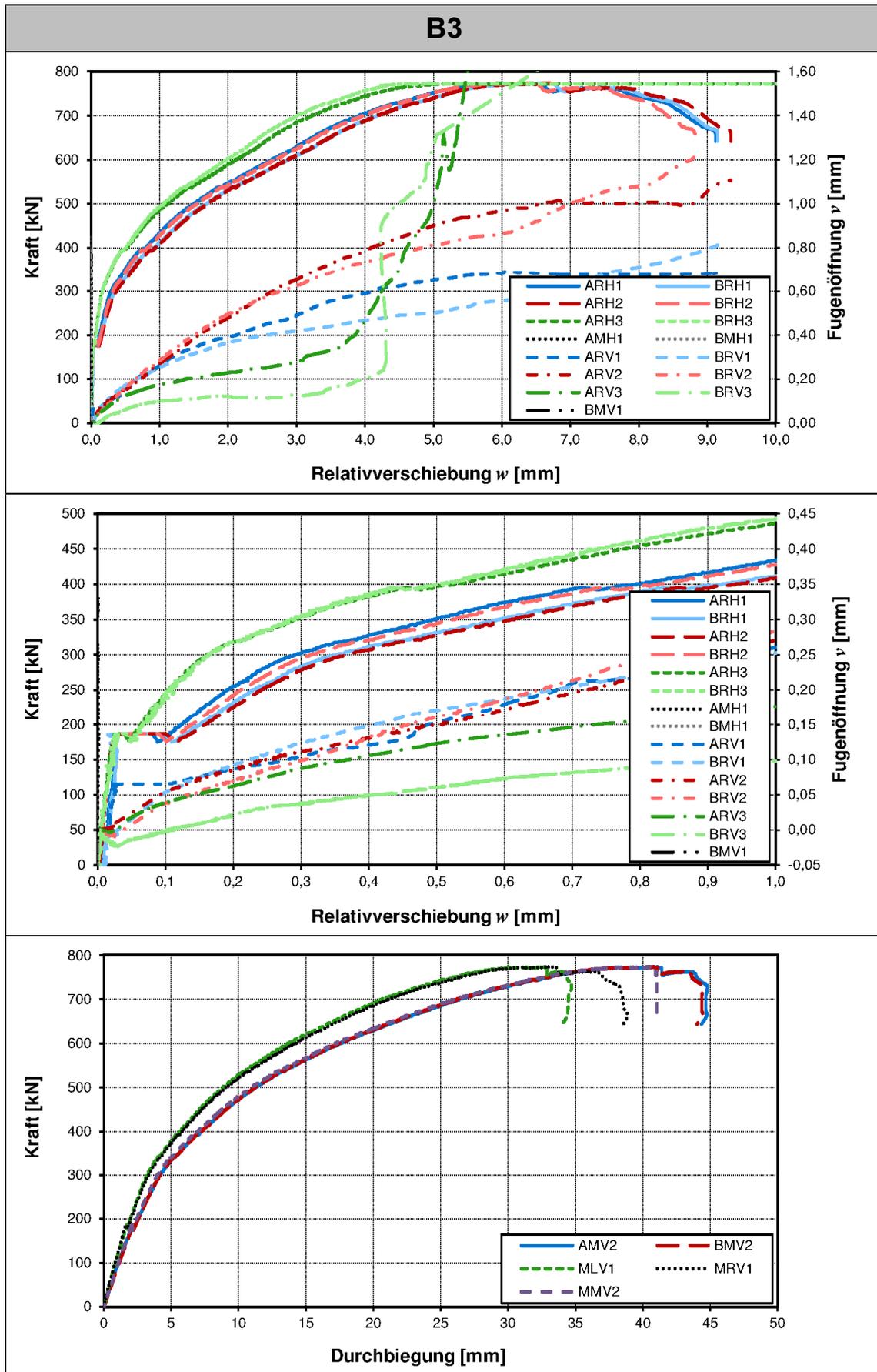


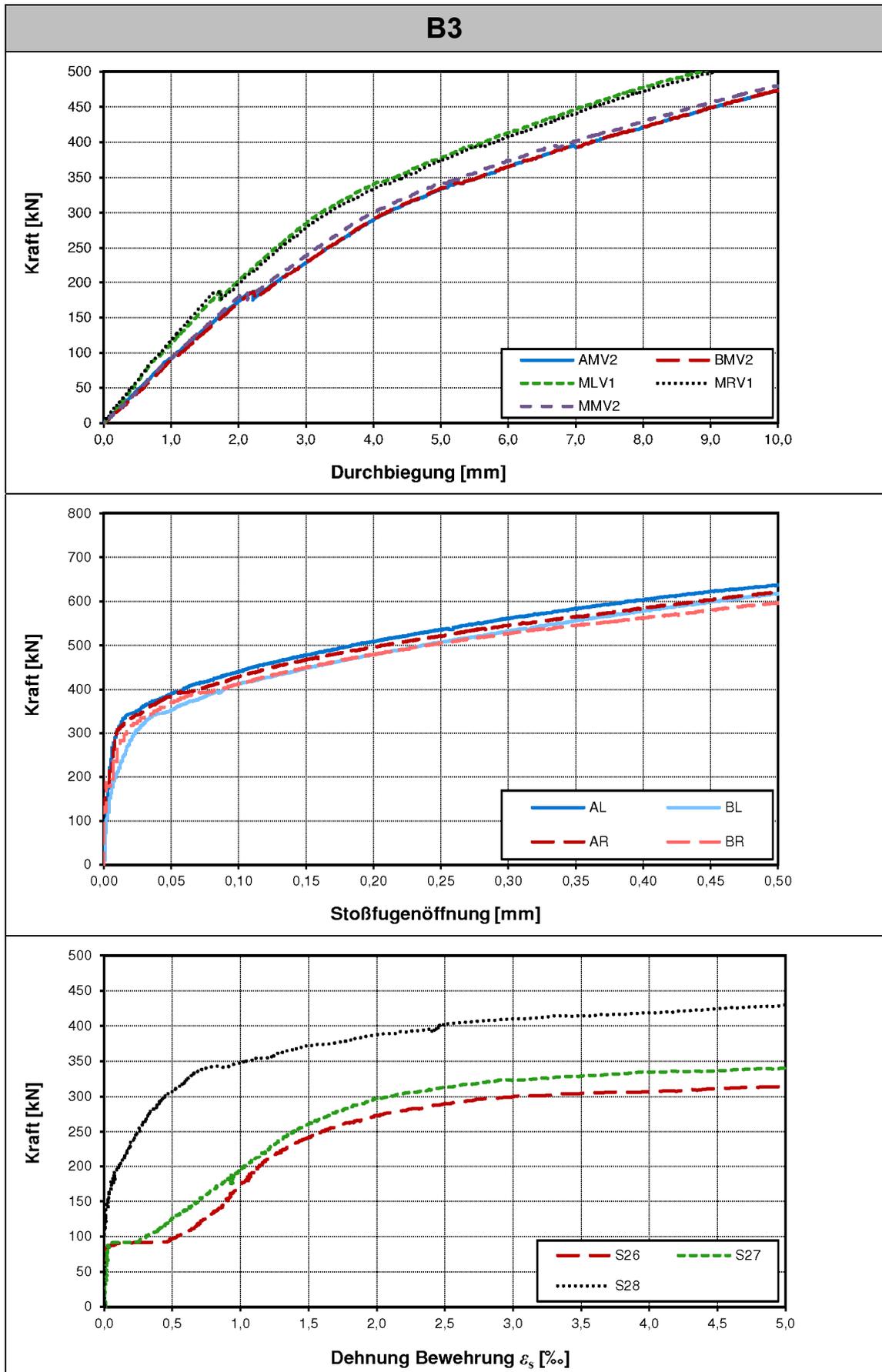


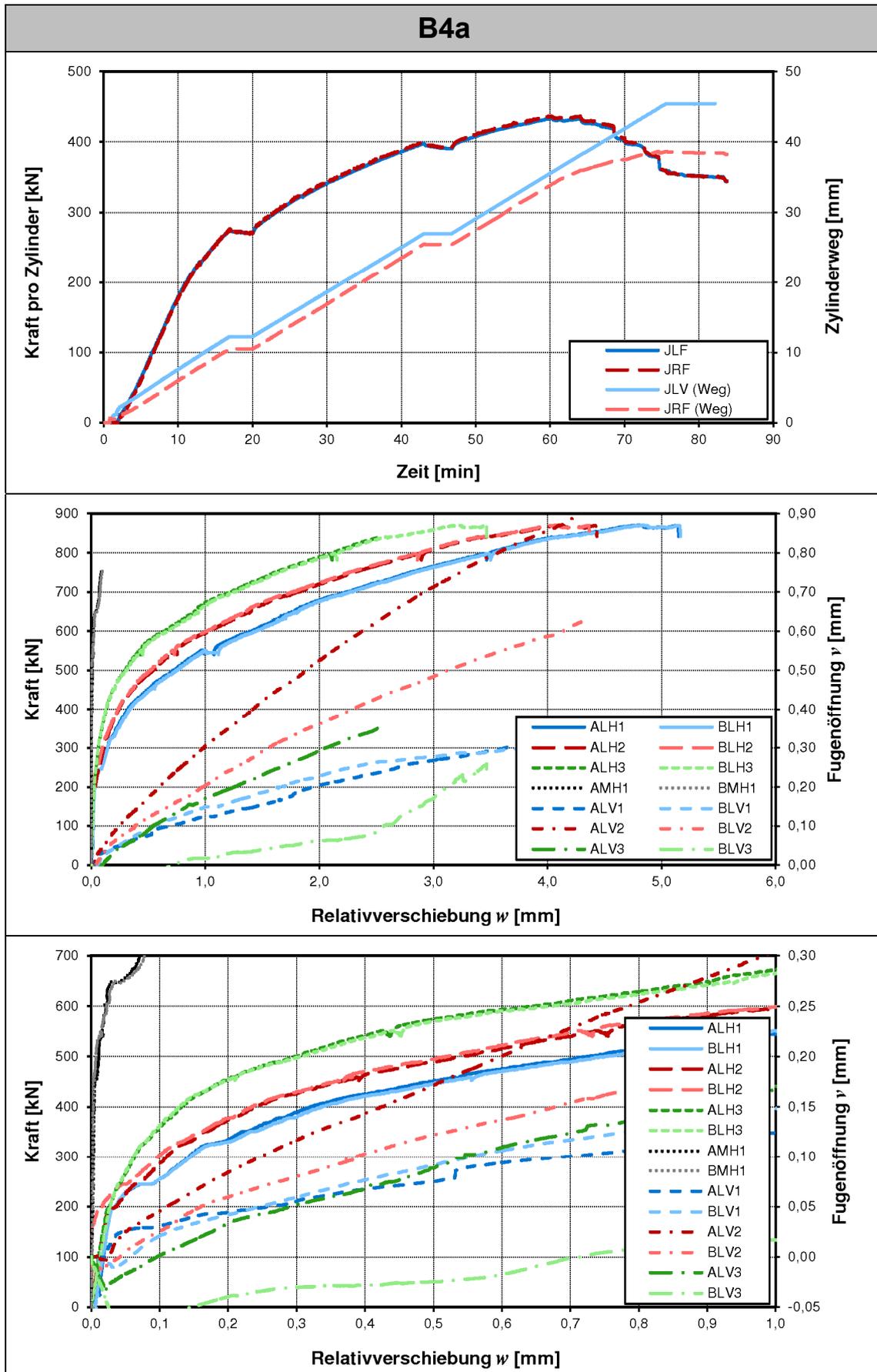


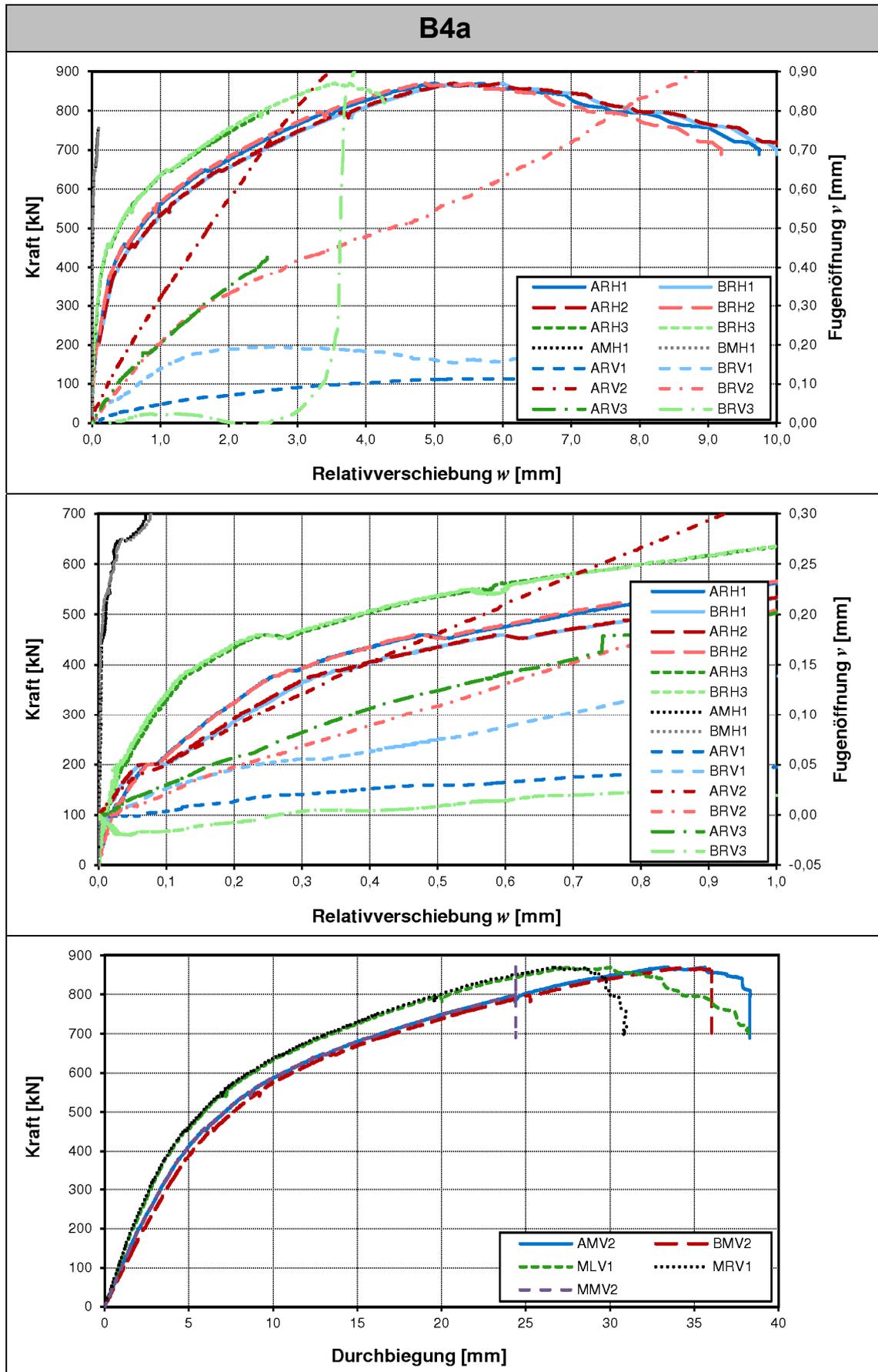


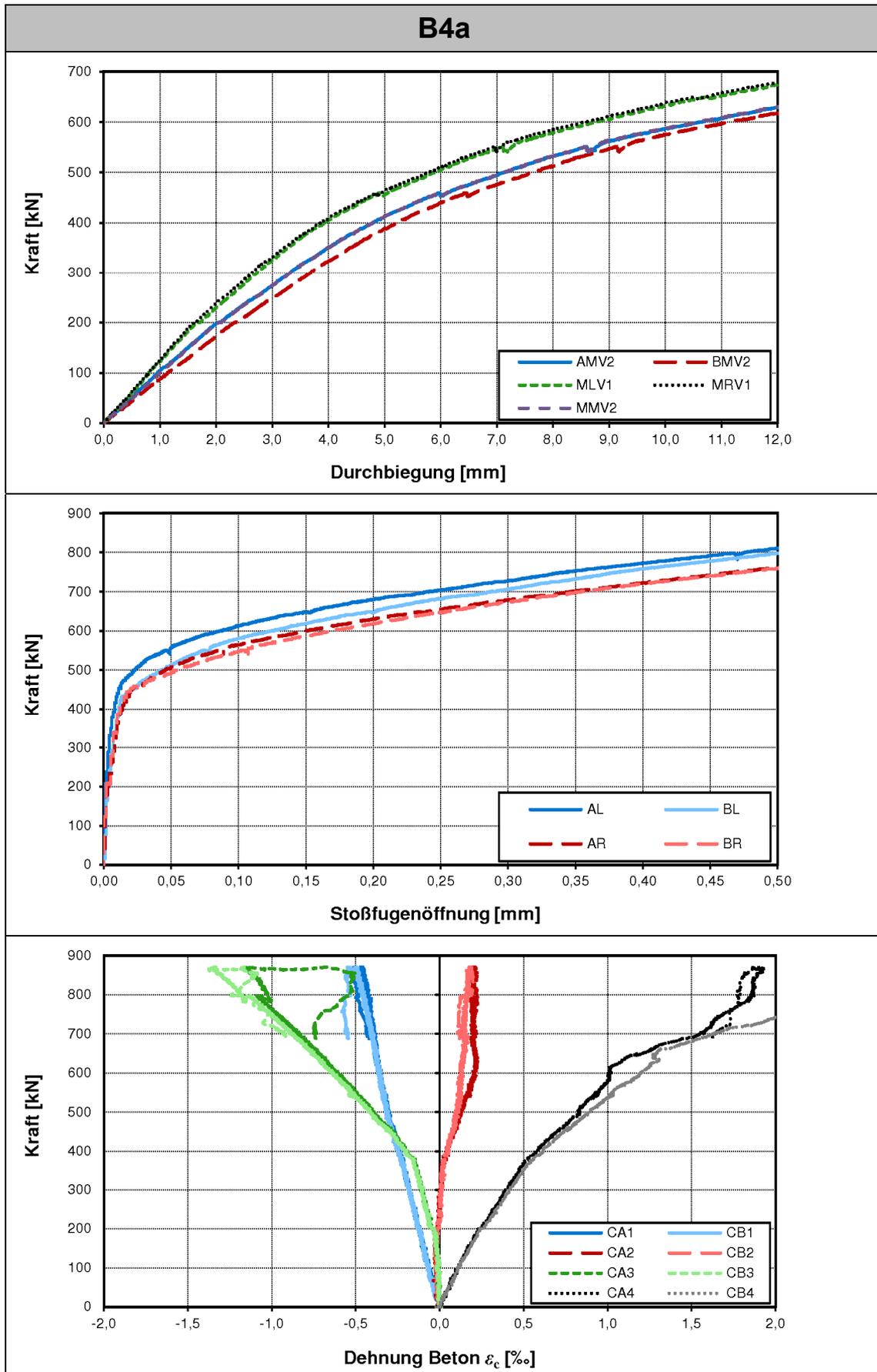


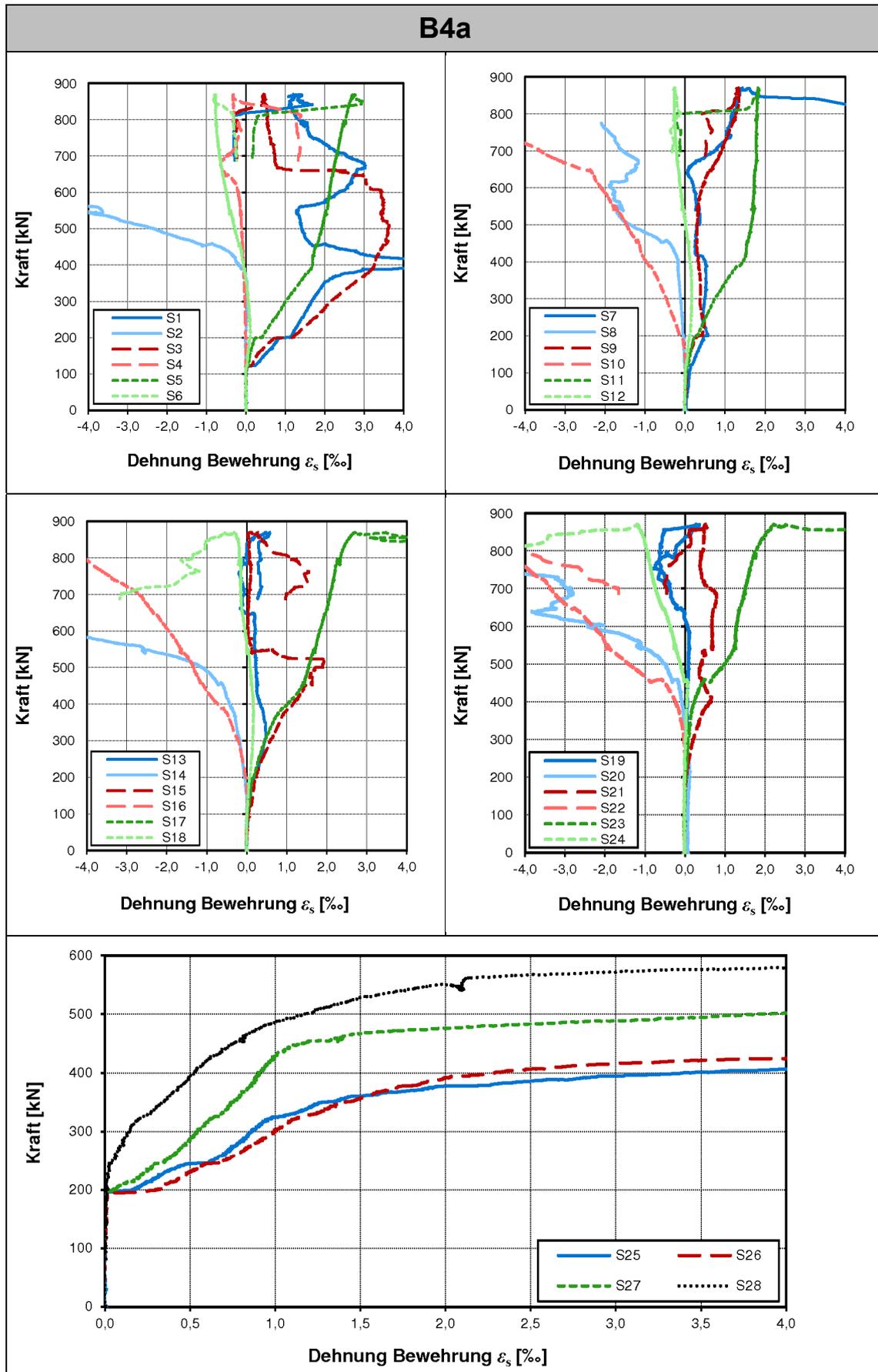


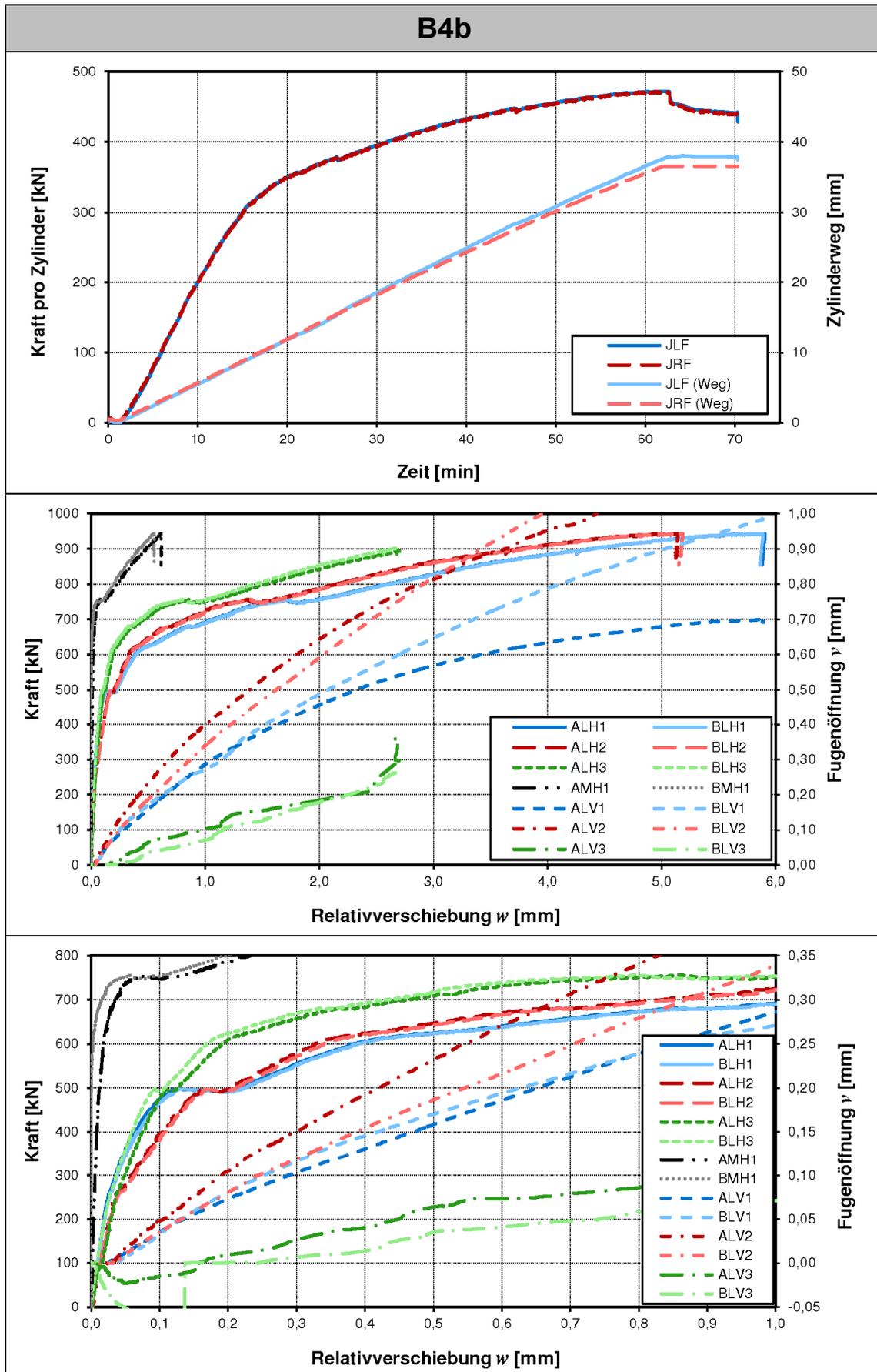


