

Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten oberflächennaher Verbunddübelleisten

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Kaiserslautern
zur Verleihung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Yannick Micha Broschart

aus Otterberg

Dekan:	Prof. Dr.-Ing. H. Sadegh-Azar
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. W. Kurz
2. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. M. Feldmann
Tag der mündlichen Prüfung:	30.09.2020

Kaiserslautern 2020

(D 386)

Yannick Broschart

**Untersuchungen zum Trag- und
Verformungsverhalten oberflächennaher
Verbunddübelleisten**

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet Stahlbau des Fachbereichs Bauingenieurwesen der Technischen Universität Kaiserslautern.

An dieser Stelle möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz ganz herzlich für die Ermöglichung meiner Promotion, die Unterstützung im Rahmen des Forschungsprojektes sowie die zahlreichen und intensiven Gespräche rund um meine Arbeit danken.

Dem zweiten Berichterstatter Herrn Prof. Dr.-Ing. Markus Feldmann gilt für die konstruktive Unterstützung in vielen gemeinsamen Projektsitzungen sowie die Begutachtung meiner Arbeit mein ausdrücklicher Dank.

Ebenso gilt mein Dank Herrn Prof. Dr.-Ing. Christian Glock für die Übernahme des Vorsitzes der Promotionskommission.

Bei allen derzeitigen sowie ehemaligen Kolleginnen und Kollegen am Fachgebiet Stahlbau, am Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion sowie am Fachgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke möchte ich mich für die überaus offene und freundschaftliche Zusammenarbeit im fünften Stock des Gebäudes 14 bedanken.

Meinen Kollegen der RWTH Aachen danke ich für die ebenso konstruktive wie angenehme Zusammenarbeit im Rahmen unseres gemeinsamen Forschungsprojektes.

Allen Studentinnen und Studenten, die mich als wissenschaftliche Hilfskräfte oder im Rahmen von Studien-, Bachelor- und Masterarbeiten unterstützt und überhaupt erst die umfangreichen Untersuchungen ermöglicht haben, gilt mein außerordentlicher Dank.

Außerdem danke ich allen Mitarbeitern des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern für die Unterstützung bei der Herstellung und Durchführung der praktischen Versuchsserien.

Besonderer Dank gilt meinem Bürokollegen Philipp Hauser für das sehr hilfreiche Lesen und Kommentieren meiner Arbeit, die intensiven Diskussionen und für die schöne Zeit innerhalb sowie außerhalb der Universität.

Zuletzt möchte ich mich von Herzen bei meiner Familie bedanken, die mich auf meinem Bildungsweg immer gefördert und unterstützt hat, sowie meinen Freunden, die mir zuverlässig zur Seite stehen und mir immer wieder die wesentlichen Dinge des Lebens vor Augen führen.

Kaiserslautern, November 2019

Yannick Broschart

*„Vor jedem steht ein Bild dess', das er werden soll;
Solang er das nicht ist, ist nicht sein Friede voll.“*

- Friedrich Rückert (1788 – 1866), deutscher Dichter -

Inhalt

Inhalt	7
Kurzfassung	12
Abstract	13
Allgemeine Bezeichnungen	14
Formelzeichen	14
1 Einleitung	1
1.1 Allgemeines	1
1.2 Zielstellung	2
1.3 Methodik	2
2 Stand der Kenntnisse	3
2.1 Verbunddübelleisten	3
2.1.1 Grundlagen	3
2.1.2 Ausnehmungsgeometrien	4
2.1.3 Versagensmodi	5
2.1.4 Quasi-hydrostatischer Druckspannungszustand	7
2.1.5 Oberflächennahe Einbaupositionen	8
2.1.6 Einflussgrößen für das Tragverhalten oberflächennaher Verbunddübelleisten	9
2.1.7 Vor- und Nachteile von Verbunddübelleisten	10
2.2 Push-Out-Versuche	11
2.3 Single-Push-Out-Versuche	13
2.4 Vorhandene Bemessungsmodelle	15
2.4.1 Allgemeine Bauartgenehmigung des DIBt (2018) und Hintergründe	15
2.4.1.1 Versagensmodus Abscheren des Betondübels	16
2.4.1.2 Versagensmodus Ausstanzen eines Betonkegels	18
2.4.1.3 Versagensmodus Stahlversagen	21
2.4.2 Bemessung randnaher Kopfbolzendübel nach Elgehausen (2000)	24
2.4.3 Bemessung liegender Kopfbolzendübel nach Breuninger (2000)	25
2.4.4 Bemessung randnaher Verbunddübelleisten nach Seidl (2009)	26
2.4.5 Bemessung randnaher Verbunddübelleisten nach Gajda (2020)	30
3 Experimentelle Untersuchungen an Kleinteilversuchen	35
3.1 Gesamtübersicht des Kleinteilversuchsprogramms	35
3.2 Push-Out-Versuche (PO)	37

3.2.1	Versuchsaufbau und -durchführung	37
3.2.2	Herstellung der Probekörper	38
3.2.3	Materialeigenschaften	40
3.2.4	Messtechnik	41
3.2.4.1	Verformungsmessungen mit induktiven Wegaufnehmern	41
3.2.4.2	Kraftmessung der Querkzugstange	42
3.2.4.3	Optische 3D-Messtechnik	42
3.3	Single-Push-Out-Versuche (SPO)	45
3.3.1	Entwicklung eines Versuchsaufbaus	45
3.3.2	Versuchsdurchführung	45
3.3.3	Messtechnik	46
3.4	Single-Push-Out-Versuche mit quergerissener Betonplatte (SPOCC)	46
3.4.1	Entwicklung eines Versuchsaufbaus	46
3.4.2	Versuchsdurchführung und Messtechnik	47
4	Numerische Simulationen	49
4.1	Grundlagen	49
4.2	Concrete-Damaged-Plasticity (CDP) Betonmodell	50
4.2.1	Allgemeines	50
4.2.2	Uniaxiales Drucktragverhalten nach Sargin	51
4.2.3	Uniaxiales Zugtragverhalten nach Hillerborg	52
4.2.4	Schädigungsparameter des Betons	53
4.2.5	Mehraxiales Werkstoffverhalten	54
4.3	Stahlmodell	55
4.4	Eingabedaten in ABAQUS	55
4.4.1	Allgemeines	55
4.4.2	Kleinteilversuchsprogramm	56
4.4.3	Bauteilversuchsprogramm	57
5	Vergleichbarkeit von oberflächennahen Push-Out- und Single-Push-Out-Versuchen	59
5.1	Allgemeines	59
5.2	Eigenschaften der Vergleichsversuche	59
5.3	Experimentelle Untersuchungsergebnisse	60
5.4	Numerische Simulationsergebnisse	60
5.5	Beurteilungen	61
6	Einflussgrößen oberflächennaher Verbunddübelleisten	63
6.1	Allgemeines	63
6.2	Einbauposition der Verbunddübelleiste	65
6.3	Ausnehmungsgeometrie	68

6.4	Skalierung der Stahlzähne	70
6.5	Stahlzahnabstand	72
6.6	Einbindetiefe	74
6.7	Betonfestigkeit	76
6.8	Betonplattendicke	78
6.9	Stahlblechdicke	81
6.10	Betonplattendicke und Stahlblechdicke in Kombination	83
6.11	Anordnung der Querbewehrung	84
6.12	Quergerissene Betonplatte durch SPOCC-Tastversuche	88
6.13	Ergebnisübersicht und Beurteilung	92
7	Tragverhalten oberflächennaher Verbunddübeln im Bauteil	97
7.1	Allgemeines	97
7.2	Versuchsaufbau	97
7.3	Versuchsdurchführung	100
7.4	Herstellung der Probekörper	101
7.5	Materialeigenschaften	101
7.6	Messtechnik	102
7.6.1	Allgemeines	102
7.6.2	Induktive Wegaufnehmer	103
7.6.3	Dehnungsmessstreifen	104
7.6.4	Faseroptische Sensormesstechnik	104
7.7	Versuchsergebnisse	105
7.7.1	Allgemeine Ergebnisse	105
7.7.2	Ergebnisse des Verbundträgerversuchs VBT-1.2	107
7.8	Schnittgrößenberechnung	112
7.8.1	Vorgehensweise	112
7.8.2	Berechnung der Momentenaufteilung in die Querschnittsteile	114
7.8.3	Berechnung der Längsschubtragfähigkeit der Verbunddübel	115
7.8.4	Ergebnisübersicht	118
7.9	Vergleich der experimentell ermittelten mit numerisch simulierten Ergebnissen	121
7.9.1	Allgemeines	121
7.9.2	Vergleich des Kraft-Durchbiegungs-Verhaltens	121
7.9.3	Vergleich der Rissbilder	122
7.9.4	Vergleich der Dehnungsmessungen	122
7.9.5	Berechnung der Verbunddübelkräfte	125
7.9.6	Beobachtungen zum Verformungsverhalten	126
7.9.7	Beobachtungen zum Tragverhalten	128
8	Entwicklung eines Lastabtragungsmodells	131

9	Entwicklung eines Bemessungskonzeptes für oberflächennahe Verbundübelleisten	133
9.1	Herleitung des Bemessungsmodells	133
9.2	Nachrechnung der experimentellen Tragfähigkeiten des Kleinteilversuchsprogramms	139
9.3	Nachrechnung der Längsschubtragfähigkeiten der Verbundträgerversuche	143
9.4	Duktilitätsanforderungen	148
10	Stochastische Auswertung nach Eurocode 0	151
10.1	Hintergründe und Beispielbetrachtung	151
10.2	Standardisiertes Auswerteverfahren nach Anhang D.8	157
11	Zusammenfassung und Ausblick	163
11.1	Zusammenfassung	163
11.2	Ausblick und Empfehlungen	164
	Danksagung	166
	Literatur	169
	Anhang	
A	Rissbilder und Stahlzahnkopferformungen des Push-Out-Versuchsprogramms	179
B	Rissbilder des Single-Push-Out-Versuchsprogramms	194
C	Kraft-Dickenänderungs-Diagramme des Push-Out-Versuchsprogramms	197
D	Messergebnisse des Bauteilversuchsprogramms	203
D.1	Verbundträger 1	203
D.1.1	Verbundträgerversuch 1.1	203
D.1.2	Verbundträgerversuch 1.2	207
D.2	Verbundträger 2	211
D.2.1	Verbundträgerversuch 2.1	211
D.2.2	Verbundträgerversuch 2.2	214
D.3	Verbundträger 3	216
D.3.1	Verbundträgerversuch 3.1	217
D.3.2	Verbundträgerversuch 3.2	220
	Publikationen des Autors	225
	Studentische Arbeiten mit Bezug zum Promotionsthema	227
	Lebenslauf	229

Kurzfassung

Verbunddübeln stellen eine wirtschaftlich sowie technisch sinnvolle Alternative zu den konventionellen Verbundmitteln, den Kopfbolzendübeln, dar. Ihre Konkurrenzfähigkeit wird jedoch durch die Tatsache eingeschränkt, dass sie bauaufsichtlich, und damit lediglich national sowie zeitlich limitiert, zugelassen sind, wohingegen Kopfbolzendübel fest in den europäischen Regelwerken verankert sind. Um eine Integration der Verbunddübeln in die europäischen Normen zu ermöglichen, sind zahlreiche Untersuchungen erforderlich, die seit einigen Jahrzehnten auf nationaler und internationaler Ebene durchgeführt werden.

Die vorliegende Arbeit konzentriert sich dabei auf oberflächennah positionierte Verbunddübeln, was entweder in Randpositionen oder bei horizontal in schlanken Betonplatten liegenden Leisten gegeben ist. Bei einer derartigen Anwendung des Verbundmittels kann ein spezifisches Bauteilversagen eintreten, das sich in einem Abplatzen der seitlichen Betondeckung äußert. Vorangegangene Untersuchungen verzeichneten dieses Versagensmuster ebenfalls, konnten es allerdings noch nicht vollumfänglich in Bemessungsmodellen abbilden.

Im Rahmen der umfangreichen experimentellen und numerischen Untersuchungen dieser Arbeit wird ein Kleinteilversuchsprogramm ausgeführt, auf dessen Basis der Einfluss einzelner Parameter auf das Trag- und Verformungsverhalten oberflächennaher Verbunddübeln analysiert wird. Darüber hinaus werden Bauteilversuche an Verbundträgern durchgeführt, anhand derer die Übertragbarkeit der Kleinteiluntersuchungen auf reale Bauteilabmessungen geprüft wird.

Auf Grundlage all dieser Beobachtungen wird schließlich ein Ingenieurmodell entwickelt, welches das Trag- und Verformungsverhalten idealisiert abbildet. Eine darauf abgestimmte Bemessungsgleichung ermöglicht es infolgedessen, die Tragfähigkeit oberflächennaher Verbunddübeln rechnerisch vorherzusagen. Ein Vorschlag zur Integration des Bemessungsmodells in das Sicherheitskonzept der Eurocodes bietet eine Möglichkeit zur künftigen Dimensionierung und zum Nachweis der entsprechenden Verbundkonstruktionen im Rahmen der gesellschaftlich geforderten Bauwerkszuverlässigkeit.

Abstract

Composite dowels represent an economically and technically reasonable alternative to the conventional shear connectors, the headed studs. However, their competitiveness is restricted by the fact that they are nationally approved and therefore time-limited. On the contrary, headed studs are firmly anchored in European regulations. In order to enable the integration of composite dowels into European standards, numerous research projects have been performed at national and international level for several decades.

The present work concentrates on composite dowels positioned close to the concrete surface, which either result from edge positions or from horizontally aligned dowels within slim concrete slabs. As a consequence of such an application, a specific failure mode can occur in which the concrete cover at the edge of the concrete slab spalls. Previous investigations also observed this failure pattern, but have not been able to entirely consider these effects in design approaches, yet.

Within the extensive experimental and numerical investigations of this work, a small specimen test program is performed, on the basis of which the influence of individual parameters on the load-bearing and deformation behaviour of composite dowels positioned close to the surface is analyzed. In addition, component tests are carried out on composite girders, in order to verify the transferability of the small specimen investigations to real component dimensions.

On the basis of all these observations, an engineering model is finally developed which idealises the load-bearing and deformation behaviour. As a result, a corresponding design approach allows the prediction of the load-bearing capacity of composite dowels positioned close to the surface. A proposal for the integration of the design model into the safety concept of the Eurocodes offers a possibility for future dimensioning of the corresponding composite structures with regard to the socially required building reliability.

Allgemeine Bezeichnungen

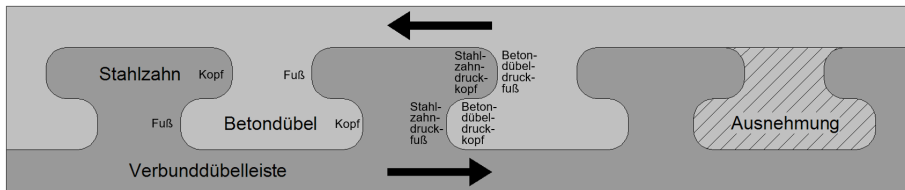


Abb. 0.1: Detailbezeichnungen der Verbunddübelleiste

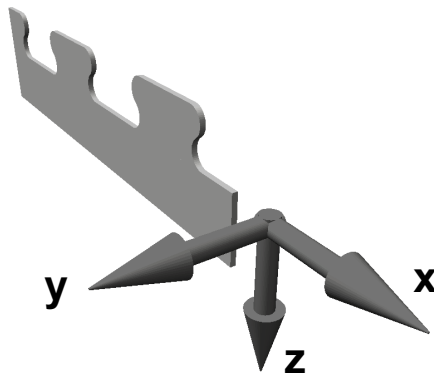


Abb. 0.2: Lokales Koordinatensystem bezogen auf die Verbunddübelleiste

Formelzeichen

Lateinische Buchstaben

- A_D Betondübelfläche
- A_h Aufstandsfläche eines Kopfbolzendübels
- A_s Querschnittsfläche der Bewehrung
- A_b Querschnittsfläche der Betondübelbewehrung
- A_{sf} Querschnittsfläche der Querbewehrung
- $A_{w,net}$ Nettoquerschnittsfläche des Steges der Verbunddübelleiste
- b Breite
- b_c Betonplattenbreite in y-Richtung

b_{crit}	Breite des kritischen Stahlzahnschnittes
c	Betondeckung
$c_{D,u}$	Betondeckung nach unten
$c_{D,o}$	Betondeckung nach oben
$c_{D,s}$	Seitliche Betondeckung
d, \emptyset	Durchmesser
d_a	Stahlzahnkopfverformung
d_c, d_t	Druck- bzw. Zugschädigungsparameter
D	Duktilitätsbeiwert nach Sargin
E	Elastizitätsmodul, Einwirkungsfunktion
e_x	Verbunddübelachsabstand in x-Richtung sowie Skalierungsfaktor
e_y	Abstand zweier benachbarter Verbunddübelleisten in y-Richtung
F	Kraft, Prüfmaschinenkraft
F_{cc}, K_c	Formgebungsparameter der Fließfläche (ABAQUS)
G_f	Bruchenergie des Betons
f	Festigkeit
f_{cm}	Mittlere Betondruckfestigkeit (Zylinderdruckfestigkeit)
f_{ck}	Charakteristische Betondruckfestigkeit
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
f_{ct}	Betonzugfestigkeit
$f_{ct,fl}$	Betonbiegezugfestigkeit
$f_{ct,sp}$	Betonspaltzugfestigkeit
f_y	Stahlfließgrenze
f_u	Stahlfestigkeit
h	Höhe
h_d	Stahlzahnhöhe
$h_{d,eff}$	Wirksame Stahlzahnhöhe
h_E	Einbindetiefe
h_{po}	Ausstanzkegelhöhe
k	Maßstabsfaktor
l_{cr}	Risslänge
L_{eff}	Mitwirkende Länge
M_a	Stahlmoment
M_c	Betonmoment
M_E	Einwirkendes Biegemoment

M_R	Momententragfähigkeit
$M_{pl,R}$	Plastische Momententragfähigkeit
M_{VBT}	Verbundmoment
N	Normalkraft
N_a	Stahlnormalkraft
p	Druck
P	Verbunddübelkraft, Verbunddübeltragfähigkeit
P_{Rm}	Längsschubtragfähigkeit je Verbunddübel auf Mittelwertniveau
P_{Rk}	Charakteristische Längsschubtragfähigkeit je Verbunddübel
P_{Rd}	Längsschubtragfähigkeit je Verbunddübel auf Bemessungsniveau
P_{sp}	Längsschubtragfähigkeit infolge <i>Spalten</i>
P_{lc}	Längsschubtragfähigkeit infolge <i>Überschreitung der Teilflächenpressung</i>
P_{sh}	Längsschubtragfähigkeit infolge <i>Abscheren des Betondübels</i>
P_{po}	Längsschubtragfähigkeit infolge <i>Ausstanzen eines Betonkegels</i>
P_{poe}	Längsschubtragfähigkeit infolge <i>Kantenbruch</i>
P_{pl}	Längsschubtragfähigkeit infolge <i>Plastizieren des Stahls</i>
P_{spo}	Längsschubtragfähigkeit infolge <i>Ausstanzen eines halben Betonkegels</i>
P_{exp}	Experimentelle Verbunddübeltragfähigkeit
P_{theo}	Theoretische Verbunddübeltragfähigkeit
P_{VD}	Tragfähigkeit pro Verbunddübel
R	Widerstandsfunktion
s	Verformungsweg, Schlupf
s_x	Stahlabstand in x-Richtung
t	Tiefe, Dicke, Zeit
t_c	Betonplattendicke in y-Richtung
t_w	Dicke der Verbunddübelleiste
V	Variationskoeffizient
w	Rissöffnung, Durchbiegung
X, Y	Basisvariablen
Z	Sicherheitsabstand

Griechische Buchstaben

α, β, θ	Winkel
α	Bezogene Betonpressung
α_i	Wichtungsfaktor eines Variationskoeffizienten
γ	Sicherheitsbeiwert
γ_v	Teilsicherheitsbeiwert für Verbindungsmittel
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert der Materialeigenschaften
δ	Schlupf
Δ	Differenz
ε	Dehnung
ϵ	Exzentrizität
ζ_{geo}	Geometriespezifische wirksame Stahlzahnhöhe
η, χ	Faktoren, Beiwerte
η_s	Querbewehrungsbeiwert
λ_{geo}	Geometriespezifischer Vorfaktor der Stahlzahntragfähigkeit
ν	Querkontraktionszahl, Viskositätsparameter (ABAQUS)
ρ	Bewehrungsgrad, Dichte
σ	Normalspannung, Standardabweichung
τ	Schubspannung
ψ	Dilatanzwinkel, Kalibrierfaktor

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Seit mehr als einem Jahrhundert finden Stahlverbundkonstruktionen sowohl im Hoch- als auch im Brückenbau Anwendung. Diese Bauweise ermöglicht die optimale Ausnutzung der jeweiligen Vorteile der Materialeigenschaften von Stahl und Beton. Der Betongurt wird vorzugsweise zur Aufnahme der Druckkräfte vorgesehen, wohingegen dem Stahlquerschnitt die Übertragung der Zugkräfte zugewiesen wird. Beim Regelfall eines veränderlichen Biegemomentenverlaufes über die Bauteillänge müssen zwischen den beiden Verbundpartnern Stahl und Beton Längsschubkräfte übertragen werden können. Aus diesem Grund sind zwischen den beiden Teilquerschnitten Verbundmittel erforderlich.

Neben der konventionellen und in Eurocode 4 normativ geregelten Variante, den Verbund über Kopfbolzendübel herzustellen, können dazu auch Verbunddübelleisten als wirtschaftliche Alternative eingesetzt werden. Deren Anwendung wird in einer Allgemeinen Bauartgenehmigung des Deutschen Instituts für Bautechnik [DIBt 2018] definiert. Die Verbunddübelleisten weisen gegenüber Kopfbolzendübeln einige Vorteile auf, die im Rahmen der vorliegenden Arbeit näher erläutert werden.

Vorhandene Bemessungsmodelle betrachten unterschiedliche Versagensarten wie beispielsweise das Abscheren eines Stahlzahns oder das Spalten der Betonplatte. Insbesondere im Hochbau werden moderne Verbundkonstruktionen zunehmend filigraner realisiert. Um derart geringe Deckendicken zu erzielen, können die Verbunddübelleisten liegend innerhalb der Betonplatte positioniert werden. In diesem Fall sowie bei Einbaupositionen nahe des freien Betonplattenrandes können Versagensformen auftreten, die in derzeitigen Regelwerken nicht explizit berücksichtigt werden, allerdings zur Bemessung schlanker Verbundkonstruktionen häufig maßgebend werden. Die beschriebenen Positionen werden als *oberflächennah* bezeichnet.



Abb. 1.1: Verbundträger mit oberflächennaher Verbunddübelleiste (links) und dessen typisches Versagensbild Kantenbruch (rechts)

1.2 Zielstellung

Die vorliegende Arbeit stellt eine umfangreiche Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens oberflächennaher Verbunddübelleisten dar. Ziel ist es, die Umsetzbarkeit derart schlanker Bauweisen mit normalfesten Baustoffen zu untersuchen und eine Möglichkeit für deren Bemessung mithilfe geeigneter Ingenieurmodelle zu entwickeln.

1.3 Methodik

Im Rahmen dieser Arbeit werden zunächst vorhandene Untersuchungen zu Verbunddübelleisten, insbesondere mit oberflächennahen Einbaupositionen, sowie bereits existierende Forschungsergebnisse und Bemessungsmodelle aufgearbeitet und zusammengefasst.

Es werden erste Tastversuche zur Auswahl eines geeigneten Versuchsaufbaus und adäquater Messtechnik durchgeführt. Grundsätzlich ist die Prüfung eines Parameterinflusses sowohl über einen Push-Out-Versuch (PO) als auch über einen Single-Push-Out-Versuch (SPO) möglich.

Anschließend wird das im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern durchgeführte Kleinteilversuchsprogramm vorgestellt, das auf Grundlage bisheriger Erkenntnisse entwickelt wurde. Zur Dimensionierung der Versuchskörper werden bereits erste numerische Simulationsergebnisse herangezogen, die den Fokus auf weitere Einflussgrößen lenken und zur Abschätzung der zu erwartenden Traglasten dienen.

Nach Abschluss des Kleinteilversuchsprogramms werden die Ergebnisse ausgewertet und zur genaueren Kalibrierung der vorhandenen Simulationen verwendet. Diese Vorgehensweise soll einen Einblick in die inneren Spannungszustände der Probekörper und den detaillierten Lastabtrag ermöglichen.

Nach der vollständigen Analyse des Kleinteilversuchsprogramms werden mögliche Konstruktionen für Verbundträgerquerschnitte untersucht. Dazu werden neben Handrechnungen auch numerische Simulationen verwendet, die anhand der Kleinteilversuche kalibriert wurden.

Schließlich werden Bauteilversuche realisiert, um die Übertragbarkeit der Ergebnisse aus dem Kleinteilversuchsprogramm auf praktische Anwendungsfälle zu prüfen. Auch diese Versuchsergebnisse dienen der erneuten Kalibrierung der Bauteilsimulationen.

Letztlich wird ein Ingenieurmodell entwickelt, um die an Kleinteil- sowie Bauteilversuchen beobachteten Tragmechanismen mechanisch abzubilden.

Darauf aufbauend wird ein Vorschlag zur Umsetzung eines Bemessungsmodells für das typische Versagenskriterium oberflächennaher Verbunddübelleisten und eine Möglichkeit zur Integration des Modells in das vorherrschende Nachweis- und Sicherheitskonzept des Eurocodes erarbeitet.

2 Stand der Kenntnisse

2.1 Verbunddübelleisten

2.1.1 Grundlagen

Die Anfänge der Stahlverbundbauweise liegen zu Beginn des 20. Jahrhunderts. Zu dieser Zeit werden Schrägeisen, Knaggen, Schlaufen, Haken, Winkel oder Stahlprofilstummel zur Schubkraftübertragung von Hand aufgeschweißt [Muess 2004]. Der moderne Verbundbau wird mit der Entwicklung der Bolzenschweißtechnik um das Jahr 1960 eingeleitet. Insgesamt wird mit der Stahlbetonverbundbauweise eine optimale Ausnutzung der Betondrucktragfähigkeit und der Stahlzugtragfähigkeit angestrebt. Zwischen den beiden Verbundpartnern müssen in der Regel Längsschubkräfte übertragen werden. Aus diesem Grund werden zwischen den beiden Teilquerschnitten Verbundmittel eingesetzt. Als Alternative zu den konventionellen Verbundmitteln, den Kopfbolzendübeln, wird seit Ende der 1980er Jahre an Verbunddübelleisten zur Herstellung des Schubverbundes geforscht [Schmitt 2004]. Erstmals erfolgt eine Zulassung durch das DIBt im Jahr 1991 für mit kreisförmigen Aussparungen versehene Stahlleisten unter dem Produktnamen *Perfobondleiste* [DIBt 1991]. Im Jahr 2013 werden Verbunddübelleisten mit Puzzle- und Klothoiden-Geometrien bauaufsichtlich zugelassen [DIBt 2013].

Die Herstellung erfolgt in der Regel durch Brennschneiden von Stahlblechen. Dabei wird der Stahl durch eine Brenngas-Sauerstoff-Flamme lokal bis zur Zündtemperatur von rund 1200°C erhitzt. Sie liegt unterhalb der Schmelztemperatur, die ungefähr 1500°C beträgt. Die genauen Temperaturen sind abhängig von der Legierung. Der mittig aus der Brennschneiderdüse strömende Sauerstoff verbrennt bei diesen Temperaturen den Stahl (Abb. 2.1). Die Schnittgeschwindigkeiten dieses Verfahrens betragen näherungsweise 60 cm/min bei einer Blechdicke von $t = 10$ mm und 30 cm/min bei $t = 50$ mm [Petersen 2013]. Je nach Blechdicke kann die Geometrie auch durch Wasserstrahlschneiden erzeugt werden.

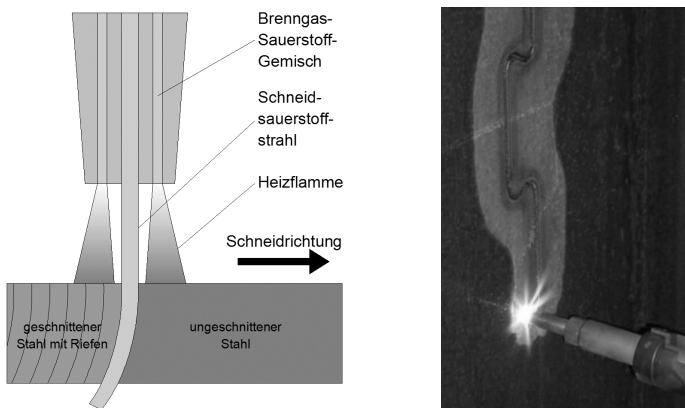


Abb. 2.1: Brennschneideverfahren (links) [Petersen 2013] und Herstellung einer Puzzleleiste (rechts) [Heinemeyer 2011]

2.1.2 Ausnehmungsgeometrien

Nachfolgende Abbildung illustriert schematisch eine Auswahl von Verbunddübelgeometrien, die bislang untersucht respektive verbaut wurden. Teilweise werden auch die Stege von Walzprofilen auf diese Weise zugeschnitten. Es ist offenkundig, dass einige Geometrien günstiger hinsichtlich des Verschnittes sind als andere. Bei symmetrischen Geometrien können mit einem Brennschnitt bestenfalls zwei Verbunddübelleisten gleichzeitig erzeugt werden. Der Vorteil geschlossener Geometrien ist, dass die Verbunddübelleiste in diesem Fall nahezu ausschließlich auf Schub beansprucht wird und die Biegebelastung weitestgehend entfällt. Nachteilig sind geschlossene Geometrien allerdings aufgrund der häufig unzureichenden Duktilität sowie im Hinblick auf das Verlegen der Querbewehrung, da die Stäbe durch die Ausnehmungen geschoben werden müssen statt von oben hinein gelegt werden zu können wie bei offenen Geometrien. Einige Geometrien wie die Klothoidenform eignen sich besonders gut hinsichtlich Ermüdungsbeanspruchungen und werden daher hauptsächlich im Brückenbau eingesetzt. Für den Hochbau hingegen eignen sich in der Regel Geometrien mit einer geringeren Stahlzahnhöhe wie Puzzleform.

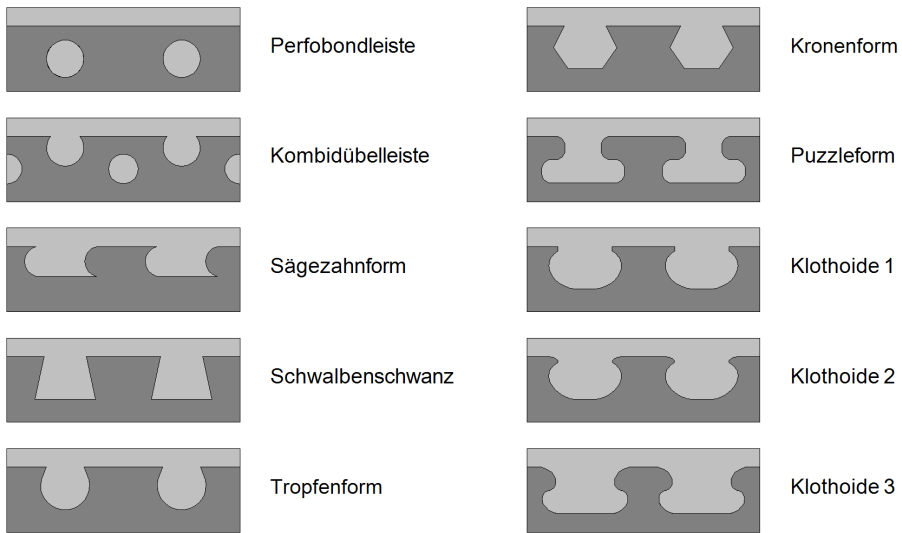



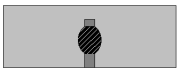

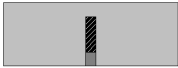

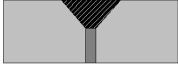
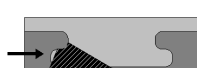
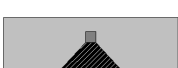
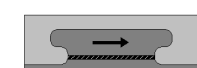







Abb. 2.2: Auswahl bisher erforschter Verbunddübelgeometrien [Heinemeyer 2011]

2.1.3 Versagensmodi

Vorhandene Bemessungsmodelle berücksichtigen unterschiedliche Versagensarten, deren mechanischer Lastabtrag analysiert und mit Ingenieurmodellen rechnerisch abgebildet wurde. Nachfolgend wird eine Übersicht gezeigt, die anschließend im Detail erläutert wird.

Tab. 2.1: Übersicht bislang beobachteter Versagensmodi

Formelzeichen	Versagensmodus	Englische Bezeichnung	Schematisches Versagensbild	
			Längsschnitt	Querschnitt
P_{sp}	Spalten	<i>splitting</i>		
P_{lc}	Überschreitung der Teilflächen- pressung	<i>local compression of the concrete</i>		
P_{sh}	Abscheren des Betondübels	<i>shearing of the concrete dowel</i>		
P_{po}	Ausstanzen eines Betonkegels	<i>pry-out of a concrete cone</i>		
				
P_{pl}	Plastizieren des Stahls	<i>plasticizing of the steel</i>		
P_{poe}	Kantenbruch	<i>pry-out of a concrete edge</i>		
P_{spo}	Ausstanzen eines halben Betonkegels	<i>semi-pry-out of the concrete</i>		

Beim Versagensmodus Spalten tritt eine Rissfläche in der Betonplatte in der Ebene der Verbunddübelsteife auf. Da dies zu einem spröden Versagen der Konstruktion führen kann, sind konstruktive Maßnahmen erforderlich, indem eine ausreichende Querbewehrung innerhalb des Betondübels angeordnet wird [Heinemeyer 2011]. Aus diesem Grund sind nach der Allgemeinen Bauartgenehmigung [DIBt 2018] keine expliziten Nachweise gegen die Versagensart Spalten zu führen, da darin stattdessen entsprechende Anforderungen an die Bewehrung gestellt werden.

Das Überschreiten der Teilflächenpressung des Betons kann frühzeitig eintreten aufgrund der Tatsache, dass die Verbunddübelkraft über eine relativ kleine Kontaktfläche vom Stahlzahn auf den Beton übertragen wird, dessen Druckfestigkeit um ein Vielfaches geringer als die des Baustahls ist. Dabei wird das Betongefüge zunehmend zerstört und der Beton regelrecht „pulverisiert“ [Heinemeyer 2011,

Berthelley 2011a]. In den meisten Fällen limitiert dieser primäre Versagensmechanismus jedoch nicht die Tragfähigkeit. Stattdessen wird die Kraft vom pulverisierten Beton, der sich in einem quasi-hydrostatischen Druckspannungszustand befindet, an umliegende Betonbereiche, deren Festigkeit noch nicht überschritten ist, sowie an die durchquerende Bewehrung übergeben. Der quasi-hydrostatische Druckspannungszustand des Betons wird in nachfolgendem Kapitel detailliert beschrieben. Solange der zerstörte Betonbereich ausreichend umschnürt wird und das Betonpulver nicht durch Rissflächen entweicht, kann die Tragfähigkeit des Systems aufrechterhalten oder gar gesteigert werden. Allerdings kann auf diese Weise ein sekundärer Versagensmodus eingeleitet werden, beispielsweise das Ausstanzen eines Betonkegels oder ein Kantenbruch, was eine Sonderform des Austanzens darstellt und speziell bei oberflächennahen Verbunddübelleisten auftritt.

Die Tragfähigkeit hinsichtlich des Versagensmodus Ausstanzen eines Betonkegels wird maßgeblich vom Abstand der Verbunddübelleiste zur oberen respektive unteren Betonoberfläche bestimmt, da dieser die Höhe des potentiellen Ausbruchskegels vorgibt. Je größer dieser Abstand ist, desto größer ist auch die Mantelfläche des ideellen Ausbruchskegels und umso höher liegt die Traglast, die zum Auslösen dieses Schubversagens führt. Bei bestimmten Abmessungen können sich die ideellen Ausbruchkegel von in Längs- oder Querrichtung benachbarten Verbunddübeln auch überschneiden und damit gegenseitig beeinflussen, was ebenfalls zu berücksichtigen ist. Des Weiteren wird die Tragfähigkeit durch Bewehrung gesteigert, die die Ausbruchkegel durchquert [Claßen 2016].

Besonders bei großen Blechdicken in Kombination mit kleinen Betondübelabmessungen besteht darüber hinaus die Gefahr, dass der Betondübel zwischen den Stahlzähnen zweiseitig abschert. Je nach Betondübelgröße können die beiden nicht parallel verlaufenden Abscherflächen auch in gewissem Abstand zu einer einzigen Abscherfläche zusammenlaufen. Die Tragfähigkeit hinsichtlich dieses Versagensmodus wird ein weiteres Mal entscheidend durch die Querbewehrung beeinflusst, die durch die Ausnehmung geführt wird. Sofern diese in ausreichendem Maße vorhanden ist, kann das Abscheren der Betondübel als duktiler Versagen eingestuft werden [Kopp 2018].

Bei verhältnismäßig geringen Stahlblechdicken und -festigkeiten kann es zu einem Stahlversagen kommen, wenn die zu übertragende Längsschubkraft die plastische Tragfähigkeit des Stahlzahns übersteigt [Kopp 2018]. Bei offenen Ausnehmungsgeometrien wirken auf die Stahlzähne Schub- und Biegebeanspruchungen zugleich aufgrund der Exzentrizität der einzuleitenden Kraft. Das Versagensbild äußert sich demnach über ein Abscheren der Stahlzähne bei gleichzeitiger Rotation. Über die Höhe des Stahlzahns stellen sich, je nach Lage des betrachteten Bemessungsschnitts, unterschiedliche Einwirkungsschnittgrößen und ein zugehöriger plastischer Widerstand ein. Das Stahlversagen tritt tendenziell im kritischen Schnitt ein, in dem das Verhältnis von Widerstand zu Einwirkung minimal ist. Die analytische Ermittlung der Lage des kritischen Schnittes wird in Kapitel 2.4.1.3 detailliert beschrieben.

Insbesondere im Hochbau werden moderne Verbundkonstruktionen zunehmend filigraner hergestellt. Um derart geringe Deckendicken zu realisieren, können die Verbunddübelleisten liegend innerhalb der Betonplatte angeordnet werden. In diesem

Fall sowie bei Einbaupositionen nahe des Betonplattenrandes können spezielle Versagensformen auftreten, die in derzeitigen Regelwerken nicht explizit berücksichtigt werden, allerdings zur Bemessung oberflächennaher Verbunddübeln häufig maßgebend werden. Die beschriebenen Positionen werden als oberflächennah bezeichnet und das zugehörige charakteristische Versagensbild äußert sich durch ein Abplatzen der Betondeckung, was Kantenbruch genannt wird [Gajda 2020].

Ein weiterer Versagensmodus kann speziell bei liegenden Verbunddübeln auftreten, die auf den Steg eines Mittelträgers geschweißt sind. Hierbei kann es je Verbunddübel zum Ausstanzen eines halben Betonkegels kommen, da der Stahlträgersteg die Betonplatte durchtrennt und den Ausbruchkegel somit halbiert [Gajda 2020].

Im Rahmen der Nachweisführung sind die Tragfähigkeiten P_i der einzelnen Versagensmodi je Verbunddübel zu berechnen. Das Minimum entspricht dem maßgebenden Wert für die Längsschubtragfähigkeit je Verbunddübel. Über die Dimensionierung der Bauteileigenschaften wird hinsichtlich Effizienz und Wirtschaftlichkeit eine möglichst gleichmäßige Ausnutzung der einzelnen Teiltragfähigkeiten angestrebt, allerdings ohne ein sprödes Versagen zu verursachen.

2.1.4 Quasi-hydrostatischer Druckspannungszustand

Jeder beliebige räumliche Spannungszustand lässt sich über eine Eigenwertberechnung zu einem Spannungszustand transformieren, in dem ausschließlich Normalspannungen in drei zueinander orthogonalen Hauptspannungsrichtungen ohne jegliche Schubspannungen wirken (Abb. 2.3). Dazu muss das an den Bauteilachsen ausgerichtete kartesische Spannungskordinatensystem entsprechend rotiert werden [Naslada 2015].

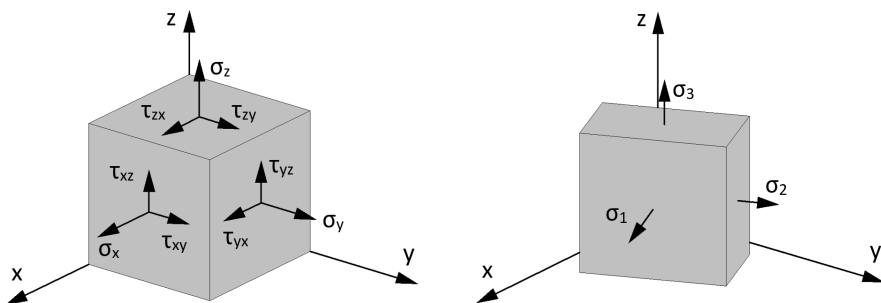


Abb. 2.3: Allgemeiner triaxialer Spannungszustand (links) und Hauptspannungszustand (rechts)

Das Tragvermögen der Verbunddübeln basiert auf dem Effekt, dass die deviatorischen Anteile im triaxialen Druckspannungszustand am Betondübelkopf, also unmittelbar dort, wo die Kraft vom Stahlzahn an den Betondübel übergeben wird,

gering bleiben. Damit werden die drei Hauptspannungen während der Laststeigerung näherungsweise gleich groß und es gilt: $\sigma_I \approx \sigma_{II} \approx \sigma_{III}$ [Mangerig 2011]. Dieser Effekt ermöglicht es, die Längsschubkraft trotz der im Vergleich zur Stahlfestigkeit um ein Vielfaches geringeren uniaxialen Betonfestigkeit über eine relativ kleine Kontaktfläche zu übertragen. Ab einer bestimmten Druckspannung in Kombinationen mit geringen deviatorischen Anteilen wird das Betongefüge in seiner Struktur irreversibel zerstört und verbleibt in pulverisierter Form [Berthelley 2011a].

Nachfolgende Abbildung zeigt schematisch die Grenzfläche der Betonfestigkeit. Diese kann als Bruchgrenze des Betons interpretiert werden. Es ist deutlich zu sehen, dass im quasi-hydrostatischen Spannungszustand, also nahe der hydrostatischen Achse, wesentlich höhere Druckspannungen aufgenommen werden können als unter uniaxialer Druckbelastung. Diese entspricht dem Schnittpunkt des Grenzflächenkörpers mit jeweils einer der drei Koordinatenachsen.

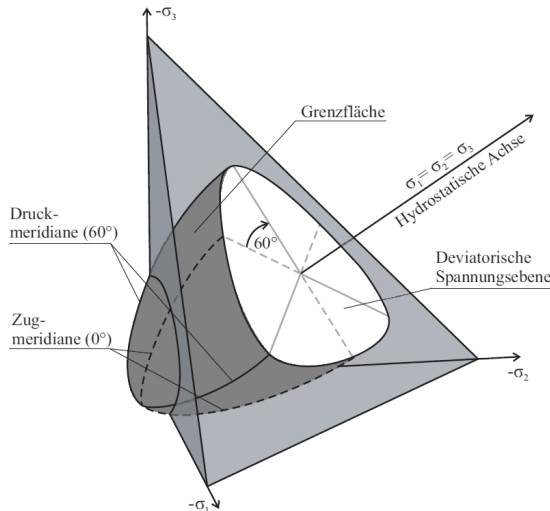


Abb. 2.4: Festigkeitsgrenzfläche von Beton unter mehraxialer Belastung [Ritter 2014]

2.1.5 Oberflächennahe Einbaupositionen

Die allgemeine Bauartgenehmigung für Verbunddübeln [DIBt 2018] schreibt bei parallel zur Betonplattenebene positionierten Verbunddübeln Betonplattendicken von $b_c \geq 250$ mm sowie eine konstruktive Einfassbewehrung in den danebenliegenden Betonbereichen vor (Abb. 2.5), was für den Verbundbrückenbau keinen limitierenden Faktor darstellt. Für den Hochbau bedeutet diese Begrenzung allerdings eine wirtschaftliche Benachteiligung der Verbunddübelbauweise, da moderne Verbunddecken zunehmend filigraner angestrebt werden. Grundsätzlich besteht die Möglichkeit, schlanke Konstruktionen zu erzielen, indem die Verbunddübeln liegend, also um 90° um ihre Längsachse rotiert, eingesetzt werden. In Kombination mit geringen Betonplattendicken entsteht dadurch ein geringer Abstand zwischen Verbunddübel-ebene und Betonoberfläche. Eine oberflächennahe Einbauposition liegt darüber hinaus vor, wenn die Verbunddübeln stehend mit geringem seitlichen Abstand zum

freien Betonrand angeordnet wird. Das Versagensbild äußert sich bei den beschriebenen Einbaupositionen typischerweise durch ein Abplatzen der Betondeckung, was als Kantenbruch bezeichnet wird.

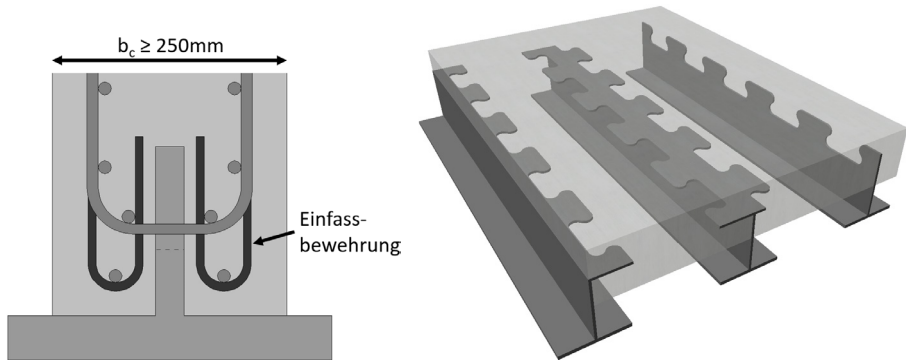


Abb. 2.5: Einfassbewehrung und Mindestbetonplattendicke bei parallel zur Betonplatte verbauter Verbunddübeln gemäß [DIBt 2016] (links) sowie mögliche Einbaupositionen oberflächennaher Verbunddübeln (rechts)

2.1.6 Einflussgrößen für das Tragverhalten oberflächennaher Verbunddübeln

Grundsätzlich hängt der maßgebende Versagensmechanismus für oberflächennahe Verbunddübeln von unzähligen Parametern ab, die sich in der Regel gegenseitig beeinflussen. Vergangene Untersuchungen der relevanten Einflussgrößen für das Tragverhalten oberflächennaher Verbunddübeln durch [Gajda 2020] oder auch für das liegender Kopfbolzendübel durch [Breuninger 2000] trugen im Wesentlichen zur Konzipierung des Kleinteilversuchsprogramms der vorliegenden Arbeit bei. Zu den allgemeinen Einflussgrößen auf das Tragverhalten von Verbunddübeln zählen die folgenden Parameter:

- Ausnehmungsgeometrie
- Skalierung der Geometrie
- Bewehrungsgrad
- Bewehrungsführung
- Einfassbewehrung
- Optionale Wendelbewehrung
- Betonplattendicke
- Betonfestigkeit
- Vertikaler sowie horizontaler Abstand zur Betonoberfläche
- Stahlfestigkeit
- Blechdicke
- Achsabstand der Stahlzähne
- Einbindetiefe in den Beton
- Abstand zu benachbarten Verbunddübeln
- Längs-/Querrisse in der Betonplatte

Im Rahmen dieser Arbeit wird der Einfluss derjenigen Parameter untersucht, die die Tragfähigkeit oberflächennaher Verbunddübelleisten maßgeblich beeinflussen. Sie werden in Kapitel 6 vorgestellt. Die Wahl der Parameter erfolgt auf Grundlage numerischer Simulationen sowie vorangegangener Untersuchungen [Gajda 2013]. Allerdings blieben auch Einflussgrößen unberücksichtigt. Beispielsweise kann die Tragfähigkeit in vielen Fällen durch das Einlegen einer Wendelbewehrung zwischen den Stahlzähnen deutlich gesteigert werden [Gajda 2013]. Bei faserbewehrten Betonen spielt darüber hinaus der Fasergehalt sowie die Faserorientierung eine Rolle. Auch der Einsatz hochfester und ultra-hochfester Werkstoffe kann die Tragfähigkeit in besonderer Weise beeinflussen. Zudem nimmt auch die Art der Belastung Einfluss auf die Tragfähigkeit. Grundsätzlich wirkt sich eine Querdruckbelastung der Verbunddübelleiste tragfähigkeitssteigernd aus, da durch die seitliche Pressung zusätzliche Reibungsspannungen an der Verbunddübelleiste innerhalb der xz -Ebene entstehen. Querzug äußert sich hingegen im Allgemeinen tragfähigkeitsreduzierend, einerseits aufgrund der fehlenden Querpressung und andererseits durch die hervorgerufenen Längsrisse in der Betonplatte. Eine zyklische Belastung kann darüber hinaus zu einem Ermüdungsversagen führen. All die in diesem Absatz genannten Effekte werden im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht.

2.1.7 Vor- und Nachteile von Verbunddübelleisten

Verbunddübelleisten besitzen im Vergleich zum konventionellen Verbundmittel zur Übertragung der Längsschubkräfte zwischen Stahlquerschnitt und Betonplatte, den Kopfbolzendübeln, einige Vorteile. Die Ausnehmungsgeometrie kann beispielsweise direkt in den Steg eines Doppel-T-Profils geschnitten werden. Bei Wahl einer punktsymmetrischen Geometrie können dadurch mit einem Brennschnitt zeitgleich zwei T-Profile mit integriertem Verbundmittel entstehen. Beim Einsatz von vertikal angeordneten Kopfbolzendübeln ist der Oberflansch zum Aufschweißen der Dübel zwingend erforderlich. Durch den geringen Abstand des Obergurtes zur Dehnungsnulllinie des Verbundquerschnittes erfährt die Flanschfläche häufig und vor allem im elastischen Bereich nicht die Dehnungen, die erforderlich wären, um die vollen Materialfestigkeiten zu aktivieren. Bei oberflanschlosen Konstruktionen mit in den Stahlsteg geschnittenen Verbunddübeln kann das Material demzufolge optimiert eingesetzt werden. Sowohl das Brennscheideverfahren als auch das Aufschweißen von Verbunddübelleisten kann automatisiert erfolgen [Heinemeyer 2011]. Darüber hinaus ist zum Aufschweißen keine spezielle Schweißqualifikation oder Geräteausstattung erforderlich wie beim Bolzenschweißen nach [DIN EN ISO 14555], was auch kleinen und mittleren Unternehmen die Fertigung derartiger Stahlträger ermöglicht. Die Bauweise mit Verbunddübelleisten birgt außerdem den Vorteil hoher Flexibilität, da die Ausnehmungsgeometrien an die spezifischen Bauteilanforderungen angepasst werden können, sodass erforderlichenfalls hohe Tragfähigkeiten, hohe Steifigkeiten und großes Verformungsvermögen erreicht werden können, auch beim Einsatz hochfester Werkstoffe [Heinemeyer 2011].

Nachteilig wirkt sich zum jetzigen Zeitpunkt die geringere Verbreitung dieses Verbundmittels aus. In den europäischen Normenwerken ist lediglich die Anwendung von Kopfbolzendübeln geregelt [DIN EN 1994-1-1], was dieser Bauweise einen Vorteil verschafft. Die zeitlich begrenzte Gültigkeit der allgemeinen Bauartgenehmigung

[DIBt 2018], die den Einsatz von Verbunddübelleisten national für Deutschland zulässt, mindert ebenfalls deren Konkurrenzfähigkeit.

2.2 Push-Out-Versuche

In [DIN EN 1994-1-1] werden experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Längsschubtragfähigkeit und der Verformbarkeit von Kopfbolzendübeln mithilfe von Push-Out-Versuchen normativ geregelt (Abb. 2.6). Im Gegensatz zum nachfolgend beschriebenen Single-Push-Out-Versuch werden hier im Grunde genommen zwei Abscherversuche innerhalb eines Probekörpers gleichzeitig durchgeführt, einer je Betonplatte. Da die Wirkungslinie der Prüfzylinderkraft zu den vertikalen Auflagerkräften der Betonplatten versetzt ist, entstehen Versatzmomente, die allerdings aufgrund des doppelsymmetrischen Versuchsaufbaus genau entgegengesetzt gleich groß sind. Somit befindet sich der Probekörper insgesamt im statischen Gleichgewicht und eine Verdrehung wird verhindert.

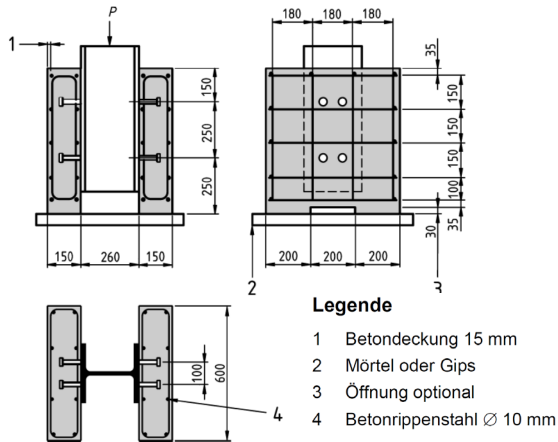


Abb. 2.6: Genormter Push-Out-Versuchsaufbau für Kopfbolzendübel nach [DIN EN 1994-1-1]

Die Übertragbarkeit des Versuchsaufbaus von Kopfbolzendübeln auf Verbunddübelleisten ist nach Eurocode nicht explizit vorgesehen, allerdings wurden in vergangenen Untersuchungen häufig Versuchskörper in Anlehnung an diese Norm konzipiert [Heinemeyer 2011, Claßen 2016]. In [Gajda 2013] wurden erstmals Push-Out-Versuche mit randnah, also in geringem Abstand zur Betonoberfläche positionierten, Verbunddübelleisten untersucht. Dazu werden die beiden Betonplatten jeweils 90° um ihre Längsachse rotiert angeordnet, sodass sie mit der Verbunddübelleiste in einer Ebene liegen. Dadurch vergrößert sich der Hebelarm zwischen den zuvor beschriebenen Kraftwirkungslinien und gleichermaßen nehmen die Versatzmomente zu. Dies macht den Einsatz einer Zugstange im Auflagerbereich der Probekörper zur Aufnahme der aus den Versatzmomenten resultierenden Horizontallasten erforderlich. Um die Haftreibung in der Verbundfuge, die die Tragfähigkeit positiv beeinflussen kann, allerdings nicht zuverlässig vorhanden ist, zu reduzieren, fordert Anhang B der [DIN EN 1994-1-1] das Einfetten dieser Fuge, um positive Effekte auf der sicheren Seite liegend auszuschließen. In vorhandenen Untersuchungen mit oberflächenschlossenen

Verbunddübelleisten, die keine Verbundfuge im klassischen Sinne zwischen Stahlobergurt und Betonplatte besitzen, wird aus diesem Grund die Stahloberfläche der Verbunddübelleiste eingefettet. Auch hier können ansonsten nicht zuverlässig ansetzbare Haftreibungsspannungen zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit führen. Zu Beginn jeder Versuchsdurchführung ist der Push-Out-Probekörper mit 40% der erwarteten Bruchlast zu belasten und anschließend wieder auf 5% zu entlasten [DIN EN 1994-1-1]. Dieser Vorbelastungszyklus wird insgesamt 25 Mal ausgeführt, um dadurch eine Vorbelastungsgeschichte zu simulieren und weitere möglicherweise zu Beginn vorhandenen Haftreibungsspannungen abzubauen (Abb. 2.7).

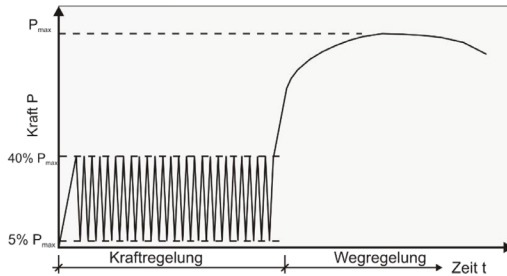


Abb. 2.7: Belastungsverlauf eines Push-Out-Versuchs nach [DIN EN 1994-1-1]

Nach [DIN EN 1994-1-1] können Verbundmittel als duktil klassifiziert werden, wenn sie ein charakteristisches Verformungsvermögen δ_{uk} von mindestens 6 mm aufweisen. Das Verformungsvermögen δ_u eines Push-Out-Versuchs ist als die relative Verschiebung zwischen Stahl- und Betonquerschnitt in Krafrichtung zu jenem Zeitpunkt definiert, an dem die Versuchslast auf 90% der zuvor erreichten Maximallast abfällt (Abb. 2.8). Um daraus das charakteristische Verformungsvermögen δ_{uk} zu erhalten, kann bei entsprechend großer Versuchsanzahl eine statistische Auswertung nach Anhang D der [DIN EN 1990] oder bei kleiner Probekörperanzahl eine pauschale Abminderung zu $\delta_{uk} = 0,9 \cdot \delta_u$ erfolgen.

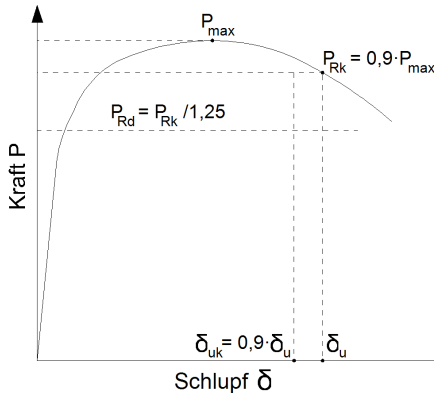


Abb. 2.8: Definition des charakteristischen Verformungsvermögens eines Push-Out-Versuchs nach [DIN EN 1994-1-1]

Die Auflagerflächen der Push-Out-Probekörper sind nach [DIN EN 1994-1-1] über ein Mörtelbett mit dem Versuchsboden zu verbinden. Bei experimentellen Untersuchungen von [Gajda 2020] werden die Probekörper stattdessen auf Elastomermatten gelagert, was den Zeitaufwand für den Versuchsaufbau und -umbau deutlich verkürzt. Über die Belastungsgeschwindigkeit für Push-Out-Versuche mit Kopfbolzendübeln werden in [DIN EN 1994-1-1] keine quantitativen Angaben gemacht. Die Last soll lediglich im Anschluss an die Vorbelastung gleichmäßig über einen Zeitraum von mindestens 15 Minuten bis zum Versagen des Probekörpers gesteigert werden.

2.3 Single-Push-Out-Versuche

Ein erster Single-Push-Out-Versuchsaufbau wird von [Döinghaus 2001] am Institut für Massivbau der RWTH Aachen zur Bestimmung der Tragfähigkeit eines einzelnen Kopfbolzendübels unter nahezu reiner Schubbeanspruchung entwickelt. Im Gegensatz zum Push-Out-Versuch ist hier kein doppelsymmetrischer Aufbau mehr vorhanden. Das aus der Exzentrizität der Rückverankerung im Boden und der vertikalen Betonplattenauflagerung entstehende Versatzmoment wird dadurch kompensiert, dass die Prüfmaschinenkraft über eine Rahmenkonstruktion auf eine Wirkungslinie mit der Bodenverankerung umgelenkt wird. Somit sind die Wirkungslinien der äußeren Kräfte nahezu identisch. Die dabei entstehenden horizontalen Kraftkomponenten werden von Stahlbügeln aufgenommen, die an der Rahmenkonstruktion angebracht sind. Die Vorteile dieses Versuchsaufbaus liegen nach [Döinghaus 2001] in der einfachen Herstellbarkeit der Probekörper, im geringen Materialverbrauch sowie im geringeren Gewicht und der geringeren Größe, was eine Versuchsdurchführung mit weniger Personalaufwand ermöglicht.

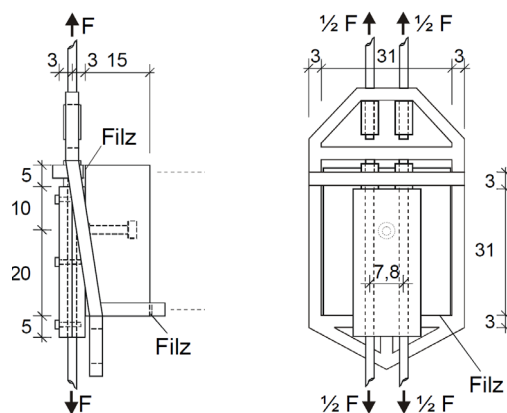


Abb. 2.9: Single-Push-Out-Versuchsaufbau für Kopfbolzendübel nach [Döinghaus 2001] in Seitenansicht (links) und Frontalansicht (rechts)

Am gleichen Institut wird der Single-Push-Out-Versuchsaufbau für die Prüfung von Verbunddübeln von [Heinemeyer 2011] modifiziert (Abb. 2.10). Die Funktionsweise des Versuchsaufbaus ist jedoch analog zu dem nach [Döinghaus 2001].

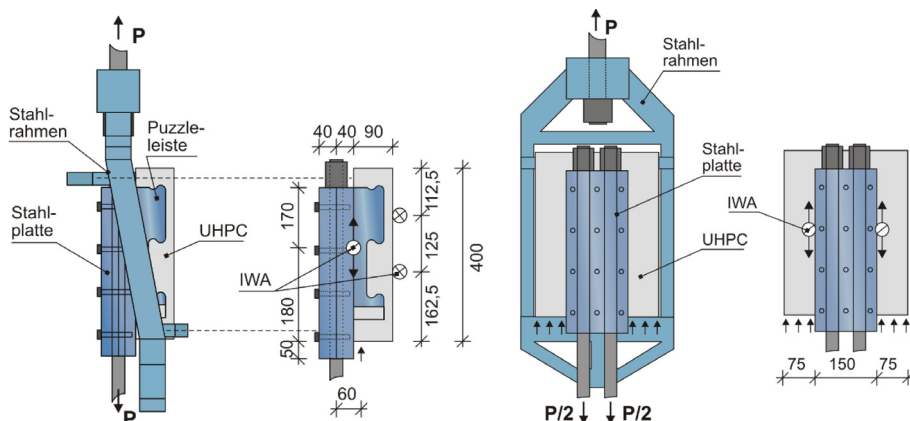


Abb. 2.10: Single-Push-Out-Versuchsaufbau für Verbunddübel nach [Heinemeyer 2011] in Seitenansicht (links) und Frontalansicht (rechts)

Ebenfalls am Institut für Massivbau der RWTH Aachen wird der Versuchsaufbau durch [Claßen 2016] dahingehend weiterentwickelt, dass er zusätzlich das Erzeugen eines definierten und reproduzierbaren Rissbildes ermöglicht (Abb. 2.11).

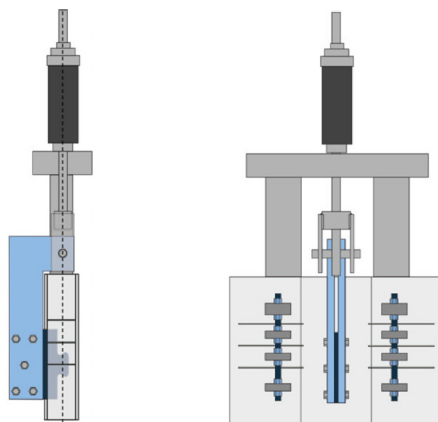


Abb. 2.11: Single-Push-Out-Versuchsaufbau mit Spreizmanschetten zur Risserzeugung nach [Claßen 2016] in Seitenansicht (links) und Frontalansicht (rechts)

Im Gegensatz zu den beiden zuvor erläuterten Aufbauten wird hier nicht die Auflagerkraft der Betonplatte auf die Wirkungslinie der Prüfmaschinenkraft geführt, sondern

umgekehrt. Dazu werden statt eines Umlenkrahmens zwei L-förmige Lastumleitungsbleche eingesetzt, zwischen denen das Verbunddübelblech verschraubt ist. Der dadurch entstehende Freiraum im Bereich der Betonplatte wird benötigt, um in Betonaussparungen Spreizmanschetten zu platzieren und zu belasten. Durch das Anziehen der Muttern auf den Gewindestangen werden die Manschetten gespreizt, sodass an einer oder mehreren definierten Stellen, an denen der Betonquerschnitt durch Rissbleche geschwächt ist, Risse entstehen. Die Rissweiten lassen sich mit induktiven Wegaufnehmern messen und über die Muttern gezielt und unabhängig von der äußeren Lastaufbringungs konstruktion einstellen.

2.4 Vorhandene Bemessungsmodelle

2.4.1 Allgemeine Bauartgenehmigung des DIBt (2018) und Hintergründe

Seit 2013 ist die Herstellung und Verwendung von Verbunddübelleisten mit Puzzle- (PZ) und mit Klothoiden-Geometrie (CL) in Deutschland durch eine Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik DIBt geregelt [DIBt 2013], die im Jahr 2018 auslief und unmittelbar durch eine Allgemeine Bauartgenehmigung (Nr. Z-26.4-56) [DIBt 2018] ersetzt wurde. Die CL-Geometrie wurde speziell zum Einsatz unter zyklischen Beanspruchungen entwickelt [Berthelley 2011a, Berthelley 2011b, Lorenc 2013] und bietet sich demnach im Verbundbrückenbau an. Die großen Ausrundungsradien am Stahlzahnfuß führen zu günstigen Kerbfällen, da sie Ermüdungsrissen kaum Angriffspunkte liefern. Die PZ-Geometrie eignet sich dagegen primär für den Hochbau, da sie dort wegen der geringeren Stahlzahnhöhe platzsparend eingesetzt werden kann.

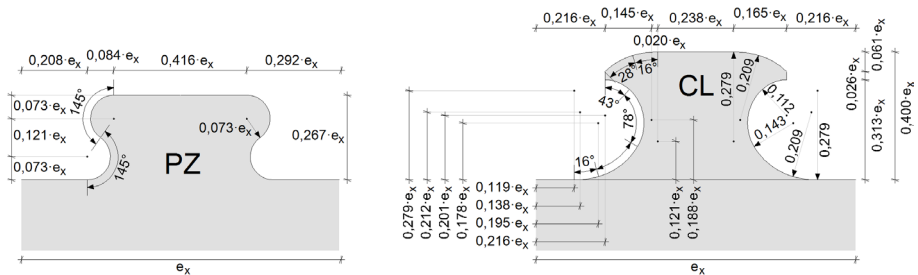


Abb. 2.12: Zugelassene Geometrien nach [DIBt 2018]: Puzzleform PZ (links) und Klothoidenform CL (rechts)

Zur Herstellung der Verbunddübelleisten wird eine Stahlfestigkeitsklasse zwischen S235 und S460 gefordert [DIBt 2018]. Die Betonfestigkeitsklasse des Betongurtes darf zwischen C20/25 und C60/75 gewählt werden. Die Geometrie muss durch ein autogenes Brennschneidverfahren oder ein vergleichbares Verfahren mit einer Toleranz von +2 mm beziehungsweise -4 mm aus Stahlblechen mit Dicken zwischen 6 mm und 60 mm herausgeschnitten werden. Dabei ist folgendes Verhältnis zwischen der Blechdicke t_w und der Stahlzahnhöhe h_d einzuhalten: $0,08 \leq \frac{t_w}{h_d} \leq 0,5$.

Die Querschnittsfläche der Betondübelbewehrung A_b senkrecht zur Ebene der Verbunddübelleiste (Abb. 2.15), also der Querbewehrung, ist je Ausnehmung für die Aufnahme der halben Dübellängsschubkraft P auszulegen: $A_b = 0,5 \cdot \frac{P}{f_{sd}}$.

Werden die Verbunddübelleisten an Stahlquerschnitte angeschlossen, so sind sie mit durchlaufenden Längskehlnähten anzuschweißen. Verbunddübelleisten, die diesen Geometrieanforderungen innerhalb der zulässigen Toleranzgrenzen genügen, dürfen bei einer Bemessung nach [DIN EN 1994-1-1] als duktile Verbundmittel eingestuft werden [DIBt 2018], sodass unter anderem die Momententragfähigkeit vollplastisch ermittelt werden darf. In Abb. 2.13 sind die maximalen positiven sowie negativen Toleranzgrenzen am Beispiel der CL-Geometrie mit der kleinsten zugelassenen Skalierung von $e_x = 150$ mm dargestellt.

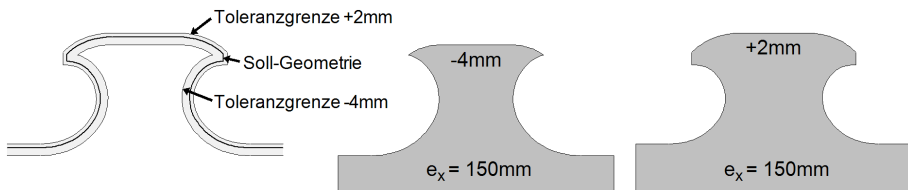


Abb. 2.13: Toleranzgrenzen nach [DIBt 2018] am Beispiel einer CL-Geometrie der Skalierung $e_x = 150$ mm

Die Allgemeine Bauartgenehmigung berücksichtigt in ihren Bemessungsgleichungen die Versagensmodi Abscheren des Betondübel, Ausstanzen eines Betonkegels und Stahlversagen, die in folgenden Unterkapiteln erläutert werden. Die Versagensarten Spalten der Betonplatte und Kantenbruch bleiben von der Zulassung unberücksichtigt, da sie durch geometrische Grenzwerte und konstruktive Anforderungen grundsätzlich vermieden werden sollen.

2.4.1.1 Versagensmodus Abscheren des Betondübel

Die Allgemeine Bauartgenehmigung [DIBt 2018] gibt Gleichungen zur Berechnung der charakteristischen Längsschubtragfähigkeit P_{Rk} je Verbunddübel an. Nachfolgende Abbildung zeigt schematisch das zweisechnittige Abscheren des Betondübel. In Abhängigkeit von der Skalierung e_x der Stahlzähne können die beiden Schnitte auch zu einem einzelnen Schnitt zusammenlaufen [Zapfe 2001, Kopp 2018].

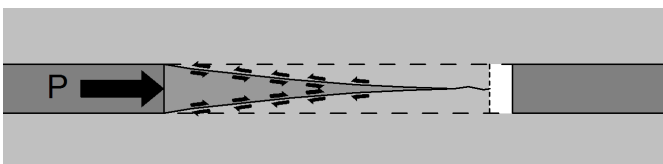


Abb. 2.14: Schematische Darstellung des Versagensmodus Abscheren [Zapfe 2001]

Die Formel zur Berechnung der charakteristischen Längsschubtragfähigkeit für den Versagensmodus Abscheren des Betondübels lautet nach [DIBt 2018] folgendermaßen:

$$P_{sh,k} = e_x^2 \cdot \eta_D \cdot \sqrt{f_{ctk}} \cdot (1 + \rho_D) \quad (2.1)$$

Dabei gelten folgende Bezeichnungen:

- e_x Stahlzahnabstand in x-Richtung in [mm]; $150 \text{ mm} \leq e_x \leq 500 \text{ mm}$
- η_D Abminderungsfaktor der Betondübellfläche [-]:
 - $\eta_{D,PZ} = 2 - \frac{e_x}{400}$ bei PZ-Geometrie
 - $\eta_{D,CL} = 3 - \frac{e_x}{180}$ bei CL-Geometrie
- f_{ctk} charakteristische Betondruckfestigkeit in [N/mm²]
- ρ_D Bewehrungsgrad gegen Abscheren: $\rho_D = \frac{E_s \cdot A_b}{E_{cm} \cdot A_D}$
- E_s Elastizitätsmodul des Betonstahls in [N/mm²]
- E_{cm} Elastizitätsmodul des Betons in [N/mm²]
- A_b Querschnittsfläche der Querbewehrung innerhalb des Betondübels in [mm²]
- A_D Fläche des Betondübels in [mm²]:
 - $A_{D,PZ} = 0,13 \cdot e_x^2$ bei PZ-Geometrie
 - $A_{D,CL} = 0,20 \cdot e_x^2$ bei CL-Geometrie

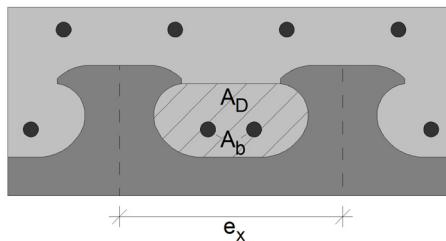


Abb. 2.15: Flächenbezeichnungen nach [DIBt 2018]

Die Formel basiert auf dem Modell von [Zapfe 2001], wonach der ideelle Bewehrungsgrad ρ_i folgendermaßen definiert und berücksichtigt wird:

$$\rho_i = (A_D - A_b) + A_b \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} = 1 + \left(\frac{E_s}{E_{cm}} - 1 \right) \cdot \frac{A_b}{A_D} \quad (2.2)$$

In die Bemessungsgleichung finden schließlich neben dem ideellen Bewehrungsgrad ρ_i die Betondübellfläche A_D , die Betonzugfestigkeit f_{ctk} , ein bilinearer Formfaktor f_h und ein Kalibrierfaktor von 23,4 Einzug.

$$P_{sh,k} = 23,4 \cdot A_D \cdot f_{ctk} \cdot \rho_i \cdot f_h \quad \text{mit} \quad f_h = \left(1,2 - \frac{h_d}{180} \right) \leq 1 \quad (2.3)$$

In [Heinemeyer 2011] wird eine grundsätzliche Proportionalität zwischen der Betonscherfestigkeit und der Betonzugfestigkeit ($\tau_c \sim f_{ct}$) sowie zwischen der Betonzugfestigkeit und der Quadratwurzel der Betondruckfestigkeit angenommen ($f_{ct} \sim f_c^{0,5}$), die im Rahmen der Ausarbeitung der Zulassung im Jahr 2013 hinsichtlich einer Konsistenz der Bemessungsmodelle auch auf das Abschermodell übertragen wurde. Der ideale Bewehrungsgrad ρ_i wird darin näherungsweise mithilfe der Brutto-Fläche des Betondübels berechnet, ohne die Bewehrungsquerschnittsflächen zu subtrahieren, wie es in folgender Gleichung zu sehen ist.

$$\rho_i = A_D + A_b \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} = 1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \cdot \frac{A_b}{A_D} \quad (2.4)$$

Nach einer erneuten Kalibrierung der Bemessungsformel von [Zapfe 2001] an neueren Versuchsdaten und einer Berücksichtigung der Abhängigkeiten der darin enthaltenen Eingangsparameter entstand schließlich die in [DIBt 2018] angegebene Formel [Kopp 2018]. Die Zusammenhänge zwischen A_D und e_x^2 lauten:

$$A_{D,PZ} = 0,133 \cdot e_x^2 \quad (2.5)$$

$$A_{D,CL} = 0,198 \cdot e_x^2 \quad (2.6)$$

Die geometrischen Abhängigkeiten zwischen h_d und e_x können wie folgt beschrieben werden:

$$h_{d,PZ} = 0,267 \cdot e_x \quad (2.7)$$

$$h_{d,CL} = 0,400 \cdot e_x \quad (2.8)$$

Im Allgemeinen ist jedoch davon auszugehen, dass der Versagensmodus Abscheren des Betondübels bei Verbunddübeln mit PZ- oder CL-Geometrie nach [DIBt 2018] bei üblicher Dimensionierung nicht eintritt und daher einen außergewöhnlichen Versagensfall widerspiegelt [Kopp 2018].