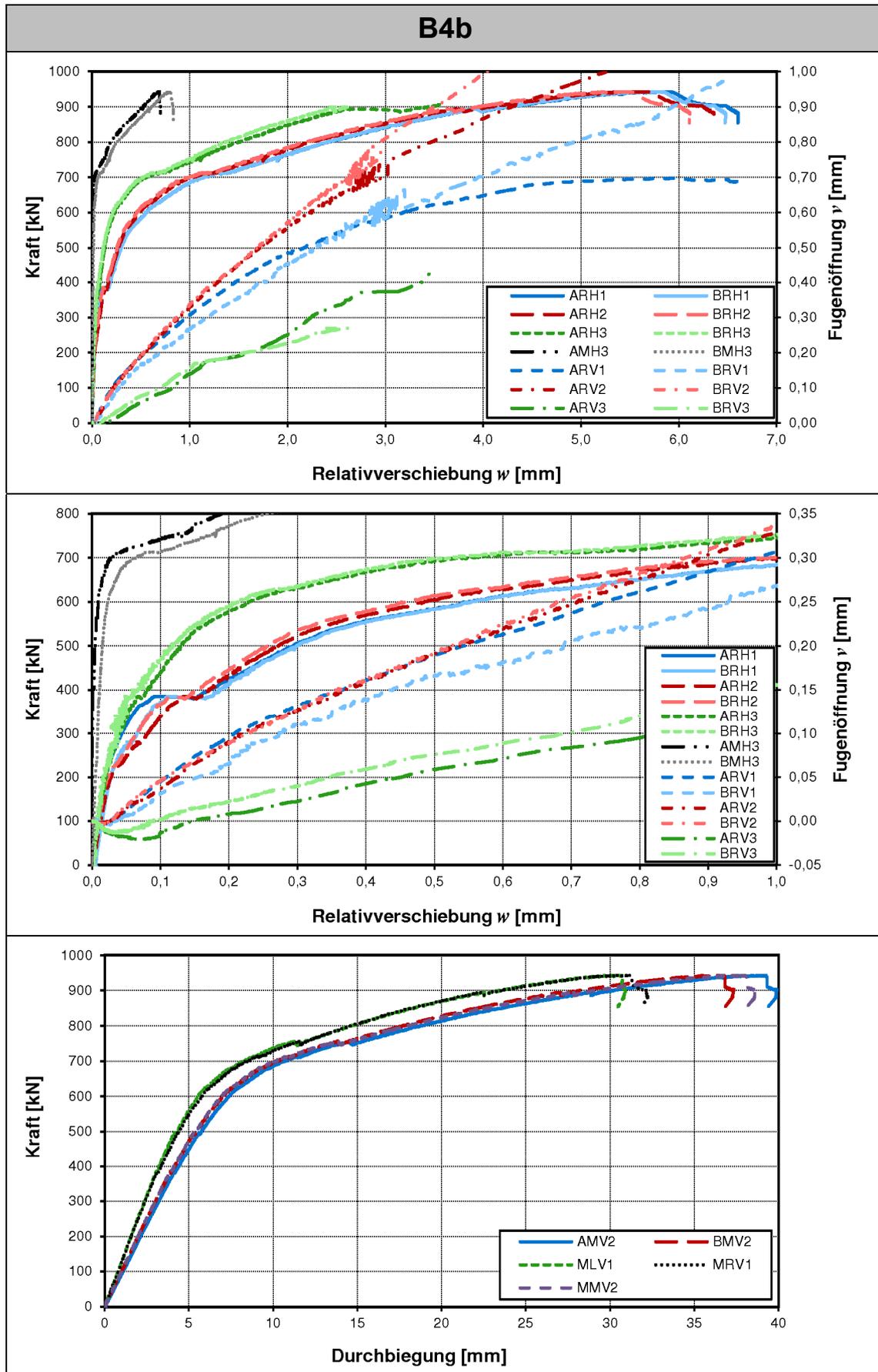


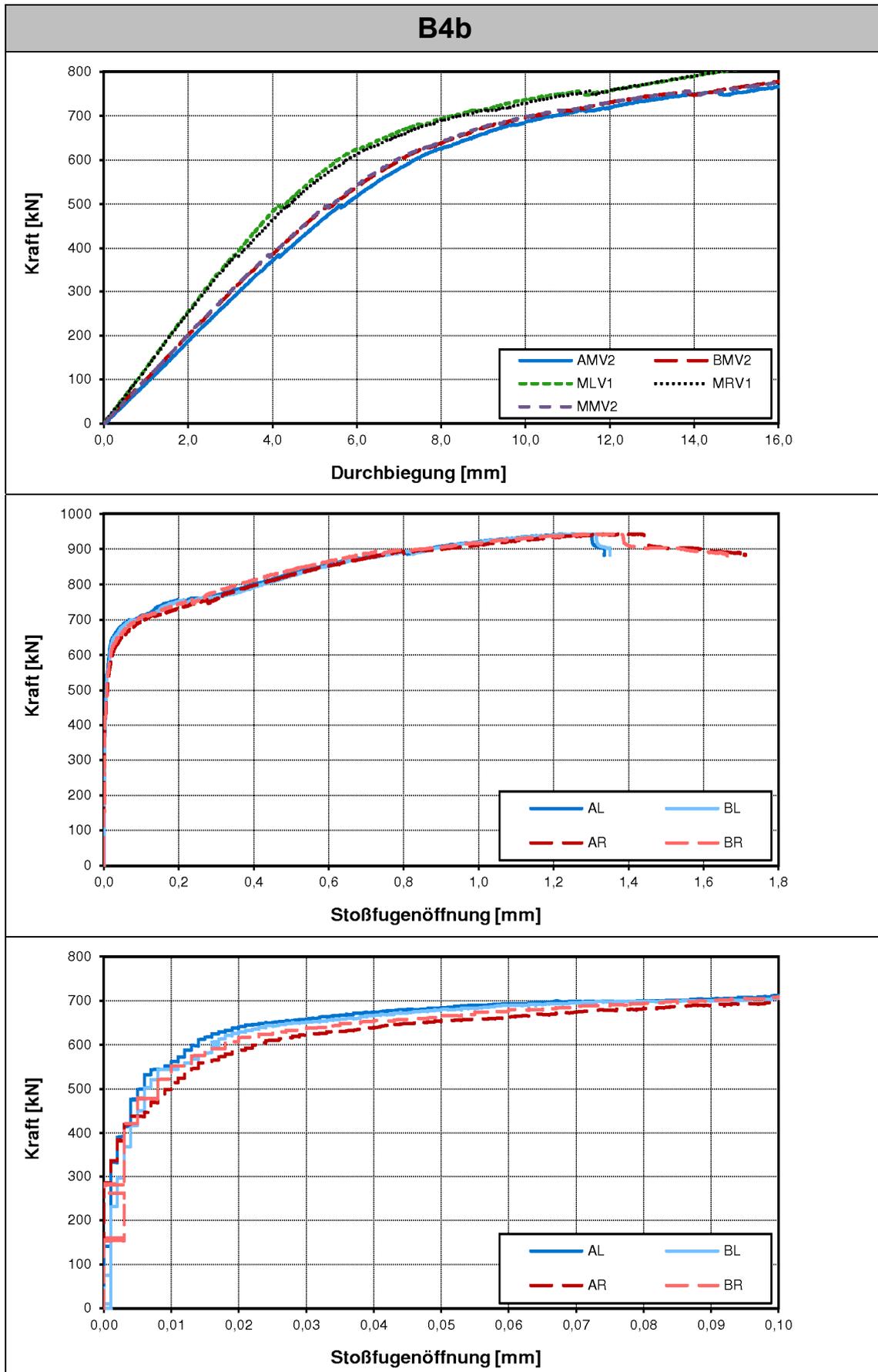


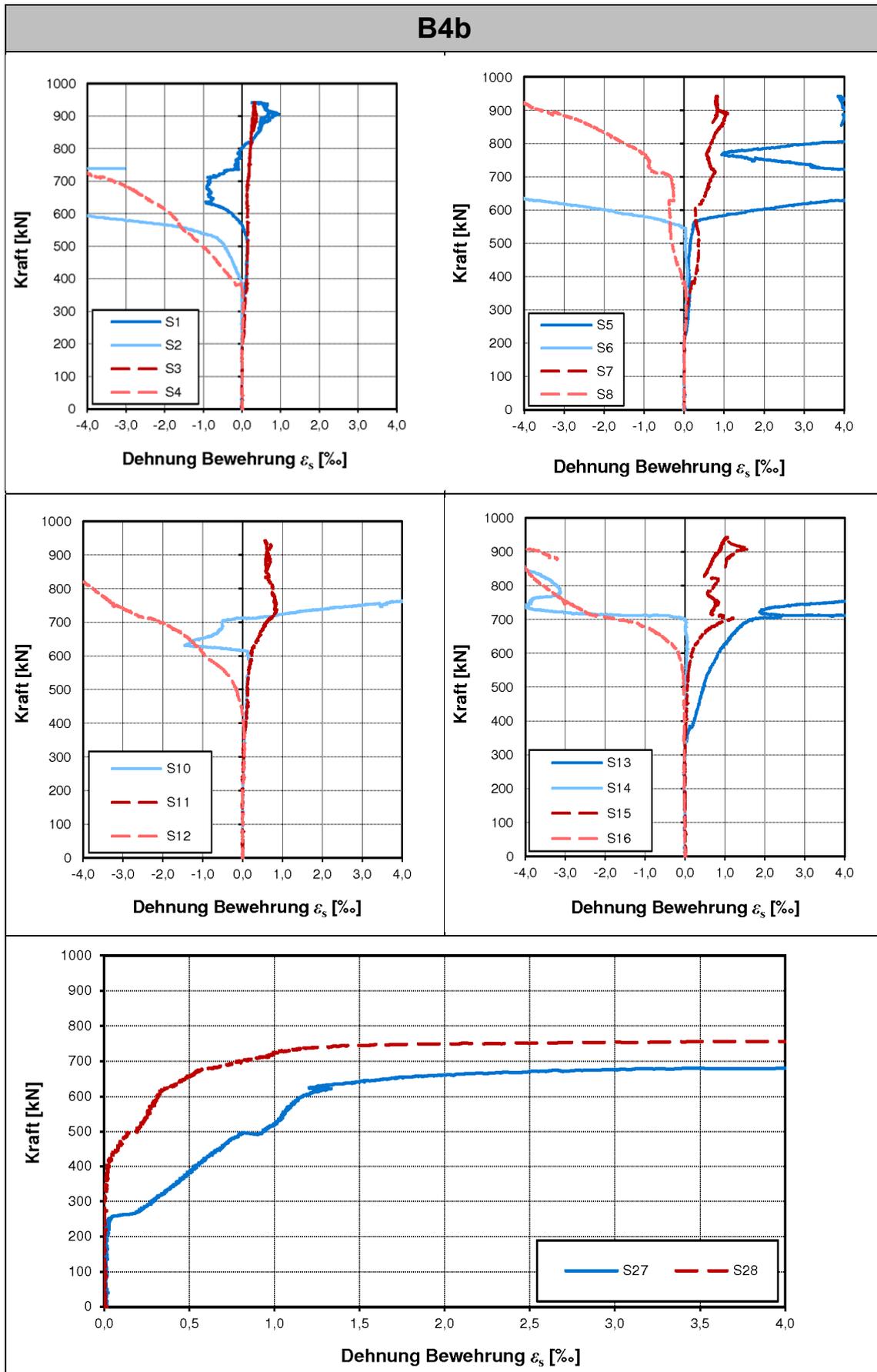


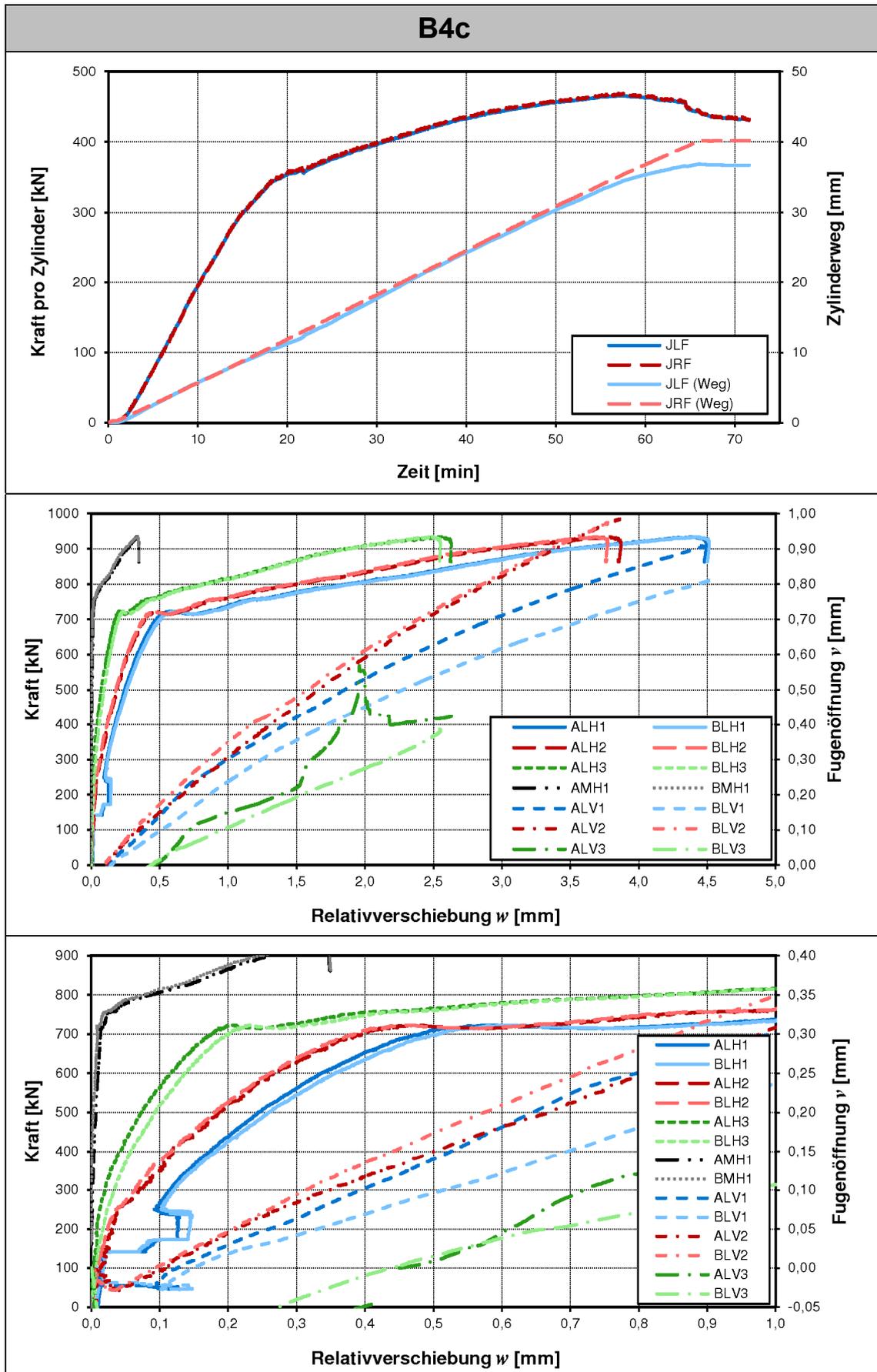


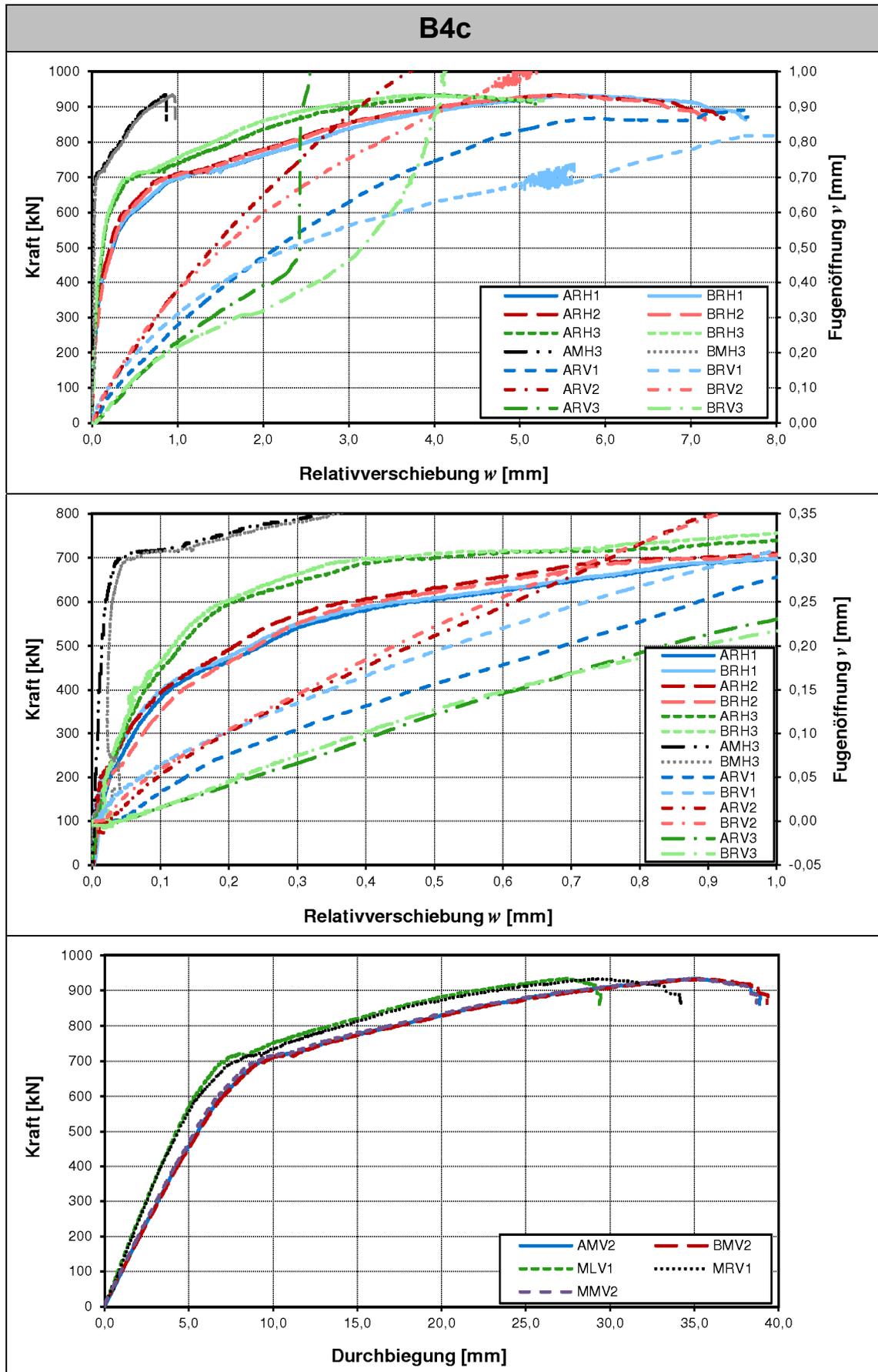


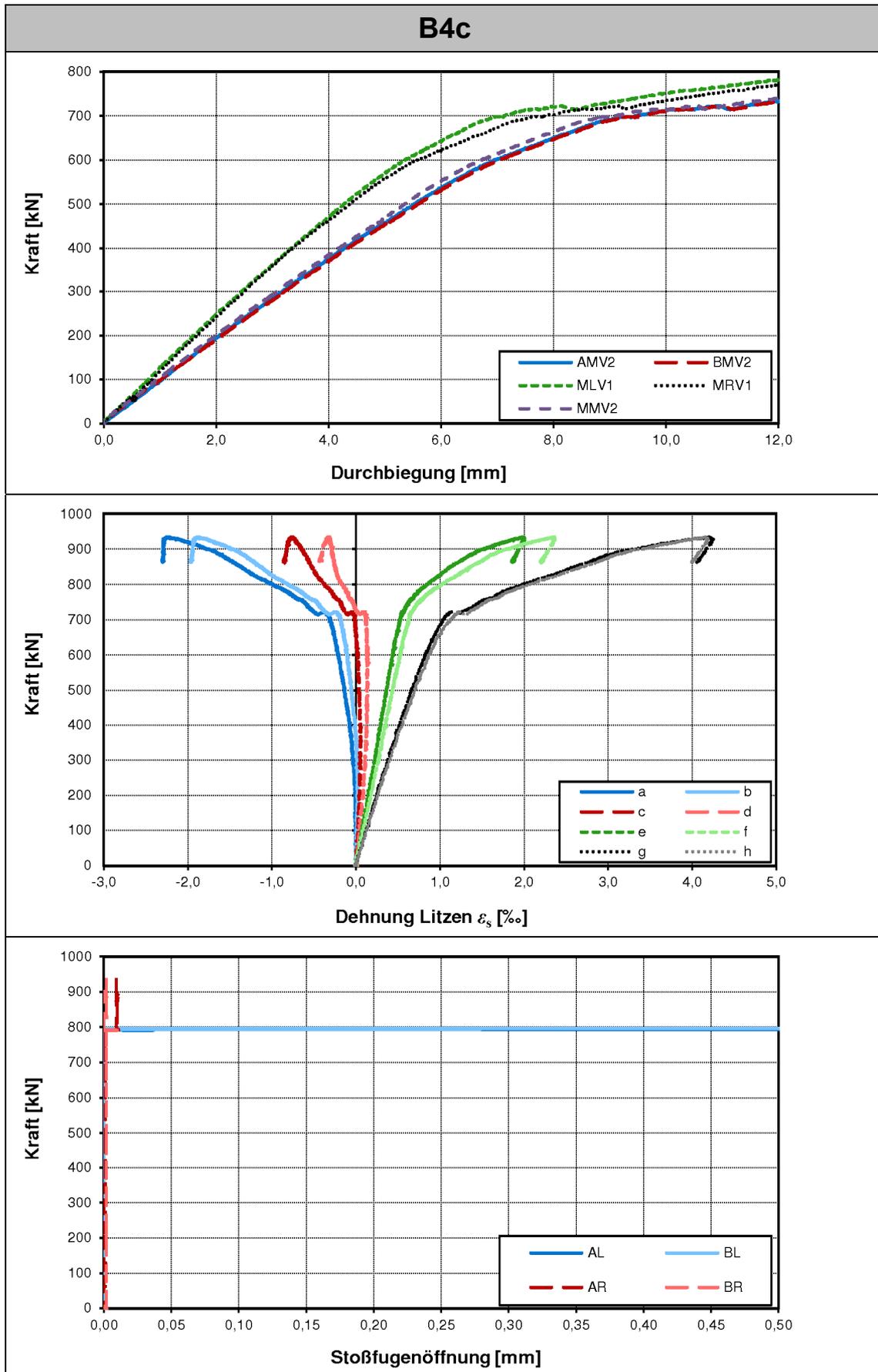