2.4.1.2 Versagensmodus Ausstanzen eines Betonkegels

Die Formel zur Berechnung der charakteristischen Längsschubtragfähigkeit für den Versagensmodus Ausstanzen eines Betonkegels lautet nach [DIBt 2018]:

$$P_{po,k} = 90 \cdot h_{po}^{1,5} \cdot \chi_x \cdot \chi_y \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (1 + \rho_D) \quad (2.9)$$

Dabei gelten folgende Bezeichnungen:

h_{po}	Höhe des Ersatzausbruchkegels in [mm]: $h_{po} = \min \left\{ \begin{array}{l} c_{D,o} + 0,07 \cdot e_x \\ c_{D,u} + 0,13 \cdot e_x \end{array} \right\}$
$c_{D,o}$	obere Betondeckung zum Stahlzahn in [mm]; $c_{D,o} \geq 20 \text{ mm}$
$c_{D,u}$	untere Betondeckung zum Stahlzahn in [mm]; $c_{D,u} \geq 20 \text{ mm}$
e_x	Stahlzahnabstand in x-Richtung in [mm]

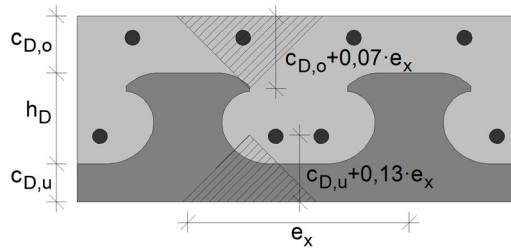


Abb. 2.16: Ersatzausbruchkegel nach [DIBt 2018]

- χ_x Reduktionsfaktor in Abhängigkeit vom Stahlzahnabstand in Längsrichtung
 $\chi_x = 1,0$ für $e_x \geq 4,5 \cdot h_{po}$
 $\chi_x = \frac{e_x}{4,5 \cdot h_{po}} \leq 1,0$ für $e_x < 4,5 \cdot h_{po}$
- χ_y Reduktionsfaktor in Abhängigkeit von der Anzahl der Verbunddübeln, vom Stahlzahnabstand in Längsrichtung e_x , und vom Abstand der Verbunddübeln in Querrichtung e_y :
 Bei der Verwendung von einer Verbunddübelnleiste:
 $\chi_y = 1,0$
 Bei der Verwendung von zwei Verbunddübelnleisten:
 $\chi_y = 1,0$ für $e_y \geq 9 \cdot h_{po}$
 $\chi_y = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{e_y}{9 \cdot h_{po}} + 1 \right) \leq 1,0$ für $120 \text{ mm} < e_y < 9 \cdot h_{po}$
- f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit in [N/mm²]
 $\rho_{D,i}$ Bewehrungsgrad gegen Ausstanzen: $\rho_{D,i} = \frac{E_s \cdot A_{sf}}{E_{cm} \cdot A_{D,i}}$
 E_s Elastizitätsmodul des Betonstahls in [N/mm²]
 E_{cm} Elastizitätsmodul des Betons in [N/mm²]
 A_{sf} Querschnittsfläche der Querbewehrung des Betongurtes in [mm²]:
 $A_{sf} = A_b + A_t$
 $A_{D,i}$ mitwirkende Betonfläche in [mm²]: $A_{D,i} = h_c \cdot e_x$
 h_c Höhe des Betongurtes in [mm]

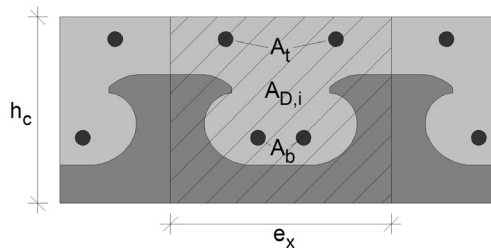


Abb. 2.17: Flächenbezeichnungen nach [DIBt 2018]

In ihren Ursprüngen geht die Gleichung auf das mechanische Modell von [Zapfe 2001] zurück, das den Widerstand gegen Ausstanzen über die Schubfestigkeit des Betons

$\tau_c = 0,25 \cdot f_{ctm}$ und über die Größe der Mantelfläche eines idealisierten geraden Kegels $M = \pi \cdot h_{po}^2 \cdot \frac{\tan\beta'}{\cos\beta'}$ mit der Höhe h_{po} abbildet:

$$P_{po,k} = const \cdot M \cdot \frac{\tau_c}{\cos\beta'} = 0,785 \cdot h_{po}^2 \cdot \frac{\tan\beta'}{\cos^2\beta'} \cdot f_{ctk} \cdot \rho_i \quad (2.10)$$

mit

β' Ausbruchwinkel des idealisierten Ersatzkegels

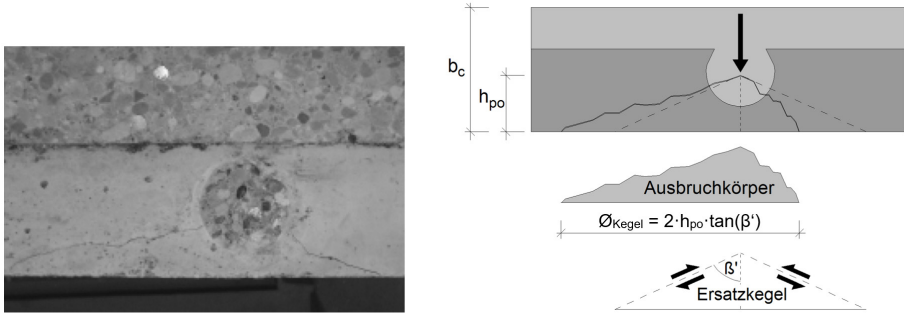


Abb. 2.18: Schiefer Ausbruchkegel am aufgeschnittenen Probekörper (links) und Idealisierung des mechanischen Modells nach [Zapfe 2001] (rechts)

Der Einfluss der Bewehrung, die den Ausbruchkegel durchquert, wird analog zum Abschermodell nach [Zapfe 2001], das in Kapitel 2.4.1.1 beschrieben wurde, über den ideellen Bewehrungsgrad ρ_i erfasst. Darin wird die Netto-Fläche des Betondübels angesetzt. Eine Berücksichtigung der Überlagerung der Ausbruchkegel von in Längs- oder Querrichtung benachbarter Verbunddübel erfolgt erstmals durch [Seidl 2009] über Reduktionsfaktoren χ_x und χ_y :

$$\chi_x = 1 - \frac{1}{\pi} \left[2 \cdot \arccos \frac{e_x}{2a} - \frac{e_x}{a} \sqrt{1 - \left(\frac{e_x}{2a} \right)^2} \right] \quad (2.11)$$

$$\chi_y = 1 - \frac{n-1}{n \cdot \pi} \left[2 \cdot \arccos \frac{e_y}{2b} - \frac{e_y}{b} \sqrt{1 - \left(\frac{e_y}{2b} \right)^2} \right] \quad (2.12)$$

Dabei repräsentieren a und b die beiden Ellipsenhalbachsen und können nach [Seidl 2009] in Abhängigkeit von der Höhe des schiefen Ausbruchkegels näherungsweise über $a = 3,263 \cdot h_{po}$ und $b = 4,834 \cdot h_{po}$ ausgedrückt werden.

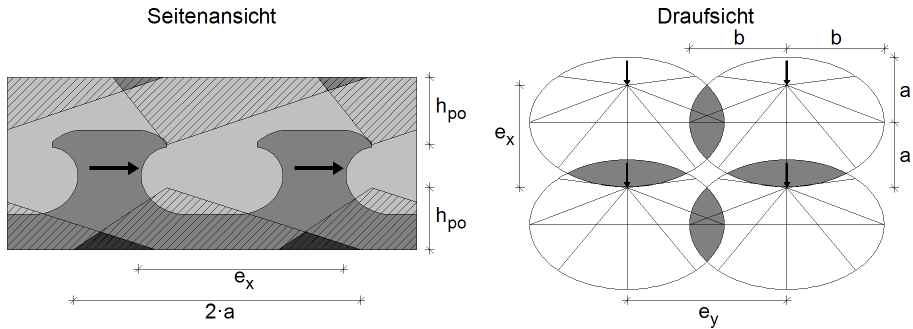


Abb. 2.19: Überlagerung der Ausbruchkegel von in Längs- (e_x) und Querrichtung (e_y) benachbarten Verbunddübeln [Kopp 2018]

In [Heinemeyer 2011] wird das Ausstanzenmodell nach [Seidl 2009] um einen Faktor η zur Berücksichtigung der bezogenen Betonpressung p/f_c nach [Elgehausen 2000] erweitert und anhand eigener Versuchsdaten erneut kalibriert. Außerdem wird eine Proportionalität zwischen der Betonscherfestigkeit und der Quadratwurzel der Betondruckfestigkeit ($\tau_c \sim f_c^{0,5}$) angenommen. Bei der Berechnung des ideellen Bewehrungsgrades ρ_i wird die Brutto-Fläche des Betondübeln angesetzt und somit die Subtraktion der Bewehrungsquerschnittsfläche vernachlässigt. Daraus resultiert schließlich folgende Gleichung, die sich besonders gut eignet, um die Tragfähigkeit hinsichtlich Ausstanzen von Verbunddübeln mit PZ- und CL-Geometrie zu beschreiben:

$$P_{po,k} = const \cdot \frac{1}{\eta} \cdot h_{po}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (1 + \rho_D) \quad (2.13)$$

mit

$$\eta = 0,4 - 0,001 \cdot f_c$$

In der Allgemeinen Bauartgenehmigung [DIBt 2018] wird die Formel für den Versagensmodus Ausstanzen mit den Abminderungsfaktoren χ_x und χ_y , allerdings ohne den Faktor η veröffentlicht. Der konstante Vorfaktor wurde dazu vereinfacht und auf der sicheren Seite liegend mit dem ungünstigsten η -Wert für einen Beton der Festigkeitsklasse C20/25 kalibriert [Kopp 2018].

2.4.1.3 Versagensmodus Stahlversagen

Die Formel zur Berechnung der charakteristischen Längsschubtragfähigkeit für den Versagensmodus *Stahlversagen* lautet:

$$P_{pl,k} = 0,25 \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_y \quad (2.14)$$

Dabei gelten folgende Bezeichnungen:

- e_x Stahlzahnabstand in x-Richtung in [mm]; $150 \text{ mm} \leq e_x \leq 500 \text{ mm}$
- t_w Blechdicke in [mm]; in der Bemessung wird maximal $t_w = 40 \text{ mm}$ angesetzt
für $40 \text{ mm} < t_w \leq 60 \text{ mm}$
- f_y Streckgrenze des Stahls in [N/mm^2]

Die Ursprünge dieses Modells gehen auf [Wurzer 1997] zurück, dessen Bemessungsgleichung für das Stahlversagen von Verbunddübelleisten in Tropfenform kalibriert wurde. Sein Modell lehnt sich an die Berechnung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen-dübeln nach [DIN EN 1994-1-1] an und zieht als kritischen Schnitt pauschal die kleinste Stahlzahnbreite heran. Mit dieser Gleichung lässt sich die Tragfähigkeit von Verbunddübelleisten mit PZ-Geometrie mit ausreichender Genauigkeit beschreiben, bei einer CL-Geometrie wird die Tragfähigkeit hingegen stark unterschätzt. Aus diesem Grund wurde das Modell im Hinblick auf die Zulassung der PZ- sowie CL-Geometrien durch [FOSTA 2007, FOSTA 2013] überarbeitet und die Lage des kritischen Schnittes geometriespezifisch berechnet. Dazu wird eine konstante Spannungsverteilung über die effektive Stahlzahnhöhe h_{eff} angenommen (Abb. 2.20). Der kritische Schnitt unterteilt die gesamte resultierende Kraftkomponente in einen Anteil unterhalb des kritischen Schnittes (P_1), der direkt vom Stahlzahnfuß in den Stahlsteg geleitet wird, und einem Anteil oberhalb des kritischen Schnittes (P_2), der zu einer Biege-Schub-Beanspruchung entlang des kritischen Schnittes führt. Je nach Lage des betrachteten Schnittes stehen unterschiedliche Einwirkungsschnittgrößen einem zugehörigen plastischen Widerstand gegenüber. Über eine Extremstellenberechnung kann die Lage jenes Schnittes berechnet werden, an welchem die Tragfähigkeit minimal ist.

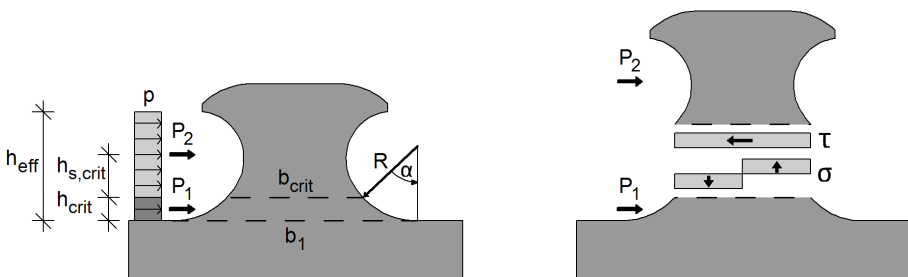


Abb. 2.20: Bestimmung des kritischen Schnittes (links) und Spannungszustand (rechts) [Kopp 2018]

Am kritischen Schnitt tritt das Stahlversagen im Rahmen der Modellvorstellung ein, sobald die einwirkende Vergleichsspannung die Fließgrenze erreicht. Diese wird im Rahmen des Modells nicht mit elastischen Widerstandsgrößen, sondern unter Einsatz des plastischen Widerstandmomentes und der plastischen Schubfläche berechnet, da die reale Tragfähigkeit damit besser abgebildet wird. Die Funktion zur Beschreibung der Traglast in Abhängigkeit vom Funktionsargument α , das den Winkel bis zum betrachteten Schnitt repräsentiert, ist nachfolgend geometrieunabhängig dargestellt.

Die geometrischen Größen können dabei auch durch den Skalierungsfaktor e_x substituiert werden.

$$\begin{aligned}
 P_{pl,m}(\alpha) &= \frac{h_{eff}}{h_{eff} - h_{crit}(\alpha)} \cdot P_2 = \frac{h_{eff}}{h_{eff} - h_{crit}(\alpha)} \cdot \frac{1}{\sqrt{\left[\frac{h_{s,crit}}{b_{crit} \cdot t_w / 4 \cdot f_y}\right]^2 + 3 \cdot \left[\frac{1}{b_{crit} \cdot t_w \cdot f_y}\right]^2}} \\
 &= \frac{h_{eff}}{h_{eff} - h_{crit}(\alpha)} \cdot \frac{[b_{crit}(\alpha)]^2}{\sqrt{16 \cdot [h_{s,crit}(\alpha)]^2 + 3 \cdot [b_{crit}(\alpha)]^2}} \cdot t_w \cdot f_y \\
 &= \lambda_{geo,m} \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_y
 \end{aligned} \tag{2.15}$$

Eine geometriespezifische Extremwertlösung der Funktion führt zu den folgenden Vorfaktoren $\lambda_{geo,m}$ für die Verbunddübelgeometrien PZ, PZKL und CL (Abb. 2.21) zur Berechnung der Tragfähigkeit hinsichtlich Stahlversagen $P_{pl,m}$ auf Mittelwertniveau:

$$\begin{aligned}
 \lambda_{geo,m,PZ} &= 0,286 \\
 \lambda_{geo,m,PZKL} &= 0,186 \\
 \lambda_{geo,m,CL} &= 0,259
 \end{aligned}$$

$$P_{pl,m} = \lambda_{geo,m} \cdot e_x \cdot t_w \cdot f_y \tag{2.16}$$

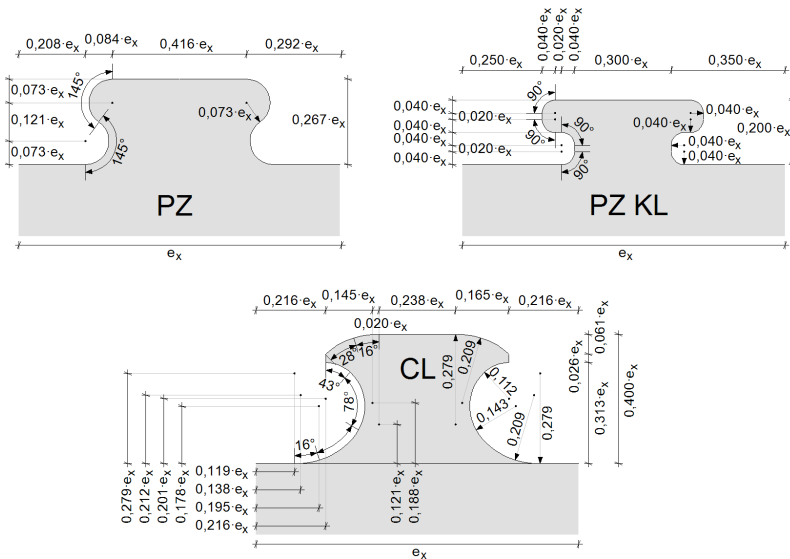


Abb. 2.21: Abmessungen der Verbunddübelgeometrien PZ und CL nach [DIBt 2018] sowie PZKL nach [Gajda 2013]

Nach der statistischen Auswertung im Rahmen von [FOSTA 2013] wurde der Vorfaktor zur Berechnung der charakteristischen Stahlzahntragfähigkeit bei PZ- und CL-Geometrie auf $\lambda_{geo,m} = 0,25$ festgelegt. Es ist deutlich zu sehen, dass die Bemessungsgleichung des Stahlversagens aus [DIBt 2018] geometriegebunden ist und beispielsweise die Tragfähigkeit einer PZKL-Geometrie überschätzen würde.

2.4.2 Bemessung randnaher Kopfbolzendübel nach Eligehausen (2000)

In [Eligehausen 2000] wird ein Bemessungsmodell für randnahe Kopfbolzendübel vorgestellt, bei denen es typischerweise statt eines kegelförmigen Ausbruchs in Belastungsrichtung zu einem seitlichen Ausbruch hin zur freien Betonoberfläche kommt. Dies geschieht als Folge des sich im Bereich der Aufstandsfläche des Kopfbolzendübelns aufbauenden quasi-hydrostatischen Druckspannungszustandes, der unter anderem auch eine Abtriebskraft zum Betonrand aufweist. Die von Eligehausen durchgeführten Versuche lieferten Tragfähigkeit, die sich mit folgender Gleichung approximieren lassen:

$$P_R = \frac{1}{\alpha} \cdot 15,5 \cdot c_{D,s}^{1,5} \cdot f_{cm}^{0,5} \quad (2.17)$$

f_{cm} Betondruckfestigkeit
 $c_{D,s}$ Seitlicher Randabstand

Der Wert α ist abhängig von der bezogenen Betonpressung p/f_{cm} und genügt näherungsweise folgender Gleichung:

$$\alpha = 0,11 \cdot \sqrt{\frac{p}{f_{cm}}} \quad (2.18)$$

p Pressung des Betons an der Aufstandsfläche des Kopfbolzens: $p = N/A_h$
 A_h Aufstandsfläche des Kopfbolzendübelns auf dem Beton
 f_{cm} Betondruckfestigkeit

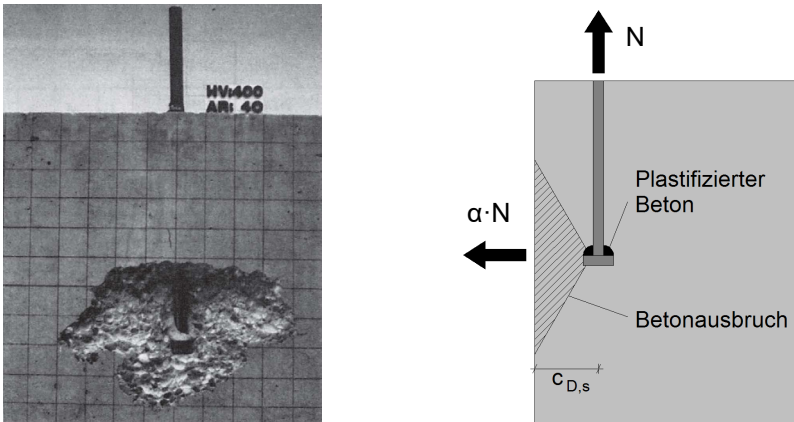


Abb. 2.22: Seitlicher Betonausbruch eines randnahen Kopfbolzendübelns [Eligehausen 2000]

Aus den beiden gezeigten Gleichungen kann folgende Traglastformel hergeleitet werden:

$$P_R = 27 \cdot A_h^{1/3} \cdot f_{cm}^{2/3} \cdot c_{D,s} \quad (2.19)$$

Eine anschließende Regressionsanalyse der Versuchsdaten zeigt, dass folgende modifizierte Form der Gleichung die experimentellen Traglasten besser beschreibt [Eligehausen 2000]:

$$P_R = 15 \cdot A_h^{1/2} \cdot f_{cm}^{1/2} \cdot c_{D,s} \quad (2.20)$$

Demnach ist die Tragfähigkeit randnaher Kopfbolzendübel nach [Eligehausen 2000] sowohl proportional zur Quadratwurzel der Aufstandsfläche des Kopfbolzendübel auf dem Beton ($P_R \sim A_h^{0,5}$) als auch zur Quadratwurzel der Betondruckfestigkeit ($P_R \sim f_{cm}^{0,5}$) und linear abhängig vom Randabstand $c_{D,s}$.

2.4.3 Bemessung liegender Kopfbolzendübel nach Breuninger (2000)

In [Breuninger 2000] wurde die Tragfähigkeit randnaher Kopfbolzendübel untersucht. Typischerweise stellt sich das Versagen derartiger Konstruktionen mit geringem Oberflächenabstand der Kopfbolzendübel durch ein Spalten der Mittelebene der Betonplatte ein (Abb. 2.23).

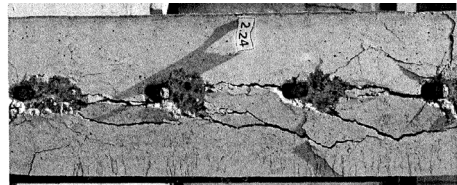
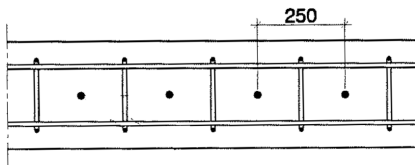


Abb. 2.23: Spalten der Betonplatte bei einer Konstruktion mit liegenden Kopfbolzendübeln [Breuninger 2000]

Die vorgeschlagene Bemessungsgleichung zur Berechnung der Längsschubtragfähigkeit liegender Kopfbolzendübel wurde anhand numerischer sowie experimenteller Ergebnisse kalibriert. Zur Anwendbarkeit wird eine ausreichend tiefe Verankerung der liegenden Kopfbolzen vorausgesetzt. Einige der geometrischen Parameter sind in Abb. 2.24 veranschaulicht.

$$P_{R,Breuninger} = \alpha \cdot (f_c \cdot d \cdot a'_r)^{0,4} \cdot \left(\frac{a}{s}\right)^{0,3} \cdot A \cdot B \quad (2.21)$$

Mit:

- α Kalibrierfaktor; $\alpha = 1,67$
- f_{cm} Mittlere Betondruckfestigkeit in $[N/mm^2]$
- d Bolzendurchmesser in $[mm]$; $19\text{ mm} \leq d \leq 25\text{ mm}$
- a'_r Randabstand der Kopfbolzendübel in $[mm]$; $a_r \geq 50\text{ mm}$
- a Achsabstand der Kopfbolzendübel in x-Richtung in $[mm]$;
 $110\text{ mm} \leq a \leq 440\text{ mm}$
- s Achsabstand der Bewehrungsbügel in x-Richtung in $[mm]$; $a/2 \leq s \leq a$
- s/a'_r Verhältnis zwischen Bügel- und Randabstand; $s/a'_r \leq 4,5$
- A Lagefaktor: Randlage: $A = 1,00$; Mittellage: $A = 1,14$
- B Beanspruchungsfaktor: Längszug: $B = 1,00$; Längsdruck: $B = 1,06$
- d_s Durchmesser der Bewehrungsbügel in $[mm]$; $a_r \geq 8\text{ mm}$

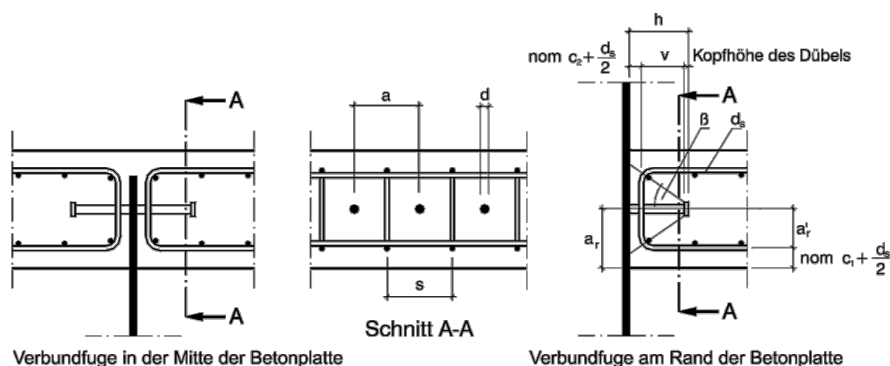


Abb. 2.24: Geometrische Bezeichnungen einer Konstruktion mit liegenden Kopfbolzendübeln nach [Breuninger 2000]

2.4.4 Bemessung randnaher Verbunddübelleisten nach Seidl (2009)

In [Seidl 2009] wird erstmals der Versagensfall Abplatzen der Betondeckung bei ohne Einfassbewehrung in Balkenquerschnitten verbauten Verbunddübelleisten genannt und untersucht. Eine derartige Anwendung stellt eine oberflächennahe Einbauposition dar und der Versagensfall ist mit dem in der vorliegenden Arbeit thematisierten Versagensfall Kantenbruch gleichzusetzen.

Das mechanische Modell von [Seidl 2009] geht von zwei sich überlagernden Spannungen im kritischen Schnitt (xy -Ebene) aus, die bei Erreichen der Betonzugfestigkeit das Abplatzen der Betondeckung initiieren. Die erste Spannungskomponente σ_{z1} entsteht durch die Spaltwirkung, die nicht nur in der Verbunddübel-

ebene (xz-Ebene), sondern auch in der xy-Ebene auftritt, die zweite Spannungskomponente σ_{z2} entsteht durch die abhebende Wirkung der Verbunddübel infolge des Schwerachsenversatzes.

Zur Bestimmung der Größe der Spaltspannung σ_{z1} wird von [Seidl 2009] das zwei-dimensionale Spannungsausbreitungsmodell bei konzentrierten Lastenleitungen nach [Leonhardt 1986, Model Code 1990] herangezogen. Demzufolge sind die Hauptdruckspannungstrajektorien unterhalb der Lastenleitung derart nach außen gekrümmt, dass Querdruckspannungen entstehen (Abb. 2.25, links). Mit zunehmendem Abstand zur Lastenleitung kehrt sich das Vorzeichen der Trajektorienkrümmung um, was das Auftreten von Querdrukspannungen zur Folge hat. Der Einflussbereich der konzentrierten Lastenleitung bis zu jener Tiefe h , ab der die Hauptspannungstrajektorien näherungsweise parallel verlaufen, wird approximativ als quadratisch angenommen, das heißt $h \approx b$, wobei $b/2$ dem Abstand der konzentrierten Lastenleitung zum freien Betonrand entspricht. Darüber hinaus wird in [Model Code 1990] ein vereinfachtes Stabwerkmodell zur idealisierten Modellierung des Kraftflusses vorgestellt (Abb. 2.25, rechts). Aufgrund des angenommenen Kraftecks mit einer Ankathete der Länge $0,4 \cdot b$ und einer Gegenkathete der Länge $b/4 - a/4$ lässt sich die Spaltkraft wie folgt approximieren:

$$F_t = \frac{F}{2} \cdot \tan \theta = \frac{F}{2} \cdot \frac{b/4 - a/4}{0,4 \cdot b} = \frac{5}{16} \cdot F \cdot \left(1 - \frac{a}{b}\right) \approx 0,3 \cdot F \cdot \left(1 - \frac{a}{b}\right) \quad (2.22)$$

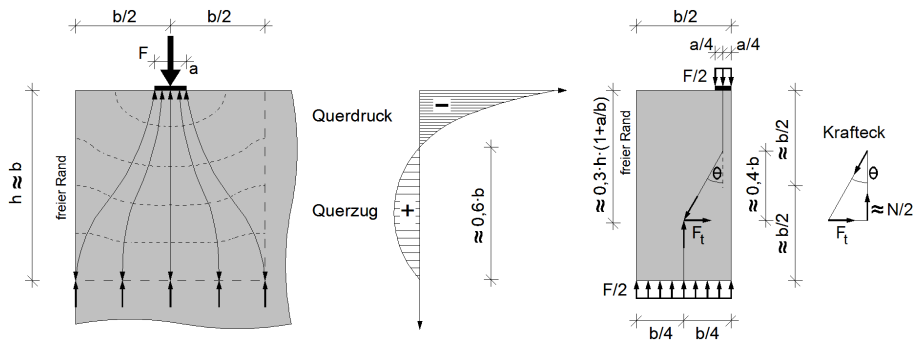


Abb. 2.25: Spannungsausbreitung bei konzentrierter Lastenleitung (links) und deren Approximation durch ein Stabwerkmodell (rechts) nach [Model Code 1990]

Wird dieser Spalteffekt auf die geometrischen Randbedingungen der randnahen Verbunddübel übertragen, so kann die Spaltspannung in der xz-Ebene folgendermaßen ausgedrückt werden.

$$\sigma_{z1} = 0,3 \cdot \sigma_x \cdot \left(1 - \frac{h_d/2}{h_{po}}\right) = 0,3 \cdot \frac{P/2}{h_{po} \cdot b_w} \cdot \left(1 - \frac{h_d/2}{h_{po}}\right) \quad (2.23)$$

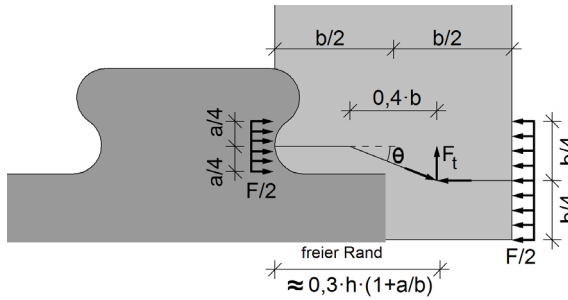


Abb. 2.26: Übertragung des Spaltmodells nach [Model Code 1990] auf Verbunddübeln

Die zweite der beiden Spannungskomponenten entsteht nach [Seidl 2009] durch den Abhebeeffect der Verbunddübel, die durch den Versatz der Schwerachsen von Beton- und Stahlquerschnitt hervorgerufen und durch den Hinterschnitt der Geometrie verhindert wird. Seidls Annahme zufolge teilt sich die vom Stahlzahn auf den Beton übergebene Kraft je zur Hälfte auf die Betonflächen ober- und unterhalb jener Kraft auf. Die Kraftkomponente F_{t2} , die auf den Hinterschnitt der Verbunddübel wirkt, lässt sich über das Verhältnis des Schwerachsenabstandes des oberen Betonquerschnitts h_2 zum Verbunddübelachsenabstand e_x berechnen.

$$F_{t2} = \frac{P}{2} \cdot \tan \theta = \frac{P}{2} \cdot \frac{h_2}{e_x} \quad (2.24)$$

Der vereinfacht angenommene Kraftfluss ist in nachfolgender Abbildung dargestellt.

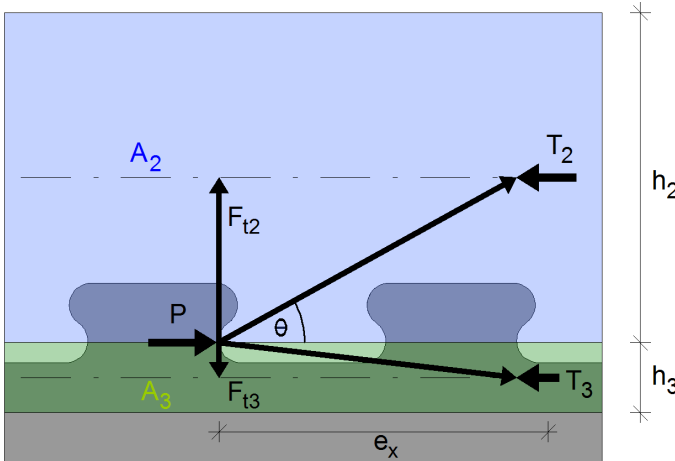


Abb. 2.27: Lastabtrag und Abhebeeffecte der Verbunddübel nach [Seidl 2009]

Wird die Kraftkomponente F_{t3} , die im Wesentlichen durch die zuvor beschriebene Spannung σ_{z1} abgebildet werden kann, ausgeblendet, so kann der Kraftfluss der Komponente F_{t2} , die den Abhebeeffect verursacht, nach der Modellvorstellung von

[Seidl 2009] im Querschnitt wie in Abb. 2.28 veranschaulicht angenommen werden. Danach wird die Abtriebskraft F_{t2} von der Bügelbewehrung abgetragen, muss aber lokal von der Betondeckung über Zugspannungen aufgenommen und an die Bewehrung übergeben werden. Durch diesen Mechanismus wird nach [Seidl 2009] beidseits der Verbunddübelreihe eine Betonfläche der Breite l_{cr} und der Tiefe e_x beansprucht.

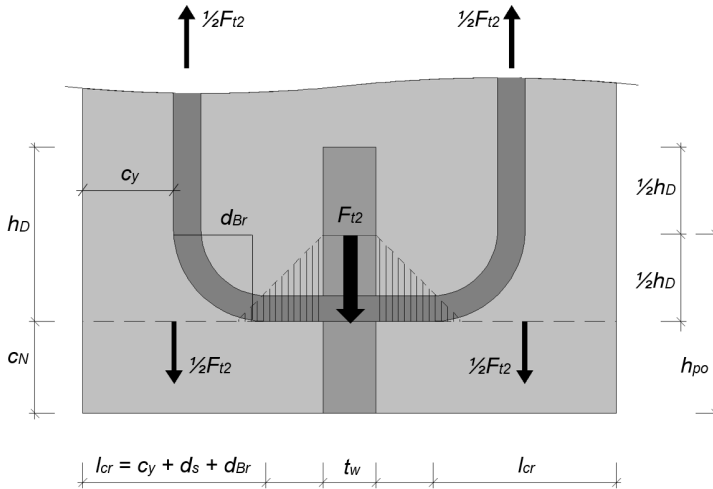


Abb. 2.28: Kraftfluss der Abtriebskraft F_{t2} nach [Seidl 2009] unter Ausblendung der Kraftkomponente F_{t3}

Daraus ergibt sich die zweite Spannungskomponente σ_{z2} aus der Abhebewirkung der Verbunddübelreihe zu:

$$\sigma_{z2} = \frac{P}{2} \cdot \frac{h_2}{e_x} \cdot \frac{1}{2 \cdot l_{cr} \cdot e_x} = \frac{P}{4} \cdot \frac{h_2}{l_{cr} \cdot e_x^2} \quad (2.25)$$

Wird die Summe der beiden Spannungskomponenten mit der Betonzugfestigkeit gleichgesetzt ($f_{ct} = \sigma_{z1} + \sigma_{z2}$) und anschließend nach der Verbunddübelkraft P aufgelöst, so ergibt sich nach [Seidl 2009] die nachfolgende Gleichung zur Berechnung der Tragfähigkeit randnaher Verbunddübelreihen.

$$P_{poe,Seidl} = \frac{f_{ct}}{\frac{h_2}{4 \cdot l_{cr} \cdot e_x^2} + \frac{0,15}{h_{po} \cdot b_c} \cdot \left(1 - \frac{h_D}{2 \cdot h_{po}}\right)} \quad (2.26)$$

Mit:

f_{ct} Betonzugfestigkeit in $[N/mm^2]$

h_2 Abstand zwischen Angriffspunkt der Verbunddübelkraft und Schwerachse der Betonquerschnittsteilfläche oberhalb jener Kraft $[mm]$

- l_{cr} Länge der Rissfläche in [mm]; $l_{cr} = c_y + \varnothing_s + \varnothing_{Biegerolle}$
- e_x Achsabstand der Verbunddübel in [mm]
- h_{po} Abstand zwischen Angriffspunkt der Dübelkraft und Unterkante des Betonquerschnitts in [mm]
- b_c Betonplattendicke in y-Richtung in [mm]
- h_D Stahlzahnhöhe in [mm]

2.4.5 Bemessung randnaher Verbunddübelleisten nach Gajda (2020)

Im Rahmen eines Forschungsprojektes, das bis 2016 an der Technischen Universität Kaiserslautern bearbeitet worden ist, wurde das Tragverhalten randnaher Verbunddübelleisten hinsichtlich unterschiedlicher Parameter experimentell sowie numerisch untersucht. Dazu wurden einerseits Push-Out-Versuche durchgeführt, bei denen die Betonplatten parallel zur Blechebene ausgerichtet waren und die Stahlzähne eben blieben (Abb. 2.29, PO), und andererseits Push-Out-Versuche, bei denen die Stahlzähne alternierend um 90° zur Seite hin abgekantet wurden (Abb. 2.29, POA).

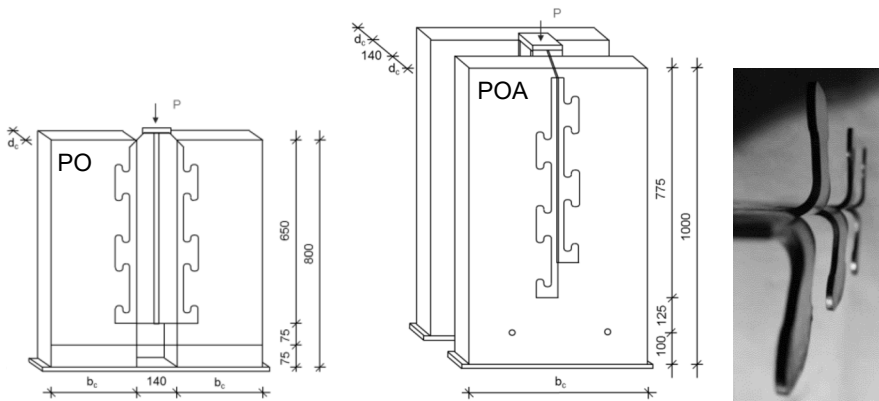


Abb. 2.29: Push-Out-Versuche mit ebenen Verbunddübeln PO (links) und abgekanteten Verbunddübeln POA (rechts) nach [Gajda 2020]

Die Verbunddübel wurden mit K-Geometrie (Klothoide) respektive mit PZKL-Geometrie (Puzzle) hergestellt (Abb. 2.30, links). Teilweise wurden zusätzlich zur regulären Bügelbewehrung zugunsten einer Tragfähigkeitssteigerung Wendelbewehrungen zwischen den Stahlzähnen eingesetzt (Abb. 2.30, rechts).

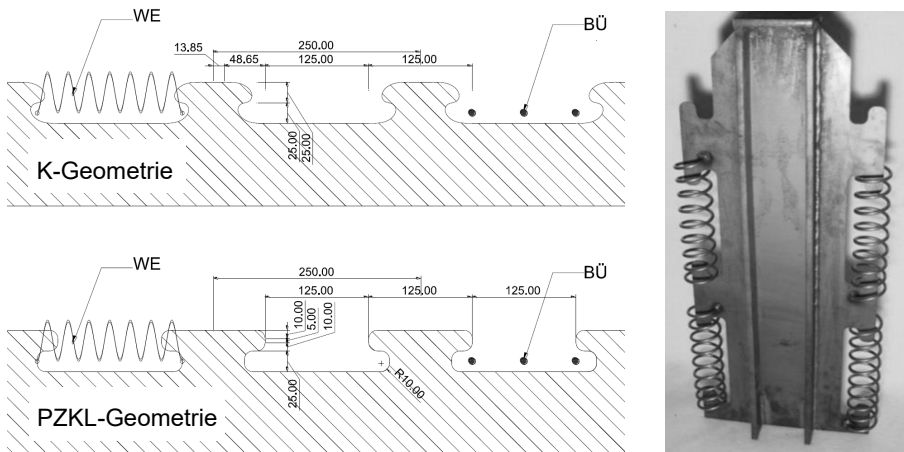


Abb. 2.30: Verbunddübelgeometrien (links) und Wendelbewehrung (rechts) nach [Gajda 2020]

Das Versagensbild der randnahen Verbunddübelleisten äußerte sich in der Regel durch einen Kantenbruch oder, im Falle der abgekanteten Verbunddübel, durch das Ausstanzen von halben Betonkegeln, das als „Semi-Pry-Out“ bezeichnet wurde.

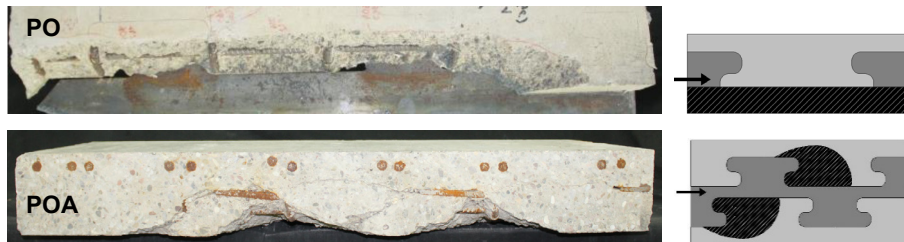


Abb. 2.31: Versagensbilder randnaher Verbunddübelleisten: Kantenbruch eines PO-Versuchs (oben) und Semi-Pry-Out eines POA-Versuchs (unten) [Gajda 2020]

Für beide Versagensfälle wurden in [Gajda 2020] Gleichungen zur Berechnung der theoretischen Tragfähigkeiten entwickelt, wobei im Nachfolgenden lediglich das mechanische Modell für den Versagensmodus Kantenbruch erläutert wird, da dieses Versagensbild mit den im Rahmen der vorliegenden Arbeit untersuchten Versagensbildern übereinstimmt.

Im Rahmen des mechanischen Modells wird angenommen, dass die Längsschubkraft vom Stahlzahn an den Beton übergeben wird und sich unter anderem in den unbewehrten Bereich unterhalb der Bewehrung ausbreitet. Um das Kräftegleichgewicht schließen zu können, muss diese Kraftkomponente über Betonzugspannungen nach oben geleitet werden. Es wird angenommen, dass diese Zugspannungen sich vor allem im Bereich des lastabgewandten Bewehrungsbügels sammeln und von diesem schließlich hochgehängt werden.

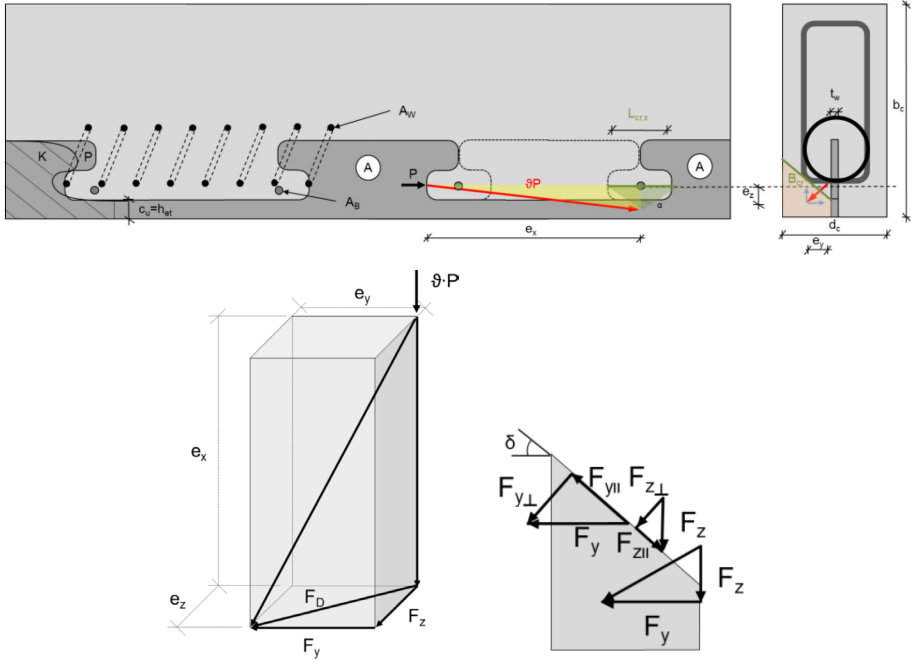


Abb. 2.32: Kraftfluss randnaher Verbunddübeln (oben) sowie Kraftkomponenten und Bruchfläche (unten) nach [Gajda 2020]

Die Gleichung zur quantitativen Beschreibung der Tragfähigkeit randnaher Verbunddübeln setzt sich nach [Gajda 2020] aus der Betonzugfestigkeit f_{ct} , der Betonplattendicke b_c , einem Bruchflächenwinkel δ , einer mittragenden Breite L_{cr} und einem Parameter k_g , der aus geometrischen Eigenschaften hervorgeht, zusammen. Zusätzlich wird über einen ideellen Bewehrungsgrad ρ_i der positive Einfluss der obligatorischen Querbewehrung sowie der optionalen Wendelbewehrung erfasst.

$$P_{poe,Gajda} = \frac{f_{ct} \cdot b_c \cdot \cos \delta \cdot L_{cr}}{0,5 \cdot k_g} \cdot (1 + \rho_i) \quad (2.27)$$

Mit:

f_{ct} Betonzugfestigkeit in [N/mm²]

b_c Betonplattendicke in y-Richtung in [mm]

δ Bruchflächenwinkel in [°] nach [Gajda 2020]

L_{cr} Mittragende Breite in x-Richtung in [mm]

k_g Geometrieparameter; $k_g = \frac{e_y}{e_x} \sin \delta + \frac{e_z}{e_x} \cos \delta + \frac{12 \cdot \cos \delta \cdot e_z}{b_c} \cdot \left(\frac{e_y}{e_x} \sin \delta - \frac{e_z}{e_x} \cos \delta \right)$

*Die Wissenschaft fängt eigentlich erst da an interessant zu werden,
wo sie aufhört.*

- Justus Freiherr von Liebig (1803-1873), deutscher Chemiker -

3 Experimentelle Untersuchungen an Kleinteilversuchen

3.1 Gesamtübersicht des Kleinteilversuchsprogramms

Insgesamt werden im Rahmen der vorliegenden Arbeit 35 Push-Out-Versuche und 9 Single-Push-Out-Versuche mit unterschiedlichen Parametervariationen durchgeführt, wobei jede Konfiguration mindestens in zweifacher Ausführung geprüft wird, um eventuelle Streuungen feststellen zu können. In der Referenz-Konfiguration wird die Verbunddübelreihe aus $t = 4$ mm dicken Stahlbelchen der Güte S355 in PZ-Geometrie mit einem Achsabstand von $e_x = 150$ mm hergestellt. Die Betonplatten sind dabei $b_c = 100$ mm dick, was eine oberflächennahe Einbauposition darstellt, und werden aus Beton der Festigkeitsklasse C40/50 angefertigt. Die Verbunddübeln binden, gemessen ab der Unterkante der Ausnehmung, um das Maß $h_E = 25$ mm in den Betonplatten ein. Der Referenzprobekörper wird mit $2\text{Ø}8$ mm Bewehrungsbügeln je Ausnehmung versehen. Eine Gesamtübersicht der Variationen, die ausgehend von der Referenz-Konfiguration vorgenommen werden, ist in nachfolgender Tabelle dargestellt. Während je ein Parameter variiert wird, verbleiben die übrigen Parameter in der Referenzkonfiguration.

Nachdem in diesem Kapitel die Grundlagen zum Aufbau, zur Durchführung und zur messtechnischen Erfassung der Versuche beschrieben werden, wird der Einfluss jedes untersuchten Parameters des Kleinteilversuchsprogramms zusammen mit den korrespondierenden Simulationsergebnissen gesammelt in Kapitel 6 vorgestellt.

Tab. 3.1: Tabellarische Gesamtübersicht aller experimentellen Untersuchungen

	Vorversuche		Hauptversuchsprogramm																Rissversuche				
	PO	SPO	PO 01 Referenz	PO 02	PO 03	PO 04	PO 05	PO 06	PO 07	PO 08	PO 09	PO 10	PO 11	PO 12	PO 13	PO 15	PO 16	PO 17	SPO	SPOCC			
Geometrie	-	[-]	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	PZ	PZ	
Einbauposition	-	[-]	randnah	randnah	randnah	nicht randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah
Skallerung	e_s	[mm]	150	150	150	150	200	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
Stahzhöfnungsmaß	-	[mm]	65	65	75	62	82	124	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62
Blehdicke	t	[mm]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Betondruckfestigkeit	f_{ck}	[N/mm ²]	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Betonplattendicke	b_s	[mm]	100	100	100	100	100	100	20	60	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Einbindtiefe der VDL	h_{IE}	[mm]	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
Bügelbewehrung je Ausnehmung	-	[-]	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208
Rissbreite	w	[mm]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,65

3.2 Push-Out-Versuche (PO)

3.2.1 Versuchsaufbau und -durchführung

Der Versuchsaufbau lehnt sich an die in [DIN EN 1994-1-1] enthaltenen Regelungen für Push-Out-Versuche mit Kopfbolzendübeln sowie an zuvor durchgeführte Versuche mit oberflächennahen Verbunddübeln an (Kapitel 2.2). Die Prüfzylinderkraft wird auf die nach oben herausragende Stahlkopfplatte aufgebracht und schließlich über die nach unten herausragenden Betonplatten in die Auflager geführt (Abb. 3.1).

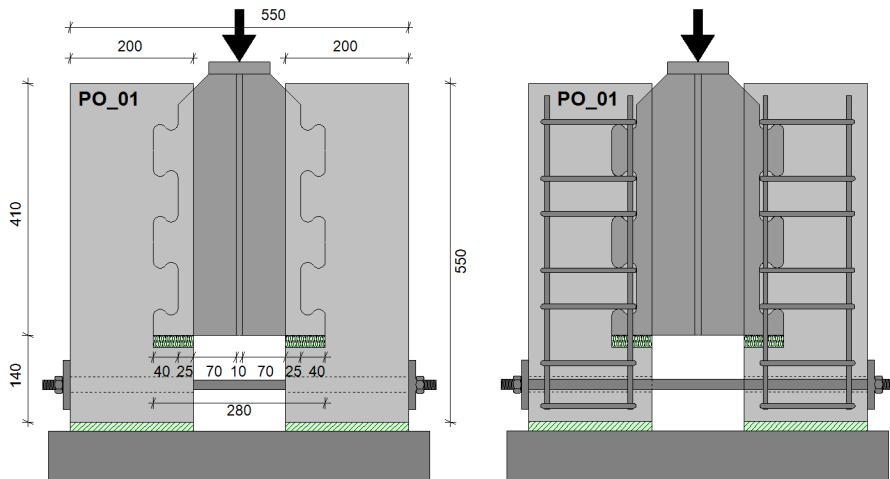


Abb. 3.1: Push-Out-Versuchsaufbau mit Abmessungen (links) und Bewehrungsanordnung (rechts)

Da ein horizontaler Versatz zwischen der vertikalen Prüfkraft und den vertikalen Auflagerkräften der Betonplatten besteht, ist eine Zugstange zur Aufnahme der resultierenden Horizontalkräfte erforderlich. In den Stahlblechen werden vier volle und am unteren Ende zwei halbierte Stahlzähne per Brennschneidverfahren erzeugt. Durch einen PO-Versuch soll die Tragfähigkeit von vier Verbunddübeln untersucht werden. Die halbierten Stahlzähne dienen der Begrenzung der entsprechenden Betondübel, sodass schließlich vier volle Stahlzähne vier vollen Betondübeln gegenüberstehen. Unterhalb der halbierten Stahlzähne werden durch das Einlegen von Quadern aus Polystyrol-Hartschaum Aussparungen in den Betonplatten erzeugt (Abb. 3.2). Dadurch wird eine Kraftübertragung an den Stirnflächen der Verbunddübeln auf den Beton vermieden, da die sogenannte Blockdübelwirkung nicht den realen Bauteilzustand widerspiegelt und somit die Versuchsergebnisse verfälschen würde.

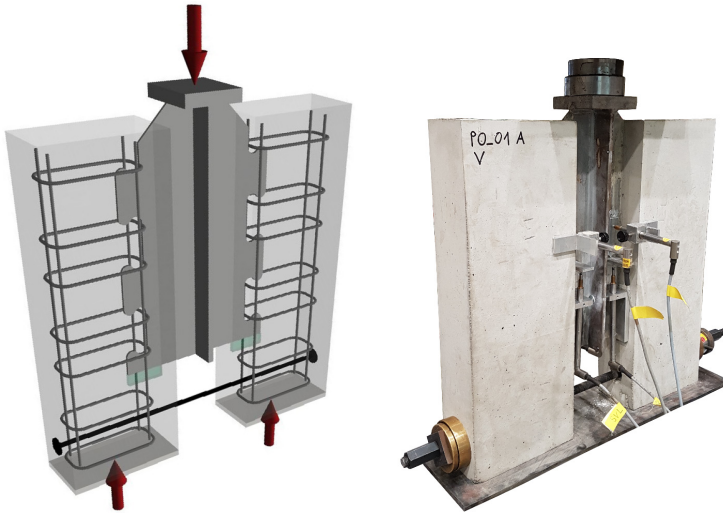


Abb. 3.2: Visualisierung des Versuchsaufbaus (links) und Fotografie (rechts)

Mit einem Push-Out-Versuch wird somit die mittlere Tragfähigkeit von vier Verbunddübeln geprüft. Die Belastung erfolgt weggeregelt mit einer Geschwindigkeit von 0,2 mm/min bis zu einer Laststufe von circa 40% der zuvor numerisch ermittelten Tragfähigkeit. Anschließend findet eine Entlastung statt. Dieser Be- und Entlastungszyklus wird 25 Mal mit einer Geschwindigkeit von 0,5 mm/min wiederholt, um den Haftverbund zwischen der Verbunddübelleiste und dem Beton zu lösen. Anschließend wird die Laststeigerung mit einer Geschwindigkeit von 0,2 mm/min bis zum Versagen des Probekörpers durchgeführt.

3.2.2 Herstellung der Probekörper

Die Stahlteile der Push-Out-Probekörper werden extern angefertigt, die Betonplatten werden im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern mit Transportbeton hergestellt. Abb. 3.3 (links) zeigt exemplarisch die vorbereitete Schalung des Probekörpers PO_06, bevor sie mit der vorderen Schalplatte geschlossen wird. Außerdem sind die angebrachten Quader aus Polystyrol-Hartschaum zur Vermeidung der Kontaktflächenpressung an der Stahlunterkante zu sehen sowie die Hüllrohre, durch die vor der Versuchsdurchführung die Querzugstange geführt wird. Die Probekörper werden anschließend stehend betoniert (Abb. 3.3 rechts). Die Betondeckung wird mithilfe von Abstandhaltern allseits auf 20 mm eingestellt.



Abb. 3.3: Schalung des Probekörpers PO_06 (links) und vorbereitete Schalungen der C40 (A) - Serie (rechts)

Jede Probekörpervariation wird zweifach hergestellt und geprüft. Im Hauptversuchsprogramm sind 11 x 2 Push-Out-Probekörper mit einer Zielfestigkeit C40/50 vorgesehen. Um den Verbrauch von Schaltafeln zu reduzieren, werden zwei Serien mit Transportbeton hergestellt, die im Folgenden als C40 (A) und C40 (B) bezeichnet werden. Im Rahmen der Erweiterung des ursprünglichen Versuchsprogramms werden zu einem späteren Zeitpunkt 3 x 2 weitere Push-Out- sowie 6 Single-Push-Out-Probekörper ebenfalls mit Transportbeton hergestellt. Diese Serie wird C40 (C) benannt. Der Einfluss der Betondruckfestigkeit wird an 2 x 2 Push-Out-Probekörpern aus Beton der Zielfestigkeiten C20/25 und C60/75 untersucht. Die zugehörigen Betonmischungen werden separat im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern erzeugt.

3.2.3 Materialeigenschaften

Die Bestimmung der Festbetoneigenschaften erfolgt durch das Materialprüfamt der Technischen Universität Kaiserslautern nach den Prüfnormen [DIN EN 12390-3, DIN EN 12390-6, DIN EN 12390-13]. Je Betonage werden mindestens drei Zylinderdruckfestigkeits-, drei Würfeldruckfestigkeits- und drei Spaltzugprüfungen durchgeführt. Der Elastizitätsmodul wird an mindestens drei Zylindern bestimmt.

Tab. 3.2: Mittelwerte und Variationskoeffizienten der Festbetoneigenschaften

Eigenschaft	Formelzeichen	Einheit	C20	C40(A)	C40(B)	C40(C)	C60
Zylinderdruckfestigkeit [DIN EN 12390-3]	f_{cm}	[N/mm ²]	23,5	46,3	46,3	35,3	70,9
	V_{fcm}	[%]	1,8%	1,0%	1,3%	3,0%	4,4%
Würfeldruckfestigkeit [DIN EN 12390-3]	f_{cm}	[N/mm ²]	27,1	51,3	49,7	34,5	80,3
	V_{fcm}	[%]	1,0%	1,5%	2,4%	1,5%	3,7%
Spaltzugfestigkeit [DIN EN 12390-6]	$f_{ctm,sp}$	[N/mm ²]	2,4	3,3	2,9	2,8	3,6
	$V_{fctm,sp}$	[%]	6,1%	13,1%	14,7%	10,1%	20,6%
Zugfestigkeit [DIN EN 1992-1-1]	$f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ctm,sp}$	[N/mm ²]	2,1	3,0	2,6	2,5	3,2
Elastizitätsmodul [DIN EN 12390-13]	E_{cm}	[N/mm ²]	24.500	27.500	27.900	28.500	35.400
	V_{Ecm}	[%]	0,8%	2,2%	4,2%	4,1%	3,1%

Die Bestimmung der Stahlfestigkeitseigenschaften erfolgt an mindestens drei Zugprobekörpern, die gemäß [DIN 50125] in Form E per Wasserstrahl-Schneidverfahren hergestellt und in Anlehnung an [DIN EN ISO 6892-1] geprüft werden. Nachfolgende Tabelle stellt die untersuchten Eigenschaften gegenüber.

Tab. 3.3: Mittelwerte und Variationskoeffizienten der Baustahleigenschaften

Eigenschaft	Formelzeichen	Einheit	PO 01 - PO 13	PO 15, PO 16	PO 17	SPO, SPOCC
Blechdicke	t	[mm]	4	6	8	4
Fließgrenze	$f_{y,m}$	[N/mm ²]	386	377	429	393
	$V_{fy,m}$	[%]	1,5%	0,3%	1,4%	2,3%
Festigkeit	f_{um}	[N/mm ²]	495	513	561	527
	$V_{fu,m}$	[%]	1,1%	0,6%	0,2%	2,1%

3.2.4 Messtechnik

3.2.4.1 Verformungsmessungen mit induktiven Wegaufnehmern

An den Betonplatten der Probekörper werden insgesamt vier vertikal ausgerichtete induktive Wegaufnehmer befestigt, deren Tastspitzen sich auf an den Stahlkörper geklebte Winkel abstützen (Abb. 3.4). Damit wird an vier Stellen der Schlupf, also die Relativverschiebung zwischen Stahlkörper und Betonplatte, aufgezeichnet.

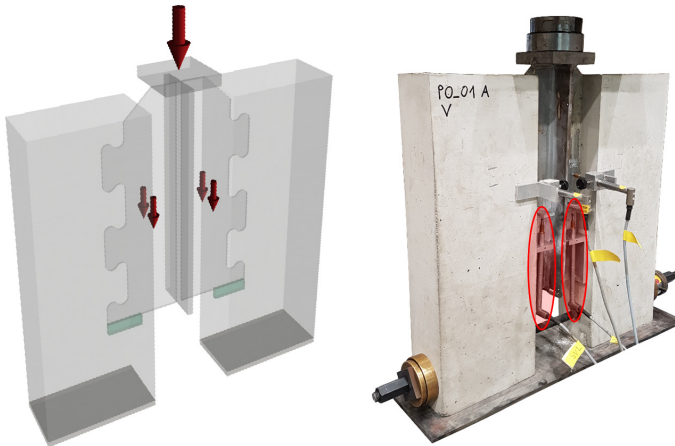


Abb. 3.4: Relative Schlupfmessung: schematisch (links) und mit Wegaufnehmern (rechts)

Darüber hinaus werden zwei induktive Wegaufnehmer je Seite horizontal angeklebt, sodass die Tastspitzen auf das Stahlblech gerichtet sind. Aus der Summe der Messwerte zweier gegenüberliegender Wegaufnehmer können dadurch die Dickenänderungen der Betonplatten ermittelt werden.

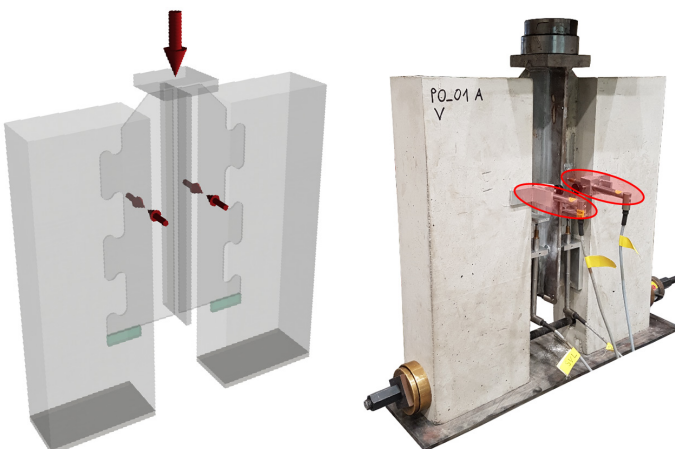


Abb. 3.5: Messung der Dickenänderung: schematisch (links) und mit Wegaufnehmern (rechts)

3.2.4.2 Kraftmessung der Querkzugstange

Die Kraft, die innerhalb der Querkzugstange auftritt und zur Aufnahme der resultierenden Horizontalkräfte erforderlich ist, wird mithilfe einer Kraftmessdose aufgezeichnet und von dieser über Kalotten an die Probekörperränder übergeben, um Unebenheiten auszugleichen.



Abb. 3.6: Messung der Kraft in der Querkzugstange

3.2.4.3 Optische 3D-Messtechnik

Mithilfe eines optischen 3D-Messsystems wird die plastische Verformung der Stahlzähne aufgezeichnet. Dazu werden die Stahlkörper vor der Herstellung der Betonplatten und ein weiteres Mal nach der erfolgten Versuchsdurchführung einem 3D-Scan unterzogen, nachdem die Betonplatten abgestemmt wurden. Das Stereokamerasystem fotografiert den Probekörper dazu aus unterschiedlichen Perspektiven, während ein Projektor verschiedene Streifenmuster auf die Oberfläche projiziert (Abb. 3.7) [Gom 2014]. Zur Orientierung sind außerdem Messpunkte auf dem Probekörper appliziert. Anschließend kann über ein Computerprogramm aus den zweidimensionalen Aufnahmen aus je zwei Blickwinkeln ein dreidimensionaler Volumenkörper trianguliert werden. Durch die Überlagerung der Vorher- und Nachher-Aufnahmen kann so die plastische Stahlzahnverformung, die im Rahmen des Push-Out-Versuches entstanden ist, ausgegeben werden [Gom 2017].



Abb. 3.7: Optisches 3D Messsystem: Bildaufnahme durch das Stereokamerasystem (links) und Berechnung eines Volumenkörpers aus den Einzelbildern (rechts) [Gom 2017]

In Abb. 3.8 wird beispielhaft die Ermittlung der plastischen Stahlzahnkopf- und Stahlzahnfußverformung mithilfe der Auswertungssoftware GOM Inspect Professional von [Gom 2017] illustriert. Tendenziell können am Stahlzahnkopf größere Verformungen gemessen werden als an dessen Fuß, was auf die Rotation des Stahlzahnes um die y-Achse zurückzuführen ist.

In Kapitel 8 wird gezeigt, dass der Beton im Bereich des Stahlzahnfußes pulverisiert und verdrängt wird, während er dem Stahlzahnkopf größeren Widerstand entgegenbringen und ihn dementsprechend stärker verformen kann, was letztlich die Rotation verursacht.

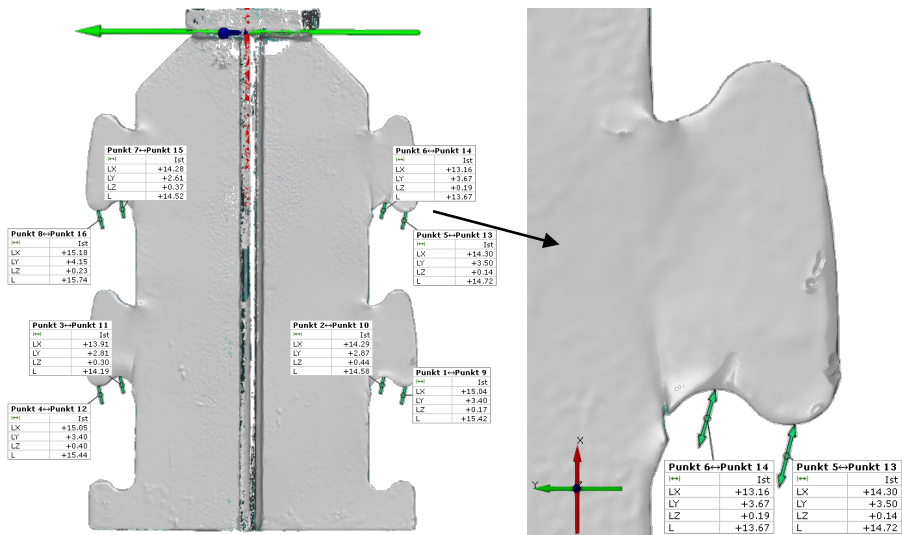


Abb. 3.8: Exemplarische Darstellung der Bestimmung der plastischen Kopf- und Fußverformung der Stahlzähne [Gom 2017]

Nachfolgende Abbildung zeigt exemplarisch die Visualisierungen von drei Probekörpern, die mithilfe des optischen 3D-Messsystems gescannt wurden. An den Stahlzähnen sind die jeweils gemessenen plastischen Kopfverformungen d_a angetragen. Die Push-Out-Probekörper wurden mit unterschiedlichen Betonplattendicken b_c hergestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass sich die Stahlzahnverformungen mit zunehmender Betonplattendicke vergrößern.

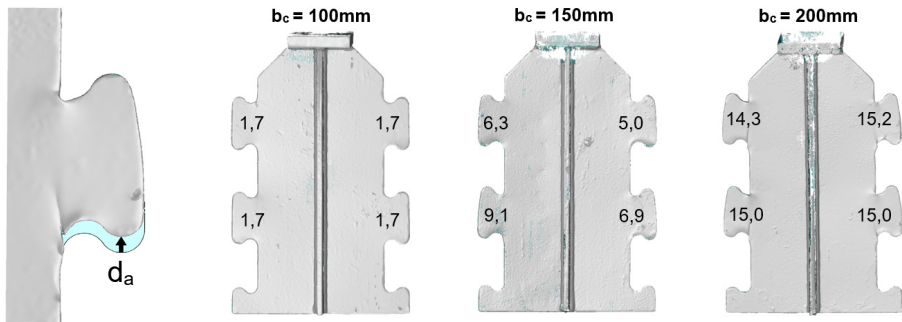


Abb. 3.9: Visualisierung der 3D-Scans mit plastischen Stahlzahnkopfverformungen d_a bei Probekörpern unterschiedlicher Betondeckdicken b_c [Gom 2017]

In einem weiteren Schritt kann mit diesen Messwerten die Aufteilung des Gesamtschlupfes am Ende eines Push-Out-Versuches in den Anteil aus plastischer Stahlzahnverformung und aus Betonverformung bestimmt werden. In Kapitel 6 wird der Einfluss unterschiedlicher Parametervariationen untersucht. Darin werden die Messungen, die in diesem Kapitel beschrieben werden, als Mittelwerte aus den vier aufgezeichneten Stahlzahnkopfverformungswerten je Probekörper gezeigt. Die einzelnen Stahlzahnverformungen sind in Anhang A dargestellt. Die Betonverformung wird durch Subtraktion der plastischen Stahlzahnverformung vom Gesamtschlupf berechnet. Elastische Stahlverformungsanteile, die zum Zeitpunkt der Schlupfmessung im Push-Out-Versuch zum Gesamtschlupf beitragen, werden durch diese Vorgehensweise fälschlicherweise der Betonverformung zugeschrieben. Aus diesem Grund stellen die gezeigten Ergebnisse lediglich Näherungen dar und stehen repräsentativ für die Größenordnung der Aufteilung des Gesamtschlupfes in Stahl- und Betonverformung.

3.3 Single-Push-Out-Versuche (SPO)

3.3.1 Entwicklung eines Versuchsaufbaus

In Anlehnung an die bereits vorhandenen SPO-Versuchsaufbauten, die in Kapitel 2.3 beschrieben wurden, wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit ein eigener Versuchsaufbau entwickelt, der sich speziell zur Prüfung von Single-Push-Out-Versuchskörpern mit oberflächennahen Verbunddübeln eignet. Der Betonprobekörper, in welchen ein Stahlblech mit Verbunddübelgeometrie einbetoniert wurde, wird dazu über ein Stahlprofil mit Gewindestangen am Boden verankert. Dazwischen werden zur Vermeidung lokaler Spannungsspitzen Elastomere platziert. Das aus dem Betonkörper herausragende Stahlblech wird mit sechs vorgespannten Schrauben an einer L-förmigen Lastumlagerungskonstruktion aus zwei 20 mm dicken Blechen befestigt. Durch sie wird der Versatz zwischen den Kraftwirkungslinien des Verbunddübels und der Lasteinleitungskonstruktion kompensiert, indem das Momentengelenk in der Kraftwirkungslinie des Verbunddübels angeordnet ist. An der Kontaktfläche zwischen dem halbierten Stahlzahn und dem Betonkörper wird gleichermaßen wie bei den Push-Out-Versuchen ein Quader aus Polystyrol-Hartschaum eingelegt, um einen dortigen Lastabtrag zu vermeiden.

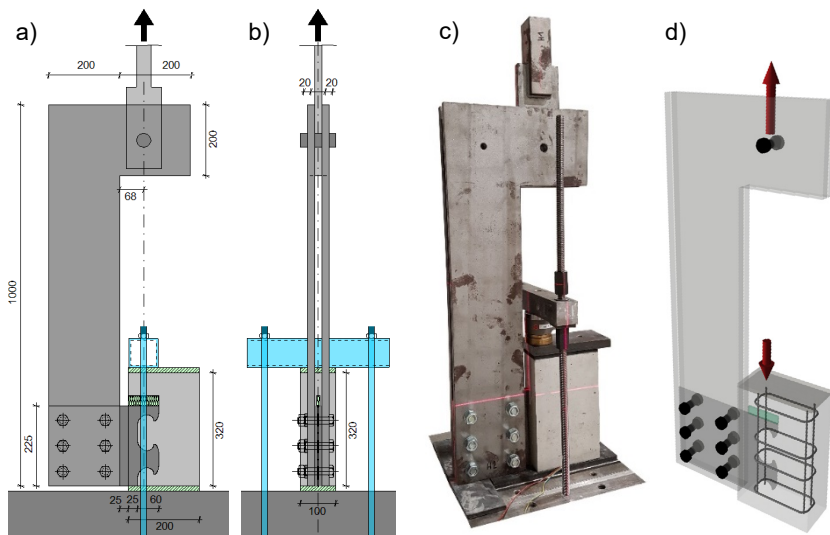


Abb. 3.10: Single-Push-Out-Versuchsaufbau in schematischer Frontal- (a) sowie Seitenansicht (b), als Fotografie (c) und als 3D-Visualisierung (d)

3.3.2 Versuchsdurchführung

Die Durchführung der Single-Push-Out-Versuche erfolgt analog zu den Push-Out-Versuchen, die in Kapitel 3.2.1 beschrieben wurde.

3.3.3 Messtechnik

Zur Verformungsmessung werden induktive Wegaufnehmer in vergleichbarer Weise zu den Push-Out-Versuchen eingesetzt: Zwei werden an der Betonplatte befestigt und ihre Tastspitzen zur Aufzeichnung des Schlupfes auf an das Stahlblech geklebte Winkel gerichtet, zwei weitere werden zur Messung der Dickenänderung der Betonplatte mit einer externen Tragkonstruktion horizontal auf die Betonplatten geführt (Abb. 3.11).

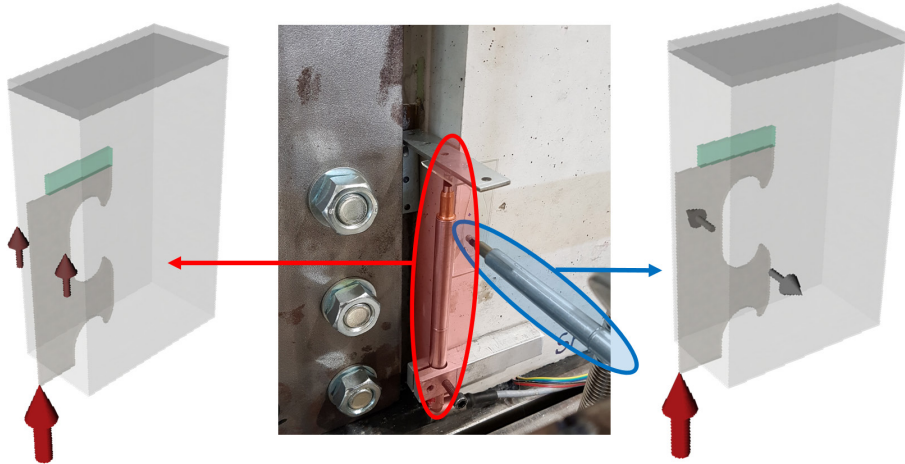


Abb. 3.11: Induktive Wegaufnehmer zur Messung des Schlupfes (links) und der Dickenänderung der Betonplatte (rechts)

3.4 Single-Push-Out-Versuche mit quergerissener Betonplatte (SPOCC)

3.4.1 Entwicklung eines Versuchsaufbaus

Zusätzlich zu dem in vorangegangenen Kapitel vorgestellten Single-Push-Out-Prüfverfahren wird in Anlehnung an [Claßen 2016] ein weiterer Versuchsaufbau entwickelt, mit dessen Hilfe der Einfluss von Querrissen in der Betonplatte im Bereich des Verbunddübels auf das Trag- und Verformungsverhalten untersucht werden kann. Der Versuchsaufbau wird mit SPOCC bezeichnet („Single-Push-Out with Cracked Concrete“). Die Ausführung der SPOCC-Probekörper wird in Abb. 3.12 dargestellt. Während der Herstellung werden mithilfe von Polystyrol-Hartschaum-Quadern Ausparungen in der Betonplatte erzeugt, einerseits um die Kraftübertragung am halbierten Stahlzahn zu verhindern und andererseits um das Einführen der Spreizmanschetten zu ermöglichen. Ein Rissblech dient der zielgerichteten Erzeugung der Rissebene auf Höhe des Betondübels (Abb. 3.12 a). Über die Spreizmanschetten (Abb. 3.12 b) können durch Rotation der Muttern Spreizkräfte auf die Betonplatte aufgebracht werden, die schließlich zur Rissbildung führen (Abb. 3.12 c).

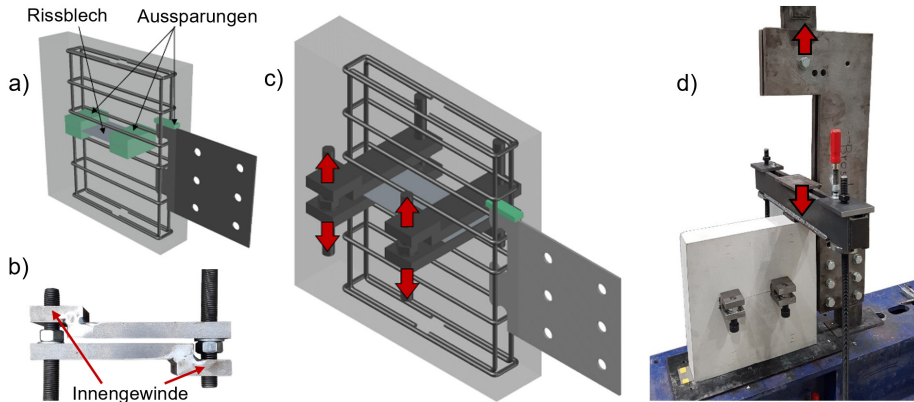


Abb. 3.12: Prinzip der SPOCC-Versuche: a) Probekörper mit Rissblech und Aussparungen, b) Spreizmanschette, c) Risserzeugung, d) Versuchsdurchführung

3.4.2 Versuchsdurchführung und Messtechnik

Die Risserzeugung erfolgt, bevor die Belastung aufgebracht wird. Die Spreizmanschetten verbleiben während der Versuchsdurchführung im Probekörper und sollen die ursprünglich eingestellte Rissweite näherungsweise konstant halten. Die weitere Versuchsdurchführung erfolgt analog zum SPO-Versuch. Zusätzlich zur Schlupfmessung zwischen Stahl und Beton sowie der Dickenänderungsmessung der Betonplatte mit induktiven Wegaufnehmern wird bei den SPOCC-Versuchen die Rissöffnung aufgezeichnet.

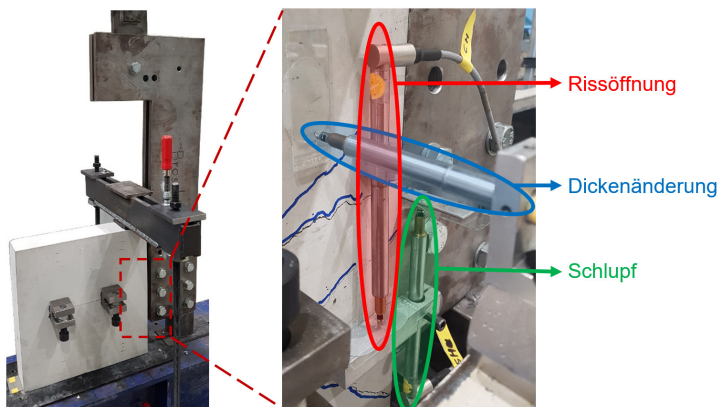


Abb. 3.13: Verformungsmessung mithilfe induktive Wegaufnehmer an SPOCC-Versuchen

4 Numerische Simulationen

4.1 Grundlagen

Die numerischen Simulationen, die im Rahmen dieser Arbeit vorgestellt werden, wurden mit der nichtlinearen Finite-Elemente-Software ABAQUS durchgeführt, die durch die Firma Simulia, einer Tochtergesellschaft des Software-Entwicklers Dassault Systems, vertrieben wird. Ziel der Simulationen ist es, einerseits die Ausarbeitung des Kleinteilversuchsprogramms durch Prognosen für den Einfluss einzelner Parameterkonfigurationen zu unterstützen und andererseits im Anschluss an die Versuchsdurchführungen die experimentellen Untersuchungen nachzurechnen und dadurch den Einfluss einzelner Parameter genauer zu analysieren sowie Tragmechanismen im Inneren der Probekörper zu beobachten. Die finiten Elemente werden als Hexaeder des Typs C3D8R mit je einem Integrationspunkt modelliert. Das Betonvolumen wird mit dem von ABAQUS angebotenen Materialmodell Concrete-Damaged-Plasticity (CDP) abgebildet, das in nachfolgendem Kapitel erläutert wird. Dessen Anwendung macht ein explizites Berechnungsverfahren erforderlich, welches im Gegensatz zu einem impliziten Berechnungsverfahren ein dynamisches Gleichgewicht bildet und sich dadurch auch für stark nichtlineare Probekörperverhalten eignet [Claßen 2016].

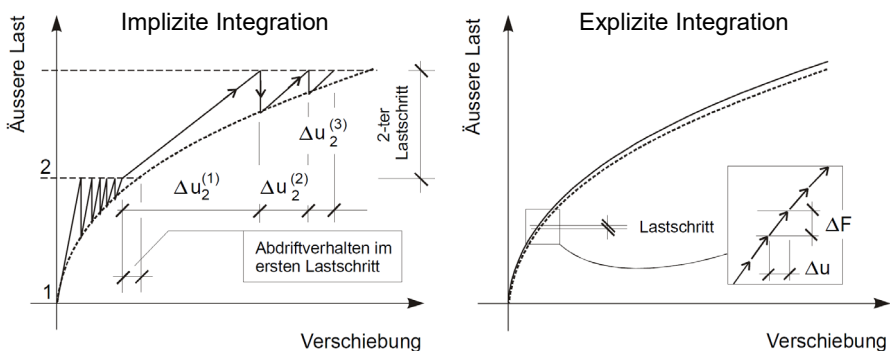


Abb. 4.1: Schematische Gegenüberstellung der beiden Integrationsverfahren: Implizite Integration (links) und explizite Integration (rechts) [Zimmermann 2001]

Der Berechnungsaufwand ist bei der expliziten Integration des dynamischen Gleichgewichts höher, da die zugehörige Differentialgleichung nicht nur eine Steifigkeitsmatrix enthält, sondern zusätzliche Massenträgheits- und Dämpfungseffekte über entsprechende Matrizen berücksichtigen muss.

$$K \cdot u + D \cdot \dot{u} + M \cdot \ddot{u} = F \quad (4.1)$$

Mit:

- K Steifigkeitsmatrix
- D Dämpfungsmatrix
- M Massenmatrix
- u Verschiebungsvektor
- \dot{u} Geschwindigkeitsvektor
- \ddot{u} Beschleunigungsvektor
- F Vektor der äußeren Lasten

4.2 Concrete-Damaged-Plasticity (CDP) Betonmodell

4.2.1 Allgemeines

Die numerische Simulation der Verbundprobekörper, die im Rahmen der vorliegenden Arbeit untersucht werden, kann maßgeblich durch die Modellierung des Werkstoffs Beton gesteuert werden. Die grundsätzlichen Schwierigkeiten bei der Abbildung der Werkstoffeigenschaften resultieren einerseits vom nichtlinearen Drucktragverhalten und andererseits von der geringen Zugtragfähigkeit sowie der damit verbundenen Rissbildung. Vor allem bei der Modellierung der Rissbildung in Finite-Elemente-Berechnungen muss das tatsächliche Materialverhalten abstrahiert werden. Aktuell existieren zwei verbreitete Möglichkeiten, die Rissbildung von Beton in Finite-Elemente-Modellen abzubilden. Bei einem diskreten Rissbildungsmodell werden einzelne Elemente voneinander separiert, sobald die Zugtragfähigkeit überschritten wird (Abb. 4.2, links). Die Vorgehensweise ist mit einem hohen Berechnungsaufwand verbunden. Alternativ können Risse „verschmiert“ simuliert werden, indem die Steifigkeit derjenigen Elemente, die die Zugtragfähigkeit erreicht haben, reduziert wird (Abb. 4.2, rechts). Diese Methode liegt dem Concrete-Damaged-Plasticity (CDP) Modell zugrunde [Simulia 2014]. Im Gegensatz zum diskreten Rissmodell kann auf diese Weise die Kontinuität des Modells aufrechterhalten werden.