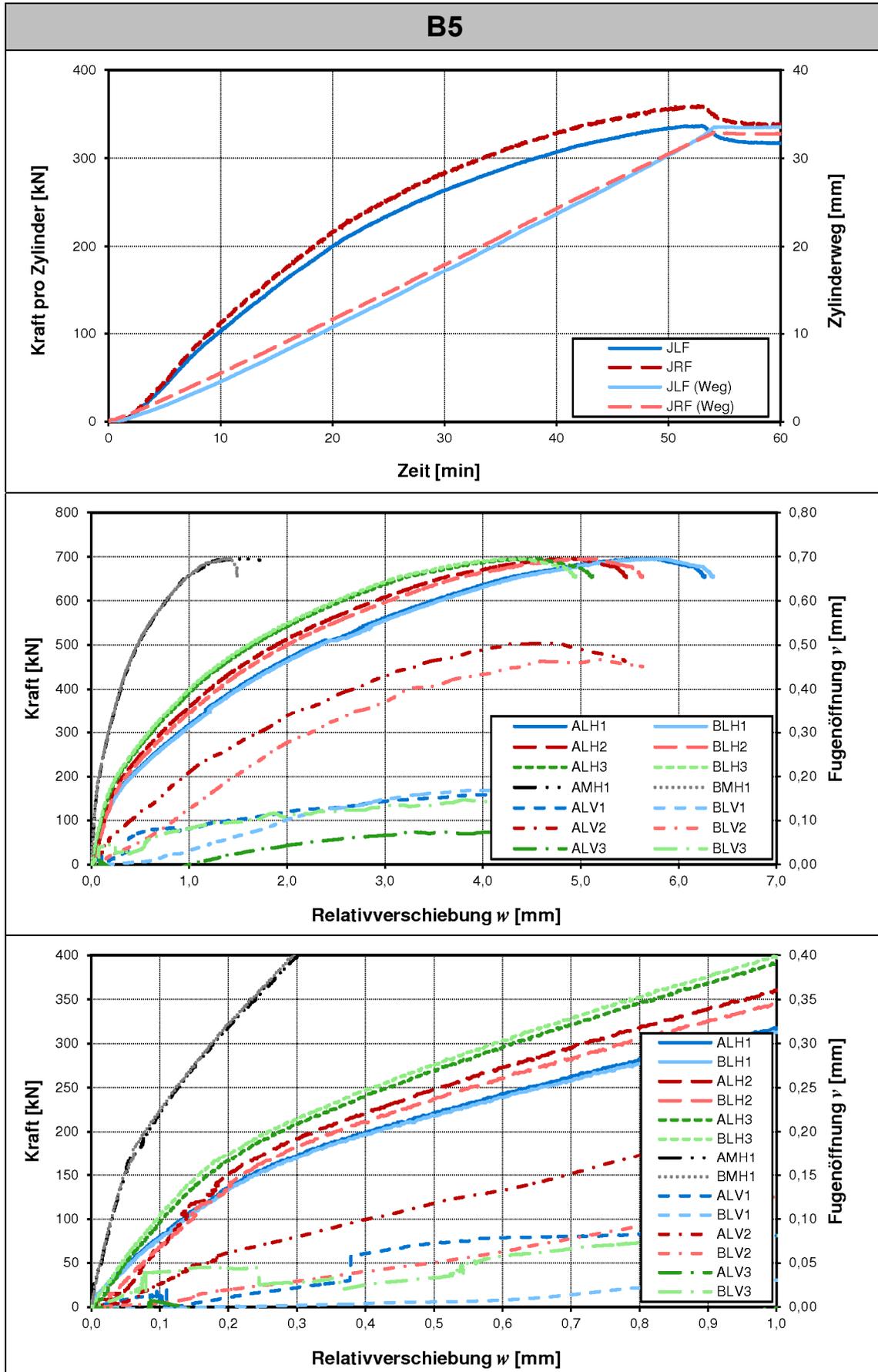


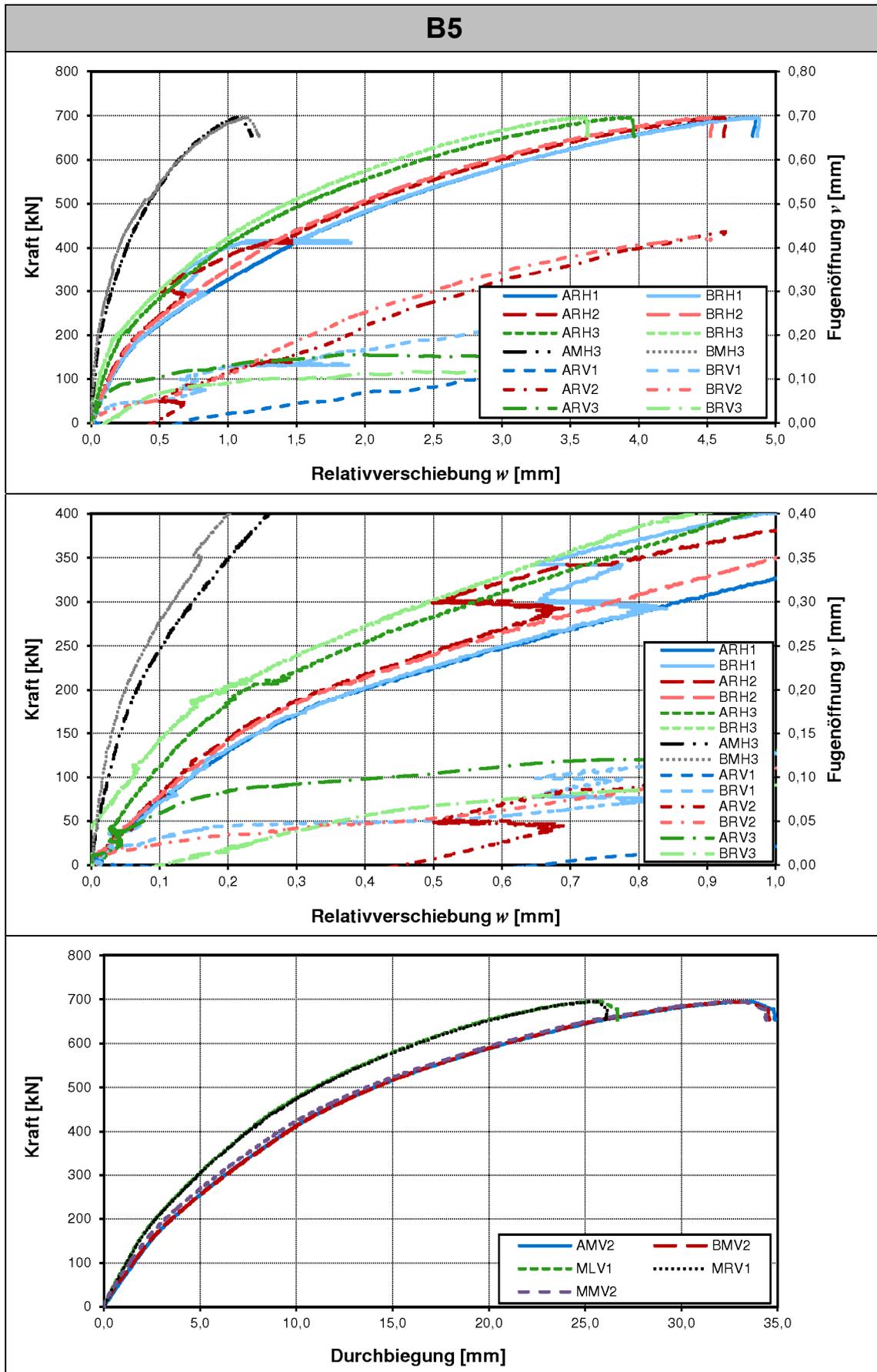


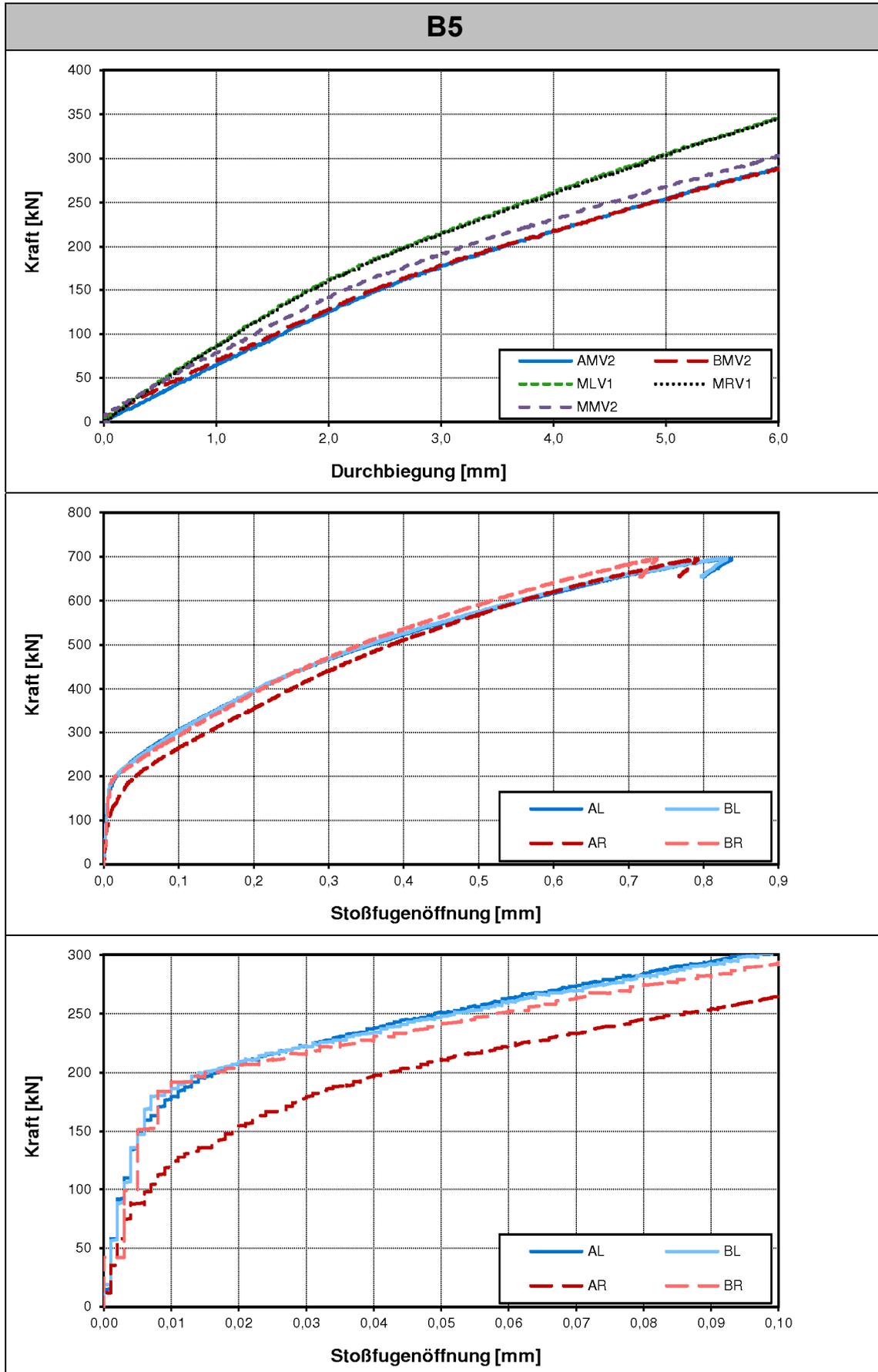


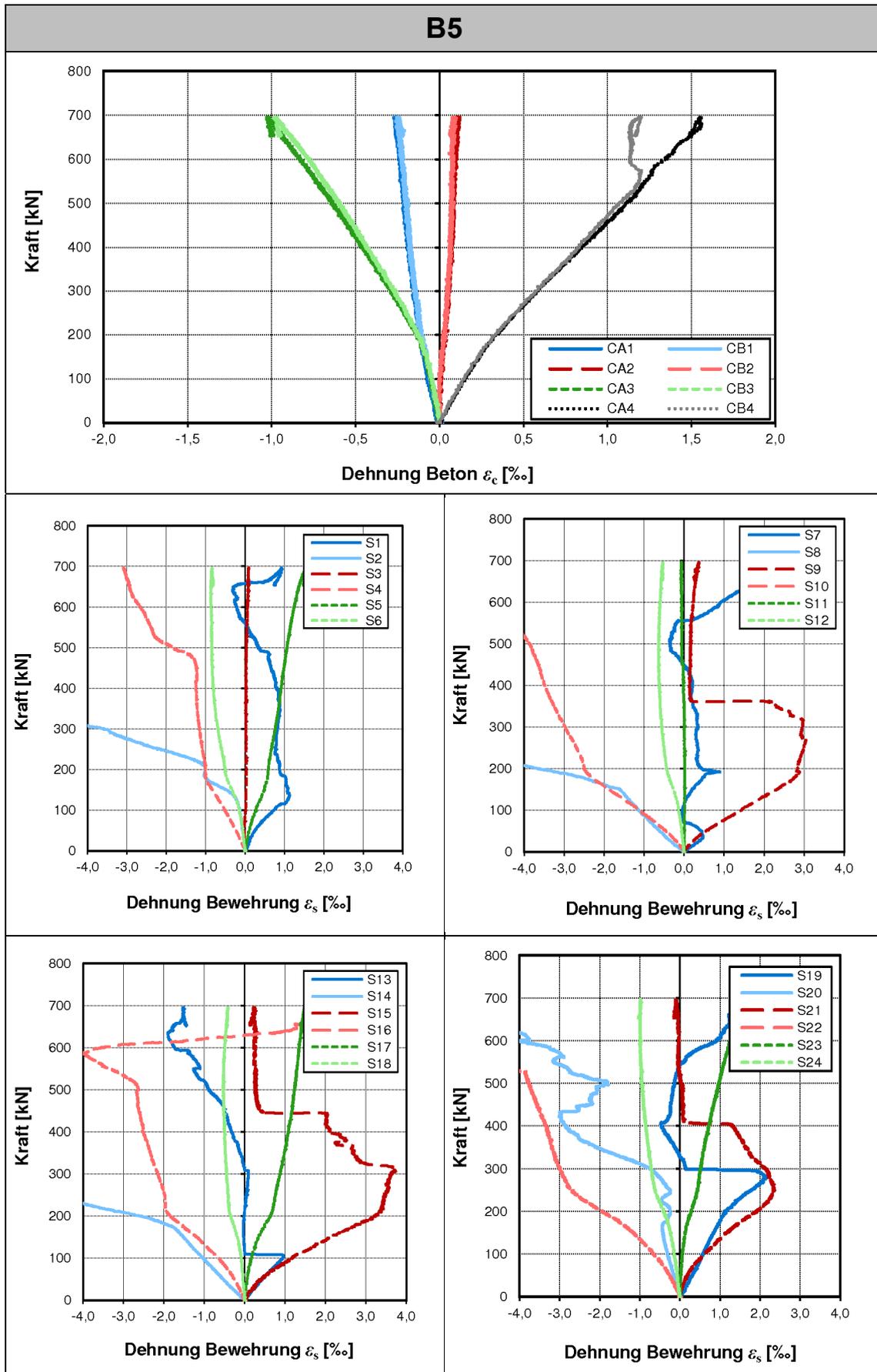


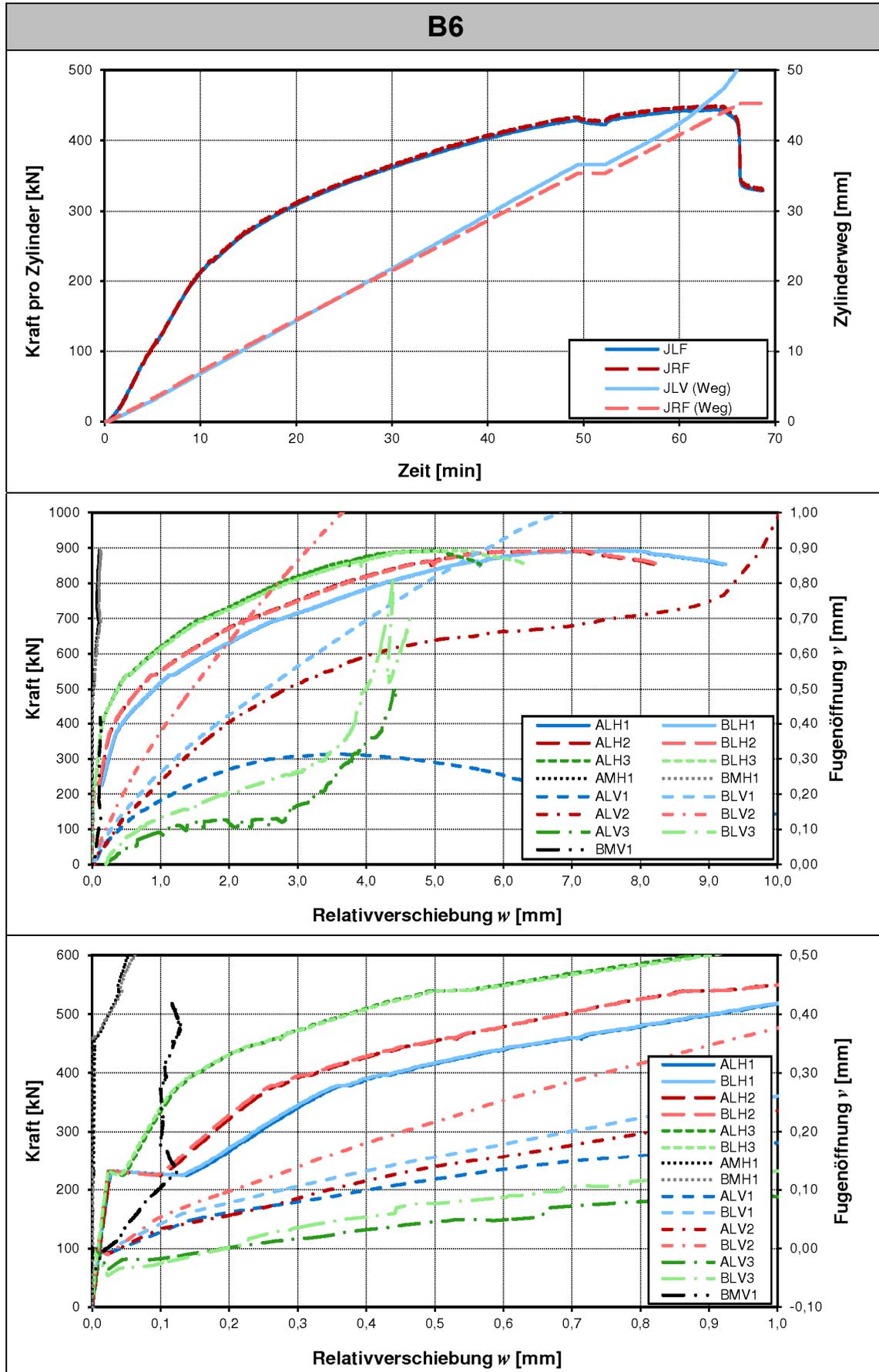


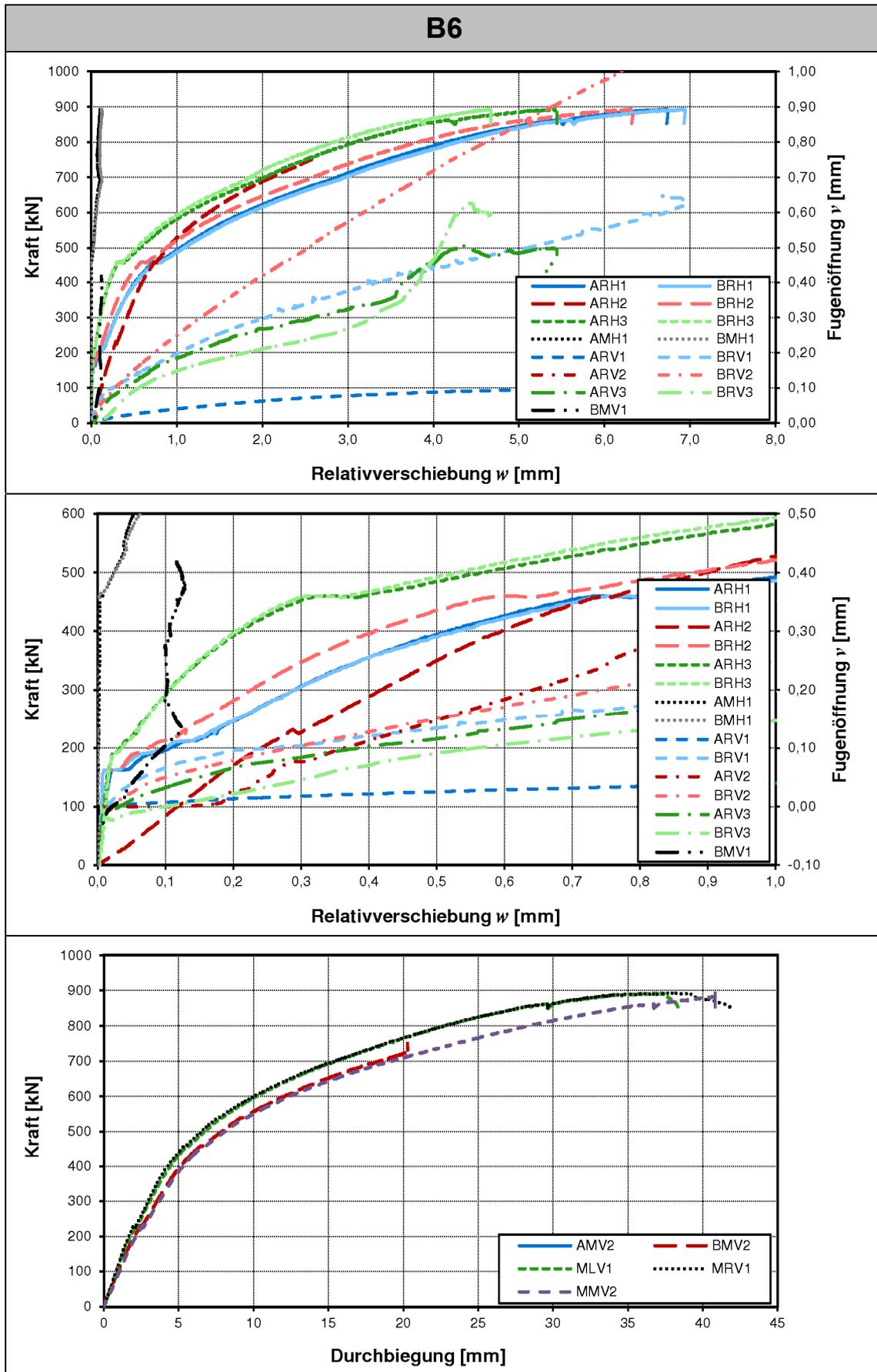


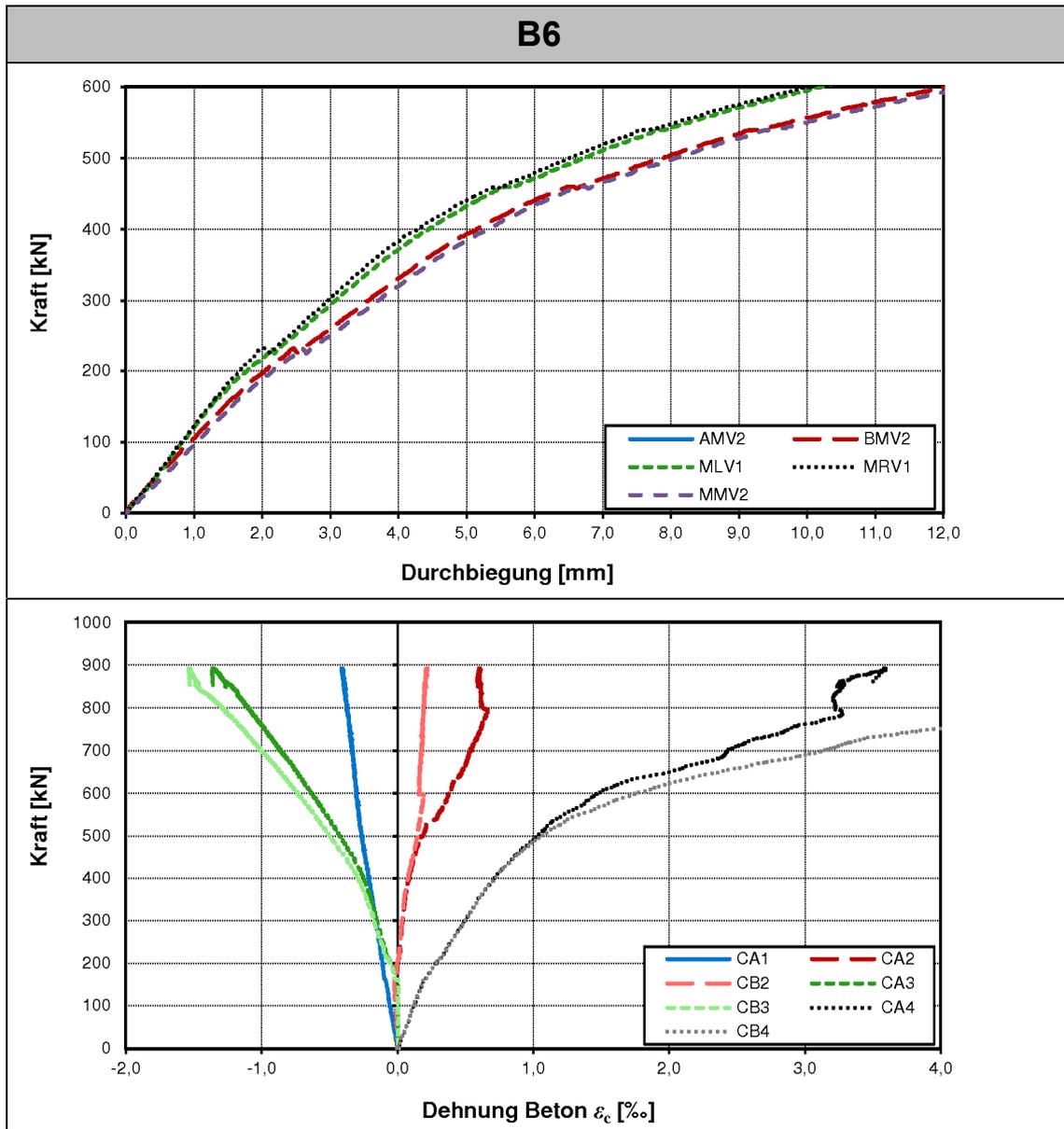