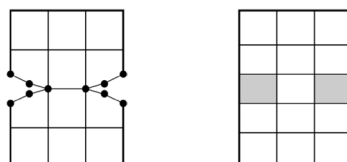


Abb. 4.2: Diskrete (links) und verschmierte Rissbildung (rechts) in der FE-Modellierung [Kamali 2012]

Im Rahmen des CDP Modells wird über die Eingabe uniaxialer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen des Druck- und Zugtragverhalten das grundlegende Materialverhalten des Betons definiert. Darüber hinaus wird für den Druck- sowie den Zugbereich ein Schädigungsparameter berechnet, der über eine Abminderung des anfänglichen Elastizitätsmoduls die verschmierte Rissbildung berücksichtigt [Simulia 2014]. Mehraxiale Spannungszustände werden auf Grundlage der uniaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen in Kombination mit einer modifizierten Drucker-Prager-Fließfläche beschrieben. Das CDP Modell kann somit Rissbildungen im Beton sowie mehraxiale Spannungszustände abbilden.

4.2.2 Uniaxiales Drucktragverhalten nach Sargin

Um das Druckverhalten von Beton unter uniaxialer Belastung zu modellieren, wird eine gebrochene rationale Funktion mit einem Zähler- sowie Nennergrad von $n = 2$ nach [Sargin 1968] angesetzt. Darüber hinaus kann über einen Duktilitätsparameter D der Graphenverlauf nach Überschreitung der Maximalspannung gesteuert werden und ein rapider Abfall der übertragbaren Betondruckspannungen bei verhältnismäßig geringen Stauchungswerten vermieden werden, da ein allzu sprödes Nachbruchverhalten zu unrealistischen Simulationsergebnissen beitragen kann. Nach Untersuchungen von [Kueres 2015] erweist sich der Ansatz nach [Sargin 1968] besonders für die numerische Simulation von Normalbetonen als sinnvoll. Ein Sonderfall der Gleichung wird mit $D = 0$ auch in [DIN EN 1992-1-1] für nichtlineare Berechnungen vorgeschlagen. Die Gleichung wird in Abb. 4.3 für verschiedene Duktilitätsparameter dargestellt.

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \frac{k \cdot \eta + (D-1) \cdot \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta + D \cdot \eta^2} \quad (4.2)$$

Mit:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad k = \frac{E_0 \cdot \varepsilon_{c1}}{f_{cm}}$$

- σ_c Druckspannung im Beton
- f_{cm} Mittlere Betondruckfestigkeit
- ε_c Stauchung des Betons unter Druck
- ε_{c1} Stauchung des Betons unter Maximalspannung
- E_0 Mittlerer Elastizitätsmodul als Tangente im Ursprung; $E_0 \approx 1,05 \cdot E_{cm}$
[DIN EN 1992-1-1]
- D Duktilitätsbeiwert nach [Sargin 1968]

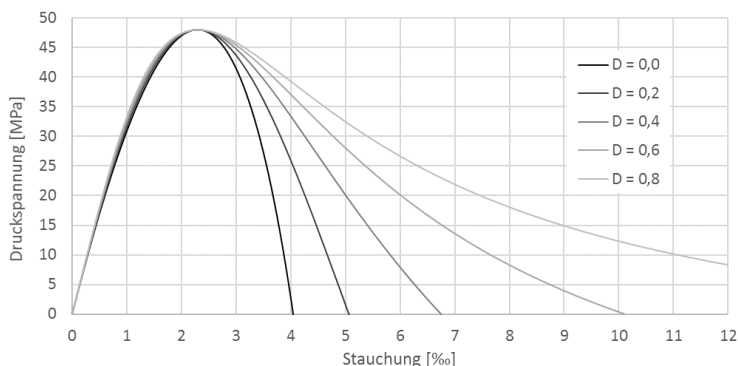


Abb. 4.3: Einfluss des Duktilitätsparameters D auf das Druckspannungs-Stauchungs-Verhalten eines C40/50 Betons nach [Sargin 1968]

4.2.3 Uniaxiales Zugtragverhalten nach Hillerborg

Das uniaxiale Zugtragverhalten wird im Rahmen der numerischen Simulationen der vorliegenden Arbeit nicht wie das Drucktragverhalten über eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung definiert, sondern über eine Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung nach [Hillerborg 1976]. Nach dem darin erläuterten Ansatz eines „Fictitious Crack“ Modells gleicht das Integral der Zugspannungs-Rissöffnungs-Funktion $\sigma_t(w)$ nach Überschreitung der maximalen Zugspannung f_{ctm} der Bruchenergie G_f , die zum vollständigen Zugversagen benötigt respektive beim Versagen freigesetzt wird.

$$\int_0^{w_1} \sigma_t(w) dw \stackrel{!}{=} G_f \tag{4.3}$$

Die Bruchenergie kann nach [Model Code 2010] folgendermaßen in Abhängigkeit von der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} geschätzt werden.

$$G_f = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \tag{4.4}$$

Eine Umformung der Gleichung liefert folgende Funktion zur Beschreibung der übertragbaren Zugspannung σ_t nach Überschreitung der Zugfestigkeit f_{ctm} in Abhängigkeit von der Rissöffnung w .

$$\sigma_t(w) = f_{ctm} \cdot e^{-\frac{w}{w_1}} \tag{4.5}$$

Mit:

$$w_1 = \frac{G_f}{f_{ctm}} \quad \text{nach [Model Code 2010]}$$

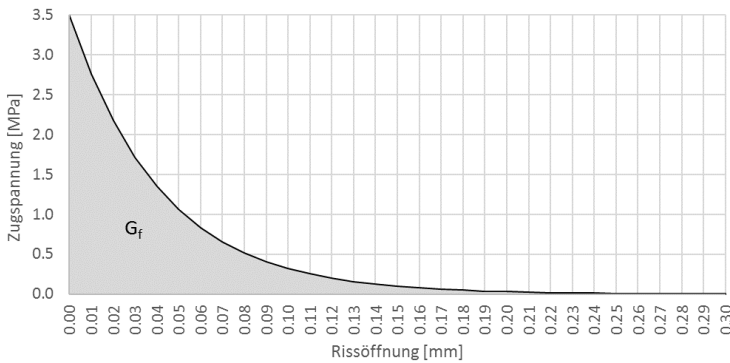


Abb. 4.4: Exemplarische Darstellung der Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung eines C40/50 Betons nach [Hillerborg 1976]

4.2.4 Schädigungsparameter des Betons

Im Rahmen des CDP-Modells wird die Rissbildung des Betons mithilfe eines Druckschädigungsparameters d_c sowie eines Zugschädigungsparameters d_t abgebildet. Zur Beschreibung der Druckschädigung bieten [Mark 2006] sowie [Kamali 2012] nachfolgende Gleichung an. Die Schädigungsfunktion wird auf einen Maximalwert von $d_c \leq 0,95$ begrenzt.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c \cdot E_0^{-1}}{\sigma_c \cdot E_0^{-1} + \varepsilon_c^{in} \cdot (1 - b_c)} \leq 0,95 \quad (4.6)$$

Mit:

σ_c Betondruckspannung

E_0 Ungeschädigter Elastizitätsmodul des Betons

b_c Verhältnis von plastischer zu inelastischer Druckstauchung; $b_c = \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^{in}}$

ε_c^{in} Inelastische Druckstauchung

Bei Verwendung der Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung nach [Hillerborg 1976] muss keine plastische Dehnung berechnet werden. Stattdessen erfolgt die Spannungseingabe in ABAQUS direkt über die Rissöffnung. Daher wird die Zugschädigung linear in Abhängigkeit von der Zugspannung definiert, wobei auch die Zugschädigung auf das Maximum $d_t \leq 0,95$ limitiert wird.

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{ctm}} \leq 0,95 \quad (4.7)$$

Mit:

σ_t Betonzugspannung

f_{ctm} Mittlere Betonzugfestigkeit

Eine Definition der vier im Rahmen des CDP-Modells verwendeten Dehnungsanteile wird graphisch in Abb. 4.5 veranschaulicht. Die Beziehungen der Dehnungsanteile ergeben sich daraus wie folgt:

$$\varepsilon_0^{el} = \frac{\sigma}{E_0} \tag{4.8}$$

$$\varepsilon^{in} = \varepsilon - \frac{\sigma}{E_0} \tag{4.9}$$

$$\varepsilon^{el} = \frac{\sigma}{(1-d) \cdot E_0} \tag{4.10}$$

$$\varepsilon^{pl} = \varepsilon - \frac{\sigma}{(1-d) \cdot E_0} \tag{4.11}$$

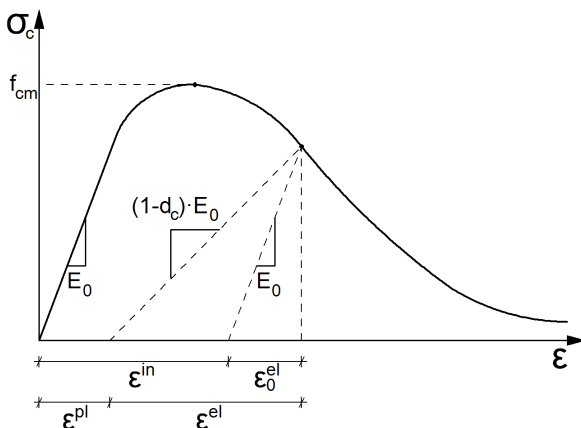


Abb. 4.5: Definition der Dehnungsanteile im Rahmen des CDP-Modells nach [Simulia 2014]

4.2.5 Mehraxiales Werkstoffverhalten

Die Modellierung des Betonverhaltens unter mehraxialer Beanspruchung ist für das Tragverhalten der Verbunddübelleisten von maßgeblicher Bedeutung, da sich im Lastübertragungsbereich zwischen Stahlzahn und Betondübel in Realität ein quasi-hydrostatischer Betondruckspannungszustand einstellt, der es dem Beton ermöglicht, die konzentrierte Belastung über eine kleine Kontaktfläche aufzunehmen. Dieses Materialverhalten wird in ABAQUS über eine Fließfläche, die das Materialverhalten in einen elastischen sowie einen plastischen Bereich unterteilt, über eine Fließregel zur

Berechnung der plastischen Dehnungsrate und über ein Ver- bzw. Entfestigungsgesetz zur Beschreibung der Evolution der Fließfläche gesteuert. Die Zusammenhänge der genannten Größen werden in [Gödde 2012, Simulia 2014, Kueres 2015, Claßen 2018] beschrieben. Die Eingabe in ABAQUS erfolgt über fünf Parameter, die in nachfolgendem Kapitel quantitativ aufgeführt werden (Tab. 4.4 und Tab. 4.8).

4.3 Stahlmodell

Sowohl der Baustahl als auch der Bewehrungsstahl wird isotrop modelliert und über Spannungs-Dehnungs-Wertepaare definiert. Zur Umrechnung der technischen Spannung in die für die tabellarische Eingabe in Abaqus erforderliche wahre Spannung können gemäß [Simulia 2013] nachfolgende Gleichungen verwendet werden.

$$\varepsilon = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (4.12)$$

$$\sigma = \sigma_{nom} \cdot (1 + \varepsilon_{nom}) \quad (4.13)$$

4.4 Eingabedaten in ABAQUS

4.4.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die Eingabewerte der numerischen Simulationen des Kleinteil- sowie des Bauteilversuchsprogramms aufgeführt. Diese entsprechen, sofern vorhanden, den realen Werkstoffeigenschaften, die durch Materialprüfungen ermittelt wurden (Kapitel 3.2.3 und 7.5), zum Teil sind sie an Literaturwerte angelehnt. Eine Nachrechnung beider Versuchsprogramme mit den gleichen Beton-Eingabewerten war nicht möglich. Die dynamisch expliziten Berechnungen wurden in der Regel unter Anwendung einer Massenskalierung um den Faktor 50 durchgeführt, um die Rechen-dauer zu verkürzen. Die Ergebnisse der Simulationen des Kleinteilversuchsprogramms werden zusammen mit den experimentellen Ergebnissen an den entsprechenden Stellen von Kapitel 6 vorgestellt, die des Bauteilversuchsprogramms innerhalb von Kapitel 7.9.

4.4.2 Kleinteilversuchsprogramm

Tab. 4.1: Eingabewerte zur Simulation des Baustahls

Eigenschaft	Formelzeichen	Größe	Einheit
Fließspannung	f_y	384	[MPa]
Festigkeit	f_u	495	[MPa]
Elastizitätsmodul	E	210.000	[MPa]
Querkontraktionszahl	ν	0,3	[-]
Dichte	ρ	$7,85 \cdot 10^{-9}$	[t/mm ³]

Tab. 4.2: Eingabewerte zur Simulation des Bewehrungsstahls

Eigenschaft	Formelzeichen	Größe	Einheit
Fließspannung	f_y	550	[MPa]
Festigkeit	f_u	590	[MPa]
Elastizitätsmodul	E	200.000	[MPa]
Querkontraktionszahl	ν	0,3	[-]
Dichte	ρ	$7,85 \cdot 10^{-9}$	[t/mm ³]

Tab. 4.3: Eingabewerte zur Simulation des C40/50 Betons

Eigenschaft	Formelzeichen	Größe	Einheit
Mittlere Druckfestigkeit	f_{cm}	48	[MPa]
Stauchung unter Maximalspannung	ϵ_{c1}	$2,3 \cdot 10^{-3}$	[-]
Mittlere Zugfestigkeit	f_{ctm}	3,5	[MPa]
Elastizitätsmodul	E	35.000	[MPa]
Querkontraktionszahl	ν	0,2	[-]
Dichte	ρ	$2,50 \cdot 10^{-9}$	[t/mm ³]
Duktilitätsparameter nach Sargin	D	0	[-]
Verhältnis der plastischen zur inelastischen Dehnung	b_c	0,75	[-]

Tab. 4.4: Eingabewerte zur Beschreibung des mehraxialen Materialverhaltens des Betons im Rahmen des CDP-Modells

Eigenschaft	Formelzeichen	Größe	Einheit
Formgebungsparameter der Fließfläche	F_{cc}	1,16	[-]
	K_c	0,70	[-]
Dilatanzwinkel	ψ	37	[°]
Exzentrizität	ϵ	0,1	[-]
Viskositätsparameter	ν	$1,0 \cdot 10^{-8}$	[-]

4.4.3 Bauteilversuchsprogramm

Tab. 4.5: Eingabewerte zur Simulation des Baustahls

Eigenschaft	Formelzeichen	VBT-1	VBT-2	VBT-3	Einheit
Fließspannung	f_y	399	403	414	[MPa]
Festigkeit	f_u	525	513	522	[MPa]
Elastizitätsmodul	E	200.000			[MPa]
Querkontraktionszahl	ν	0,3			[-]
Dichte	ρ	$7,85 \cdot 10^{-3}$			[t/mm ³]

Tab. 4.6: Eingabewerte zur Simulation des Bewehrungsstahls

Eigenschaft	Formelzeichen	Größe	Einheit
Fließspannung	f_y	550	[MPa]
Festigkeit	f_u	590	[MPa]
Elastizitätsmodul	E	200.000	[MPa]
Querkontraktionszahl	ν	0,3	[-]
Dichte	ρ	$7,85 \cdot 10^{-3}$	[t/mm ³]

Tab. 4.7: Eingabewerte zur Simulation des Betons

Eigenschaft	Formelzeichen	V1	V2	V3	Einheit
Mittlere Druckfestigkeit	f_{cm}	47,3	41,5	66,6	[MPa]
Stauchung unter Maximalspannung	ϵ_{c1}	$2,3 \cdot 10^{-3}$	$2,3 \cdot 10^{-3}$	$2,6 \cdot 10^{-3}$	[-]
Mittlere Zugfestigkeit	f_{ctm}	3,5	3,5	4,4	[MPa]
Elastizitätsmodul	E	35.000	35.000	39.000	[MPa]
Querkontraktionszahl	ν	0,2			[-]
Dichte	ρ	$2,5 \cdot 10^{-3}$			[t/mm ³]
Duktilitätsparameter nach Sargin	D	0,2			[-]
Verhältnis der plastischen zur inelastischen Dehnung	b_c	0,8			[-]

Tab. 4.8: Eingabewerte zur Beschreibung des mehraxialen Materialverhaltens des Betons im Rahmen des CDP-Modells

Eigenschaft	Formelzeichen	Größe	Einheit
Formgebungsparameter der Fließfläche	F_{cc}	1,16	[-]
	K_c	0,55	[-]
Dilatanzwinkel	ψ	37	[°]
Exzentrizität	ϵ	0,1	[-]
Viskositätsparameter	ν	$1,0 \cdot 10^{-8}$	[-]

5 Vergleichbarkeit von oberflächennahen Push-Out- und Single-Push-Out-Versuchen

5.1 Allgemeines

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Push-Out- sowie der Single-Push-Out-Versuche gegenübergestellt und beurteilt. Alle Informationen zum Versuchsaufbau und zur Durchführung werden in Kapitel 3 erläutert. Die experimentellen Untersuchungen wurden in Zusammenarbeit mit [Grethen 2018] und die numerischen Simulationen in Zusammenarbeit mit [Zangerle 2018] durchgeführt.

5.2 Eigenschaften der Vergleichsversuche

Um die beiden Versuchsaufbauten im Rahmen einer Vorversuchsserie zu vergleichen, werden drei Single-Push-Out-Versuche (SPO) und drei Push-Out-Versuche (PO) durchgeführt mit identischen Materialeigenschaften und Parameterkonfigurationen (Abb. 5.1, a). Beide Verbunddübelleisten werden aus $t = 4$ mm dicken Stahlblechen der Güte S355 in CL-Geometrie herstellt. Die Betonplatten besitzen die Zielfestigkeit C20/25 und sind jeweils $b_c = 100$ mm dick. Je Ausnehmung werden $2\text{Ø}8$ mm Bewehrungsbügel verbaut. Die möglichen Unterschiede, die bei den Ergebnissen festzustellen sind, sollen damit allein auf die Versuchsaufbauten zurückgeführt werden können.

a)

				PO	SPO
		Anzahl		3	3
Verbunddübelleiste	Geometrie	-	[-]	CL	CL
	Einbauposition	-	[-]	randnah	randnah
	Skalierung	e_x	[mm]	150	150
	Stahlzahnöffnungsmaß	-	[mm]	65	65
	Blechdicke	t	[mm]	4	4
Beton	Betondruckfestigkeit	f_{ck}	[N/mm ²]	20	20
	Betonplattendicke	b_c	[mm]	100	100
	Einbindetiefe der VDL	h_E	[mm]	25	25
Bewehrung	Bügelbewehrung je Ausnehmung	-	[-]	$2\text{Ø}8$	$2\text{Ø}8$
Risse	Rissbreite	w	[mm]	-	-

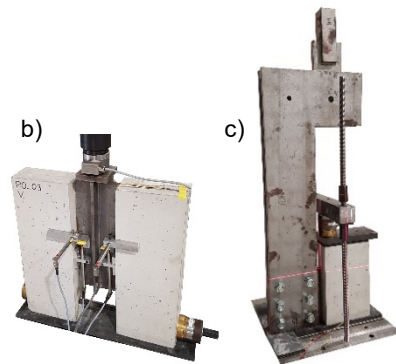


Abb. 5.1: Parameterkonfiguration der Vorversuchsserie (a) und gegenübergestellte Versuchsaufbauten: Push-Out- (b) und Single-Push-Out-Versuch (c)

5.3 Experimentelle Untersuchungsergebnisse

Die Versuchsergebnisse sind in Abb. 5.2 dargestellt. Die Tragfähigkeiten, die durch die unterschiedlichen Versuchsaufbauten ermittelt werden, liegen auf ähnlichem Niveau, allerdings verhalten sich zwei der drei SPO-Versuchen weit weniger duktil. Bei ihnen entsteht der Kantenbruch bei einem Relativschlupf von circa 3 mm, wohingegen die restlichen Probekörper dieses Versagensbild erst bei über 6 mm Schlupf aufweisen. Die Anfangssteifigkeiten sind ähnlich, wobei es bei den SPO-Versuchen zu einem früheren Abflachen kommt.

Der Versuch PO_01 muss gesondert betrachtet werden, da er zuerst an einer Prüfmaschine getestet wurde, deren Maximallast geringer war als die Traglast des Probekörpers. Aus diesem Grund wurde die Prüfmaschine anschließend gewechselt.

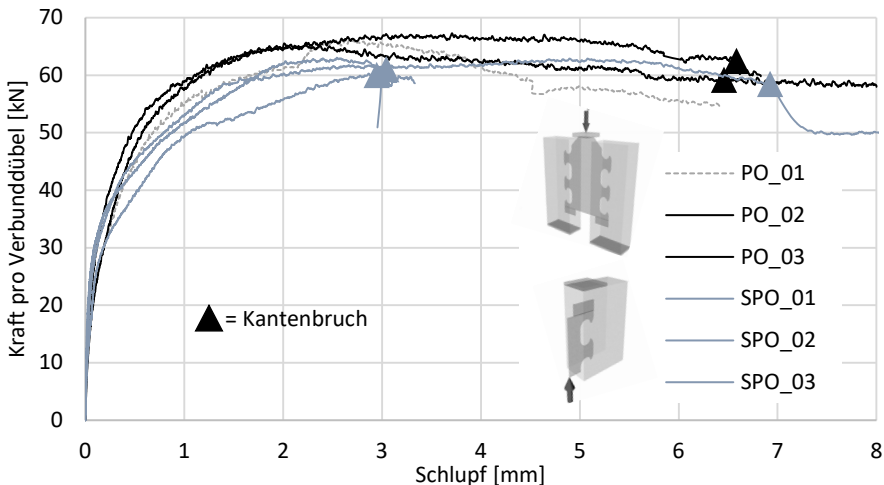


Abb. 5.2: Kraft-Verformungs-Diagramme von Push-Out- und Single-Push-Out-Versuchen

5.4 Numerische Simulationsergebnisse

Die Ergebnisse der numerischen Simulationen sind qualitativ in Abb. 5.3 zusammengefasst. Auch hier sind Ähnlichkeiten in den Vergleichsspannungen der Stahlteile und den Schädigungsmustern des Betons ersichtlich. Die Unterschiede bestehen darin, dass sich bei den PO-Versuchen die Schädigungsmechanismen einzelner Stahlzähne überlagern, was auch bei realen Verbunddübeln zu erwarten ist, die als kontinuierliche Verbundmittel in der Regel aus einer Vielzahl von Stahlzähnen bestehen. Bei den SPO-Versuchen ist dagegen ein größerer Einflussbereich der Probekörperauflagerung, vor allem bei der oberflächlichen Betonzugschädigung, erkennbar.

Vergleichbarkeit von oberflächennahen Push-Out- und Single-Push-Out-Versuchen

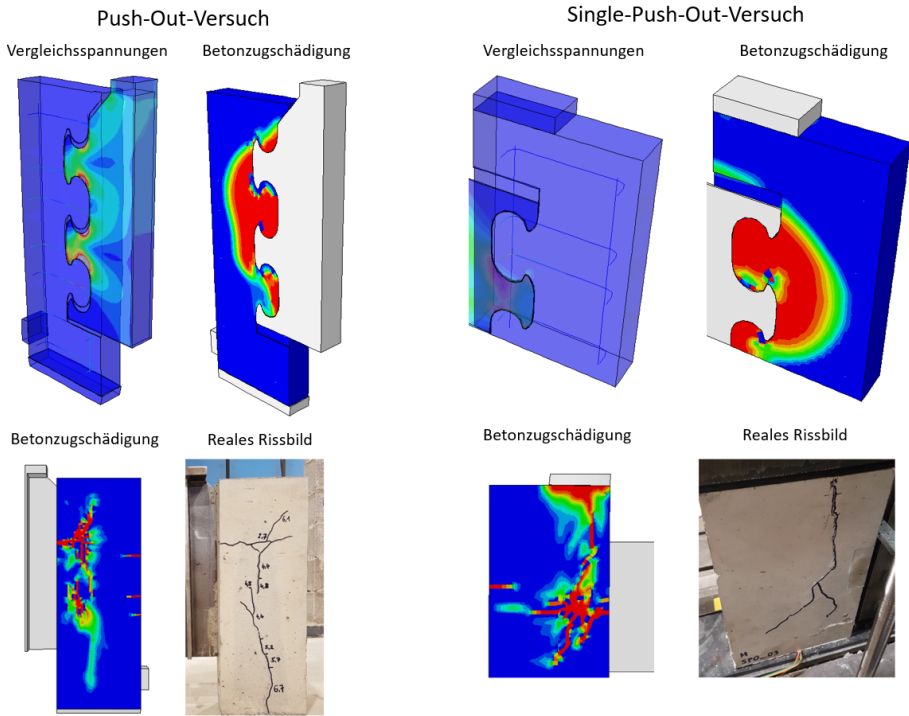


Abb. 5.3: Qualitative Zusammenfassung der numerischen Simulationsergebnisse

5.5 Beurteilungen

Die Vorteile des SPO-Versuchs liegen im geringeren Materialverbrauch und dem damit verbundenen reduzierten Herstellungsaufwand. Um einen SPO-Probekörper herzustellen müssen keine Lasteinleitungssteifen an das Stahlblech geschweißt werden, wie es beim PO-Versuch erforderlich ist. Außerdem muss nur eine statt zwei Betonplatten geschalt, bewehrt und betoniert werden. Der SPO-Probekörper ist damit leichter, kann von Hand bewegt werden und nimmt weniger Raum zum Lagern in Anspruch. Die Nachteile des SPO-Versuchs bestehen jedoch darin, dass die Ausrichtung des Probekörpers im Versuchsstand sehr zeitaufwendig und fehleranfällig ist. Der SPO-Versuchsaufbau reagiert überaus sensitiv auf kleine Schiefstellungen sowie auf die Platzierung des Stahlträgers, der auf die Betonplatte aufgelegt wird und den Probekörper im Boden verankert.

Der Vergleich der beiden Versuchsaufbauten führt zu dem Ergebnis, dass sich der SPO-Versuch ebenso zur Bestimmung der Tragfähigkeit eines oberflächennahen Verbunddübels eignet wie ein PO-Versuch gleicher Konfiguration. Allerdings kann mit einem SPO-Versuch das reale Verformungsverhalten einer Verbunddübelreihe, die in der Regel aus einer Vielzahl von Verbunddübeln besteht, nicht abgebildet werden. Der PO-Versuch erlaubt hingegen eine Schnittgrößenumlagerung, nachdem die lokale Tragfähigkeit eines Einzeldübeln überschritten wurde, hin zu einem weniger ausgelasteten Verbunddübel. Aus diesem Grund liefert ein SPO-Versuch immer die Trag-

Vergleichbarkeit von oberflächennahen Push-Out- und Single-Push-Out-Versuchen

fähigkeit eines Einzeldübels, wohingegen ein PO-Versuch mit seiner Versagenslast den Mittelwert der vier verbauten Verbunddübel im Anschluss an einen gewissen Lastumlagerungsprozess bestimmt. Fraglich bleibt hier die Annahme der gleichmäßigen Lastverteilung auf alle vier Verbunddübel. Numerische Untersuchungen zeigen, dass die oberen beiden Verbunddübel tendenziell mehr Last übertragen aufgrund der höheren Dehnsteifigkeit des Betonquerschnitts im Vergleich zum Stahlquerschnitt.

Der PO-Versuch eignet sich daher eher für eine generalisierte Aussage angesichts der Anzahl von Einzeldübeln im realen Bauteil. Der SPO-Versuch hat gegebenenfalls für die gezielte Untersuchung von Einzeleffekten seine Vorteile.

Auf Grundlage der Ergebnisse dieser im Vorfeld durchgeführten Vergleichsversuche werden die Versuche im Rahmen des Hauptversuchsprogramms zur Untersuchung des Einflusses unterschiedlicher Parameter auf das Trag- und Verformungsverhalten oberflächennaher Verbunddübelleisten als PO-Versuche dimensioniert, die einen stabilen Aufbau mit geringer Fehleranfälligkeit ermöglichen. Der SPO-Versuchsaufbau wird zur Untersuchung des Einflusses quergerissener Betonplatten (Kapitel 6.12) eingesetzt, da die gezielte Risserzeugung mit Spreizmanschetten bei einem PO-Versuch mit zwei Betonplatten und vier Verbunddübeln deutlich aufwendiger ist als bei einem SPO-Versuch mit nur einem Verbunddübel.

6 Einflussgrößen oberflächennaher Verbunddübelleisten

6.1 Allgemeines

In diesem Kapitel wird der Einfluss einzelner Parametervariationen auf das Trag- und Verformungsverhalten oberflächennaher Verbunddübelleisten gezeigt und beurteilt. Eine Übersicht des Versuchsprogramms ist in Tab. 6.1 dargestellt. Der grundsätzliche Versuchsaufbau, die Durchführung von PO-Versuchen, die vorliegenden Materialeigenschaften und die eingesetzten Messsysteme werden in Kapitel 3.2 beschrieben. Jede Probekörperkonfiguration wird an zwei PO-Versuchen geprüft, einer A-Serie und einer B-Serie, um die Repräsentativität der Stichprobe im Vergleich zu einem Einzelversuch zu steigern. Die experimentellen Untersuchungen wurden in Zusammenarbeit mit [Stolz 2018; Schellen 2019; Neubrech 2019] durchgeführt und auszugsweise in [Broschart 2019a] und [Broschart 2019c] veröffentlicht. Die numerischen Simulationen wurden in Zusammenarbeit mit [Dobrowolski 2018; Schneider, L. 2019; Schneider, M. 2020] durchgeführt. Die Auswertungen des optischen 3D Messsystems erfolgten in Zusammenarbeit mit [Djadkov 2019].

Die beiden Referenzprobekörper PO_01_A und PO_01_B werden mit einer $t = 4$ mm dicken, oberflächennah positionierten Verbunddübelleiste aus Baustahl S355 in PZ-Geometrie mit einem Skalierungsfaktor von $e_x = 150$ mm ausgeführt. Die Betonplatten werden mit einer Zielfestigkeit von C40/50, einer Dicke von $b_c = 100$ mm und $2\varnothing 8$ mm Bewehrungsbügeln je Ausnehmung hergestellt. Die Einbindetiefe der Verbunddübelleiste in die Betonplatte, gemessen ab der Unterkante der Ausnehmung, beträgt $h_E = 25$ mm. Während ein Parameter variiert wird, verbleiben die restlichen Parameter in der Referenzkonfiguration der Probekörper PO_01.

Nachfolgend werden für jede Parametervariation die Kraft-Verformungs-Diagramme der entsprechenden Push-Out-Versuche im Vergleich zu den Referenzergebnissen abgebildet. Dreiecke markieren in den Diagrammen die maximale Tragfähigkeit eines Probekörpers, Kreise den Zeitpunkt des bei oberflächennahen Verbunddübelleisten typischen Versagensbildes Kantenbruch, sofern dies eintritt. Dabei kommt es in der Regel zur vertikalen Rissbildung gefolgt vom Abplatzen der Betondeckung. Unterhalb der Kraft-Verformungs-Diagramme wird mit Balkendiagrammen näherungsweise die Aufteilung des Gesamtschlupfes eines Push-Out-Versuches in den Anteil aus plastischer Stahlzahnverformung und aus Betonverformung dargestellt. Die Messung dieser Anteile erfolgt mithilfe optischer 3D-Messtechnik, die ausführlich in Kapitel 3.2.4.3 beschrieben wird. Die gezeigten Verformungsanteile stellen das arithmetische Mittel der vier gemessenen Stahlzahnkopfverformungswerten je Probekörper dar, die Betonverformung wird durch Subtraktion der Stahlverformung vom Gesamtschlupf bestimmt. Richtungsbeschreibungen beziehen sich auf das lokale Verbunddübel-Koordinatensystem aus Abb. 0.2.

Tab. 6.1: Übersicht des Versuchsprogramms

	Anzahl	Hauptversuchsprogramm														Erweiterung			Rissversuche	
		PO 01 Referenz	PO 02	PO 03	PO 04	PO 05	PO 06	PO 07	PO 08	PO 09	PO 10	PO 11	PO 12	PO 13	PO 15	PO 16	PO 17	SPO	SPOCC	
		2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	4	
Verbunddübelleiste	Geometrie	PZ	CL	PZKL	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	
	Einbauposition	randnah	randnah	randnah	nicht randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	randnah	
	Skallerung	150	150	150	150	200	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	
	Stahzhahnöffnungsmaß	62	65	75	62	82	124	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	
	Blechedicke	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	
Beton	Betondruckfestigkeit	40	40	40	40	40	40	20	60	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	
	Betonplattendicke	100	100	100	100	100	100	100	100	200	100	100	100	100	100	200	100	100	100	
	Einbindetiefe der VDL	25	25	25	25	25	25	25	25	25	50	25	25	25	25	25	25	25	25	
Bewehrung		2Ø8	2Ø8	2Ø8	2Ø8	2Ø8	2Ø8	2Ø8	2Ø8	2Ø8	2Ø8	10Ø mittig	10Ø Druckz.	2Ø8	2Ø8	2Ø8	2Ø8	2Ø8	2Ø8	
Risse		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,65	

6.2 Einbauposition der Verbunddübelleiste

Mit der Variation der Einbauposition der Verbunddübelleiste werden die grundsätzlichen Auswirkungen einer oberflächennahen und einer nicht oberflächennahen Positionierung verglichen. Die zwei Probekörper mit nicht oberflächennaher Einbauposition werden mit identischer Konfiguration wie die Referenzprobekörper angefertigt und unterscheiden sich lediglich in den Abmessungen und der Ausrichtung der Betonplatten, die um 90° um ihre Längsachse rotiert und mit Abmessungen von 100 mm·300 mm·550 mm statt 100 mm·200 mm·550 mm hergestellt werden. Die Bügelbewehrung wird entsprechend angepasst. Dadurch entsteht ein deutlich größerer seitlicher Abstand der Verbunddübelleiste (in y-Richtung) zum freien Betonrand. In Abb. 6.1 sind die Kraft-Verformungs-Diagramme der beschriebenen Push-Out-Konfigurationen sowie die Verformungsanteile aus der optischen 3D-Messung dargestellt.

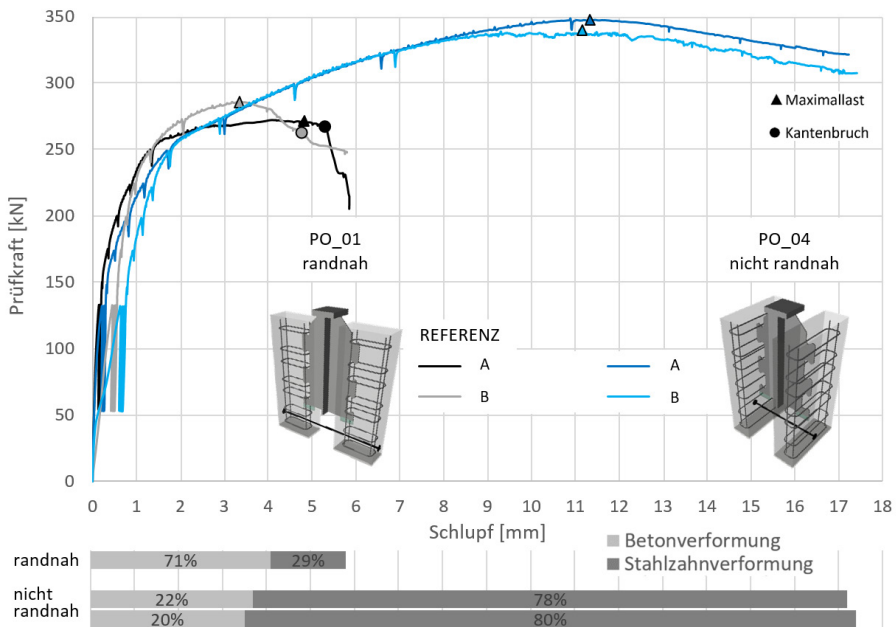


Abb. 6.1: Kraft-Verformungs-Diagramme unterschiedlicher Einbaupositionen (oben) sowie Verformungsanteile aus optischem 3D-Scan (unten)

Die Referenzprobekörper PO_01 mit oberflächennaher Einbauposition erreichen ihre maximalen Tragfähigkeiten von 272 kN bei einem Schlupf von 3,3 mm beziehungsweise von 285 kN bei 4,9 mm. Das Versagensbild Kantenbruch tritt bei beiden Versuchen nach Überschreitung der Maximallast bei rund 5 mm auf. Die Probekörper mit nicht oberflächennaher Einbauposition erzielen Tragfähigkeiten von 348 kN und 340 kN bei über 11 mm Schlupf. Nach Überschreitung der Maximallast nimmt die Tragfähigkeit gemäßigt ab. Die Versuche werden bei einem Gesamtschlupf von über

17 mm beendet, da die Aussparungen unterhalb der halbierten Stahlzähne keine weiteren Verformungen zulassen. Der direkte Vergleich der unterschiedlichen Probekörper zeigt, dass sich das Kraft-Verformungs-Verhalten bis zu einer Belastung von circa 250 kN abgesehen von den streuenden Anfangssteifigkeiten stark ähnelt. Eine ausgeprägte Steifigkeitsreduzierung kann bei allen Probekörpern bei rund 260 kN beobachtet werden. Bei den Referenzprobekörpern findet anschließend noch eine geringfügige Tragfähigkeitszunahme statt, bevor sich schließlich der Kantenbruch ausbildet. Die Versuche PO_04 zeigen nach der Steifigkeitsabnahme ab 260 kN eine deutliche Zunahme der Tragfähigkeit. Es treten Spaltrisse innerhalb der Verbunddübelebene auf (Anhang A), die Spaltkräfte können jedoch durch die Querbewehrung aufgenommen werden. Die maximale Tragfähigkeit wird bei diesen Probekörpern durch das Versagen der Stahlzähne limitiert, also durch den Versagensmodus Stahlversagen. Dies spiegelt sich auch in den Verformungsanteilen wieder (Abb. 6.1, unten). Die absolute Betonverformung besitzt bei beiden Konfigurationen die gleiche Größenordnung, wohingegen es bei den Probekörpern PO_04 zu einer deutlich größeren plastischen Stahlzahnverformung kommt, die somit maßgeblich für den großen Gesamtschlupf verantwortlich ist. Eine Visualisierung der 3D-Scans der Stahlkörper nach Versuchsende ist in Abb. 6.2 dargestellt. Darin ist eine deutliche Deformation der Stahlzähne des Probekörpers PO_04_A zu sehen. Im lastzugewandten Bereich der Stahlzahnfüße haben sich diskrete Risse ausgebildet und die vier Stahlzähne haben sich infolge der Biegebelastung um die y-Achse rotiert, wobei die Rotation der Stahlzähne SZ1 und SZ2 stärker ausgeprägt ist als die von SZ3 und SZ4. Die gemessene Stahlzahnkopfverformung des Probekörpers PO_01_B von im Mittel 1,7 mm ist augenscheinlich nicht erkennbar.

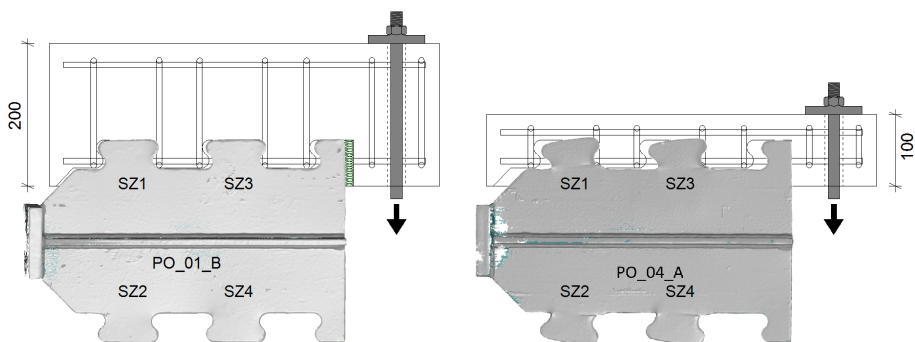


Abb. 6.2: 3D-Scan der verformten Stahlkörper PO_01_B (links) und PO_04_A (rechts)

Beim Vergleich der beiden Versuchsaufbauten kann auch festgestellt werden, dass bei Referenzversuch eine größere Querkraftkomponente entsteht (Abb. 6.3). Unter Maximallast beträgt diese beim Versuch PO_01_B rund 8% der vertikalen Prüfzylinderkraft, beim Versuch PO_04_B lediglich 3% unter ebenfalls maximaler Belastung. Dies ist auf die unterschiedliche Neigung der resultierenden Betondruckstreben zurückzuführen, aus welcher jeweils Horizontalkomponenten zur Aufrechterhaltung des statischen Kräftegleichgewichts hervorgehen. Bei den Körpern PO_01 ist

die Betonplatte mit 200 mm im Vergleich zu 100 mm doppelt so tief, was auch den Angriffspunkt der Querkzugstange verändert. Die Betondruckstreben bilden sich dadurch mit stärkerer Neigung aus. Bei den Versuchen PO_04 ist die Kraftwirkungslinie der resultierenden Betondruckstreben nahezu parallel zur eingeleiteten Prüfzylinderkraft. Der Versatz dieser Kraftwirkungslinien und die Rotation der Stahlzähne führen bei den Versuchen PO_04 zusätzlich zu einer Abhebung der Betonplatten (in z-Richtung) im oberen Bereich. Dort entfernten sich die Betonplatten während der Versuchsdurchführung um bis zu 20 mm voneinander. Bei keiner anderen Probekörperkonfiguration konnte dieser Effekt beobachtet werden, da die geneigten Betondruckstreben der 200 mm tiefen Betonplatten (in z-Richtung) einer Abhebung entgegenwirken.

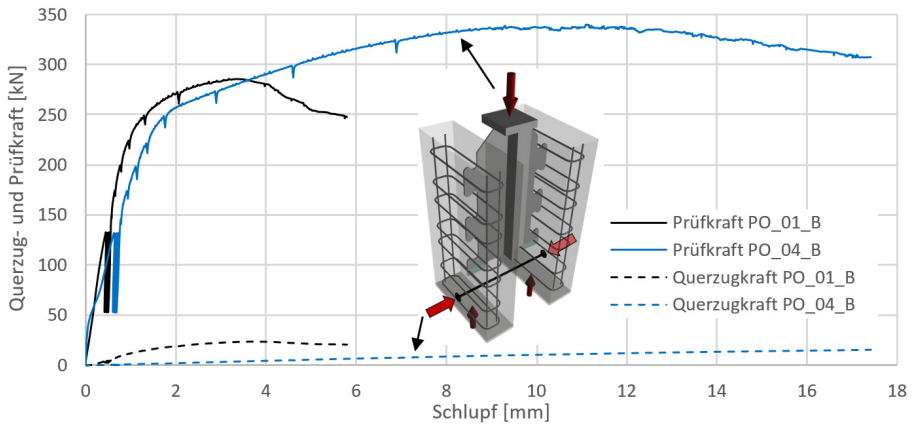


Abb. 6.3: Gegenüberstellung der Kraft-Verformungs-Diagramme für Querkzug- und Prüfkraft

6.3 Ausnehmungsgeometrie

Die Ausnehmungen in den Stahlblechen des Referenzprobekörpers werden in PZ-Geometrie mit einem Skalierungsfaktor von $e_x = 150$ mm ausgeführt. Im Rahmen dieser Parameteruntersuchung wird die Ausnehmung bei gleichbleibendem e_x -Wert zu einer PZKL- sowie einer CL-Geometrie variiert. Die Abmessungen der entsprechenden Geometrien sind in Anhängigkeit von e_x in Abb. 6.4 dargestellt.

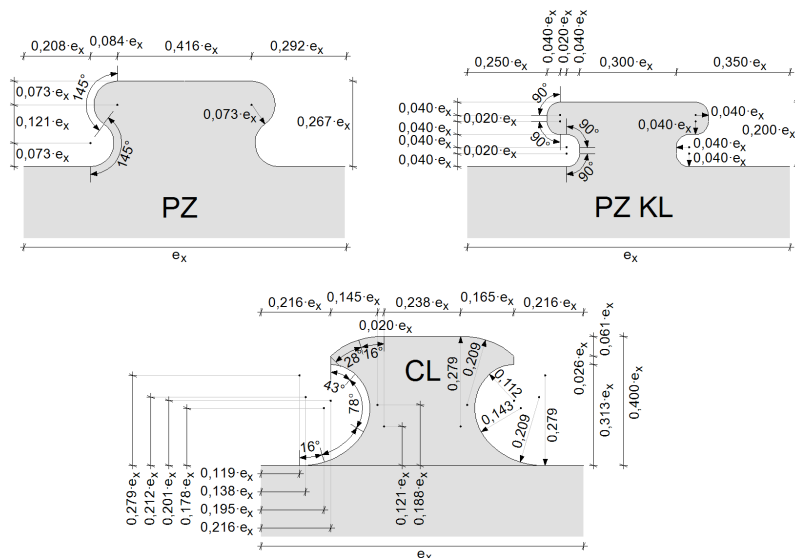


Abb. 6.4: Abmessungen der Verbunddübelgeometrien PZ und CL nach [DIBt 2018] sowie PZKL nach [Gajda 2013]

Die Kraft-Verformungs-Diagramme und Verformungsanteile werden in Abb. 6.5 gezeigt. Trotz der um 50% höheren Stahlzähne der CL-Geometrie ($h_{d,CL} = 60$ mm statt $h_{d,PZ} = 40$ mm) liegt die maximale Tragfähigkeit, die bei einem Schlupf von rund 4 mm erreicht wird, nur geringfügig oberhalb der Maximaltragfähigkeit der Referenzgeometrie PZ. Die Steifigkeitsreduzierung findet bei einer geringfügig größeren Traglast statt. In beiden Fällen kommt es anschließend nur noch zu geringen Tragfähigkeitsanstiegen, die Kraft-Verformungs-Kurven verlaufen nahezu konstant. Wie an nachfolgenden Konfigurationen gezeigt werden wird, deutet dieses Verhalten darauf hin, dass die Steifigkeitsreduzierung durch die beginnende Pulverisierung des Betongefüges unmittelbar vor den Stahlzähnen initiiert wird. Das Versagensbild Kantenbruch tritt als Folge der seitlichen Verdrängung dieses Betonpulvers auf.

Bei der um 25% kleineren Stahlzahnhöhe der PZKL-Geometrie, bezogen auf die PZ-Geometrie ($h_{d,PZKL} = 30$ mm statt $h_{d,PZ} = 40$ mm), tritt die Steifigkeitsreduzierung zwischen 180 kN und 200 kN auf. Die anschließenden Tragfähigkeitssteigerungen rühren aus der plastischen Stahlzahnverformung, die bei der PZKL-Geometrie sowohl in relativen als auch in absoluten Werten am größten ist (Abb. 6.5, unten), und der damit einhergehenden Wiederverfestigung des Stahls. Die Maximaltragfähigkeiten liegen mit 232 kN bei einem Schlupf von 5,6 mm und 238 kN bei 6,8 mm unterhalb der

Tragfähigkeiten der PZ- und CL-Geometrie. Wird jedoch die Maximaltragfähigkeit in Relation zur Stahlzahnhöhe betrachtet, so weist die PZKL-Geometrie die größte relative Tragfähigkeit auf. Das Versagensbild Kantenbruch äußert sich bei diesen Probekörpern bei einem Schlupf von über 8,5 mm.

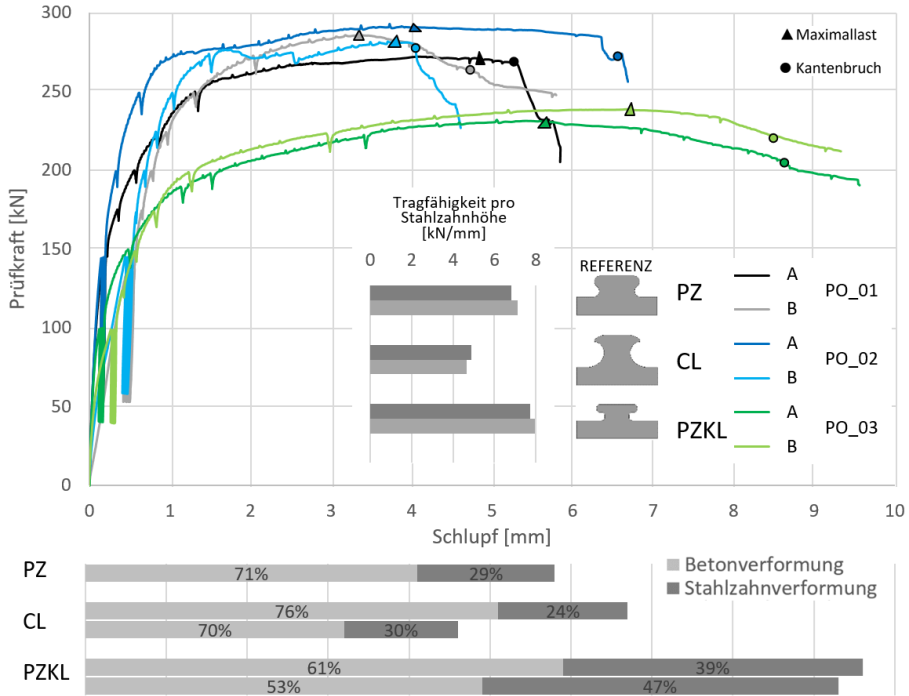


Abb. 6.5: Kraft-Verformungs-Diagramme unterschiedlicher Verbunddübelgeometrien (oben) sowie Verformungsanteile aus optischem 3D-Scan (unten)

Trotz des Versagensbildes Kantenbruch bei einem Schlupf von über 8,5 mm werden bei den Probekörpern PO_03 neben großen plastischen Stahlzahnkopfverformungen noch weitere Anzeichen des Versagensmodus Stahlversagen festgestellt. In Abb. 6.6 wird die Dickenänderung des Stahlbleches illustriert, die mithilfe des optischen 3D-Messsystems aufgezeichnet wurde. Die ursprüngliche Dicke des gewalzten Stahlblechs betrug 4,03 mm. Nach der Versuchsdurchführung kann an dem exemplarisch gezeigten Stahlzahn eine Verjüngung infolge Querkontraktion an dessen lastzugewandtem Fuß auf rund 3,68 mm (-10%) dokumentiert werden. Auf der gegenüberliegenden Seite kommt es am lastabgewandten Stahlzahnfuß zu einer plastischen Querverdrängung des Baustahls, die zu einer Dickenzunahme auf rund 4,92 mm (+22%) führt. Der Kantenbruch tritt demzufolge bei Probekörpern mit PZKL-Geometrie nicht als kraft- sondern als verformungsinduziertes Versagensbild in Kombination mit dem Versagensmodus Stahlversagen ein.

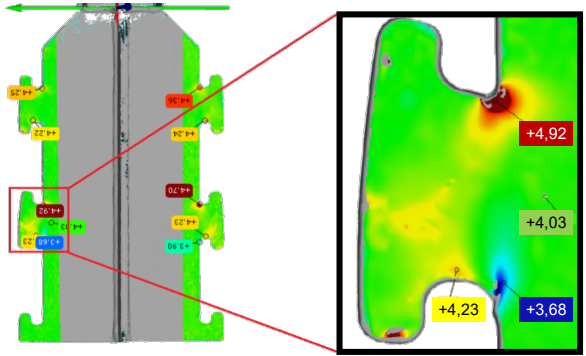


Abb. 6.6: Schematische Darstellung der Dickenänderung der PZKL-Verbunddübelleiste aus dem optischem 3D-Scan

6.4 Skalierung der Stahlzähne

Die Referenzprobekörper werden in PZ-Geometrie mit einem Skalierungsfaktor von $e_x = 150 \text{ mm}$ ausgeführt. Im Rahmen der folgenden Parameteruntersuchung wird der Wert zu $e_x = 200 \text{ mm}$ variiert. Die übrigen Parameter verbleiben in der Referenzkonfiguration, wobei die Lage der Bewehrungsbügel und die Höhe der Betonplatten an die größere Stahlkörpergeometrie angepasst werden. Die Kraft-Verformungs-Diagramme dieser Untersuchungen sind in Abb. 6.7 dargestellt.

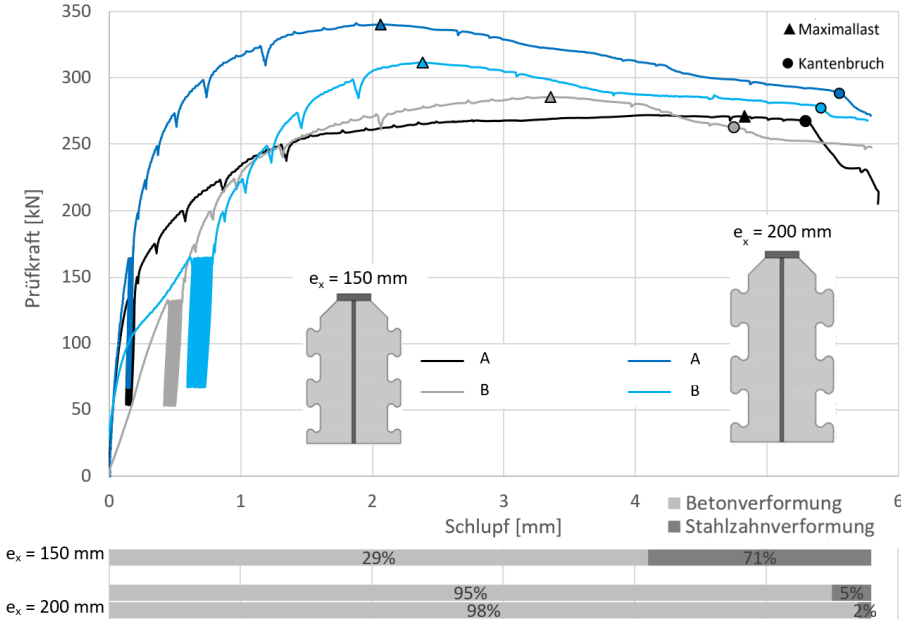


Abb. 6.7: Kraft-Verformungs-Diagramme unterschiedlicher Skalierungsfaktoren e_x (oben) sowie Verformungsanteile aus optischem 3D-Scan (unten)

Die größeren Verbunddübelabmessungen liefern mit Maximaltragfähigkeiten von 341 kN bei einem Schlupf von 2,1 mm und 312 kN bei 2,4 mm um durchschnittlich 17% höhere Werte als die Referenzprobekörper. Beim Probekörper PO_05_A findet die ausgeprägte Steifigkeitsreduzierung bei rund 280 kN statt. Probekörper PO_05_B weist bereits bei 110 kN einen deutlichen Steifigkeitsverlust auf, nach Abschluss des Vorbelastungsprogramms besitzt er allerdings wieder die Anfangssteifigkeit. Die Ursache für dieses Verhalten ist nicht bekannt. Bei der Verbunddübelleiste mit einem Skalierungsfaktor von $e_x = 200$ mm rührt der Gesamtschlupf des Probekörpers nahezu ausschließlich aus Betonverformungen, die plastischen Stahlzahnverformungen betragen lediglich 2% und 5% (Abb. 6.7, unten).

Der Einfluss unterschiedlicher Skalierungen der Verbunddübelgeometrie wurde im Rahmen der begleitenden numerischen Simulationen für die Werte $e_x = 150$ mm, $e_x = 200$ mm und $e_x = 250$ mm untersucht. Abb. 6.8 zeigt einen qualitativen Vergleich der drei Probekörperkonfigurationen zum gleichen Schlupf-Zeitpunkt.

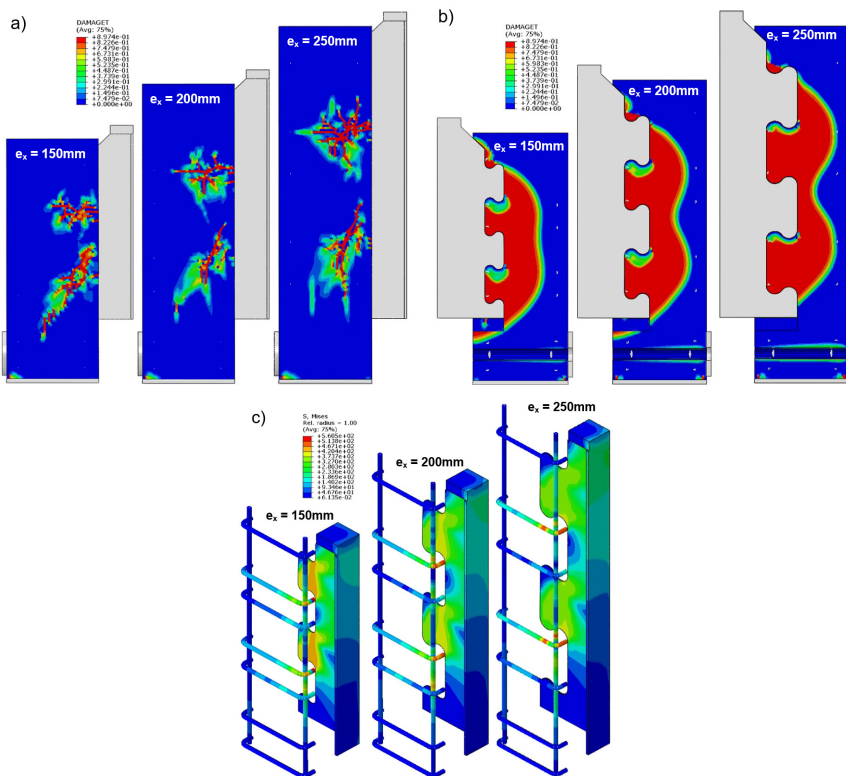


Abb. 6.8: Visualisierung der numerischen Simulationsergebnisse bei Skalierungsfaktoren $e_x = 150$ mm, $e_x = 200$ mm und $e_x = 250$ mm im Vergleich: a) Oberflächenrissbild, b) Innere Rissflächen, c) Stahlspannungen

Die Oberflächenrissbilder treten bei allen Skalierungsfaktoren in ähnlicher Form und ähnlichem Ausmaß auf. Die Rissbereiche sind jedoch gemäß dem Abstand der Verbunddübel unterschiedlich weit voneinander entfernt (Abb. 6.8a). Während sich die inneren Spaltrissflächen bei kleineren Skalierungsfaktoren zu einer gemeinsamen Rissfläche überlagern, können mit zunehmender Skalierung zum gleichen Simulationszeitpunkt separate, sichelförmige Rissflächen beobachtet werden (Abb. 6.8b). Auch der Lastabtrag der Stahlzähne an die Bewehrungsbügel ist ähnlich, allerdings entstehen bei größeren Skalierungen geringere Spannungen in den Stahlzähnen (Abb. 6.8c). Die berechneten Tragfähigkeiten sind in nachfolgender Abbildung den experimentellen Traglasten gegenübergestellt.

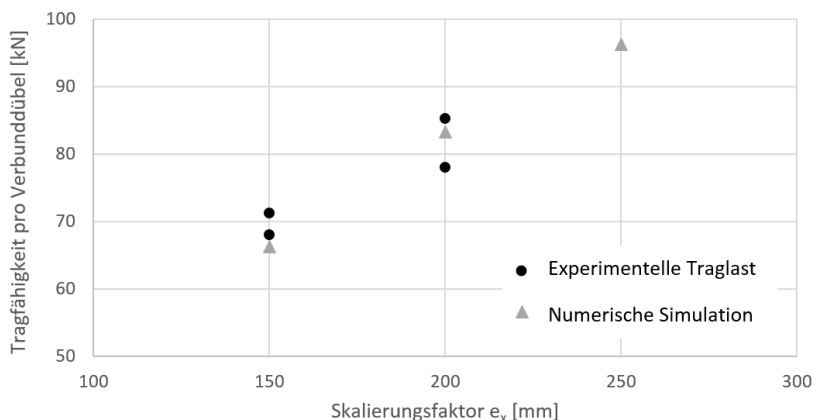


Abb. 6.9: Experimentell ermittelte und numerisch simulierte Tragfähigkeiten im Vergleich in Abhängigkeit des Skalierungsfaktors e_x

6.5 Stahlzahnabstand

Nach [Gajda 2020] beeinflusst nicht nur die Skalierung der Stahlzahngeometrie die Tragfähigkeit oberflächennaher Verbunddübelleisten hinsichtlich des Versagensmodus Kantenbruch, sondern auch der Achsabstand der Stahlzähne. Diese Größe wird im Rahmen der vorliegenden Parameteruntersuchung über den lichten Abstand s_x zwischen zwei Stahlzähnen beschrieben. Im Vergleich zur Referenzkonfiguration wird dieser bei zwei Probekörpern mit ansonsten identischen Eigenschaften von $s_x = 62$ mm auf $s_x = 124$ mm verdoppelt. Abb. 6.10 zeigt die Kraft-Verformungs-Diagramme und Verformungsanteile.

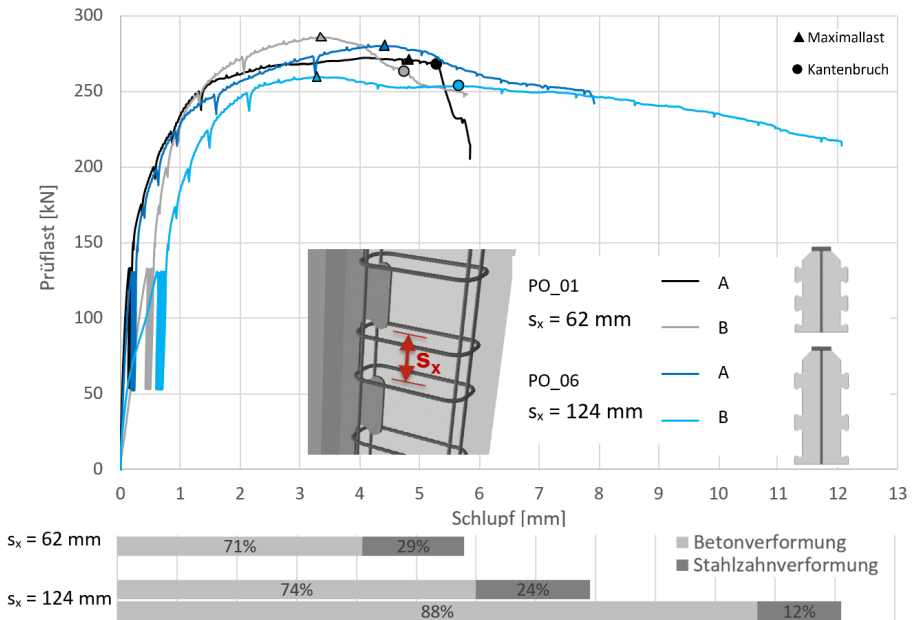


Abb. 6.10: Kraft-Verformungs-Diagramme unterschiedlicher Skalierungsfaktoren e_x (oben) sowie Verformungsanteile aus optischem 3D-Scan (unten)

Unter Berücksichtigung der Streuung der Kraft-Verformungs-Kurven ist bei allen der hier gegenüberstellten Versuche eine hohe Affinität festzustellen, sowohl im Verlauf der Kurven als auch hinsichtlich Größe und Zeitpunkt der Maximaltragfähigkeit. Die Unterschiede liegen im duktileren Verhalten der Probekörper mit $s_x = 124$ mm nach Überschreitung der Maximaltragfähigkeit. Die Absolutwerte der plastischen Stahlzahnkopfverformung sind mit 1,4 mm bis 1,9 mm näherungsweise gleich groß, die Betonverformungen streuen zwischen 4,1 mm und 10,7 mm und bestimmen damit den jeweiligen Gesamtschlupf maßgeblich. Beim Probekörper PO_06_A kommt es im Vergleich zu PO_06_B nicht zum Versagensbild Kantenbruch. Beide Versuche wurden ungefähr zum Zeitpunkt beendet, bei dem die Tragfähigkeit auf 90% der Maximaltragfähigkeit abgefallen war. Es ist davon auszugehen, dass bei beiden Versuchen die gleichen Versagensmechanismen im Inneren die Maximaltragfähigkeit bestimmen. Aufgrund der größeren Rissfläche, die sich bei den Versuchen PO_05 pro Stahlzahn zum Versagensbild Kantenbruch ausbilden muss, tritt das spezifische Rissbild bei einem der Versuche nicht bis zur Oberfläche vor.

Die Ergebnisse der numerischen Simulationen sind qualitativ zum gleichen Schlupf-Zeitpunkt in Abb. 6.11 dargestellt und zeigen geringfügige Unterschiede infolge des veränderten Stahlzahnabstandes. Die Oberflächenrissbilder treten bei beiden Stahlzahnabständen in ähnlicher Form auf, sind jedoch bei größerem Stahlzahnabstand weiter voneinander entfernt (Abb. 6.11a). Bei geringerem Stahlzahnabstand tendieren die Spaltrissflächen in der Verbunddübelebene außerdem dazu, sich zu einer gemeinsamen Rissfläche zusammenzuschließen, während sich bei größerem Abstand voneinander getrennte, sichelförmige Rissflächen unterhalb der Stahlzähne ausbilden

(Abb. 6.11b). Der Lastabtrag an die Bewehrungsbügel ist ähnlich, jedoch treten bei größerem Stahlzahnabstand geringfügig kleinere Spannungen in den Stahlzähnen auf (Abb. 6.11c).

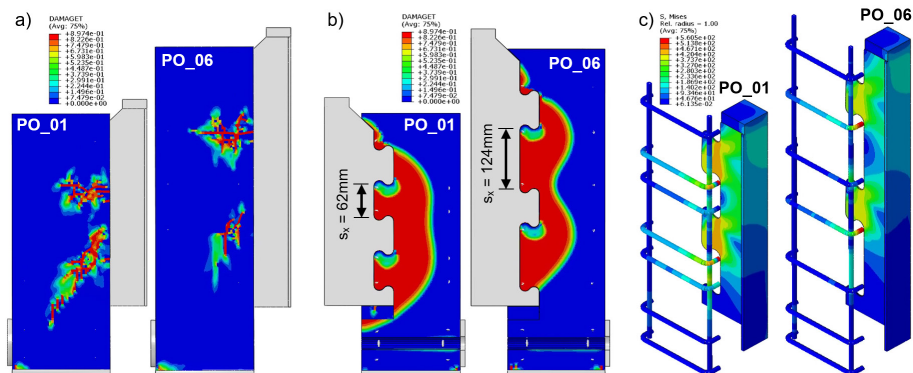


Abb. 6.11: Visualisierung der numerischen Simulationsergebnisse von PO_01 und PO_06 im Vergleich: a) Oberflächenrissbild, b) Innere Rissflächen, c) Stahlspannungen

Insgesamt beeinflusst der Stahlzahnabstand hauptsächlich die Duktilität des Probekörpers, der Einfluss auf die Maximaltragfähigkeit kann sowohl anhand der experimentellen als auch der numerischen Untersuchungen als gering eingeschätzt werden.

6.6 Einbindetiefe

An zwei weiteren Probekörpern wird der Einfluss der Tiefe, mit der die Verbunddübelleiste, gemessen ab der Unterkante der Ausnehmung, in die Betonplatte einbindet, untersucht. Dazu wird sie im Vergleich zur Referenztiefe von $h_E = 25\text{ mm}$ zu $h_E = 50\text{ mm}$ erhöht. Die Abmessungen der Betonplatten bleiben gleich, die Bewehrungsbügel werden angepasst. In Abb. 6.12 sind die Kraft-Verformungs-Diagramme und die Verformungsanteile der besagten Versuche gegenübergestellt. Die beiden Probekörper mit der Einbindetiefe $h_E = 50\text{ mm}$ weisen unterschiedliche Kraft-Verformungs-Verhalten auf. Im Versuch PO_11_A wird die Maximaltragfähigkeit von 299 kN bei einem Schlupf von 3,3 mm erreicht, was eine Affinität zum Versuch PO_01_B darstellt. Im Versuch PO_11_B hingegen wird bereits bei einem Schlupf von 1,7 mm eine maximale Traglast von 254 kN erzielt. Auch die Verformungsanteile spiegeln dieses Verhalten wieder. Die Aufteilung in Stahl- und Betonverformung ist bei PO_11_A und PO_01_B ähnlich, bei PO_11_B stellt sich mit durchschnittlich 0,2 mm nahezu keine plastische Stahlverformung ein, 91% des Gesamtschlupfes sind der Betonverformung von 2,1 mm zuzuschreiben. Anhand der Messungen und Beobachtungen während der Versuchsdurchführung ist kein Grund für das vorzeitige Versagen von PO_11_B durch den Versagensmodus Kantenbruch ersichtlich.

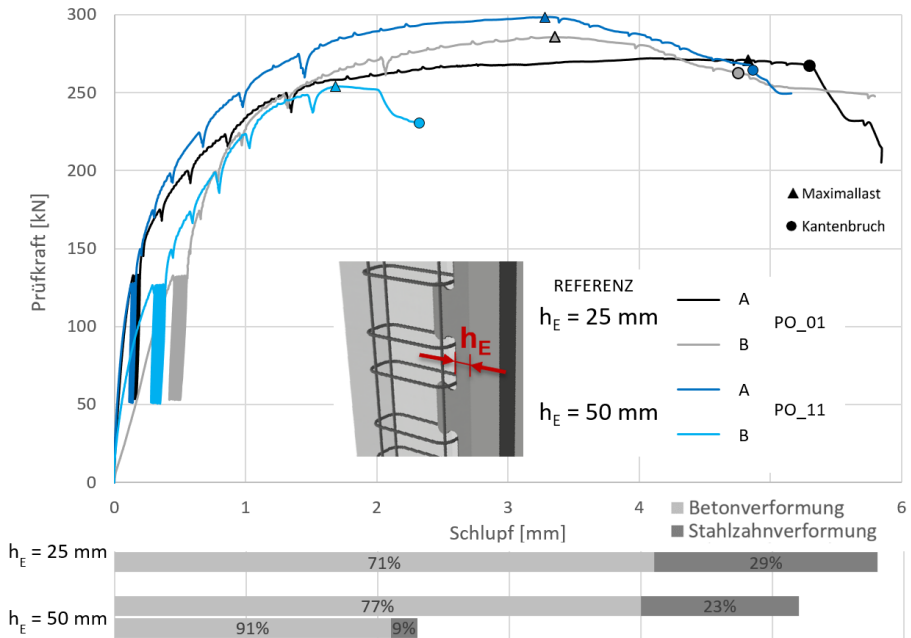


Abb. 6.12: Kraft-Verformungs-Diagramme unterschiedlicher Einbindetiefen h_E (oben) sowie Verformungsanteile aus optischem 3D-Scan (unten)

Der Einfluss der Einbindetiefe wirkt sich damit auf die Duktilität der Konstruktion aus, der Einfluss auf die Maximaltragfähigkeit ist gering.

Auch die Ergebnisse der numerischen Simulationen zeigen nur geringfügige Unterschiede in Abhängigkeit von der Einbindetiefe. Abb. 6.13 zeigt einen qualitativen Vergleich der beiden Probekörperkonfigurationen zum gleichen Schlupf-Zeitpunkt. Die Einbindetiefe scheint demnach im Bereich von $25\text{ mm} \leq h_E \leq 50\text{ mm}$ keinen Einfluss auf die Tragmechanismen oberflächennaher Verbunddübelleisten zu nehmen.

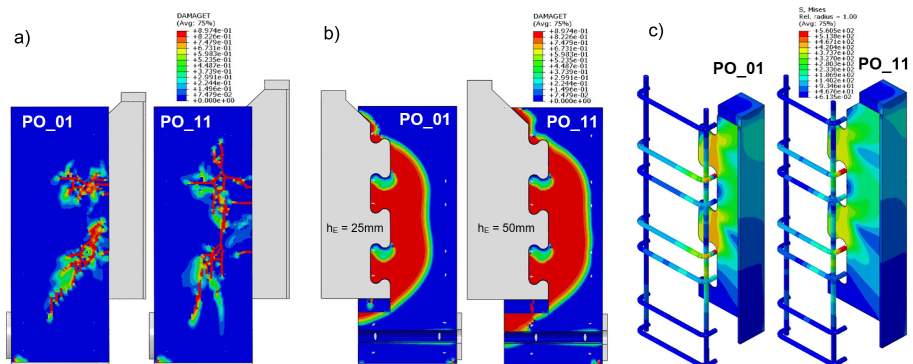


Abb. 6.13: Visualisierung der numerischen Simulationsergebnisse von PO_01 und PO_11 im Vergleich: a) Oberflächenrissbild, b) Innere Rissflächen, c) Stahlspannungen

6.7 Betonfestigkeit

Die Betonfestigkeit wird im Rahmen des Versuchsprogramms ausgehend von der Referenzfestigkeit C40/50 ($f_{cm} = 46,3 \text{ MPa}$) bei zwei Probekörpern auf eine Zielfestigkeit C60/75 ($f_{cm} = 70,9 \text{ MPa}$) erhöht und bei zwei weiteren Probekörpern auf eine Zielfestigkeit C20/25 ($f_{cm} = 23,5 \text{ MPa}$) abgemindert. Die Ergebnisse dieser Parametervariationen sind in Abb. 6.14 aufgeführt, die detaillierten Materialeigenschaften der verwendeten Betone wurde in Kapitel 3.2.3 vorgestellt.

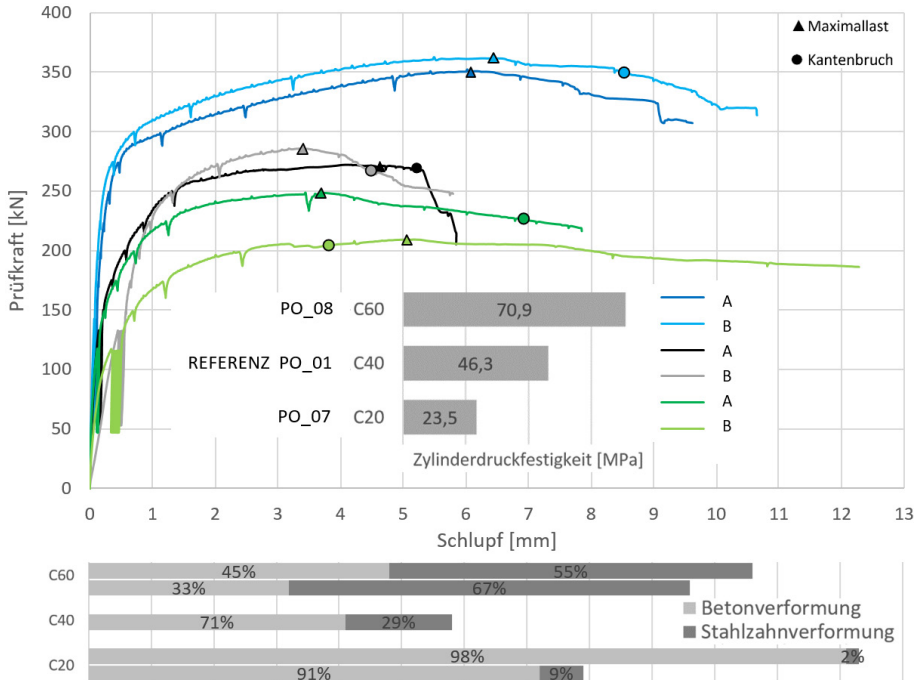


Abb. 6.14: Kraft-Verformungs-Diagramme unterschiedlicher Betonfestigkeiten (oben) sowie Verformungsanteile aus optischem 3D-Scan (unten)

Die Probekörper mit höherer Betonfestigkeit erzielten maximale Tragfähigkeiten von 351 kN bei einem Schlupf von 6,1 mm sowie 361 kN bei 6,4 mm und liegen damit im Mittel 28% über den Maximaltragfähigkeiten der Referenzprobekörper. Auch die Anfangssteifigkeit ist hier deutlich größer. Der Gesamtschlupf setzt sich bei diesen Versuchen zu 55% bis 67% aus plastischen Stahlzahnkopfverformungen (5,8 mm und 6,4 mm) zusammen. Der Vergleich mit den Verformungsanteilen der gegenübergestellten Versuchsergebnisse zeigt, dass sich die plastischen Stahlverformungen mit abnehmender Betondruckfestigkeit deutlich verringern, während die Betonverformungen im Gegenzug tendenziell zunehmen. Bei den Probekörpern, die aus Beton der Zielfestigkeit C20/25 hergestellt wurden, entsteht der Gesamtschlupf zu 91% bis 98% aus Betonverformungen (7,2 mm und 12,1 mm). Sie erreichen maximale Tragfähigkeiten von 250 kN bei einem Schlupf von 3,7 mm und 208 kN bei 5,1 mm, wobei

es bei letzterem Versuch (PO_07_B) bereits vor dem Erreichen der Maximallast zu einem Kantenbruch-Versagensbild kommt. Dieses Verhalten wird bei keinem weiteren Probekörper beobachtet.

Bei allen gegenübergestellten Versuchen findet die ausgeprägte Steifigkeitsänderung jeweils bei unterschiedlichen Lastniveaus statt. Da sich die Probekörper, abgesehen von der Betonfestigkeit, in ihren Eigenschaften gleichen, ist davon auszugehen, dass diese Steifigkeitsabfälle die Zeitpunkte markieren, bei denen entweder die Pulverisierung des Betons im Lastübertragungsbereich respektive das Plastizieren der Stahlzähne beginnt, in Abhängigkeit davon, welcher Tragmechanismus den geringeren Widerstand aufweist. Bei den Versuchen mit einer Zielfestigkeit von C20/25, bei denen sich der Gesamtschlupf zu über 90% aus Betonverformungen zusammensetzt, markiert der Steifigkeitsabfall mit hoher Wahrscheinlichkeit den Zeitpunkt der Betonpulverisierung. Bei den Versuchen mit einer Zielfestigkeit von C60/75, bei denen die plastischen Stahlzahnverformungen überwiegen, kann der Steifigkeitsabfall ebenso ein Indikator für das beginnende Stahlzahnplastizieren sein. Darauf deutet auch die stärkere Krümmung der Graphen von PO_08 beim Steifigkeitsabfall hin, was das Erreichen der Fließgrenze der Stahlzähne signalisiert, sowie die Tragfähigkeitssteigerungen im Anschluss, was mit der Wiederverfestigung des Stahls erklärt werden kann. Im Rahmen dieser Parametervariation wird die Überlagerung der Versagensmodi Stahlversagen und Kantenbruch deutlich, die bei oberflächennahen Verbunddübelleisten mit dünnen Stahlblechen stattfinden kann. Dabei kann der Kantenbruch auch als sekundäres Versagensbild infolge großer Verformungen der Stahlzähne eingeleitet werden (PO_08_B).