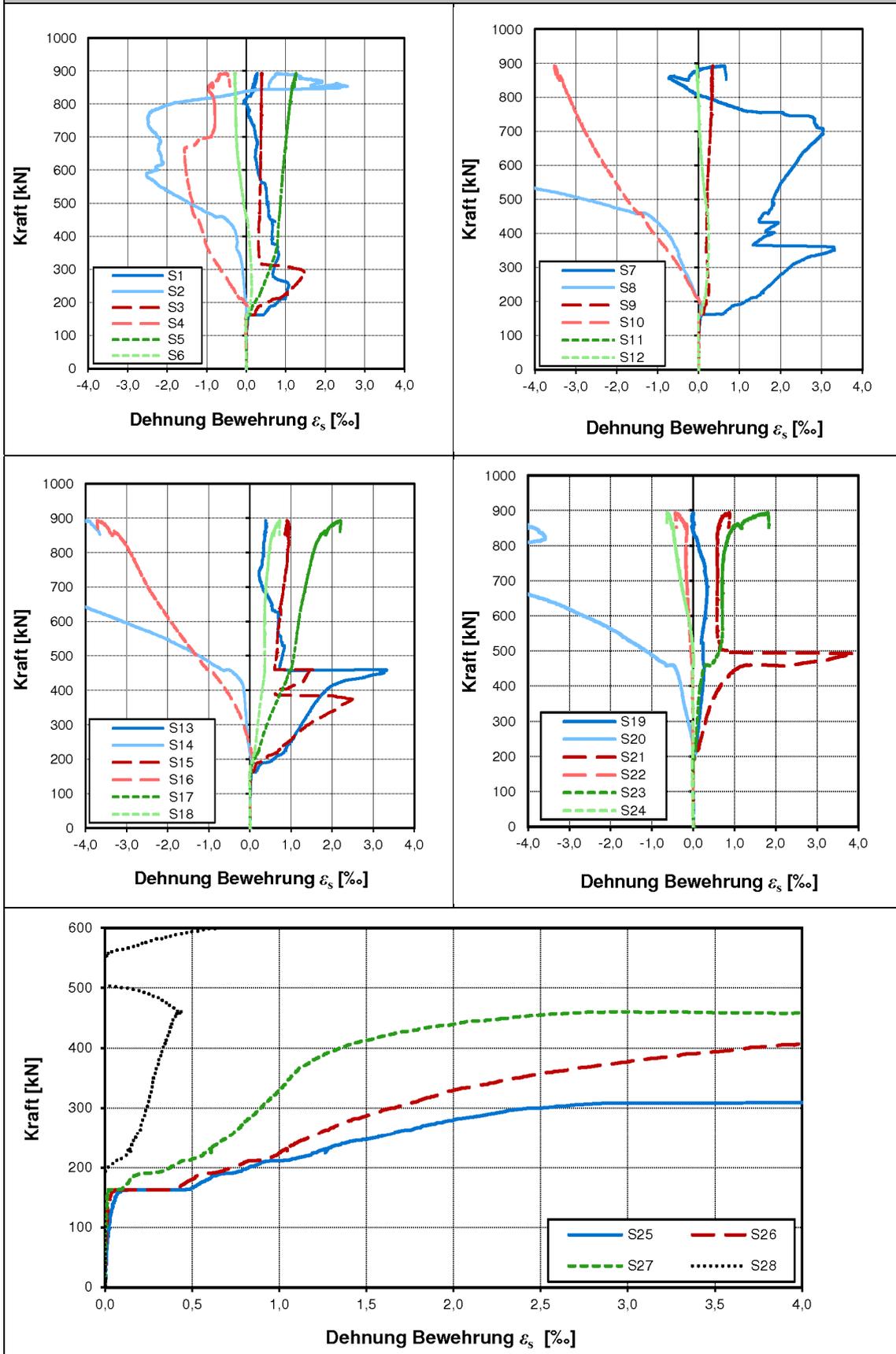


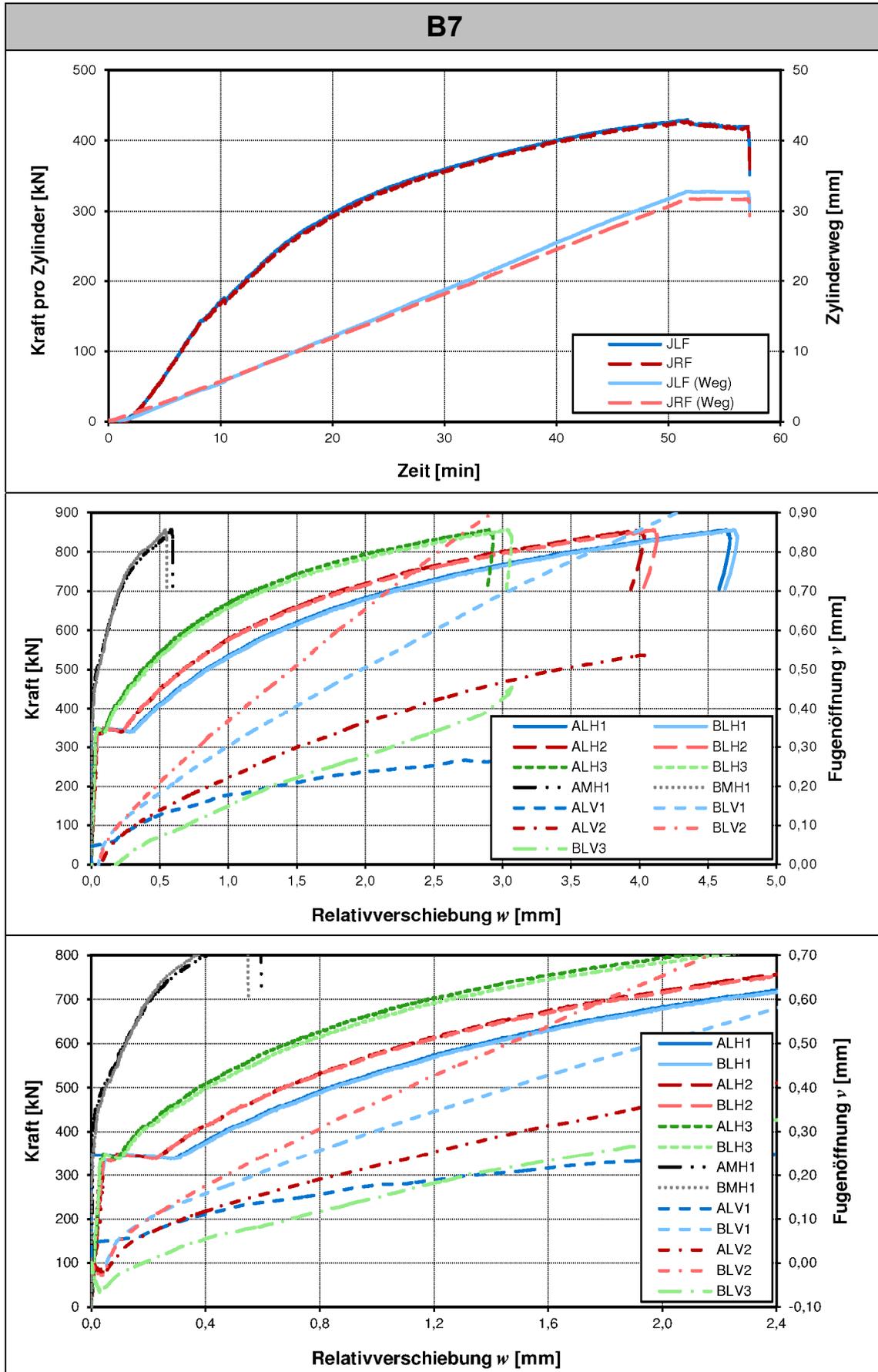


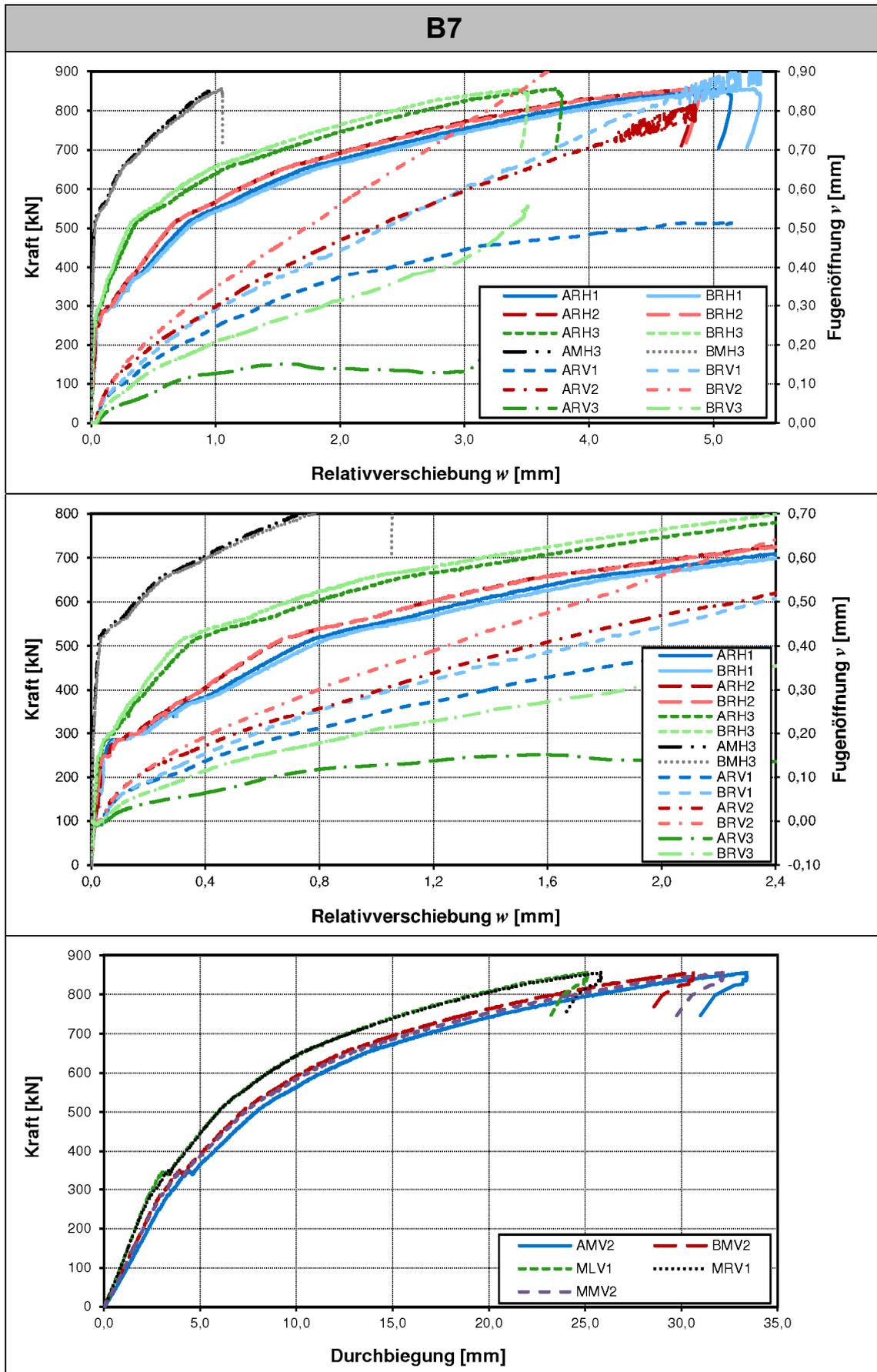


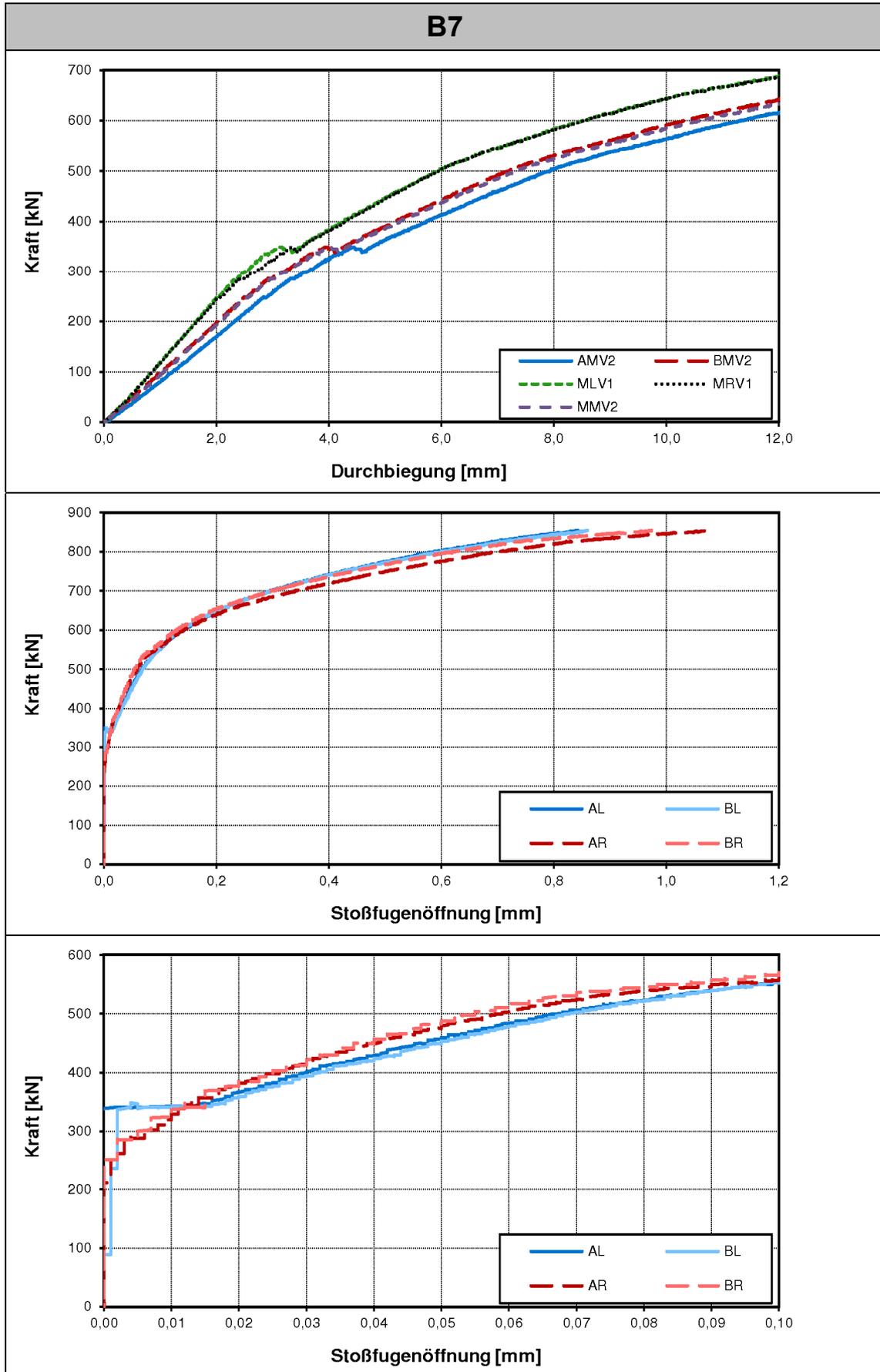


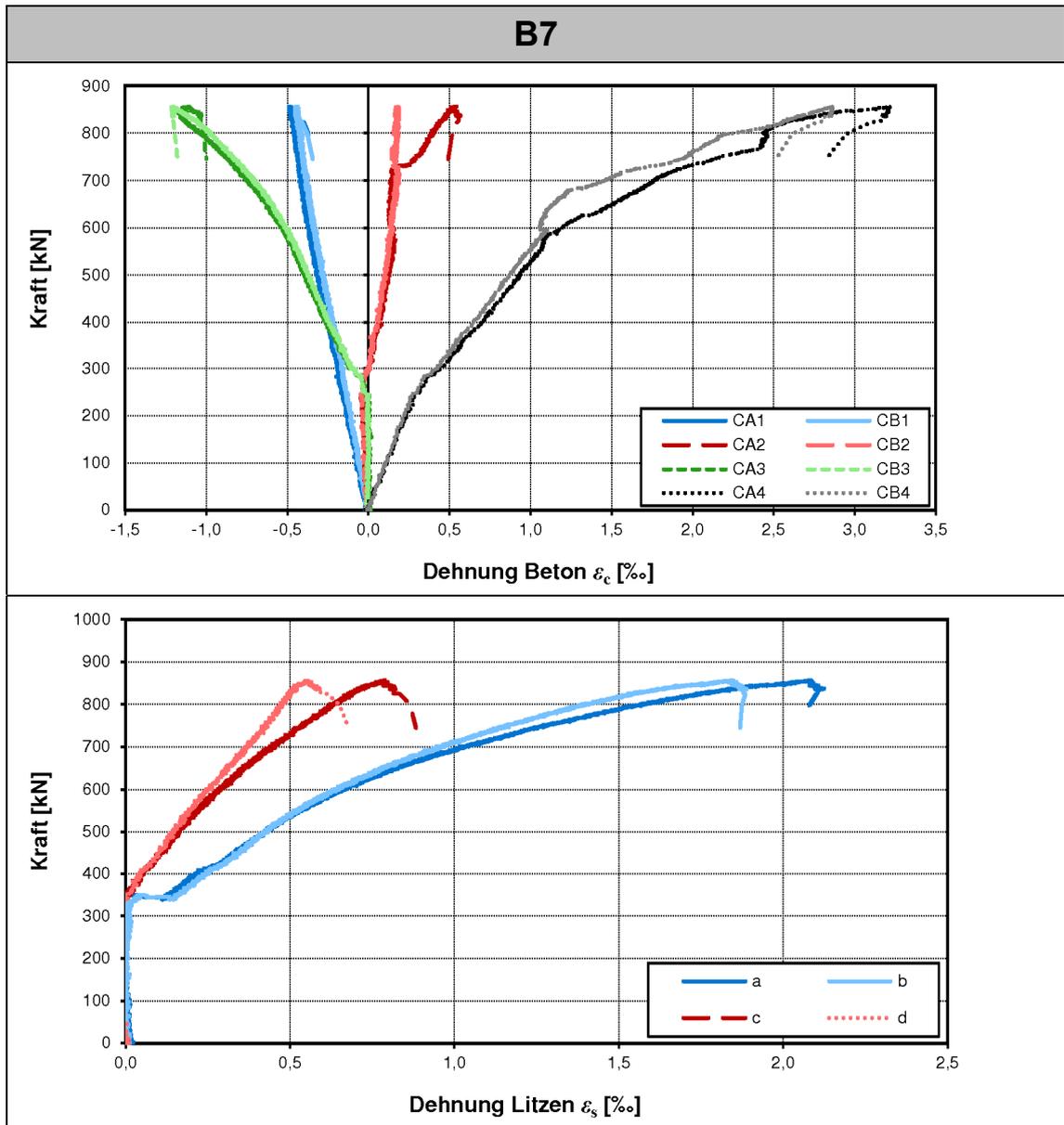
B6



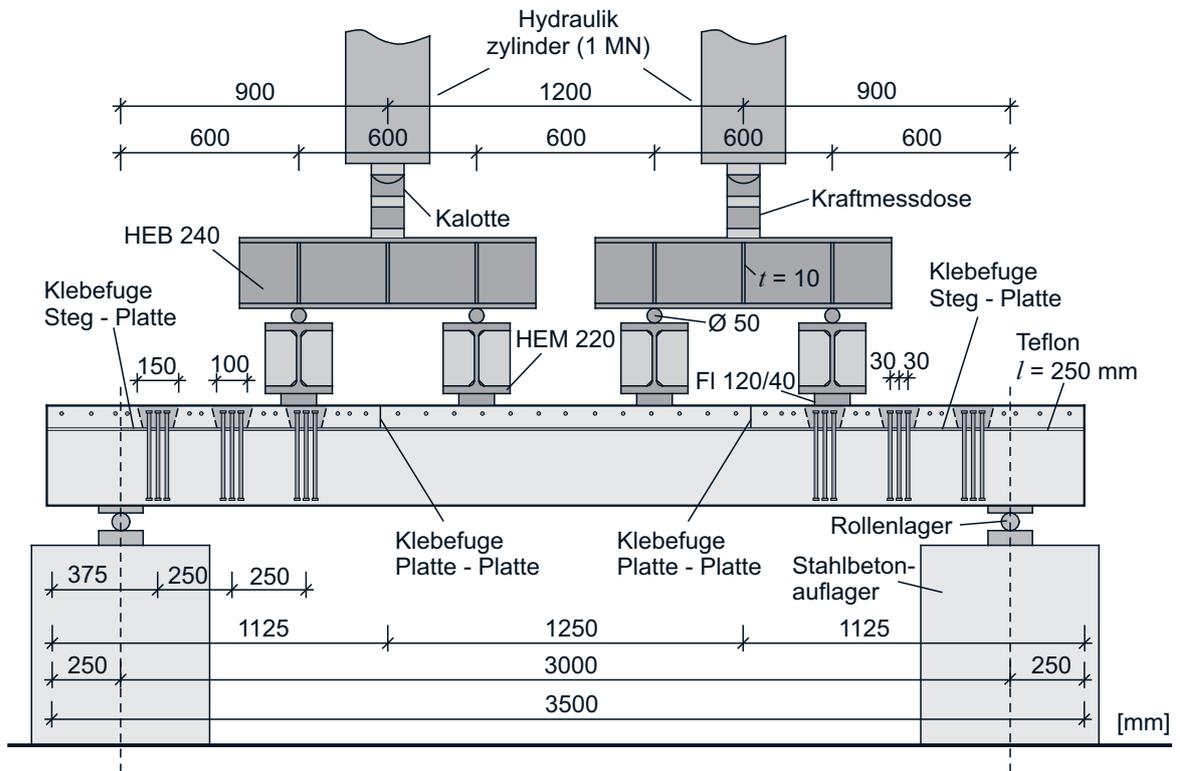




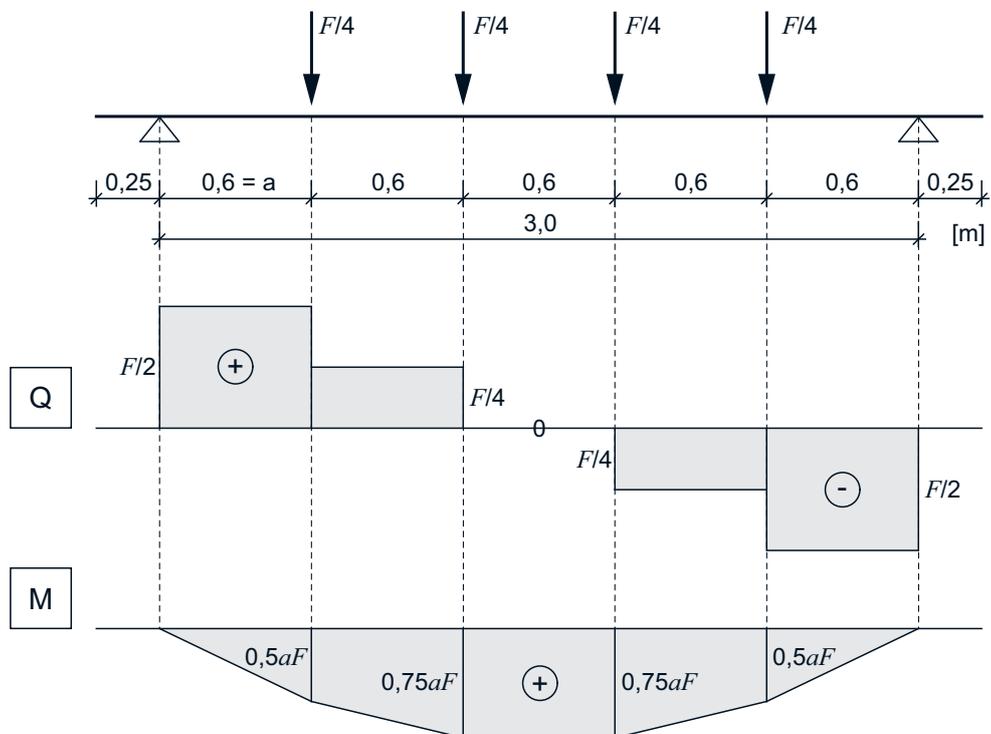


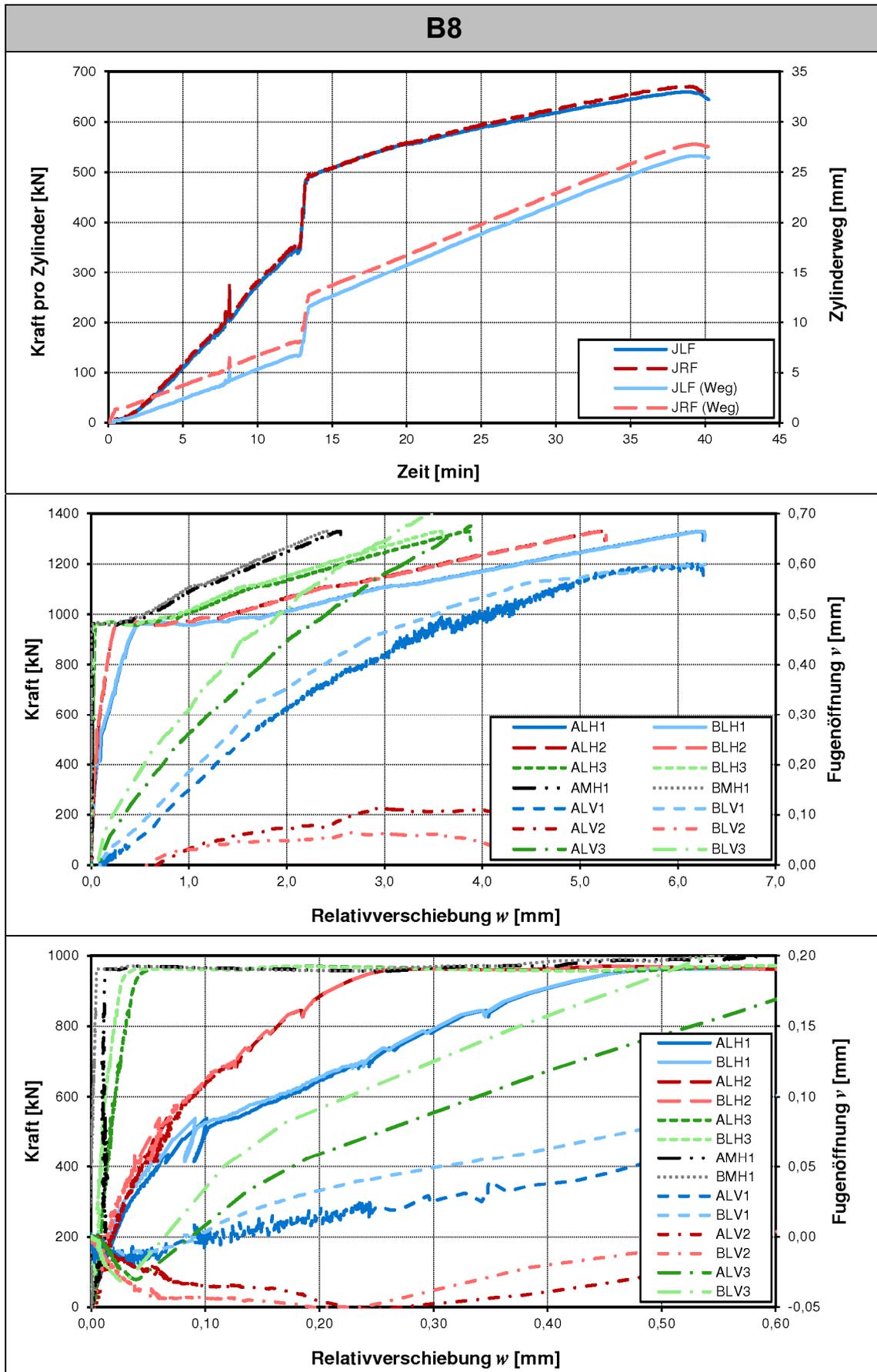


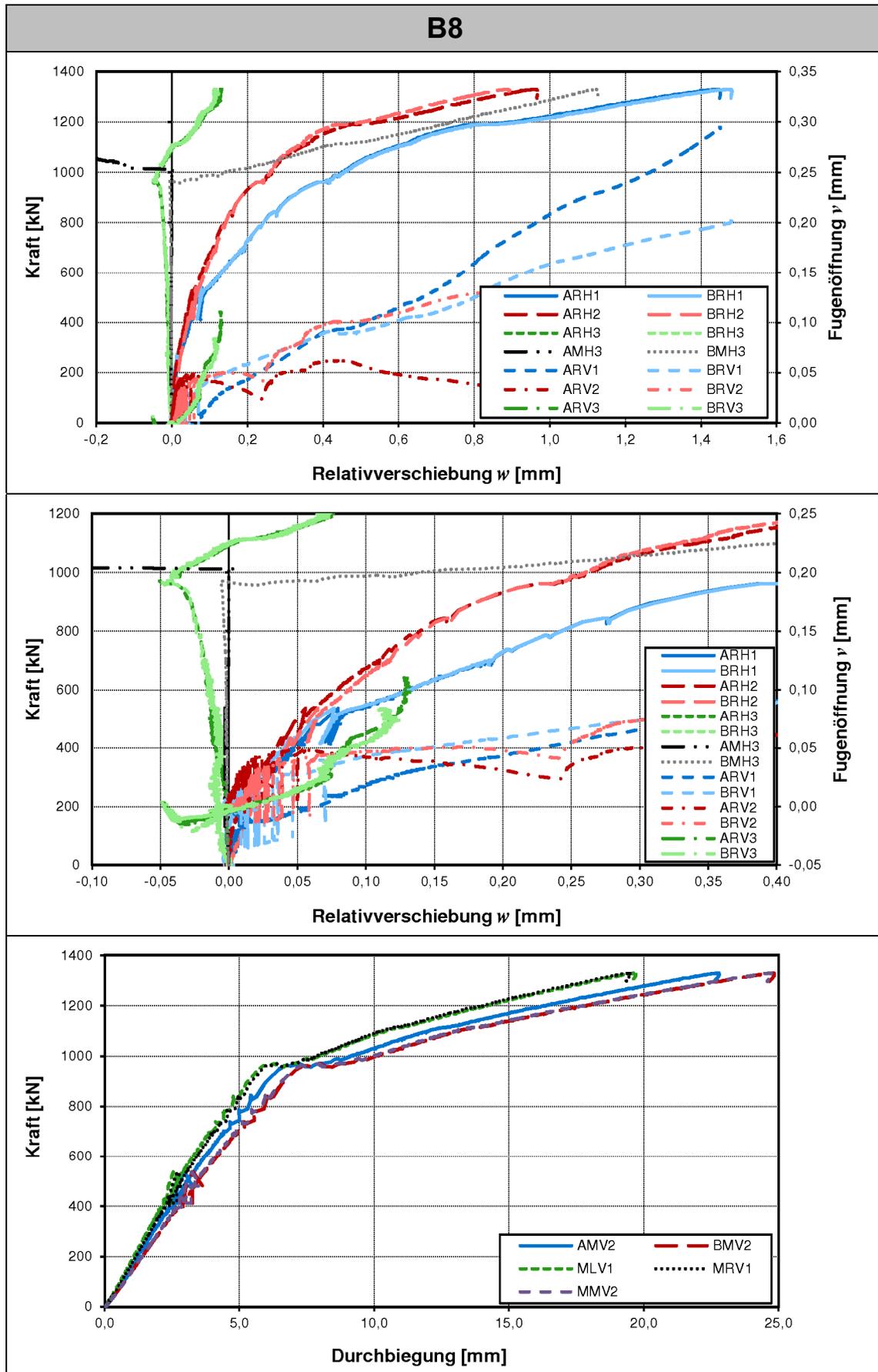
B8 – Versuchsaufbau

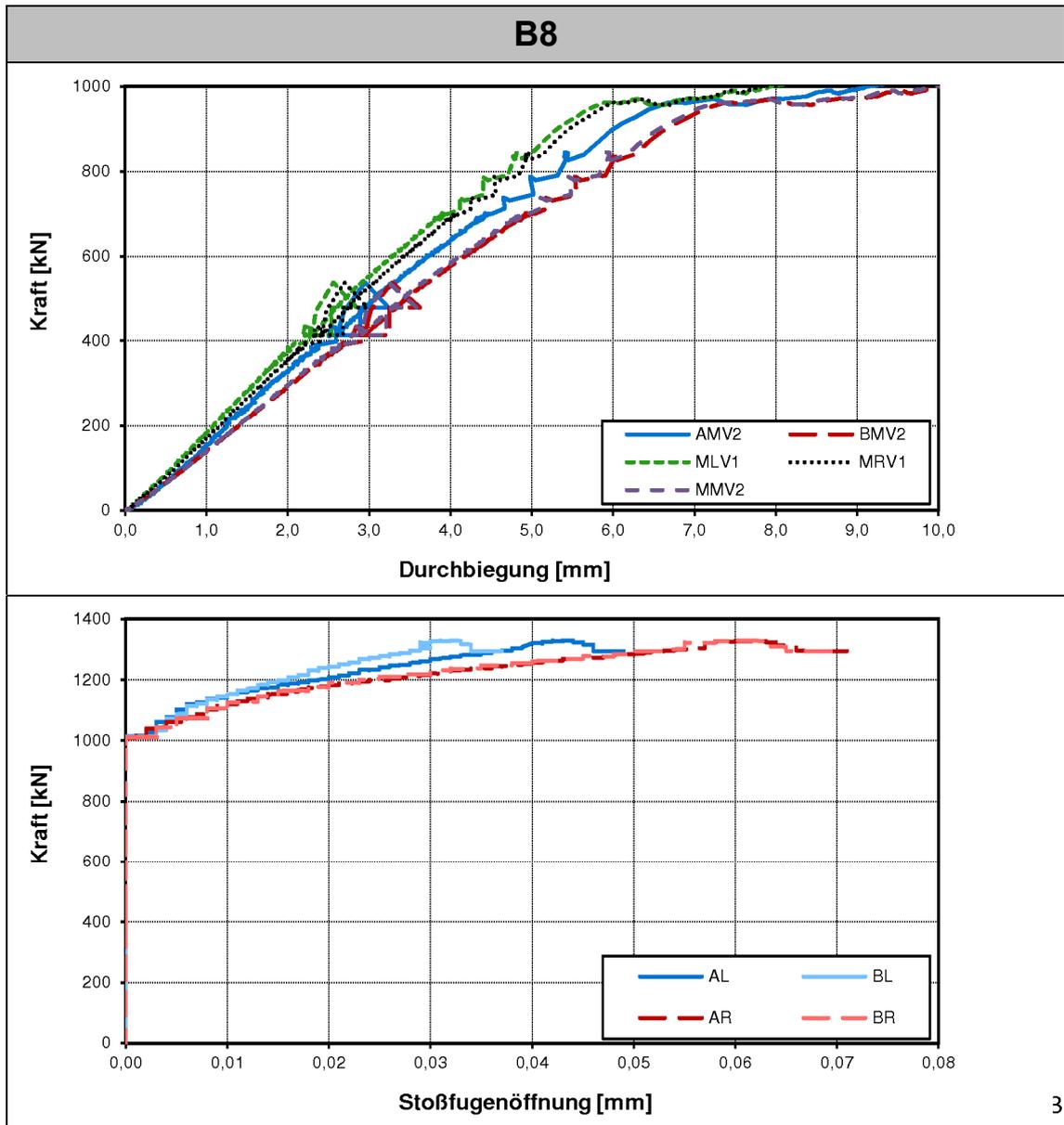


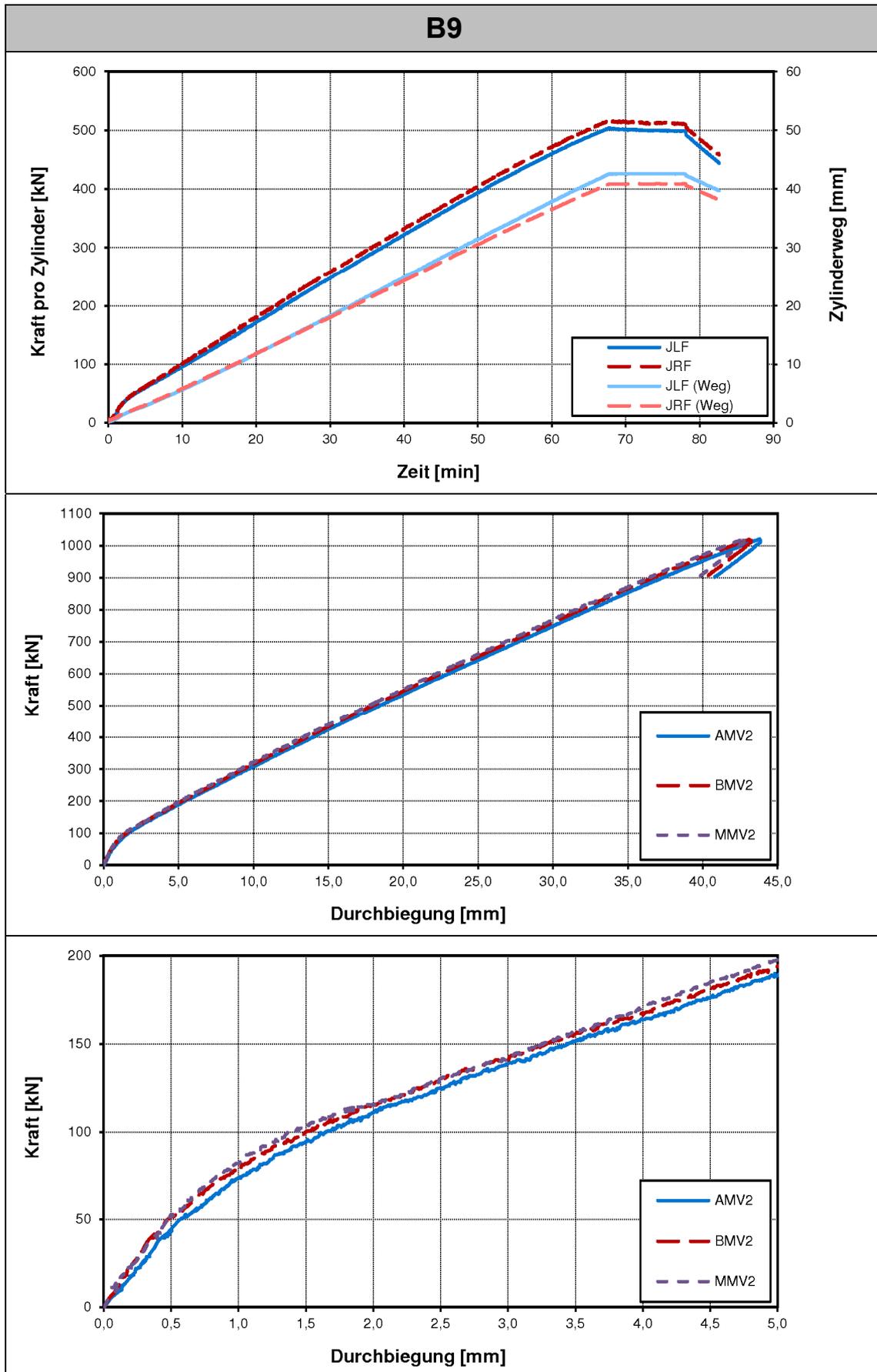
B8 – Statisches System und Schnittgrößen