6.8 Betonplattendicke

In der Referenzkonfiguration werden die Betonplatten mit einer Dicke von $b_c = 100$ mm hergestellt. Diese wird im Rahmen der hier behandelten Parametervariation zu $b_c = 150$ mm und $b_c = 200$ mm gesteigert, um den Einfluss des seitlichen Randabstandes $c_{D,s}$ zu untersuchen. Die übrigen Parameter verbleiben in der Referenzkonfiguration, wobei die Breite der Bewehrungsbügel angepasst wird. In Abb. 6.15 werden die Versuchsergebnisse gegenübergestellt. Mit zunehmender Betonplattendicke ist ein Anstieg der Maximaltragfähigkeiten sowie der Duktilität zu verzeichnen. Die 150 mm dicken Betonplatten führen zu Tragfähigkeiten von 354 kN und 347 kN bei einem Schlupf von rund 9,6 mm, das Versagensbild Kantenbruch tritt bei 11,4 mm und 12,9 mm ein. Die Versuche mit 200 mm dicken Betonplatten weisen Maximaltragfähigkeiten von 390 kN und 460 kN bei über 12 mm Schlupf auf. Sie werden bei einem Gesamtschlupf von rund 17,3 mm beendet, da die Aussparungen unterhalb der halbierten Stahlzähne keine weiteren Verformungen zulassen. Zu diesem Zeitpunkt ist kein typisches Versagensbild oberflächennaher Verbunddübelleisten aufgetreten.

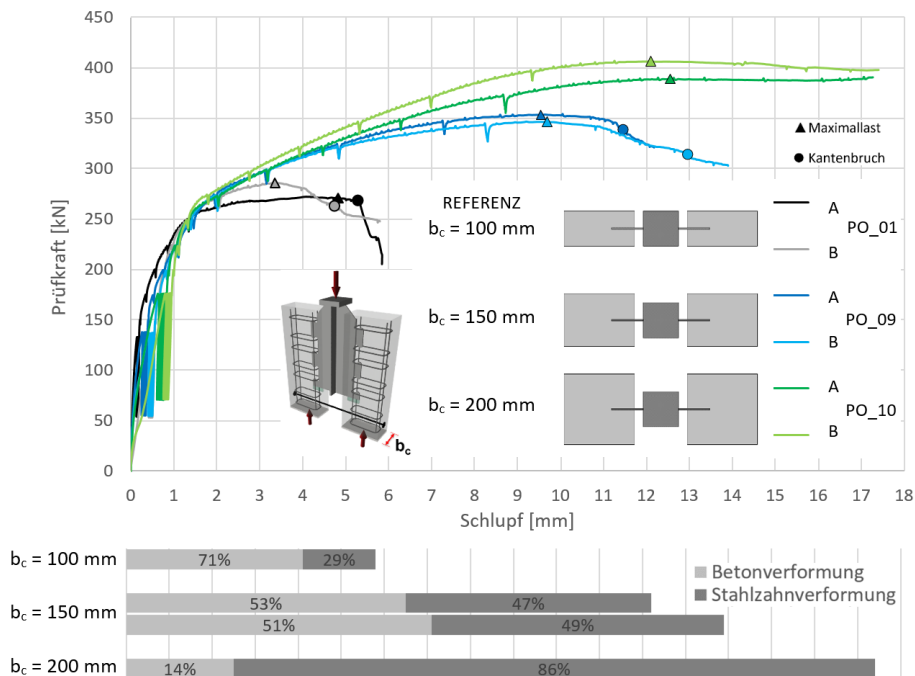


Abb. 6.15: Kraft-Verformungs-Diagramme unterschiedlicher Betonplattendicken b_c (oben) sowie Verformungsanteile aus optischem 3D-Scan (unten)

Abb. 6.16 zeigt einen Längsschnitt durch eine der beiden 200 mm dicken Betonplatten des Probekörpers PO_10_A. Darin sind die Verformungen der beiden lastübertragenden Stahlzähne deutlich zu erkennen, in deren Fußbereichen sich ausgeprägte Risse eingestellt haben. Der halbierte Stahlzahn, an dessen Unterkante ein Polystyrol-

Hartschaum-Quader angebracht wurde, blieb unverformt. Stattdessen wurde der Quader komprimiert. Im Lastübertragungsbereich wurde der Beton in einen quasi-hydrostatischen Druckspannungszustand versetzt, infolgedessen es zu einer Zerstörung des Betongefüges und zu einer Pulverisierung des Materials kam, was ebenfalls im Längsschnitt beobachtet werden kann. In den lastabgewandten Bereichen ist eine Rotation der Stahlzähne zu erkennen, die aufgrund der Biegebeanspruchung entstand, die typischerweise auf offene Verbundübelgeometrien wirkt.

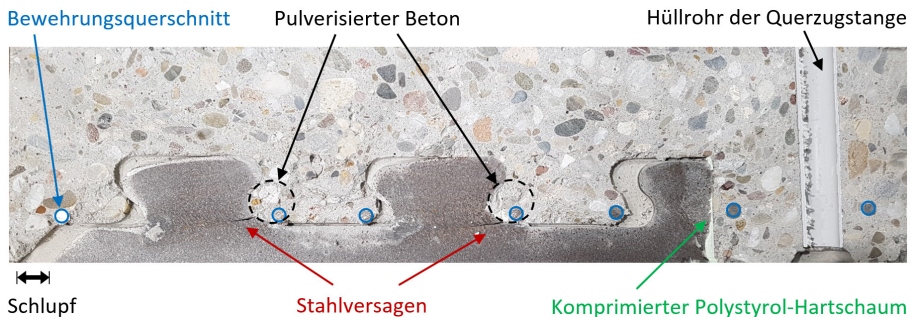


Abb. 6.16: Längsschnitt durch einen Probekörper mit 200 mm Betonplattendicke (PO_10_A)

Bei allen gegenübergestellten Versuchen findet eine deutliche Steifigkeitsänderung bei einem Lastniveau ab rund 260 kN statt, die den Zeitpunkt markiert, bei dem die Pulverisierung des Betons im Lastübertragungsbereich respektive das Plastizieren der Stahlzähne beginnt. Im Vergleich zu den Referenzprobekörpern kommt es bei den Versuchen mit $b_c = 150$ mm und $b_c = 200$ mm im Anschluss an die besagte Steifigkeitsreduzierung zu einer ausgeprägten Tragfähigkeitszunahme. Die Verformungsuntersuchungen durch das optische 3D-Messsystem (Abb. 6.15, unten) zeigen, dass sich der Gesamtschlupf von 12,2 mm und 13,9 mm bei den 150 mm dicken Betonplatten jeweils ungefähr zur Hälfte aus plastischer Stahlzahnverformung zusammensetzt, bei einem der Versuche mit 200 mm dicken Betonplatten und einem Gesamtschlupf von 17,4 mm zu 86%. Demnach ist die dazugewonnene Tragfähigkeit nach der Pulverisierung des Betons dem Plastizieren der Stahlzähne und der damit einhergehenden Wiederverfestigung des Stahls zuzuschreiben.

In Abb. 6.17 wird für jede Betonplattendicke einerseits der Schlupf (schwarze Graphen bezogen auf die linke Ordinatenachse) und andererseits die Dickenänderung (blaue Graphen bezogen auf die rechte Ordinatenachse) über die Prüfkraft (Abszissenachse) aufgetragen. Dabei ist die Achse der Dickenänderung jeweils unterschiedlich skaliert. Vor allem zu Beginn der Versuchsdurchführungen ist eine deutliche Affinität zwischen Schlupf und Dickenänderung ersichtlich, die Dicke der Betonplatte nimmt demnach proportional zum Schlupf zu. Nach Überschreitung der maximalen Tragfähigkeit findet bei PO_01_B, PO_09_A und PO_09_B eine überproportionale Zunahme der Plattendicke in Relation zum jeweiligen Schlupf statt. Grundsätzlich kann die Dickenänderung der Betonplatten auf die seitliche Verdrängung des pulverisierten Betongefüges zurückgeführt werden. Bei dünneren Betonplatten zeigt sich dieser

Effekt stärker, da sie in Querrichtung (orthogonal zur Verbunddübelebene) weniger Widerstand entgegenbringen als dickere Betonplatten. Darauf weist auch die Tatsache hin, dass der Skalierungsfaktor α zwischen Schlupf- und Dickenänderungsachse mit zunehmender Betonplattendicke vergrößert werden muss, um die Affinität der Graphen im Anfangsbereich beobachten zu können. Mit zunehmender Betonplattendicke reduziert sich bei ansonsten gleichbleibenden Eigenschaften die relative Beteiligung der Betonverformung an der Gesamtschlupferzeugung (Abb. 6.15, unten), weshalb weniger Betongefüge seitlich verdrängt wird. Gleichzeitig vergrößert sich der Anteil der plastischen Stahlzahnverformung, die im Gegensatz zur Betonverformung keine Aufweitung der Betonplatte verursacht.

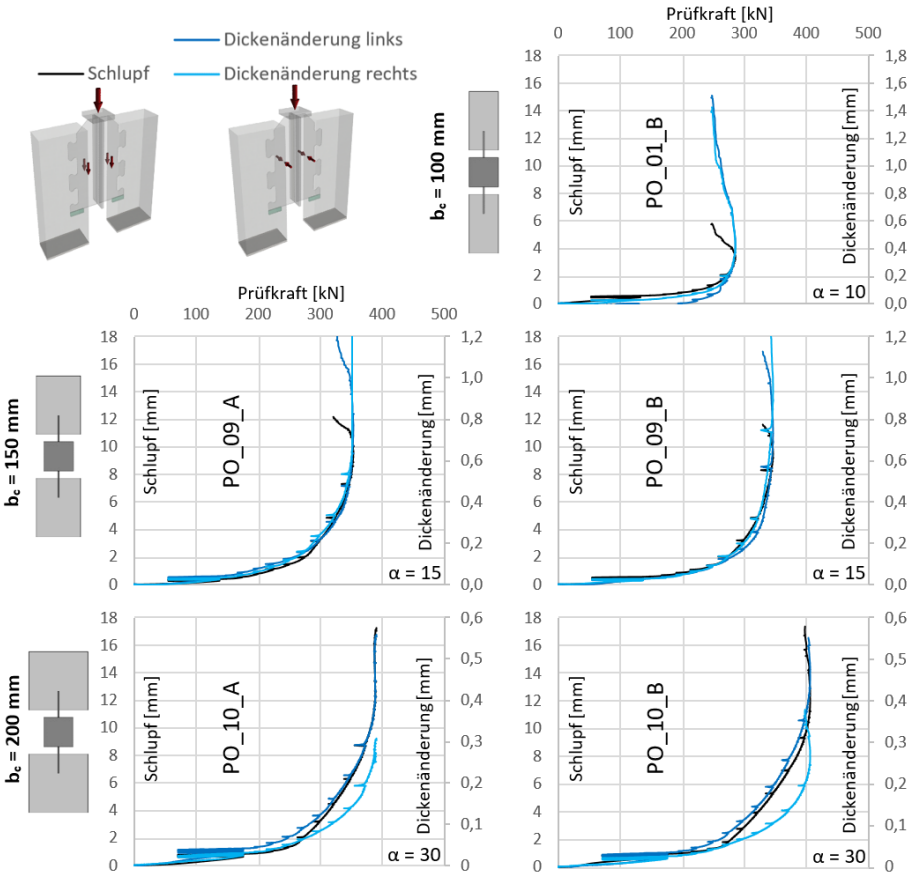


Abb. 6.17: Kraft-Dickenänderungs-Diagramme unterschiedlicher Betonplattendicken b_c

In nachfolgender Abbildung sind die Ergebnisse der entsprechenden numerischen Simulationen qualitativ zusammengefasst. Der Längsschnitt durch die 200 mm dicke Betonplatte zeigt eine weniger stark ausgeprägte Betonzugschädigung, die als Rissfläche interpretiert werden kann. Dies korrespondiert mit der Dickenänderungs-

messung, die bei diesen Probekörpern geringer ausfällt. Auch die äußere Zugschädigung, die dem Oberflächenrissbild entspricht, reduziert sich in den FE-Ergebnissen (Abb. 6.18) mit zunehmender Betonplattendicke ebenso wie in den Versuchsbeobachtungen (Anhang A).

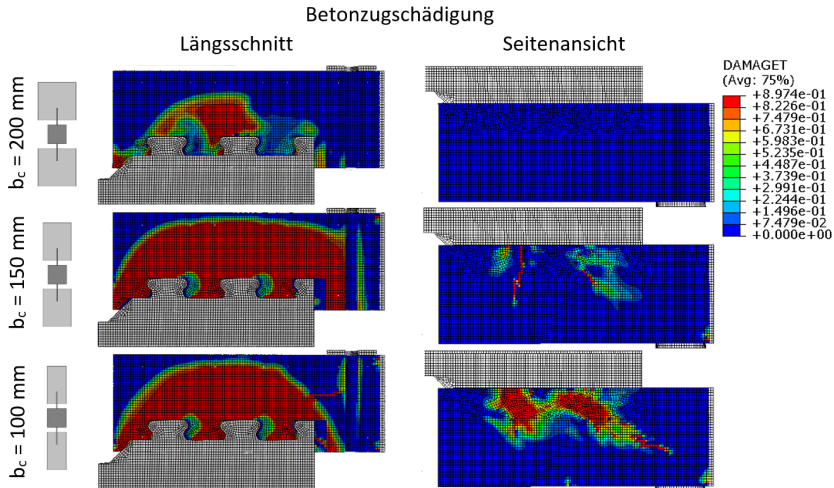


Abb. 6.18: Numerische Simulationsergebnisse unterschiedlicher Betonplattendicken b_c .

6.9 Stahlblechdicke

In diesem Unterkapitel wird der Einfluss unterschiedlicher Stahlblechdicken auf das Trag- und Verformungsverhalten oberflächennaher Verbunddübelleisten untersucht. Dazu wird die Blechdicke, die in der Referenzkonfiguration $t = 4$ mm beträgt, zu $t = 6$ mm und $t = 8$ mm variiert. Die Probekörper zu dieser Parametervariation werden im Anschluss an das Hauptversuchsprogramm mit einer weiteren Transportbetonlieferung hergestellt. Der angelieferte Transportbeton weist trotz identischer Zielfestigkeit von C40/50 eine geringere tatsächliche Festigkeit auf. Die Zylinderdruckfestigkeit liegt mit im Mittel $34,5 \text{ N/mm}^2$ um 25% unter der mittleren Zylinderdruckfestigkeit der Hauptversuchsserie, die sich auf $46,3 \text{ N/mm}^2$ beläuft. Die an Zylindern gemessene Spaltzugfestigkeit weicht mit $2,8 \text{ N/mm}^2$ um 15% vom ursprünglich gemessenen Wert von $3,3 \text{ N/mm}^2$ ab. Demzufolge ist eine direkte Vergleichbarkeit der PO-Versuchsergebnisse aus dem Hauptversuchsprogramm und dessen Erweiterung nicht möglich. Die Materialeigenschaften sind ausführlich in Kapitel 3.2.3 aufgeführt. In Abb. 6.19 sind die Versuchsergebnisse gegenübergestellt. Trotz der geringeren Festigkeitswerte innerhalb der Betonserie C40(C) liefern die Versuche mit 6 mm und 8 mm dicken Stahlblechen höhere Maximaltragfähigkeiten. Darüber hinaus stellt sich der Steifigkeitsabfall mit zunehmender Blechdicke bei höheren Lastniveaus ein und die Maximallasten werden tendenziell bei einem geringeren Schlupf erzielt. Die Ergebnisse der optischen 3D-Messung zeigen, dass bei den 6 mm und 8 mm dicken Stahlblechen nahezu keine plastischen Stahlzahnverformungen auftreten und der Gesamtschlupf von über 7 mm zwischen Stahl und Beton demzufolge fast vollständig aus Betonverformungen resultiert.

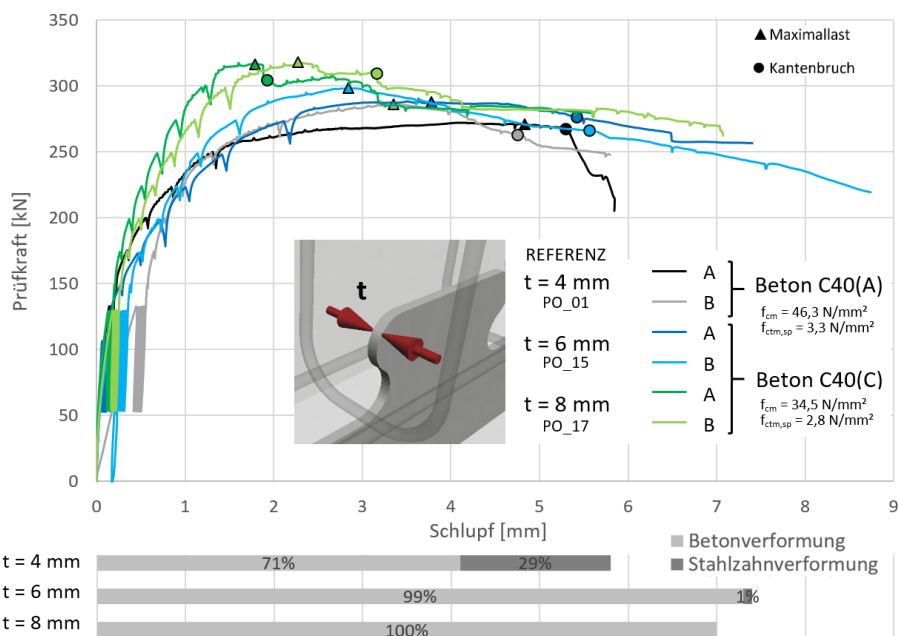


Abb. 6.19: Kraft-Verformungs-Diagramme unterschiedlicher Blechdicken t (oben) sowie Verformungsanteile aus optischem 3D-Scan (unten)

Da aufgrund der ungleichen Betoneigenschaften lediglich ein qualitativer Vergleich zur Referenzserie möglich ist, werden die Versuche mit 6 mm dicken Stahlblechen, die im Mittel eine Maximaltragfähigkeit von 292 kN aufweisen, den 8 mm dicken Stahlblechen, die eine um 9% höhere Tragfähigkeit von 317 kN besitzen, gegenübergestellt. Die höhere Tragfähigkeit bei ansonsten identischen Probekörpereigenschaften kann nicht dem 33% höheren Stahlzahnwiderstand ($8\text{ mm}/6\text{ mm} = 1,33$) alleine zugeschrieben werden. Zwar werden mit der optischen 3D-Messtechnik äußerst geringfügige und lokal begrenzte plastische Stahlzahnverformungen verzeichnet, allerdings ist davon auszugehen, dass weder bei den 6 mm noch bei den 8 mm dicken Stahlblechen die plastische Tragfähigkeit aktiviert wird, wie dies bei anderen Probekörpern mit deutlich größeren plastischen Stahlzahnverformungen beobachtet werden kann. Vielmehr ist die um ebenfalls 33% größere Kontaktfläche zwischen Stahlzahn und quasi-hydrostatischem Betondruckspannungsbereich für den Tragfähigkeitsgewinn zwischen PO_15 und PO_17 verantwortlich. Aufgrund der größeren Kontaktfläche ist eine höhere Kraft erforderlich, um die Pulverisierung des Betongefüges einzuleiten, was auch das höhere Kraftniveau erklärt, bei dem sich der Steifigkeitsabfall einstellt. Außerdem wird dadurch bei gleichem Schlupf mehr Betonpulver seitlich verdrängt, weshalb das Versagensbild Kantenbruch bei einem geringeren Schlupf eintritt. Der Einfluss der Blechdicke auf die Tragfähigkeit ist demzufolge unterlinear.

6.10 Betonplattendicke und Stahlblechdicke in Kombination

Nachdem in Kapitel 6.8 der Einfluss der Betonplattendicke und in Kapitel 6.9 der Einfluss der Stahlblechdicke untersucht wurde, werden in diesem Kapitel zwei zusätzliche Probekörper PO_16_B betrachtet, die beide Einflüsse in Kombination aufweisen. Wie bereits in vorherigem Kapitel erläutert, wurden auch diese Probekörper mit Transportbeton der Charge C40(C) angefertigt und besitzen geringere Festigkeiten, was die quantitative Gegenüberstellung erschwert. Die Untersuchungsergebnisse der Probekörperkonfigurationen PO_01, PO_10, PO_15 und PO_16 sind in Abb. 6.20 aufgeführt. Die Eigenschaften der Probekörper PO_15 und PO_16 unterscheiden sich neben den planmäßigen Variationen von denen der Probekörper PO_01 und PO_10 somit durch die um circa 25% geringere Betondruckfestigkeit, die um circa 15% geringe Betonspaltzugfestigkeit, den um 50% höheren Stahlzahnwiderstand sowie die um 50% größere Kontaktfläche zwischen Stahlzahn und Betondübel ($6\text{ mm}/4\text{ mm} = 1,50$).

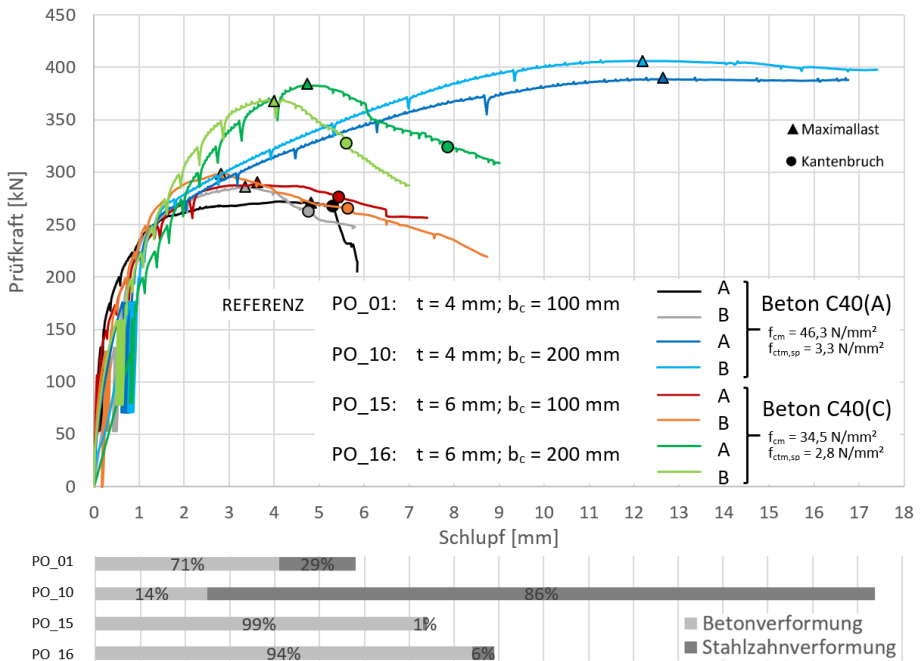


Abb. 6.20: Kraft-Verformungs-Diagramme unterschiedlicher Blechdicken t und Betonplattendicken bc (oben) sowie Verformungsanteile aus optischem 3D-Scan (unten)

Die Ergebnisse zeigen deutliche Unterschiede im Kraft-Verformungs-Verhalten. Die Maximaltragfähigkeiten der Versuche PO_16_A und PO_16_B von 383 kN sowie 368 kN werden bei einem Schlupf von 4,8 mm sowie 4,0 mm erreicht. Der Steifigkeitsabfall wird unmittelbar zuvor registriert und nach Überschreitung der Maximallast fällt die Tragfähigkeit mit zunehmendem Schlupf verhältnismäßig schnell ab. Das Versagen tritt bei beiden Probekörpern in Form von Kantenbrüchen bei Schlupfwerten von 7,9 mm und 5,6 mm ein. Die Ergebnisse der optischen 3D-Messung zeigen, dass

die plastischen Stahlzahnverformungen nach Versuchsende lediglich 6% betragen und sich der Gesamtschlupf nahezu vollständig aus Betonverformungen zusammensetzt (94%). Im Gegensatz zu den Probekörpern PO_10 hat hier der größere Widerstand senkrecht zur Verbunddübelebene der 200 mm dicken Betonplatte nicht dazu geführt, dass die Maximaltragfähigkeit durch das Fließkriterium der Stahlzähne limitiert wird und diesen große Verformungen aufgezwungen werden. Stattdessen überwiegt bei den Probekörpern PO_16 der Widerstand der 6 mm dicken Stahlzähne und trotz der 200 mm dicken Betonplatten tritt das für oberflächennahe Verbunddübelleisten typische Betonversagen in Form von Kantenbrüchen auf.

Die Probekörpereigenschaften von PO_15 und PO_16 unterscheiden sich ausschließlich durch die Betonplattendicken von $b_c = 100$ mm und $b_c = 200$ mm, wobei das Versagen bei beiden Konfigurationen in Form von Kantenbrüchen eintritt. Aus dieser Gegenüberstellung lässt sich der direkte Einfluss des seitlichen Randabstandes herauslesen, da es in diesem Fall nicht zu Überlagerungen mit dem Versagensmodus Stahlversagen kommt.

6.11 Anordnung der Querbewehrung

Die Ergebnisse der numerischen Simulationen im Vorfeld weisen darauf hin, dass der lastzugewandte (obere) Bewehrungsbügel innerhalb der Ausnehmung das Trag- und Verformungsverhalten deutlich stärker als der lastabgewandte (untere) Bewehrungsbügel beeinflusst, da sich dort deutlich höhere Spannungen einstellen. Dieses Verhalten wird in nachfolgender Abbildung qualitativ illustriert.

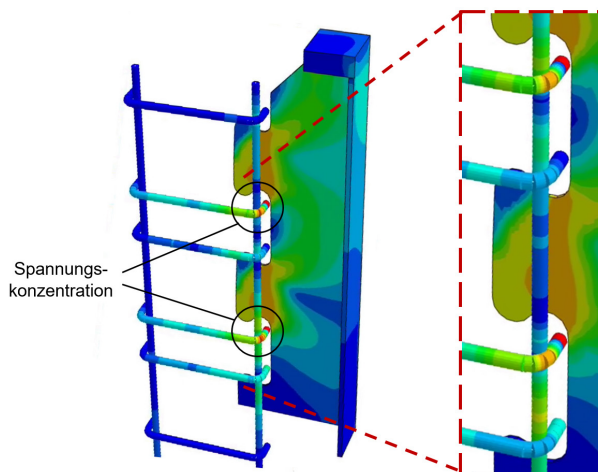


Abb. 6.21: Qualitativer FE-Spannungszustand der Bewehrung

Aus diesem Grund wird im Rahmen dieser Parametervariation in einer Versuchsserie PO_13 auf den lastabgewandten Bewehrungsbügel verzichtet, während der lastzugewandte Bügel auf der gleichen Position eingebaut wird wie in der Referenzkonfiguration PO_01, bei welcher die 2Ø8mm Bewehrungsbügel planmäßig um ein Achsmaß von 54 mm voneinander entfernt sind. Damit lassen sich die Bewehrungskörbe im Vorfeld herstellen und anschließend zwischen die Stahlzähne einschieben. In einer weiteren Serie PO_12 wird ebenfalls nur ein Bewehrungsbügel pro Ausnehmung positioniert, allerdings mittig zwischen den Stahlzähnen. Im direkten Vergleich zur Serie PO_13 ist der verbleibende Bewehrungsbügel je Ausnehmung demnach um rund 27 mm versetzt. Die unterschiedlichen Bewehrungsführungen sind in Abb. 6.22 visualisiert, die Kraft-Verformungs-Diagramme und Verformungsmessungen sind in Abb. 6.23 dargestellt.

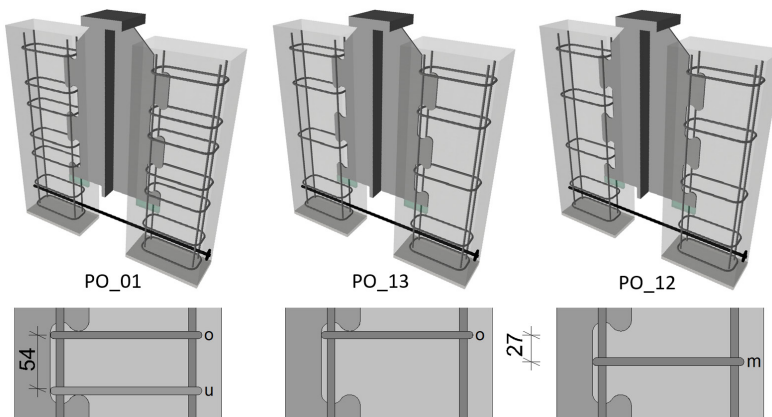


Abb. 6.22: Bewehrungsführungen der Probekörper PO_01, PO_13 und PO_12

Das Kraft-Verformungs-Verhalten der Probekörper PO_13 ist näherungsweise affin zu dem der Referenzserie, allerdings liegen die Maximaltraglasten mit 255 kN bei einem Schlupf von 2,4 mm und 267 kN bei 4,3 mm im Mittel um 6% unterhalb der der Probekörper PO_01. Beide Probekörper zeigen das Versagensbild Kantenbruch. Die Verformungsmessungen an PO_13_B ergeben eine nahezu gleiche absolute Betonverformung, die plastische Stahlzahnkopfverformung beträgt jedoch mit 0,4 mm nur rund ein Viertel der des Referenzprobekörpers PO_01_B.

Die Probekörper der Serie PO_12 zeigen ein stark von dem der Serie PO_13 abweichendes Kraft-Verformungs-Verhalten. Die Probekörper unterscheiden sich lediglich in der um 27 mm versetzten Querbügelposition. Bei einer derartigen Bewehrungsführung sinken die Maximaltragfähigkeiten jedoch um im Mittel 24% verglichen mit Serie PO_13 auf 196 kN und 201 kN bei einem Schlupf von nur 1,2 mm. Anschließend kann die Tragfähigkeit nicht aufrechtgehalten werden und reduziert sich gemäßigt, bis die Versuche schließlich bei Unterschreitung von 70% bzw. 85% der Maximaltraglast beendet werden. Bis zu diesem Zeitpunkt bildet sich kein Versagens-

bild eines Kantenbruchs aus. Der Gesamtschlupf setzt sich bei beiden Probekörpern der Serie PO_12 nahezu vollständig aus Betonverformungen zusammen.

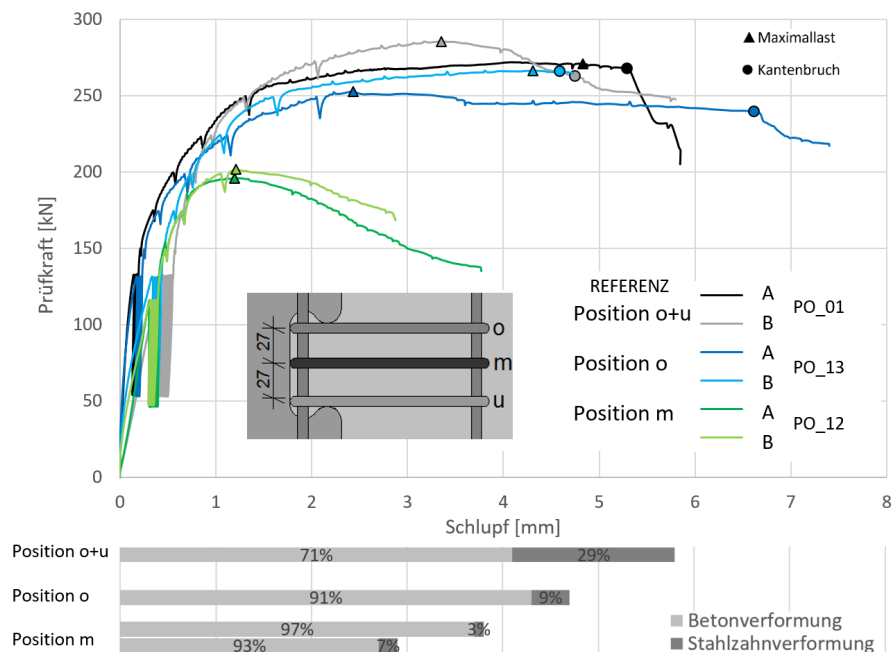


Abb. 6.23: Kraft-Verformungs-Diagramme unterschiedlicher Bewehrungsführungen (oben) sowie Verformungsanteile aus optischem 3D-Scan (unten)

Diese Versuchsserie stellt den maßgeblichen Einfluss der Querbewehrungslage auf die Trag- und Verformungsfähigkeit oberflächennaher Verbunddübelleisten heraus. Bereits eine Lageabweichung um 27 mm von der Referenzposition führt zu merklichen Verlusten hinsichtlich Tragfähigkeit und Duktilität.

Darüber hinaus werden numerische Simulationen durchgeführt, um den Einfluss der Lage des oberen Bewehrungsbügels genauer zu untersuchen. In Abb. 6.24 werden exemplarisch die realen gemittelten Kraft-Verformungs-Beziehungen von PO_01, PO_13 und PO_12 denen gegenübergestellt, die mithilfe der nichtlinearen Finite-Elemente-Software ABAQUS berechnet wurden. Trotz relativ großer Unterschiede im Verlauf der beiden Graphen wird die maximale Traglast jeweils gut abgebildet.

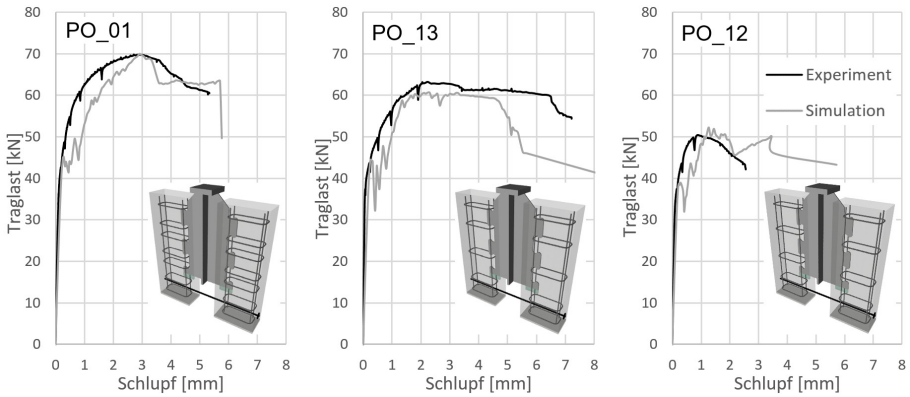


Abb. 6.24: Kraft-Verformungs-Beziehungen der realen Versuche und der daran kalibrierten numerischen Simulationen

Dieses Betonmodell wird eingesetzt, um die Tragfähigkeit eines Verbunddübels in Abhängigkeit von der Lage des lastzugewandten Bewehrungsbügels für unterschiedliche Positionen in einem Raster von 10 mm-Schritten zu berechnen. Die Ergebnisse dieser numerischen Untersuchungen sind in Abb. 6.25 sowohl für das Vorhandensein eines unteren (lastabgewandten) Bewehrungsbügels als auch für dessen Fehlen illustriert.

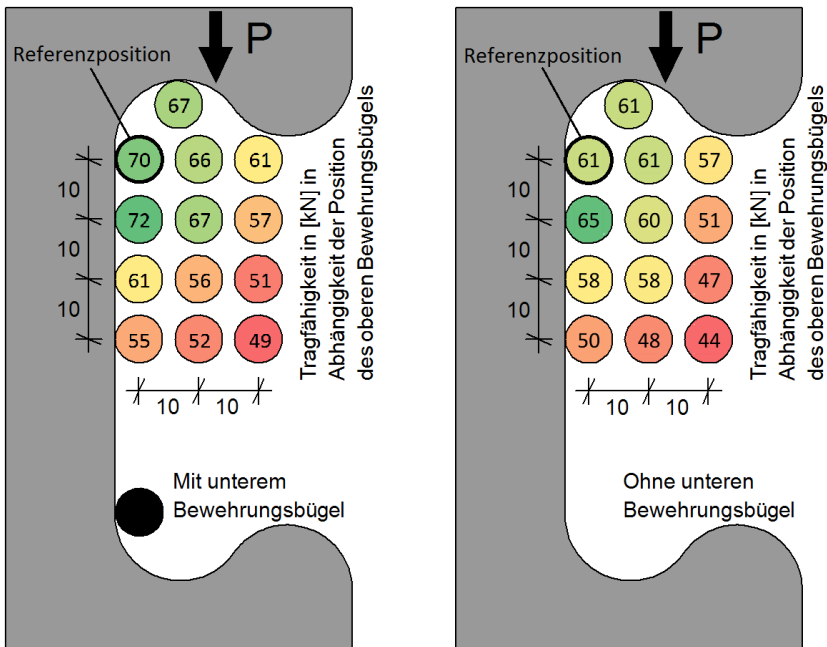


Abb. 6.25: Numerische Berechnung der Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Lage des oberen Bewehrungsbügels mit und ohne unterem Bewehrungsbügel

Die farbigen Kreise repräsentieren die jeweiligen Bewehrungspositionen, für die die Berechnung durchgeführt wurde. Die Zahlen im Inneren der Kreise spiegeln die Tragfähigkeiten in [kN] bei einer dortigen Positionierung wider, wobei die Farbskala an die Kraftwerte angepasst ist. Dabei wird deutlich, dass eine Verschiebung des lastzugewandten Bewehrungsbügels um 10 mm von der Referenzposition nach unten (in z-Richtung) zu einer geringfügigen Steigerung der Tragfähigkeit (um 3% bis 7%) führt, während eine Verschiebung um 20 mm bereits eine 5- bis 15-prozentige Reduzierung im Vergleich zur Referenztraglast zur Folge hat. Eine Verschiebung um 30 mm in z-Richtung verringert die Tragfähigkeit um 18% bis 29%. Das Vorhandensein eines unteren (lastabgewandten) Bewehrungsbügels steigert die Tragfähigkeit um durchschnittlich 9%.

6.12 Quergelassene Betonplatte durch SPOCC-Tastversuche

Das Trag- und Verformungsverhalten von Verbunddübelleisten kann grundsätzlich durch Querrisse in der Betonplatte beeinflusst werden, wie in [Claßen 2016] gezeigt wurde. Im Rahmen dieser Parametervariation wird der Einfluss auf oberflächennahe Verbunddübelleisten mit ersten Tastversuchen untersucht. Im Gegensatz zum restlichen Kleinteilversuchsprogramm werden dazu keine Push-Out-Probekörper verwendet, da die Risserzeugung im Bereich von vier Verbunddübeln sehr aufwendig ist. Stattdessen werden SPOCC-Versuche mit einer definierten Risserzeugung im Bereich des einzelnen Verbunddübels entwickelt. Die Abkürzung steht für „Single-Push-Out with Cracked Concrete“. Eine detaillierte Beschreibung der Entwicklung des Versuchsaufbaus sowie der -durchführung findet sich in Kapitel 3.4. In Kapitel 5 wird die Vergleichbarkeit zwischen PO- und SPO-Versuchen beurteilt mit dem Ergebnis, dass sie hinsichtlich der Tragfähigkeit gegeben ist.

Die SPOCC-Probekörper werden zeitgleich mit den Serien PO_15, PO_16 und PO_17 hergestellt und bestehen demnach ebenfalls aus Transportbeton der Charge C40(C), der trotz angestrebter Zielfestigkeit von C40/50 eine geringere tatsächliche Festigkeit aufweist. Die Materialeigenschaften der einzelnen Betonchargen sind ausführlich in Kapitel 3.2.3 gegenübergestellt. Ein direkter Vergleich der SPOCC-Versuchsergebnisse mit denen des PO-Hauptversuchsprogramms erweist sich demnach als schwierig. In Abb. 6.26 sind die Kraft-Verformungs-Beziehungen der Referenzversuchsserie PO_01 aus Beton der Charge C40(A+B) sowie die der SPO- und der SPOCC-Serie aus Beton der Charge C40(C) gegenübergestellt.