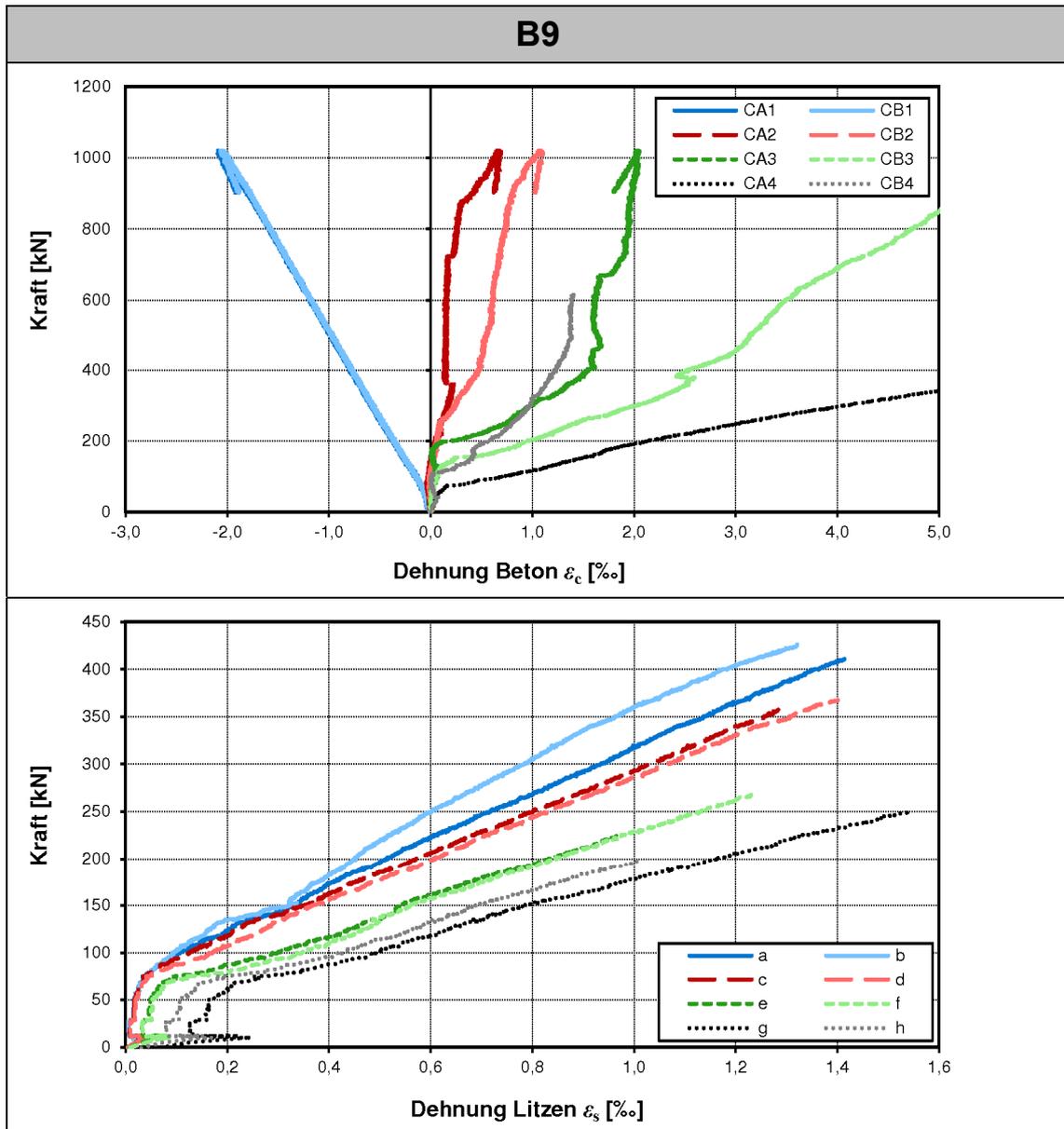


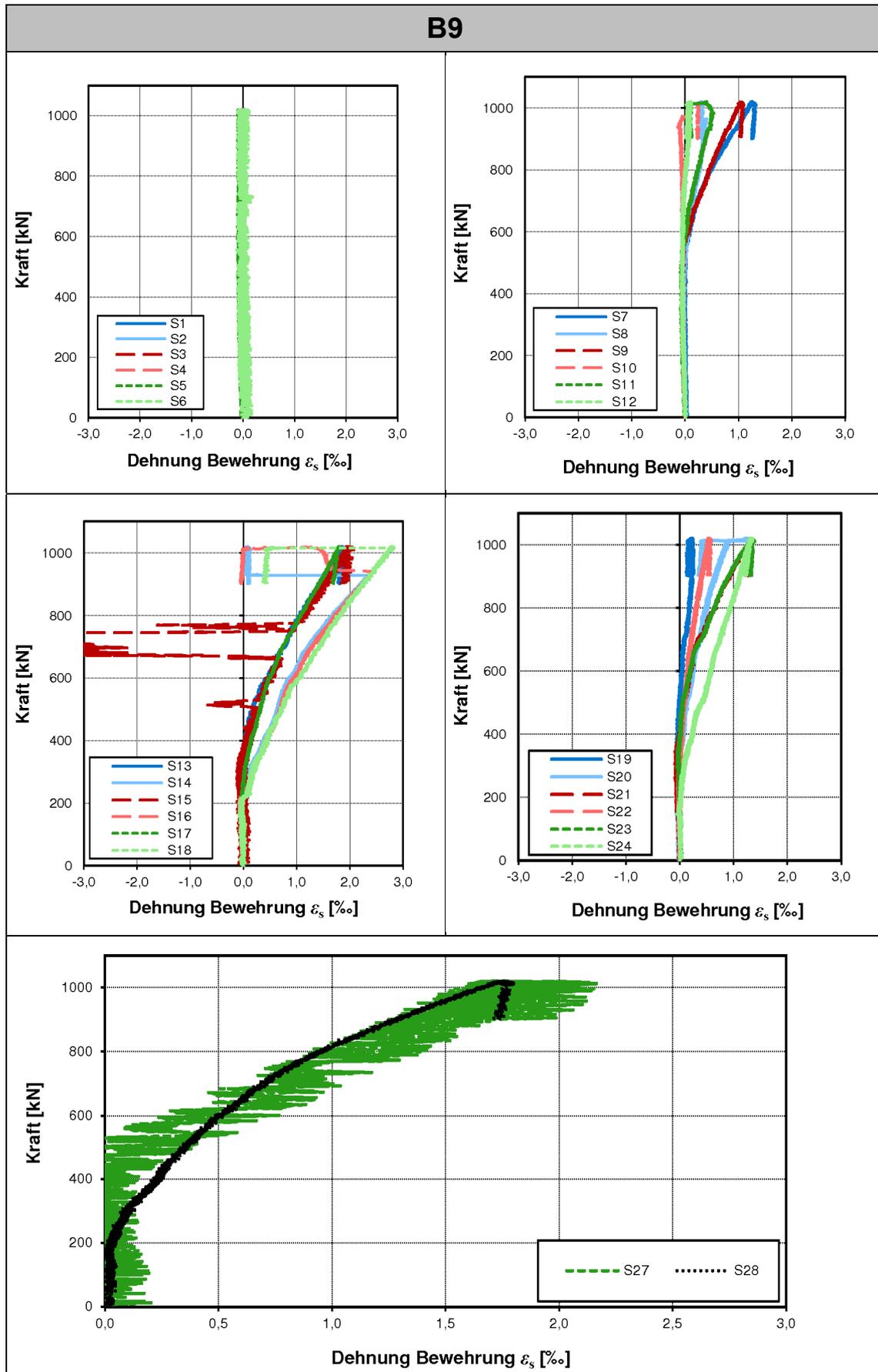


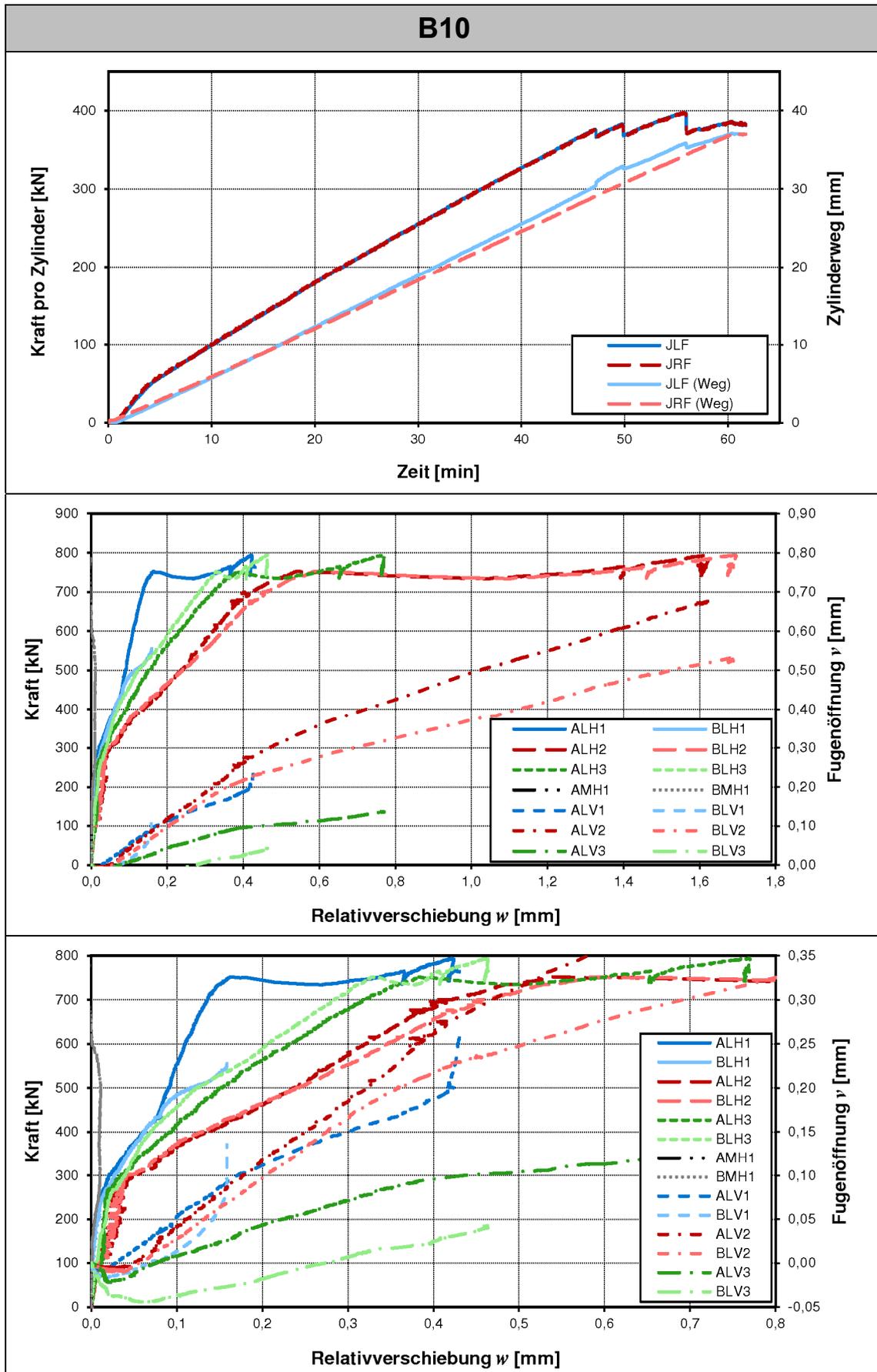


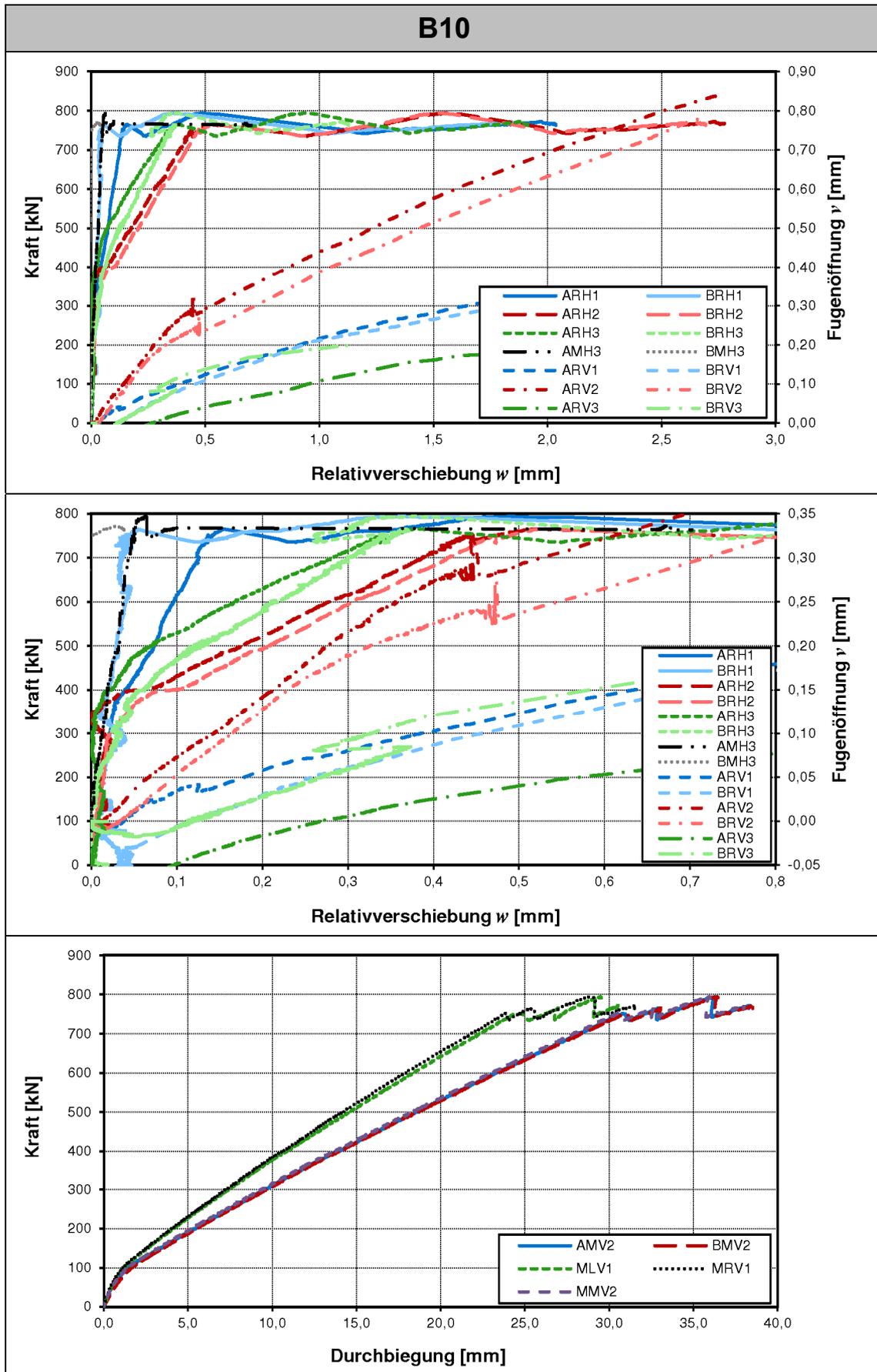


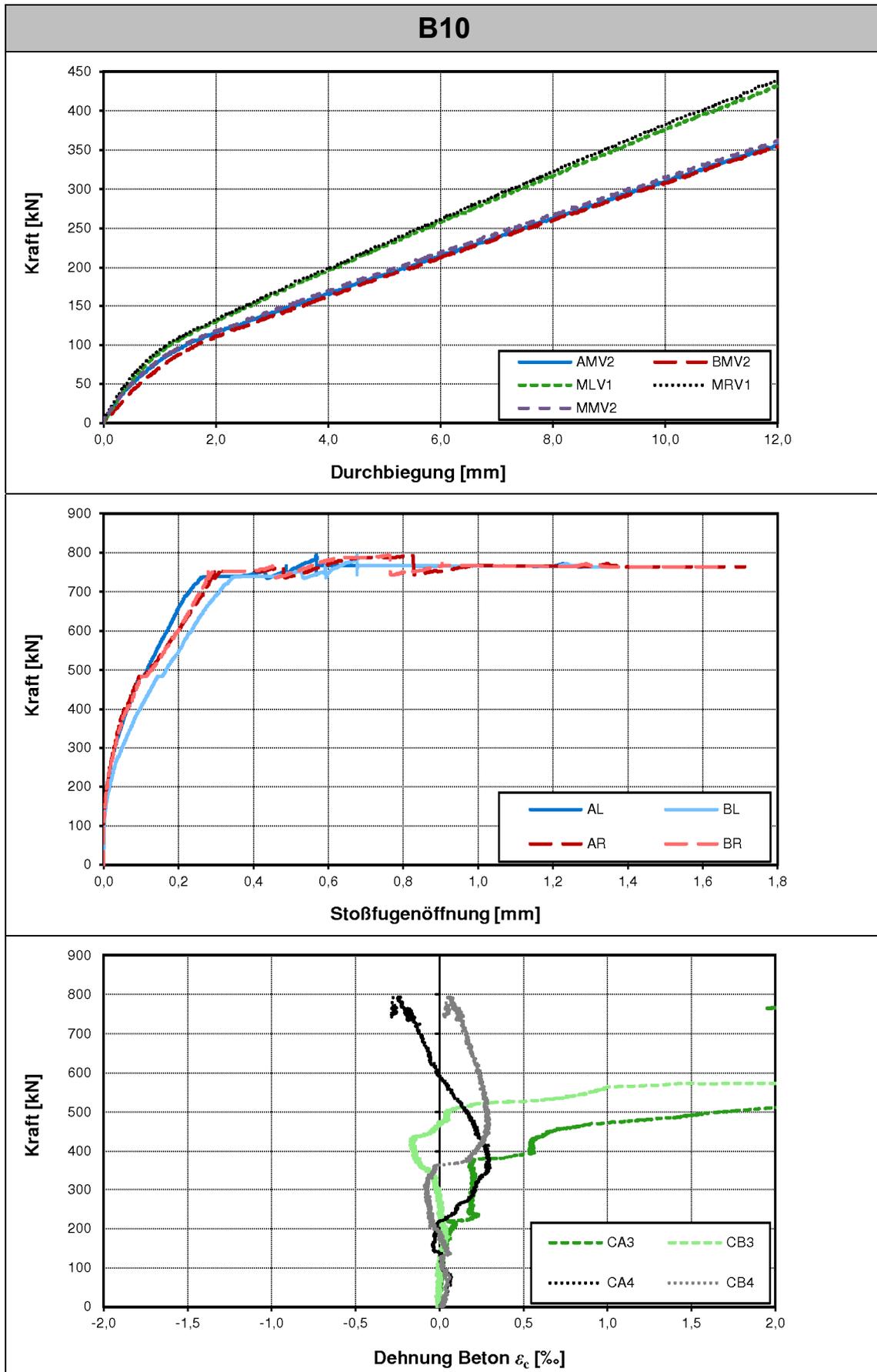


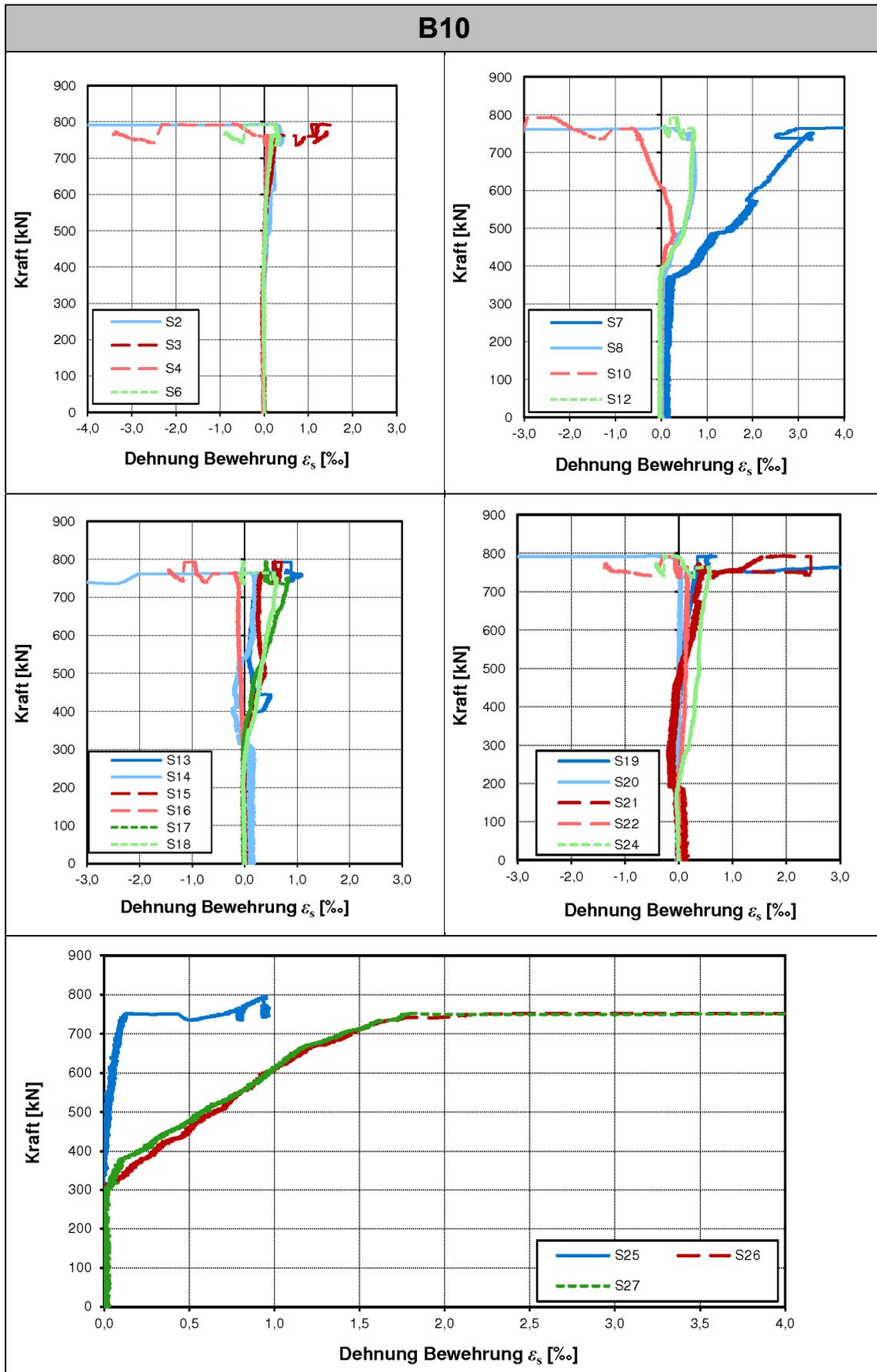


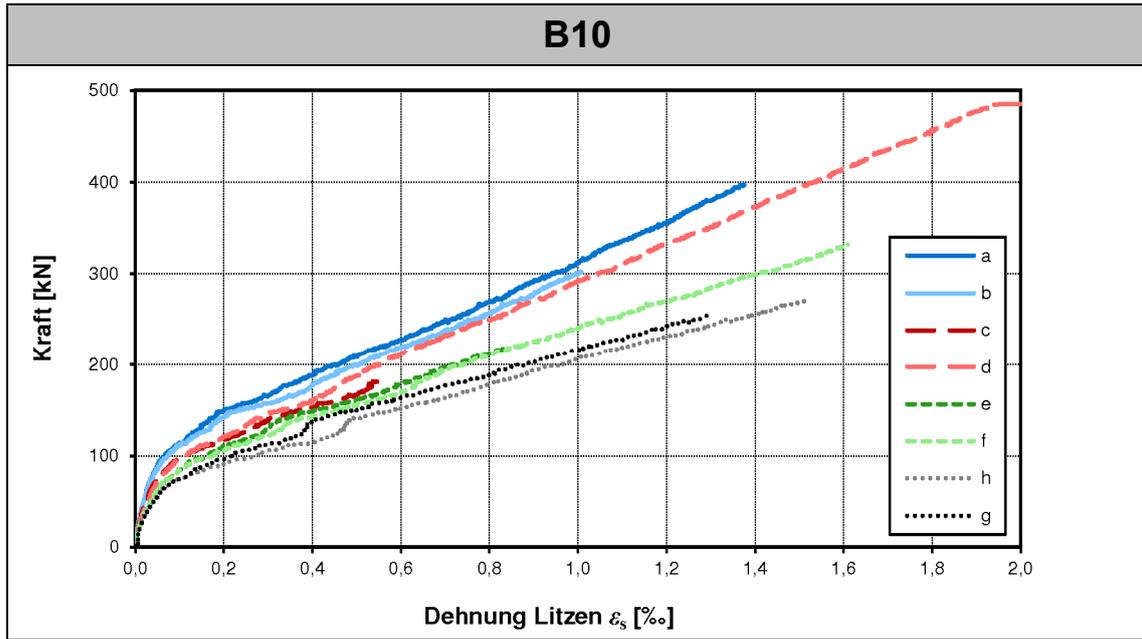


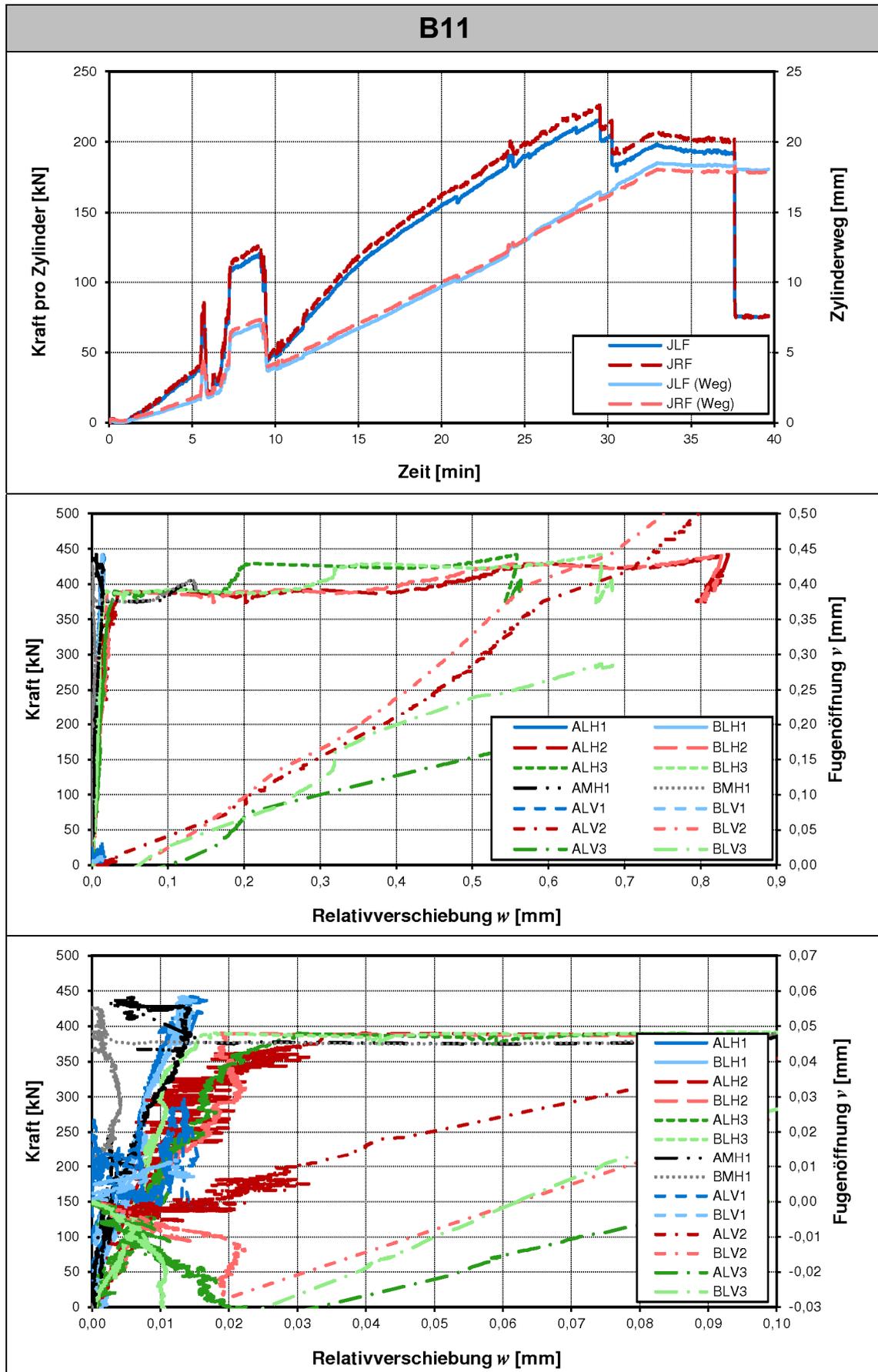


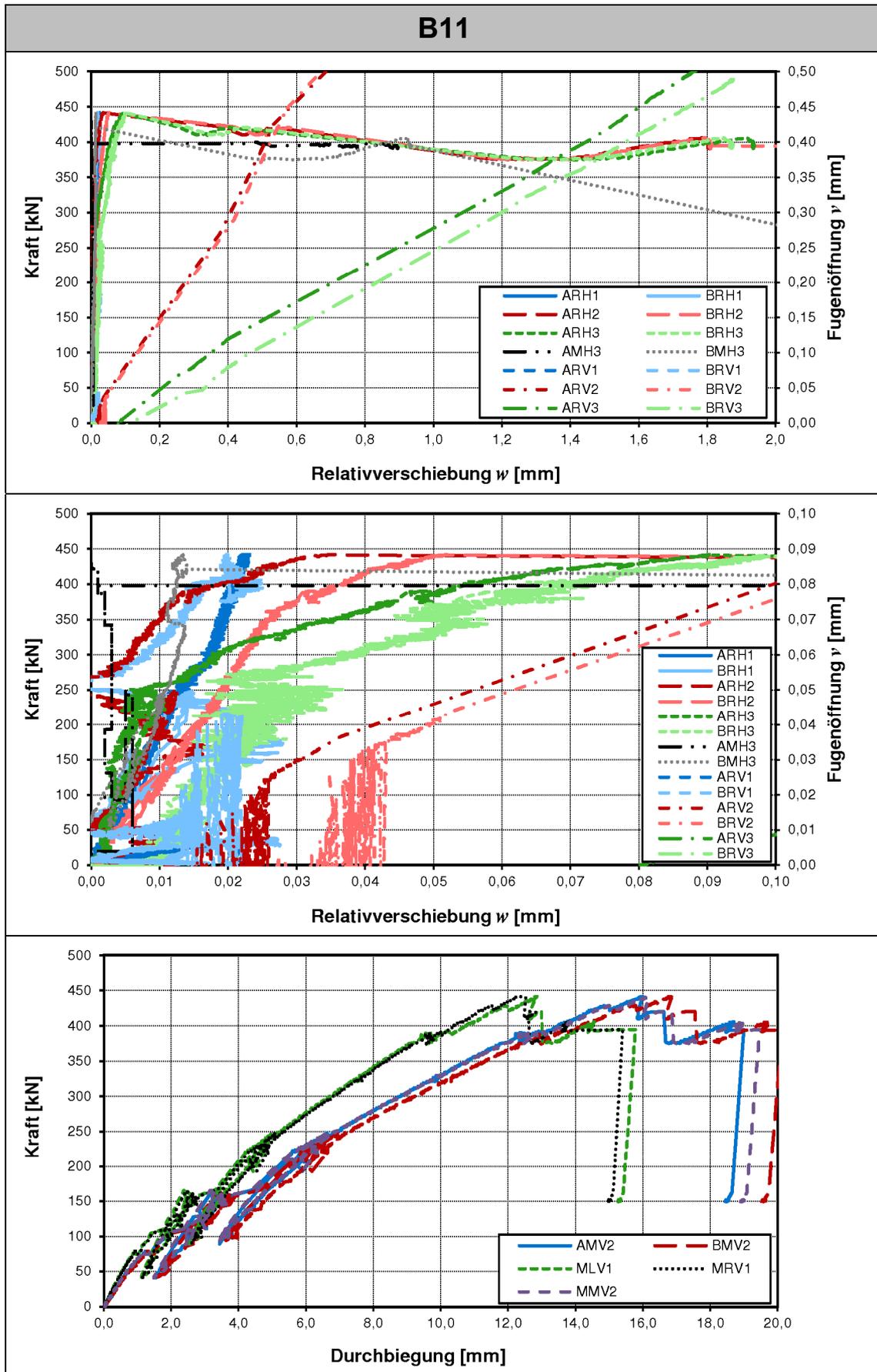


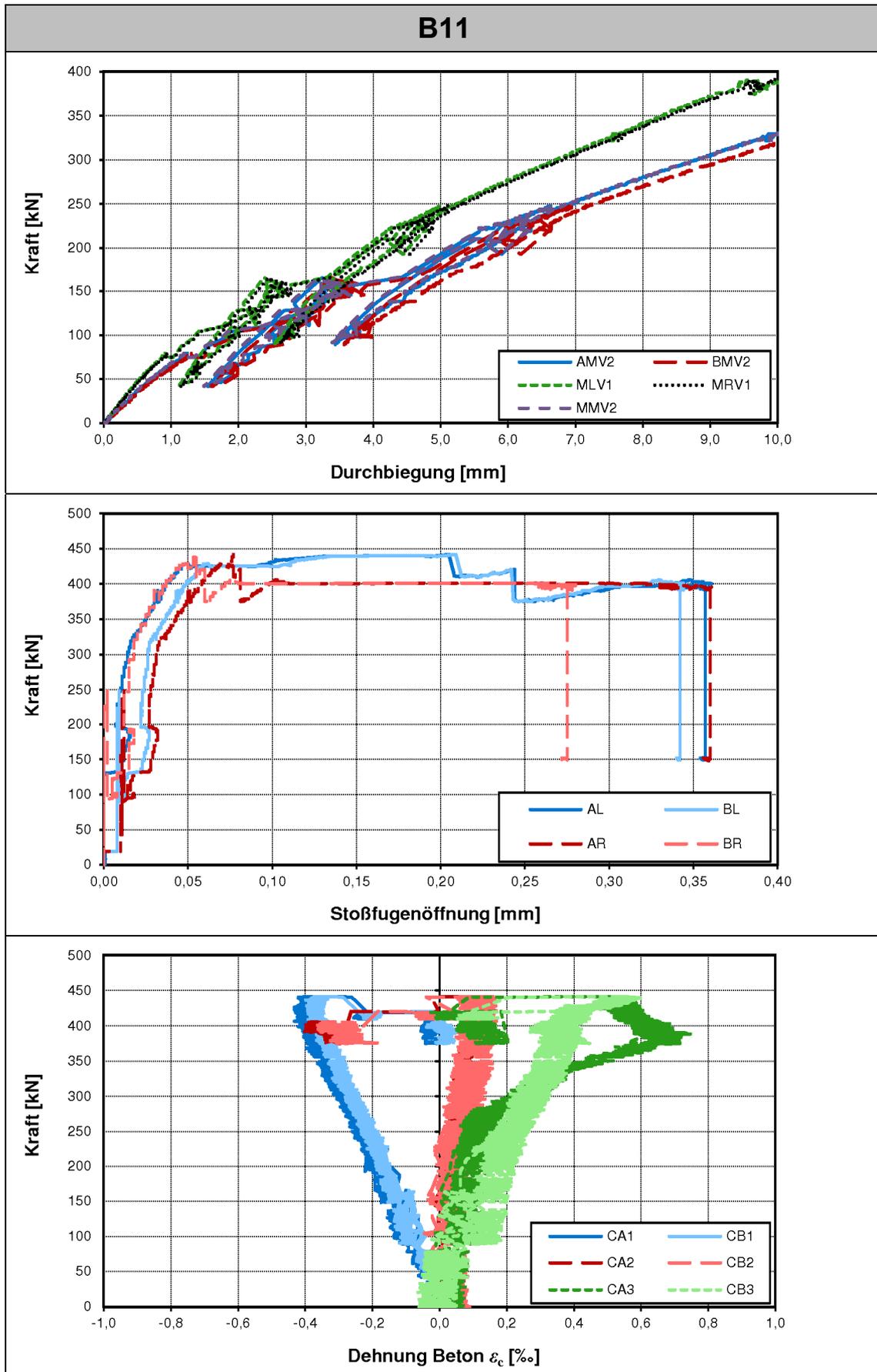


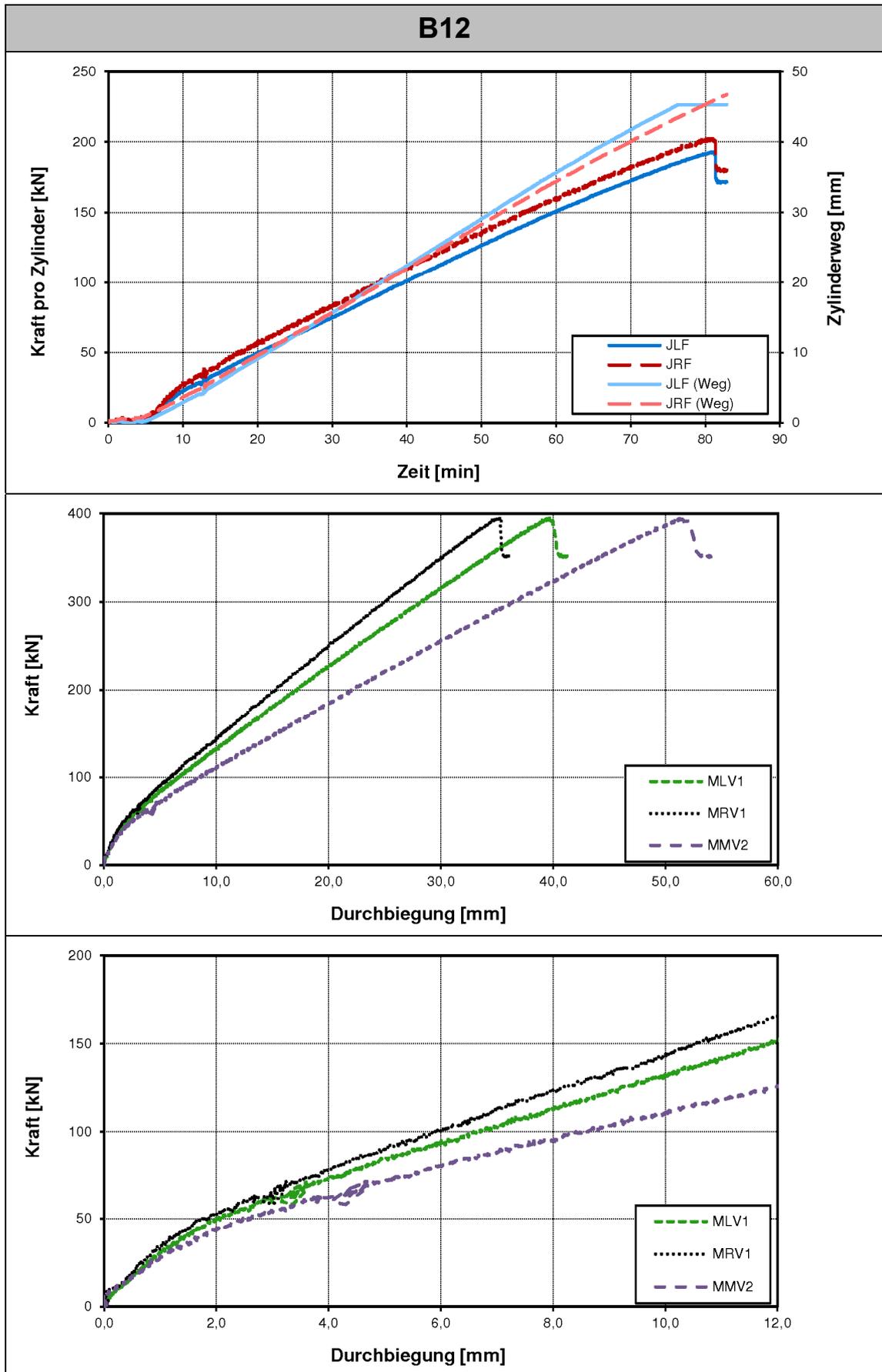


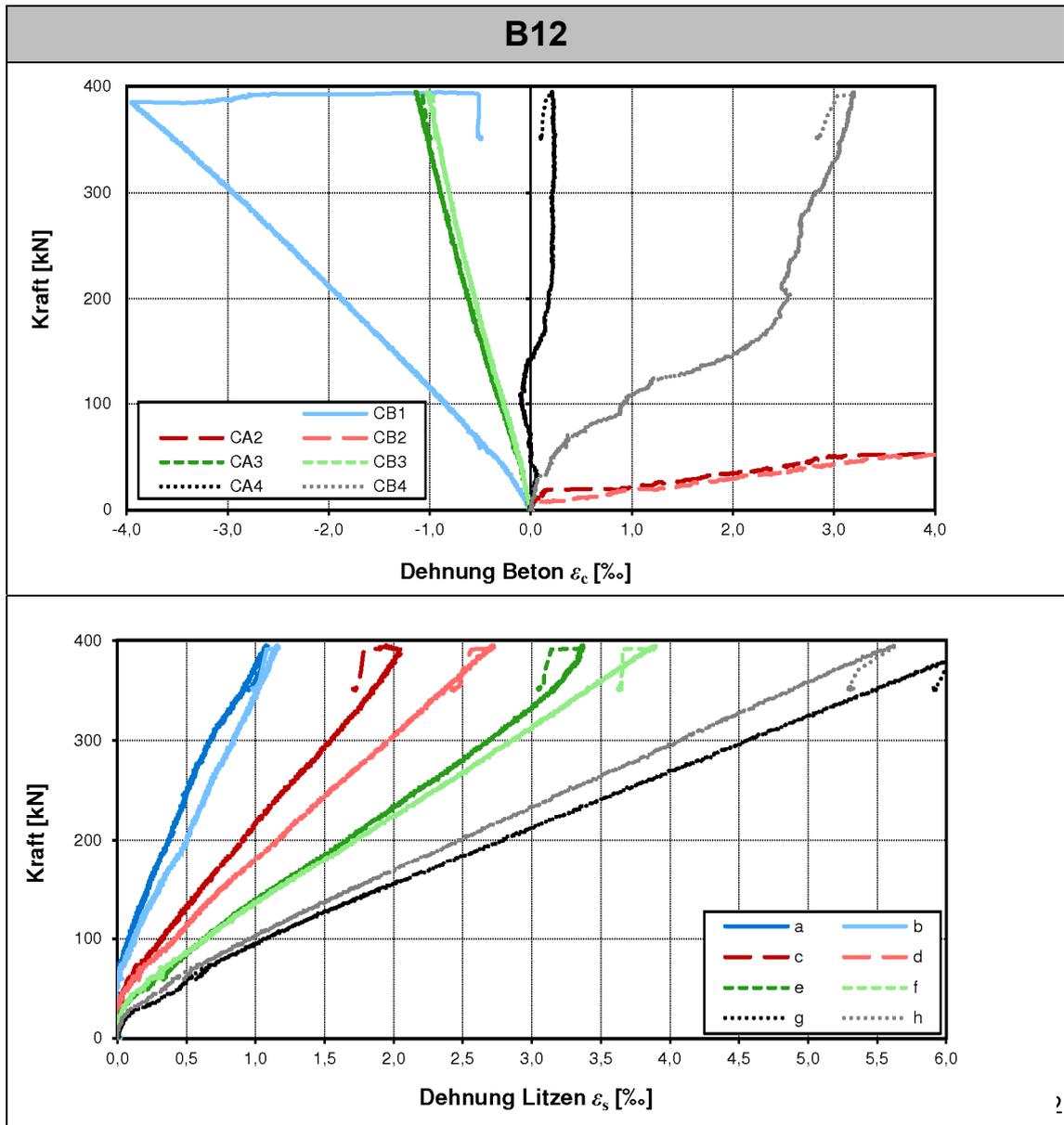


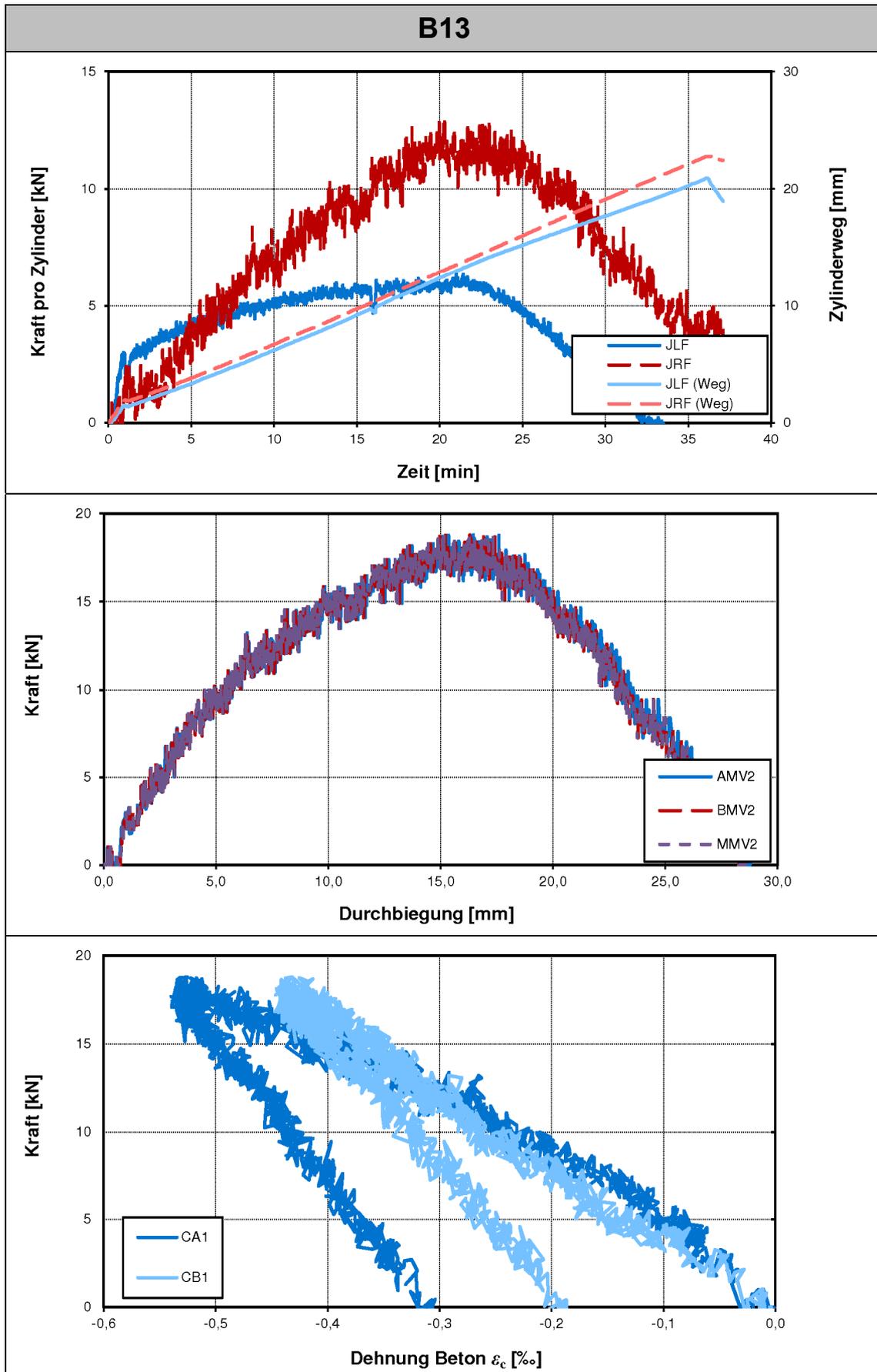


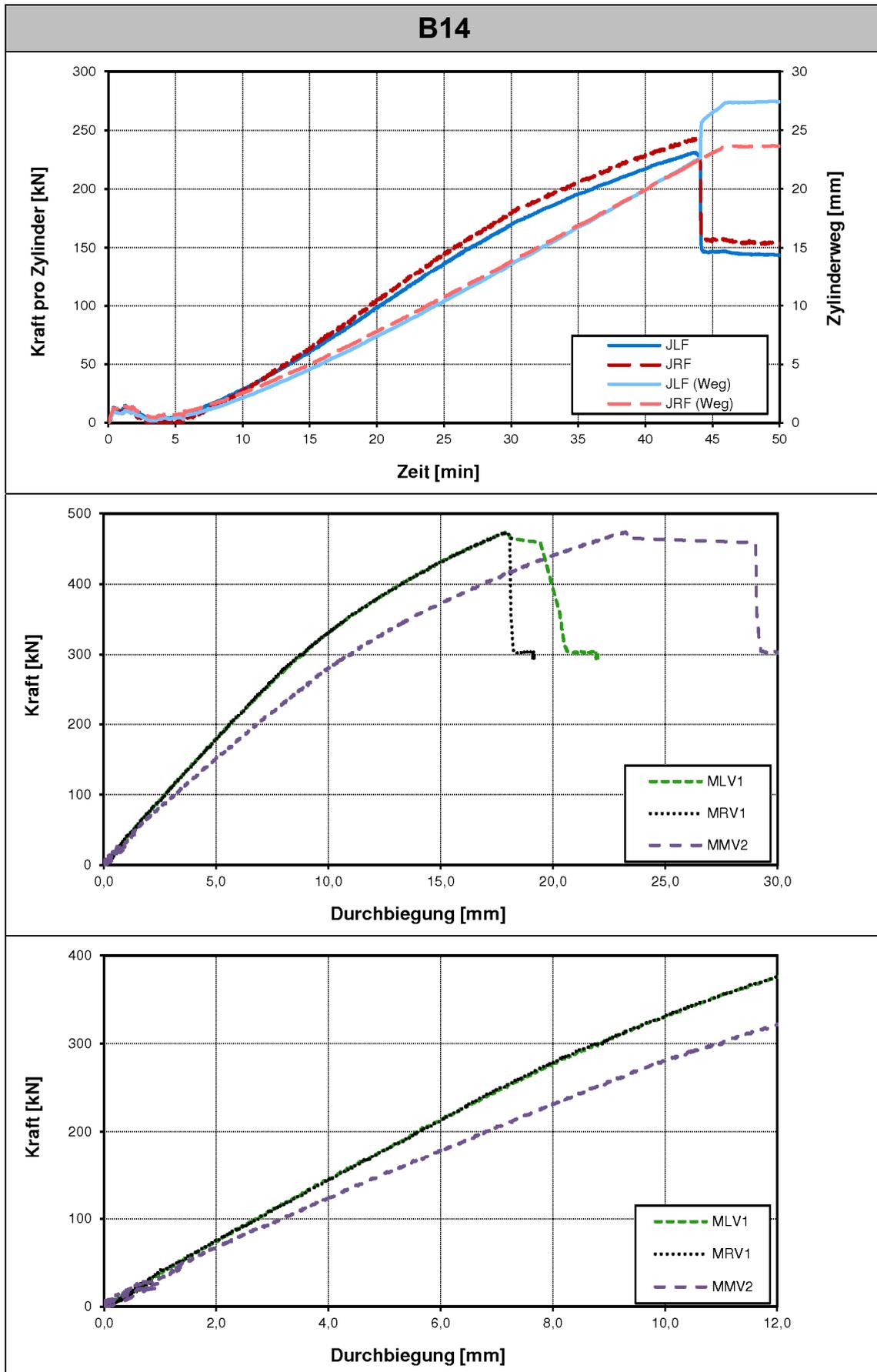


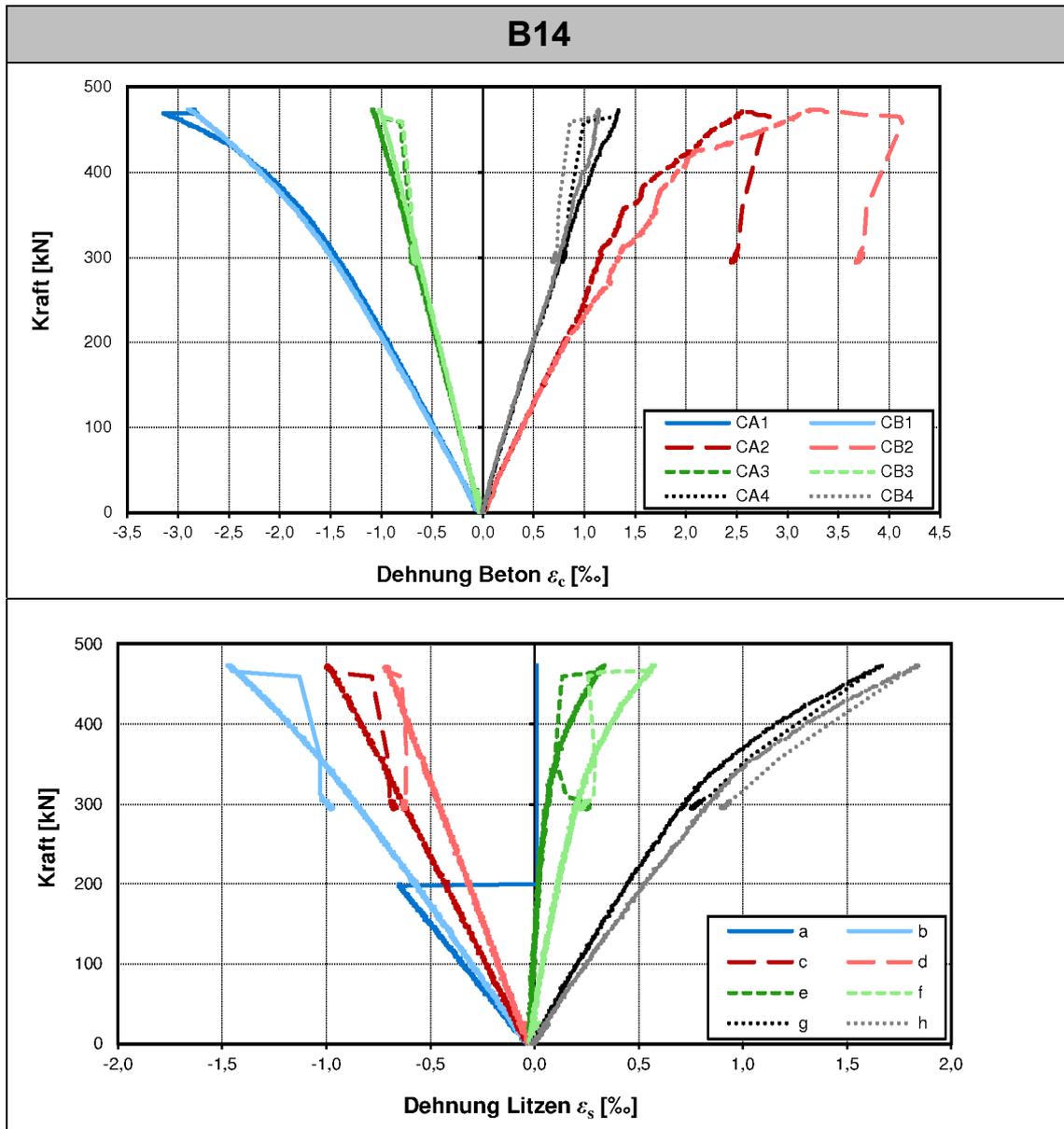












Anhang C Statistische Auswertung – Ergebnisse der Berechnungsschritte

Bestimmung des charakteristischen Wertes des Bemessungsmodells für die gerissene Klebefuge

VK	f_y N/mm ²	A_s cm ²	ρ -	μ -	r_e N/mm ²	r_t N/mm ²	$r_e \cdot r_t$ N ² /mm ⁴	r_e^2 N ² /mm ⁴	δ_i -	Δ_i -	$(\Delta_i - \bar{\Delta})^2$ -
2.1aL	597,8	9,05	0,0113	1,00	8,87	6,79	60,26	46,13	1,263	0,234	0,056
2.1aR	597,8	9,05	0,0113	1,00	8,11	6,79	55,05	46,13	1,154	0,143	0,022
2.1cL	597,8	9,05	0,0113	1,00	8,91	6,79	60,48	46,13	1,268	0,237	0,058
2.1cR	597,8	9,05	0,0113	1,00	7,57	6,79	51,38	46,13	1,077	0,074	0,006
2.1dL	597,8	9,05	0,0113	0,85	5,58	6,28	35,08	39,50	0,859	-0,152	0,022
2.1dR	597,8	9,05	0,0113	0,85	5,68	6,28	35,70	39,50	0,874	-0,135	0,017
2.1eL	597,8	9,05	0,0113	0,85	5,93	6,28	37,29	39,50	0,913	-0,091	0,008
2.1eR	597,8	9,05	0,0113	0,85	5,40	6,28	33,94	39,50	0,831	-0,185	0,033
2.1fL	597,8	9,05	0,0113	0,85	6,31	6,28	39,63	39,50	0,970	-0,030	0,001
2.1fR	597,8	9,05	0,0113	0,85	5,64	6,28	35,46	39,50	0,868	-0,141	0,019
2.2aL	558,3	9,24	0,0115	1,00	5,34	6,26	33,42	39,22	0,824	-0,194	0,036
2.2aR	558,3	9,24	0,0115	1,00	6,75	6,26	42,24	39,22	1,041	0,041	0,002
2.2bL	558,3	9,24	0,0115	1,00	5,79	6,26	36,25	39,22	0,894	-0,112	0,012
2.2bR	558,3	9,24	0,0115	1,00	6,13	6,26	38,37	39,22	0,946	-0,055	0,003
2.2cL	558,3	9,24	0,0115	1,00	6,59	6,26	41,29	39,22	1,018	0,018	0,000
2.2cR	558,3	9,24	0,0115	1,00	6,09	6,26	38,13	39,22	0,940	-0,062	0,003
2.3aL	513,9	12,57	0,0157	0,85	6,25	6,59	41,21	43,45	0,917	-0,086	0,007
2.3aR	513,9	12,57	0,0157	0,85	6,89	6,59	45,42	43,45	1,011	0,011	0,000
2.3bL	513,9	12,57	0,0157	0,85	6,61	6,59	43,59	43,45	0,970	-0,030	0,001
2.3bR	513,9	12,57	0,0157	0,85	6,12	6,59	40,31	43,45	0,897	-0,109	0,011
2.3cL	513,9	12,57	0,0157	1,00	7,49	7,04	52,68	49,50	1,029	0,029	0,001
2.3cR	513,9	12,57	0,0157	1,00	7,46	7,04	52,50	49,50	1,026	0,025	0,001
2.3dL	513,9	12,57	0,0157	1,00	6,90	7,04	48,53	49,50	0,948	-0,054	0,002
2.3dR	513,9	12,57	0,0157	1,00	7,56	7,04	53,22	49,50	1,039	0,039	0,002
3.1aL	597,8	9,05	0,0113	0,85	6,47	6,28	40,66	39,50	0,995	-0,005	0,000
3.1aR	597,8	9,05	0,0113	0,85	5,68	6,28	35,71	39,50	0,874	-0,134	0,017
3.1bL	597,8	9,05	0,0113	0,85	6,52	6,28	40,99	39,50	1,003	0,003	0,000
3.1bR	597,8	9,05	0,0113	0,85	6,06	6,28	38,07	39,50	0,932	-0,071	0,004
3.1cL	597,8	9,05	0,0113	0,85	6,71	6,28	42,16	39,50	1,032	0,032	0,001
3.1cR	597,8	9,05	0,0113	0,85	5,99	6,28	37,64	39,50	0,921	-0,082	0,006
5.1aL	597,8	13,57	0,0170	1,00	9,92	10,19	101,05	103,80	0,941	-0,060	0,003
5.1aR	597,8	13,57	0,0170	1,00	11,06	10,19	112,68	103,80	1,050	0,048	0,003
5.1bL	597,8	13,57	0,0170	1,00	9,65	10,19	98,33	103,80	0,916	-0,088	0,007
5.1bR	597,8	13,57	0,0170	1,00	10,56	10,19	107,60	103,80	1,002	0,002	0,000
5.1cL	597,8	13,57	0,0170	1,00	9,77	10,19	99,49	103,80	0,927	-0,076	0,005
5.1cR	597,8	13,57	0,0170	1,00	11,08	10,19	112,83	103,80	1,051	0,050	0,003
5.1dL	597,8	13,57	0,0170	0,85	8,33	9,43	78,51	88,88	0,854	-0,158	0,024
5.1eR	597,8	13,57	0,0170	0,85	9,02	9,43	84,99	88,88	0,925	-0,078	0,006
5.1fR	597,8	13,57	0,0170	0,85	8,73	9,43	82,30	88,88	0,895	-0,111	0,011
5.1gL	597,8	13,57	0,0170	0,85	8,84	9,43	83,34	88,88	0,907	-0,098	0,009

Anhang C – Statistische Auswertung – Ergebnisse der Berechnungsschritte

VK	f_y	A_s	ρ	μ	r_e	r_t	$r_e \cdot r_t$	r_e^2	δ_i	Δ_i	$(\Delta_i - \bar{\Delta})^2$
	N/mm ²	cm ²	-	-	N/mm ²	N/mm ²	N ² /mm ⁴	N ² /mm ⁴	-	-	-
5.1gR	597,8	13,57	0,0170	0,85	8,73	9,43	82,28	88,88	0,895	-0,111	0,011
5.1hL	597,8	13,57	0,0170	0,85	8,45	9,43	79,70	88,88	0,867	-0,143	0,019
5.1hR	597,8	13,57	0,0170	0,85	8,70	9,43	82,01	88,88	0,892	-0,114	0,012
5.4aL	597,8	18,10	0,0226	1,00	13,44	13,58	182,60	184,53	0,957	-0,044	0,002
5.4aR	597,8	18,10	0,0226	1,00	12,15	13,58	164,98	184,53	0,864	-0,146	0,020
5.4bL	597,8	18,10	0,0226	1,00	13,51	13,58	183,49	184,53	0,961	-0,039	0,001
5.4bR	597,8	18,10	0,0226	1,00	13,31	13,58	180,75	184,53	0,947	-0,054	0,003
8.1aL	597,8	13,57	0,0085	1,00	6,56	5,09	33,40	25,95	1,244	0,219	0,050
8.1aR	597,8	13,57	0,0085	1,00	6,17	5,09	31,41	25,95	1,170	0,157	0,026
8.1bL	597,8	13,57	0,0085	1,00	5,25	5,09	26,75	25,95	0,997	-0,003	0,000
8.1bR	597,8	13,57	0,0085	1,00	5,49	5,09	27,96	25,95	1,042	0,041	0,002
8.1cL	597,8	13,57	0,0085	1,00	5,15	5,09	26,24	25,95	0,978	-0,022	0,000
8.1cR	597,8	13,57	0,0085	1,00	4,95	5,09	25,22	25,95	0,940	-0,062	0,003
8.2aL	597,8	20,36	0,0127	1,00	9,24	7,64	70,57	58,39	1,169	0,156	0,025
8.2aR	597,8	20,36	0,0127	1,00	7,92	7,64	60,49	58,39	1,002	0,002	0,000
8.2bL	597,8	20,36	0,0127	1,00	7,25	7,64	55,37	58,39	0,917	-0,087	0,007
8.2bR	597,8	20,36	0,0127	1,00	8,04	7,64	61,47	58,39	1,018	0,018	0,000
8.2cL	597,8	20,36	0,0127	1,00	7,76	7,64	59,28	58,39	0,982	-0,018	0,000
8.2cR	597,8	20,36	0,0127	1,00	6,95	7,64	53,12	58,39	0,880	-0,128	0,015
8.3aL	597,8	27,14	0,0170	1,00	9,97	10,19	101,56	103,80	0,946	-0,055	0,003
8.3aR	597,8	27,14	0,0170	1,00	10,56	10,19	107,59	103,80	1,002	0,002	0,000
8.3bL	597,8	27,14	0,0170	1,00	9,85	10,19	100,35	103,80	0,935	-0,067	0,004
8.3bR	597,8	27,14	0,0170	1,00	9,75	10,19	99,31	103,80	0,925	-0,078	0,005
8.3cL	597,8	27,14	0,0170	1,00	10,42	10,19	106,16	103,80	0,989	-0,011	0,000
8.3cR	597,8	27,14	0,0170	1,00	9,44	10,19	96,16	103,80	0,896	-0,110	0,011
12.1aL	597,8	9,05	0,0113	1,00	7,20	6,79	48,89	46,13	1,025	0,025	0,001
12.1aR	597,8	9,05	0,0113	1,00	7,41	6,79	50,35	46,13	1,055	0,054	0,003
12.1bL	597,8	9,05	0,0113	1,00	7,13	6,79	48,41	46,13	1,015	0,015	0,000
12.1bR	597,8	9,05	0,0113	1,00	7,49	6,79	50,84	46,13	1,066	0,063	0,005
12.2bL	513,9	12,57	0,0157	1,00	7,21	7,04	50,75	49,50	0,991	-0,009	0,000
12.2bR	513,9	12,57	0,0157	1,00	7,37	7,04	51,83	49,50	1,012	0,012	0,000
B3L	591,8	2,26	0,0113	1,00	7,27	6,72	48,88	45,21	1,045	0,044	0,002
B3R	591,8	2,26	0,0113	1,00	6,73	6,72	45,25	45,21	0,968	-0,033	0,001
B4aL	591,8	3,39	0,0170	1,00	10,74	10,09	108,32	101,72	1,030	0,029	0,001
B4aR	591,8	3,39	0,0170	1,00	9,84	10,09	99,24	101,72	0,943	-0,058	0,003
B4bL	591,8	3,39	0,0170	1,00	14,55	10,09	146,75	101,72	1,395	0,333	0,113
B4bR	591,8	3,39	0,0170	1,00	13,45	10,09	135,65	101,72	1,289	0,254	0,067
B4cL	591,8	3,39	0,0170	1,00	15,22	10,09	153,51	101,72	1,459	0,378	0,146
B4cR	591,8	3,39	0,0170	1,00	12,92	10,09	130,31	101,72	1,239	0,214	0,047
B6L	582,6	3,14	0,0157	1,00	9,56	7,98	76,25	63,62	1,159	0,147	0,023
B6R	582,6	3,14	0,0157	1,00	9,75	7,98	77,77	63,62	1,182	0,167	0,029
B10L	591,8	4,52	0,0113	1,00	7,47	6,72	50,23	45,21	1,074	0,072	0,006
B10R	591,8	4,52	0,0113	1,00	7,61	6,72	51,17	45,21	1,094	0,090	0,009

Schritt 3

$$b = \frac{\sum r_e r_t}{\sum r_t^2} = \frac{5770,43}{5579,47} = 1,034$$

Schritt 4

$$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i = \frac{1}{83} \cdot (-0,316) = -0,0038$$

$$s_{\Delta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2} = \sqrt{\frac{1}{83-1} \cdot 1,10} = 0,116$$

$$V_{\delta} = \sqrt{\exp(s_{\Delta}^2) - 1} = \sqrt{\exp(0,116^2) - 1} = 0,116$$

Schritt 6

Basisvariable	V_{xi}
Stahlfestigkeit f_y	0,07
Stahlfläche A_s	0,02
Reibungsbeiwert μ	0,128
Fugengeometrie A_j	0,008

Schritt 7

$$V_{rt} = \sqrt{\sum_{i=1}^j V_{xi}^2} = 0,148$$

$$V_r = \sqrt{V_{\delta}^2 + V_{rt}^2} = 0,188$$

$$Q_{rt} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)} = 0,147 \quad Q_{\delta} = \sqrt{\ln(V_{\delta}^2 + 1)} = 0,116 \quad Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)} = 0,186$$

$$\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q} = 0,788 \quad \alpha_{\delta} = \frac{Q_{\delta}}{Q} = 0,622$$

$$r_k = b g_{rt}(\underline{X}_m) \exp(-k_{\infty} \alpha_{rt} Q_{rt} - k_n \alpha_{\delta} Q_{\delta} - 0,5 Q^2) = 0,75 (g_{rt}(\underline{X}_m))$$

$$r_k = 1,034 \cdot g_{rt}(\underline{X}_m) \exp(-1,64 \cdot 0,788 \cdot 0,147 - 1,64 \cdot 0,622 \cdot 0,116 - 0,5 \cdot 0,186^2) = 0,75 (g_{rt}(\underline{X}_m))$$

Bestimmung des charakteristischen Wertes des Bemessungsmodells für die reine Dübelwirkung

VK	f_y	A_s	f_c	r_e	r_t	$r_e \cdot r_t$	r_e^2	δ_i	Δ_i	$(\Delta_i - \bar{\Delta})^2$
	N/mm ²	cm ²	N/mm ²	kN	kN	kN ²	kN ²	-	-	-
13.1L	558,7	6,28	29	132,0	142,1	18760,7	20200,1	0,943	-0,059	0,003
13.1R	558,7	6,28	29	144,3	142,1	20508,9	20200,1	1,031	0,030	0,001
13.2L	960,2	3,53	29	114,1	120,0	13692,2	14400,3	0,965	-0,035	0,001
13.2R	960,2	3,53	29	120,3	120,0	14436,2	14400,3	1,018	0,017	0,000
13.3L	558,7	6,28	53	186,8	192,1	35891,5	36917,3	0,987	-0,013	0,000
13.3R	558,7	6,28	53	191,6	192,1	36813,8	36917,3	1,012	0,012	0,000
13.4L	960,2	3,53	53	164,3	162,2	26654,0	26317,8	1,028	0,028	0,001
13.4R	960,2	3,53	53	155,0	162,2	25145,3	26317,8	0,970	-0,031	0,001
13.6L	960,2	3,53	67	173,2	182,4	31591,7	33269,7	0,964	-0,037	0,001
13.6R	960,2	3,53	67	190,9	182,4	34820,1	33269,7	1,062	0,061	0,004

Schritt 3

$$b = \frac{\sum r_e r_t}{\sum r_t^2} = \frac{258314,4}{262210,4} = 0,985$$

Schritt 4

$$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \Delta_i = \frac{1}{10} \cdot (-0,027) = -0,0027$$

$$s_{\Delta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2} = \sqrt{\frac{1}{10-1} \cdot 0,013} = 0,038$$

$$V_{\delta} = \sqrt{\exp(s_{\Delta}^2) - 1} = \sqrt{\exp(0,038^2) - 1} = 0,038$$

Schritt 6

Basisvariable	V_{xi}
Stahlfestigkeit f_y	0,07
Stahlfläche A_s	0,02
Betondruckfestigkeit f_c	0,179

Schritt 7

$$V_{rt} = \sqrt{\sum_{i=1}^j V_{xi}^2} = 0,193$$

$$V_r = \sqrt{V_{\delta}^2 + V_{rt}^2} = 0,197$$

$$Q_{rt} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)} = 0,192 \quad Q_{\delta} = \sqrt{\ln(V_{\delta}^2 + 1)} = 0,038 \quad Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)} = 0,195$$

$$\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q} = 0,982 \quad \alpha_{\delta} = \frac{Q_{\delta}}{Q} = 0,194$$

$$r_k = b g_{rt}(\underline{X}_m) \exp(-k_{\infty} \alpha_{rt} Q_{rt} - k_n \alpha_{\delta} Q_{\delta} - 0,5 Q^2) = 0,75 (g_{rt}(\underline{X}_m))$$

$$r_k = 0,985 \cdot g_{rt}(\underline{X}_m) \exp(-1,64 \cdot 0,982 \cdot 0,192 - 1,92 \cdot 0,194 \cdot 0,038 - 0,5 \cdot 0,195^2) = 0,70 (g_{rt}(\underline{X}_m))$$