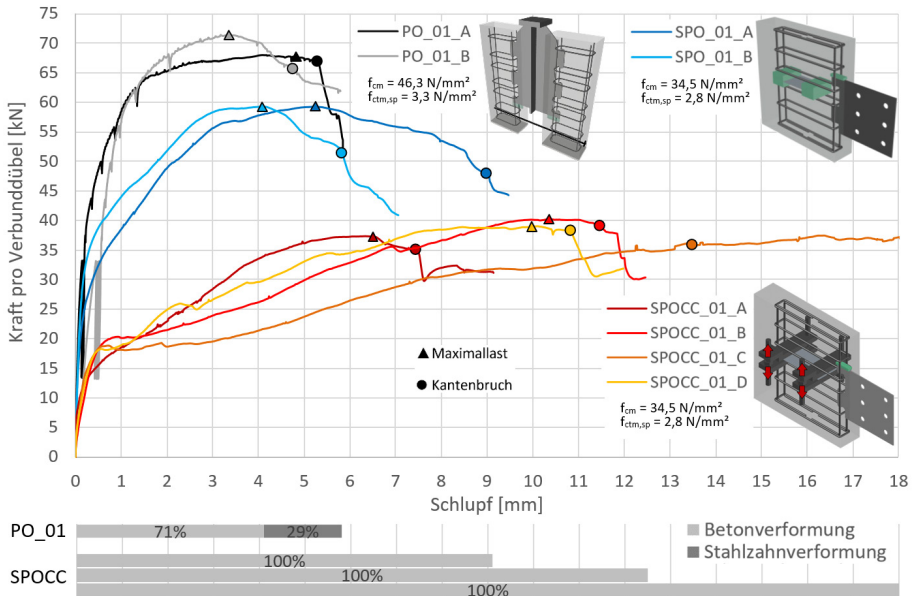


Abb. 6.26: Gegenüberstellung der Kraft-Verformungs-Diagramme von PO-, SPO- und SPOCC-Versuchen (oben) sowie Verformungsanteile aus optischem 3D-Scan (unten)

Die Maximaltragfähigkeiten der SPO-Versuche unterschreiten die der PO_01-Serie mit 59,3 kN pro Verbunddübel bei einem Schlupf von 4,1 mm und 5,2 mm um im Mittel 15%, was auf die geringere Betonfestigkeit zurückgeführt werden kann. Des Weiteren zeigt sich bei den SPO-Versuchen bei einer Belastung von rund 27 kN bzw. 37 kN eine erste ausgeprägte Steifigkeitsreduzierung, bevor sich die zweite Steifigkeitsreduzierung unmittelbar vor Erreichen der Maximaltragfähigkeit einstellt. Vermutlich können beim SPO-Versuch zwei deutlich voneinander getrennte Steifigkeitsreduzierungen beobachtet werden, da sich Effekte, wie die beginnende Pulverisierung des Betongefüges, hier nur vor einem lastübertragenden Stahlzahn einstellen und deshalb stärkeren Einfluss zeigen. Bei einem analogen PO-Versuch überlagert sich ein solcher Effekt über einen größeren Belastungsbereich hinweg, da er im Rahmen der natürlichen Inhomogenität der Probekörpereigenschaften bei jedem der vier Stahlzähne zu einem unterschiedlichen Zeitpunkt eintritt. Nach Überschreitung der Maximallast sinkt die Tragfähigkeit gemäßigt. Die Graphen verhalten sich demnach näherungsweise multilinear. Die Kantenbrüche treten bei Schlupfwerten von 5,9 mm und 9,0 mm ein. Die SPO-Stahlbleche wurden keinem 3D-Scan unterzogen.

Da die SPO- und die SPOCC-Versuche sich in ihren Abmessungen sowie Werkstoffeigenschaften gleichen und lediglich in der Tatsache unterscheiden, dass bei den SPOCC-Versuchen mithilfe von Spreizmanschetten vor der Versuchsdurchführung Querrisse erzeugt wurden, ist ein Vergleich der Serien untereinander möglich. Infolge der eingepprägten Querrisse ist eine deutliche Tragfähigkeitsreduzierung um im Mittel 36% von 59kN auf 38kN festzustellen. In Abb. 6.27 sind die Rissbilder aller SPOCC-Versuch infolge der Risserzeugung vor Versuchsbeginn in einer Zeichnung überlagert. Dabei wird deutlich, dass die Risse zwischen den beiden Spreizmanschetten plan-

mäßig in der Ebene des Rissblechs entstanden sind. Außerhalb der beiden Spreizmanschetten beginnen die Risse allerdings an den Ecken der Aussparungen und strahlen deltaförmig zum Rand hin aus. Der Bereich der Verbunddübel wurde demzufolge nicht wie geplant mit einem konzentrierten Riss vorgeschädigt, sondern in der Regel mit je zwei bis drei Rissen.

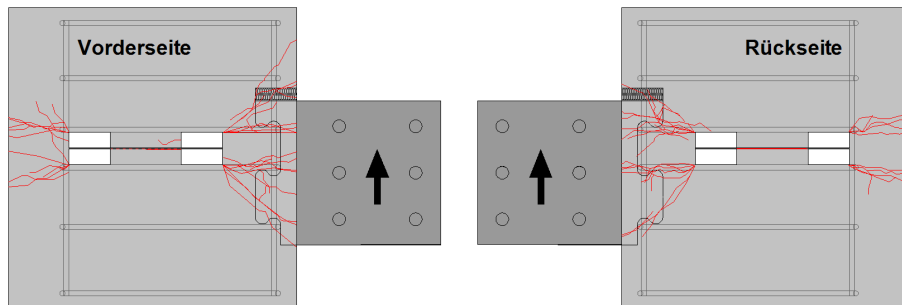


Abb. 6.27: Überlagerung der Rissbilder der SPOCC-Versuche infolge Risserzeugung

Im direkten Vergleich zwischen SPO- und SPOCC-Versuchen wirkt sich dies zuerst auf die Anfangssteifigkeit aus, die bei den Probekörpern mit eingepprägtem Rissbild geringer ist (Abb. 6.26), da der gerissene Beton eine niedrigere Steifigkeit besitzt. Anschließend kann bei allen SPOCC-Versuchen ein signifikanter Steifigkeitsabfall bei einer Laststufe von 18-20 kN verzeichnet werden. In Abb. 6.28 ist exemplarisch das Kraft-Schlupf-Verhalten des Probekörpers SPOCC_D und dessen Oberflächenrissbild dargestellt. Dabei kann festgestellt werden, dass sich bei einem Schlupf von $s \approx 0,9$ mm, bei welchem der erste signifikante Steifigkeitsabfall auftritt, ein vertikaler Riss auf der Vorderseite des Probekörpers ausbildet. Auch im Bereich höherer Belastungen kann ein Zusammenhang zwischen Steifigkeitsabfällen und Rissbildung beobachtet werden. Bei den eingezeichneten Bereichen wirkt sich die Rissbildung in einer temporären Begrenzung der Traglast aus, allerdings führt eine Zunahme der Relativverschiebung zu einer Umlagerung des inneren Kraftflusses, was eine erneute Steigerung der Traglast ermöglicht. Bei diesen Prozessen nimmt die Steifigkeit jedoch sukzessiv ab. Durch die vor Versuchsbeginn eingepprägten Querrisse werden die Kraftumlagerungsmöglichkeiten im Vergleich zu einem zu Beginn unbeschädigten Probekörper reduziert, was sich in einer insgesamt niedrigeren Maximaltragfähigkeit widerspiegelt. Diese wird durch einen Kantenbruch, der auf der Vorderseite bei einem Schlupf ab rund 10 mm entsteht, limitiert.

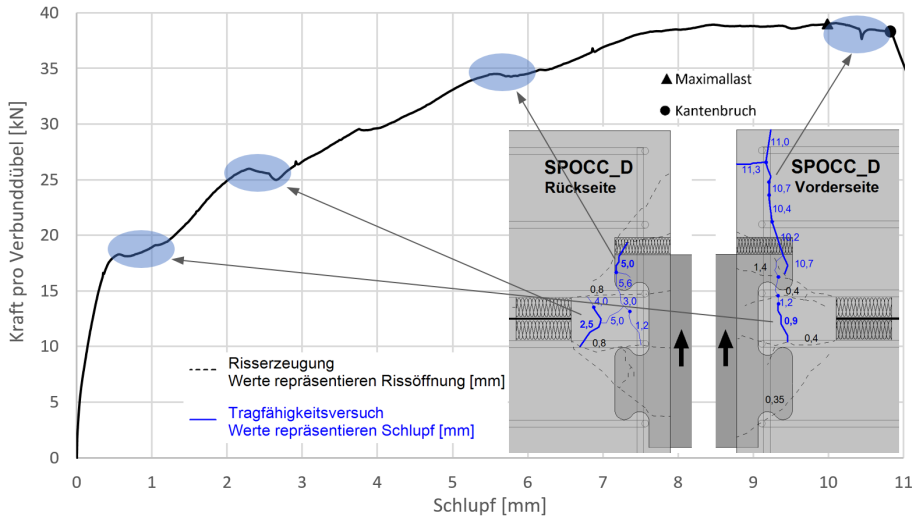


Abb. 6.28: Zusammenhang zwischen dem Kraft-Schlupf-Verhalten des Probekörpers SPOCC_D und dessen Oberflächenrissbild

Im Rahmen der optischen 3D-Messungen werden bei der Serie SPOCC keine plastischen Stahlzahnverformungen festgestellt, sodass der vollständige Schlupf den Betonverformungen zuzuschreiben ist. Die Rissbilder der restlichen SPO- und SPOCC-Versuche sind in Anhang B dargestellt.

6.13 Ergebnisübersicht und Beurteilung

Tab. 6.2: Zusammenfassung der Tragfähigkeiten des Kleinteilversuchsprogramms

	Anzahl	PO 01	PO 02	PO 03	PO 04	PO 05	PO 06	PO 07	PO 08	PO 09	PO 10	PO 11	PO 12	PO 13	PO 15	PO 16	PO 17
Geometrie	-	PZ	CL	PZKL	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ
Skalierung	e_x [mm]	150	150	150	150	200	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
Stahlzahnhöhe	h_d [mm]	40	60	30	40	53	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
Eff. Stahlzahnhöhe	$h_{d,eff}$	29	47	15	29	39	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29
Stahlzahnabstand	-	62	65	75	62	82	124	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62
Fließgrenze	f_{ym} [N/mm ²]	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386
Blechdicke	t [mm]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	6	8
Zylinderdruckfestigkeit	f_{cm} [N/mm ²]	46.3	46.3	46.3	46.3	46.3	46.3	23.5	70.9	46.3	46.3	46.3	46.3	46.3	46.3	35.3	35.3
Spaltzugfestigkeit	f_{ctm} [N/mm ²]	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.1	3.2	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.5	2.5
Plattendicke (y-Richtung)	b_c [mm]	100	100	100	300	100	100	100	100	100	200	100	100	100	100	200	100
Plattenhöhe (z-Richtung)	h_c [mm]	200	200	200	100	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
Einbindtiefe der VDL	$h_E=c_{D,U}$ [mm]	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
Bügelbewehrung je Ausnehmung	-	Ø8	Ø8	Ø8	Ø8	Ø8	Ø8	Ø8	Ø8	Ø8	Ø8	Ø8	Ø8	Ø8	Ø8	Ø8	Ø8
Tragfähigkeit je Verbunddübel	$P_{exp,a}$ [kN]	67.8	72.7	57.8	86.9	85.0	69.9	62.0	87.7	88.3	97.2	74.6	48.9	62.9	71.9	95.7	79.1
	$P_{exp,b}$ [kN]	71.4	70.5	59.7	84.0	77.9	64.8	52.3	90.3	86.6	102	63.5	50.0	66.6	74.5	92.0	79.3
	$P_{exp,m}$ [kN]	69.6	71.6	58.8	85.5	81.5	67.4	57.2	89.0	87.5	99.4	69.1	49.5	64.8	73.2	93.9	79.2
	Abweichung B zu A	5%	-3%	3%	-3%	-8%	-7%	-16%	3%	-2%	4%	-15%	2%	6%	4%	4%	-4%
Variationskoeffizient	COV [%]	4%	2%	2%	2%	6%	5%	12%	2%	1%	3%	11%	2%	4%	3%	3%	0%
Abweichung zu PO_01	[%]	-	-3%	-18%	45%	-5%	-17%	-15%	56%	-2%	14%	-30%	-28%	31%	13%	28%	-16%
Versagensart	Stahlversagen/Kantenbruch	KB	KB	KB	SV	KB	KB	KB	SV	SV	SV	KB	KB	KB	KB	KB	KB

In Tab. 6.2 sind die Maximaltragfähigkeiten aller PO-Probekörper der A-Serie sowie der B-Serie gegenübergestellt. Außerdem wird das arithmetische Mittel beider Serien, die prozentuale Abweichung der B-Serie zur A-Serie und die prozentuale Abweichung des Mittelwertes der jeweiligen Parameterkonfiguration zu dem der Referenzserie PO_01 angegeben. Die letzte Zeile beschreibt den beobachteten Versagensmodus.

In Abb. 6.29 sind die Kraft-Verformungs-Beziehungen der Versuche gegenübergestellt, die große plastische Stahlzahnverformungen aufweisen. Die zwei Graphen der A- und B-Serie, die je Parametervariation durchgeführt wurden, sind darin zugunsten einer besseren Vergleichbarkeit zu Mittelwertgraphen zusammengefasst. Auch die über optische 3D-Messung ermittelten Verformungsanteile sind als Mittelwerte je Probekörperkonfiguration aufgetragen. Anhand des Diagramms ist die gegenseitige Beeinflussung der Beton- und Stahlverformungen erkennbar. Die Steifigkeitsänderung findet bei den Versuchen mit $b_c = 150$ mm dicken Betonplatten (PO_09) auf dem gleichen Lastniveau statt wie bei den Versuchen mit $b_c = 200$ mm dicken Betonplatten (PO_10), allerdings ist die lokale Krümmung des Graphen in diesem Bereich bei den Probekörpern PO_10 stärker. Diese Feststellung korrespondiert mit der Messung der Verformungsanteile. Bei der Konfiguration PO_10 setzt sich der Gesamtschlupf im Mittel zu 86% aus plastischer Stahlzahnverformung zusammen, dies entspricht rund 15 mm. Die Steifigkeitsänderung wird demnach hauptsächlich durch das Plastizieren der Stahlzähne initiiert, was die starke Krümmung in diesem Bereich durch das Erreichen der Fließgrenze erklärt. Da bei diesen Versuchen keine Oberflächenrissbildung festgestellt wurde und die Betonverformungen mit 2,5 mm verhältnismäßig klein sind, ist der Tragfähigkeitszugewinn nach Überschreitung der Steifigkeitsänderung auf die Wiederverfestigung des Stahls zurückzuführen. Bei der Konfiguration PO_09 hingegen findet mit 6,8 mm, was 52% des Gesamtschlupfes entspricht, eine deutlich größere Betonverformung statt. Die Steifigkeitsänderung wird nicht nur durch das Plastizieren der Stahlzähne, sondern auch durch die beginnende Pulverisierung des Betongefüges eingeleitet. Diese beiden sich überlagernden Effekte erklären die vergleichsweise geringere Krümmung des Graphen in diesem Bereich. Die Tragfähigkeitszugewinne nach Überschreitung der Steifigkeitsänderung können ebenfalls durch die Wiederverfestigung des Stahls begründet werden. Da der Widerstand der 150 mm dicken Betonplatten geringer ist, kommt es zur Oberflächenrissbildung, wodurch eine geringere Steifigkeit und eine geringere Maximaltragfähigkeit als bei den Probekörpern PO_10 resultiert.

Bei Probekörpern mit hohem Betonverformungsanteil wird die Tragfähigkeit nach der Steifigkeitsänderung in der Regel durch die zunehmende seitliche Verdrängung des pulverisierten Betongefüges aufrechterhalten, eine Tragfähigkeitssteigerung kann jedoch nur durch hohe Stahlzahnverformungen und den damit aktivierten Wiederverfestigungsbereich des Stahls entstehen. Demnach kann davon ausgegangen werden, dass ein Steifigkeitsabfall, der sich mit vergleichsweise schwacher Krümmung ausbildet und in dessen Anschluss ein näherungsweise konstantes Traglastniveau verzeichnet wird, durch die Pulverisierung des Betongefüges initiiert wurde.

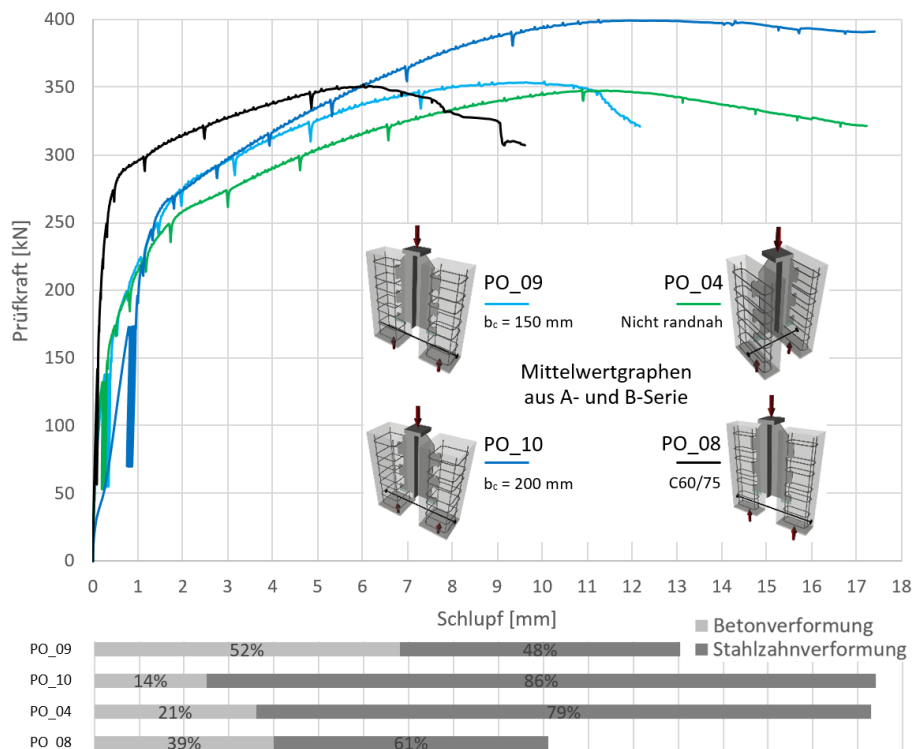


Abb. 6.29: Kraft-Verformungs-Mittelwerte der Versuche mit hoher plastischer Stahlzahnverformung (oben) sowie Verformungsanteile aus optischem 3D-Scan (unten)

Die Probekörperkonfiguration PO_04 unterscheidet sich von PO_10 durch die Abmessungen der Betonplatten und der daran angepassten Bügelbewehrung. Um eine nicht oberflächennahe Einbauposition der Verbunddübelleisten zu erzeugen, werden die Betonplatten mit den Abmessungen 300 mm·100 mm·550 mm hergestellt, die der Konfiguration PO_10, mit deren Hilfe der Einfluss des seitlichen Randabstandes untersucht wird, mit den Abmessungen 200 mm·200 mm·550 mm. Ansonsten besitzen die Probekörper identische Eigenschaften. Bei beiden Versuchsserien setzt sich der Gesamtschlupf näherungsweise aus den gleichen relativen wie absoluten Verformungsanteilen zusammen. In beiden Fällen tritt der Versagensmodus Stahlversagen auf. Dennoch sind die Maximaltragfähigkeiten der Versuche PO_04 mit rund 347 kN um über 50 kN geringer als die der Versuche PO_10.

In Abb. 6.30 sind zwei Visualisierungen der triangulierten 3D-Stahlkörper nach Versuchsende dargestellt. Beide Stahlkörper weisen ähnliche plastische Verformungsmuster auf, neben der diskreten Rissbildung im Bereich der lastzugewandten Stahlzahnfüße ist eine deutliche Rotation der Stahlzähne erkennbar. Bei genauerer Betrachtung kann festgestellt werden, dass diese Rotation vor allem bei den Stahlzähnen SZ1 und SZ2 des Stahlkörpers PO_04_A geringfügig stärker ausgebildet ist als bei den entsprechenden Stahlzähnen in PO_01_B. Dieser Effekt ist auf die Neigung der resultierenden Betondruckstreben zurückzuführen und wurde in Kapitel 6.2

beschrieben. Die beobachtete Abhebung der Betonplatten bei den Versuchen PO_04 in Kombination mit der größeren Stahlzahnrotation und der geringeren Kraftkomponente in der Querszugstange (Abb. 6.31) ist für die Maximaltragfähigkeitseinbußen der Versuche PO_04 gegenüber PO_10 verantwortlich.

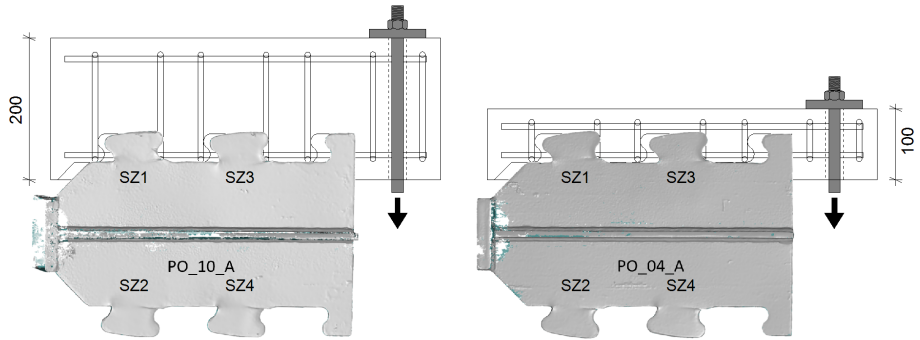


Abb. 6.30: 3D-Scan der verformten Stahlkörper PO_10_A (links) und PO_04_A (rechts)

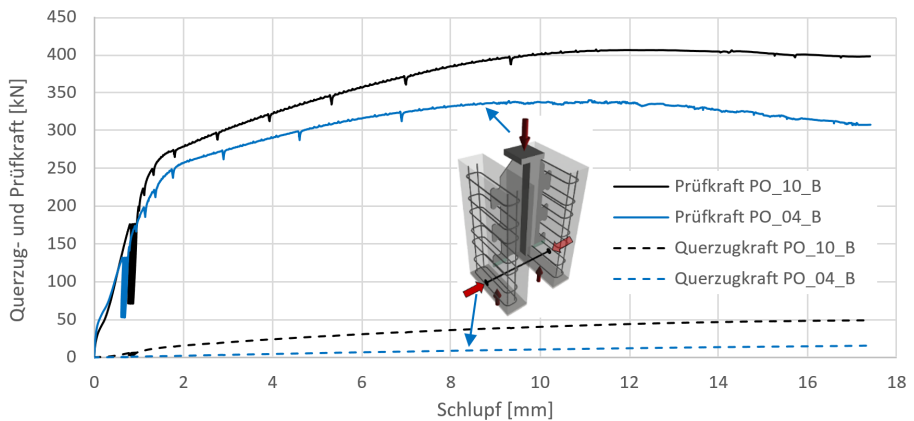


Abb. 6.31: Gegenüberstellung der Kraft-Verformungs-Diagramme für Querszug- und Prüfkraft

Bei der Konfiguration PO_08, bei der die Betonplatten mit Beton der Zielfestigkeit C60/75 ausgeführt wurden, war ebenfalls der Versagensmodus Stahlversagen zu verzeichnen. Der höheren Betonfestigkeit können die gesteigerte Anfangssteifigkeit sowie das höhere Lastniveau beim Erreichen des Steifigkeitsabfalls zugeschrieben werden. Obwohl der Stahlzahnwiderstand aller in Abb. 6.29 gegenübergestellten Versuche gleich ist und sich das Versagen in allen Versuchen durch Stahlfließen einstellt, ist deutlich die gegenseitige Beeinflussung des Stahl- und Betonwiderstandes festzustellen. Ein festerer Beton kann beispielsweise die Rotation der Stahlzähne behindern, was die Biegeverformung reduziert und die Belastbarkeit auf Schubbeanspruchung erhöht. Besitzen die Stahlzähne geringen Widerstand, so können sie ein verformungsinduziertes Kantenbruch-Versagen verursachen.

Auf Grundlage aller in vorangegangenen Kapiteln beschriebenen Beobachtungen wird in Abb. 6.32 das idealisierte Kraft-Verformungs-Verhalten der Push-Out-Probekörper mit oberflächennahen Verbunddübelleisten dargestellt. Eine erste Steifigkeitsreduzierung wird bei diesen Probekörpern in der Regel durch Spaltrisse im Inneren der Betonplatten eingeleitet. Die zweite, deutlich ausgeprägtere Steifigkeitsreduzierung wird entweder durch die Pulverisierung des Betongefüges unterhalb der Stahlzähne oder durch das Plastizieren der Stahlzähne herbeigeführt. Ersteres spiegelt sich in einem ausgedehnten Steifigkeitsreduzierungsbereich gefolgt von einer gemäßigten Tragfähigkeitsabnahme wider, letzteres ist durch eine lokal stärker gekrümmte Kraft-Verformungs-Kurve gefolgt von einer Tragfähigkeitszunahme gekennzeichnet. In Abhängigkeit von der Dimensionierung der beiden Verbundpartner kann auch eine Überlagerung beider Schädigungseffekte auftreten, was in der Regel an einer näherungsweise konstant bleibenden Tragfähigkeit und geringer Verformbarkeit erkennbar ist. Im Hinblick auf die Einhaltung des Duktilitätskriteriums der Verbundmittel $\delta_{uk} \geq 6 \text{ mm}$ nach [DIN EN 1994-1-1] ist eine Dimensionierung sinnvoll, die ein gezieltes Stahlversagen herbeiführt.

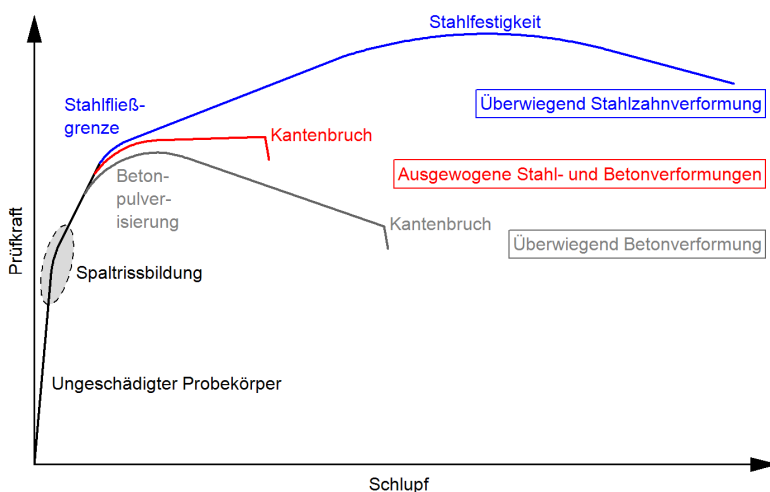


Abb. 6.32: Idealisiertes Kraft-Verformungs-Verhalten von PO-Probekörpern

7 Tragverhalten oberflächennaher Verbunddübelleisten im Bauteil

7.1 Allgemeines

Nach der Untersuchung des Einflusses einzelner Parameter auf das Trag- und Verformungsverhalten von Verbunddübelleisten an Kleinteilversuchen wird die Übertragbarkeit der Erkenntnisse auf Großbauteile erforscht. Die experimentellen Untersuchungen wurden in Zusammenarbeit mit [Alff 2019] durchgeführt und auszugsweise in [Broschart 2019b] und [Broschart 2020] veröffentlicht. Die numerischen Simulationen wurden in Zusammenarbeit mit [Sorg 2019] durchgeführt.

7.2 Versuchsaufbau

Insgesamt werden drei unterschiedliche Verbundträger mit einer Länge von jeweils 6,00 m hergestellt. Die entsprechenden Querschnitte sind in Abb. 7.1 dargestellt.

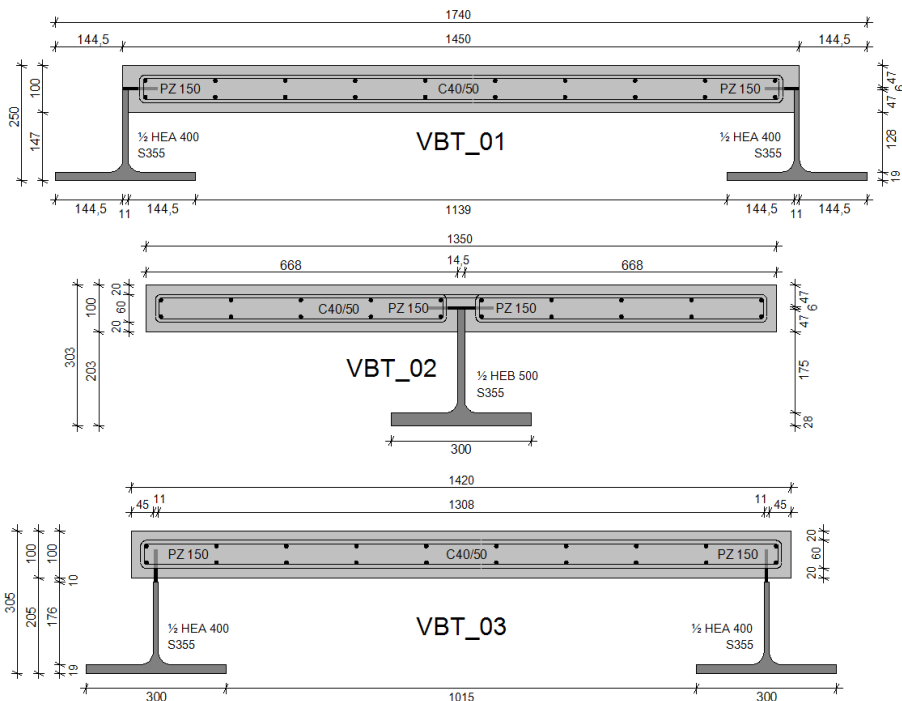


Abb. 7.1: Übersicht der geprüften Verbundträgerquerschnitte

Alle Verbundträger werden mit einer 100 mm dicken Betonplatte der Festigkeitsklasse C40/50 und einer 6 mm dicken Verbunddübelleiste aus Baustahl S355 ausgeführt. Die

Tragverhalten oberflächennaher Verbunddübelleisten im Bauteil

Stahlquerschnitte besitzen ebenfalls die Güte S355 und werden aus zwei halbierten Profilen HEA 400 (VBT-1 und VBT-3) beziehungsweise aus einem halbierten Profil HEB 500 (VBT-2) realisiert. Die Verbunddübelleisten mit einer PZ-Geometrie nach [DIBt 2018] und einem Achsabstand von $e_x = 150$ mm werden entweder liegend (VBT-1 und VBT-2) oder stehend (VBT-3) auf den Steg der halbierten I-Profile geschweißt. Die Betonplattenbreiten betragen zwischen 1350 mm und 1450 mm, die Bauteilhöhen zwischen 250 mm und 305 mm und die Verbunddübelleisten binden jeweils $h_E = 25$ mm in die Betonplatten ein. In allen Fällen liegt mit $c_{D,s} = 47$ mm ein geringer Abstand der Verbunddübelleisten senkrecht zur Betonoberfläche vor, was demzufolge als oberflächennahe Einbauposition zu bezeichnen ist.

Jeder Verbundträger wird zweifach geprüft. Zuerst wird er einer 3-Punkt-Biegeprüfung mit einem Auflagerabstand von $L = 3,90$ m unterzogen, was circa zwei Drittel seiner Gesamtlänge entspricht, wobei eines der beiden Auflager im Abstand von 7,5 cm zum Bauteilrand positioniert wird. Anschließend wird der Träger bei gleichbleibendem Auflagerabstand um 1,95 m verschoben, sodass das gegenüberliegende Auflager nun im Abstand von 7,5 cm zum Bauteilrand liegt (Abb. 7.2).

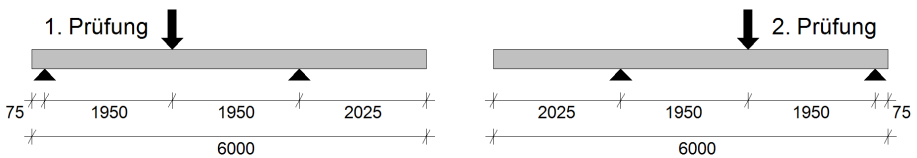


Abb. 7.2: Schematische Darstellung der zweifachen 3-Punkt-Biegeprüfung jedes Verbundträgers

Die beiden Versuche unterscheiden sich zusätzlich zu der Tatsache, dass bei der jeweils zweiten Prüfung bereits Vorschädigungen aus dem Überlappungsbereich im mittleren Drittel des Trägers vorliegen, durch unterschiedliche Bewehrungsanordnungen (Abb. 7.3).

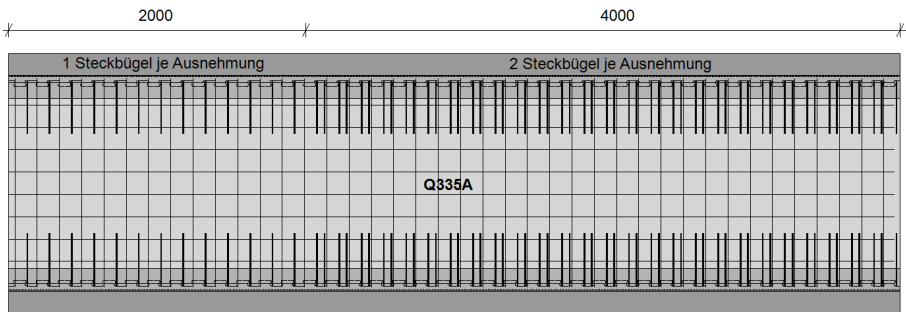


Abb. 7.3: Bewehrungsführung am Beispiel des Verbundträgers VBT-1

Im ersten Drittel der Trägerlänge wird lediglich 1Ø8 mm Bewehrungssteckbügel je Ausnehmung in der lastzugewandten Position platziert, während die restlichen zwei Drittel der Trägerlänge mit jeweils 2Ø8 mm Steckbügeln je Ausnehmung bewehrt werden. Des Weiteren werden in den Verbundträgern jeweils zwei Bewehrungsmatten Q335A aus Ø8 mm Stäben in oberer und unterer Lage angeordnet. Die Variation der Bewehrungsführung über die Trägerlänge wird ein weiteres Mal in Abb. 7.4 für die Verbundträger VBT-1 und VBT-3 visualisiert. Die Bewehrungsführung des Verbundträgers VBT-2 verhält sich analog zu der von VBT-1, jedoch werden zusätzliche Verteilerbewehrungsstäbe Ø8 mm mit einer Länge von 60 cm im Abstand von 15 cm zur Verbindung der beiden Betonplattenhälften oberhalb der Verbunddübelleiste eingelegt.

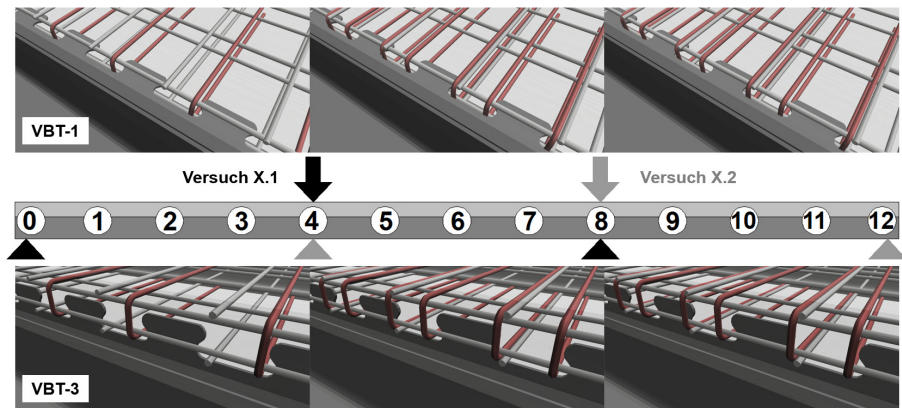


Abb. 7.4: Detailansicht der Bewehrungsführung bei VBT-1 und VBT-3 über die Trägerlänge

Nachfolgende Abbildung zeigt exemplarisch den Aufbau des Verbundträgerversuchs VBT-1.2 mit der angebrachten Messtechnik aus induktiven Wegaufnehmern, Dehnungsmessstreifen (DMS) und faseroptischen Sensoren. Der genaue Einsatz der Messtechnik wird in Kapitel 7.6 erläutert. Die Prüfcylinderlast wird über eine Kalotte in eine Traverse eingetragen, die sie wiederum über ein Elastomer an die Betonoberfläche des Verbundträgers übergibt. Vom Verbundträger wird sie dann in die beiden Auflagerrollen abgetragen, wobei die am Bauteilrand liegende Rolle festgestellt ist, während sich die gegenüberliegende Rolle zweiachsig verdrehen kann.

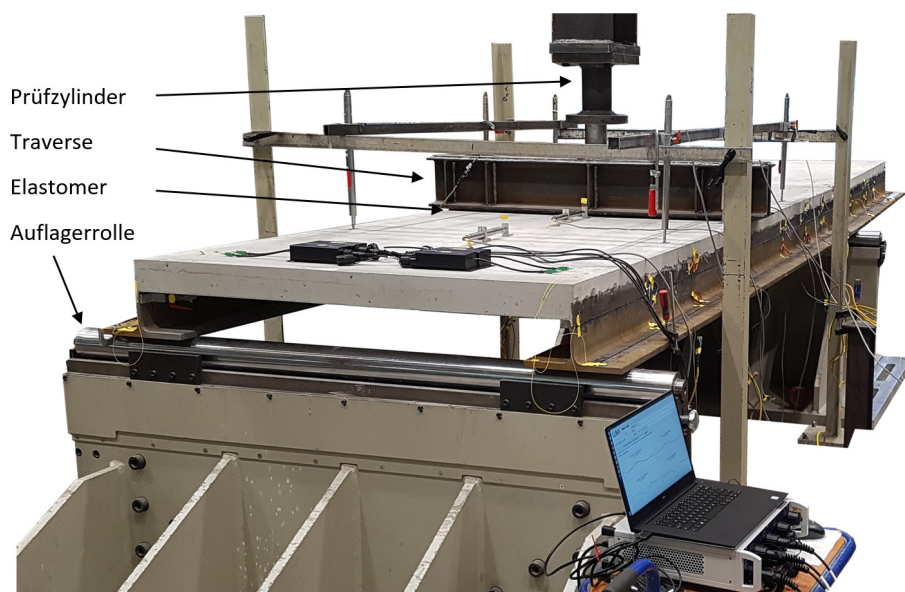


Abb. 7.5: Aufbau des Versuchs VBT-1.2 mit angebrachter Messtechnik

7.3 Versuchsdurchführung

Die Belastung wird weggeregelt mit einer Geschwindigkeit von 0,5 mm/min bis zum Erreichen einer Laststufe von 200 kN aufgebracht, was ungefähr 40% der zuvor berechneten Tragfähigkeit entspricht. Darauf folgt eine Entlastung auf 80 kN. Dieser Be- und Entlastungszyklus wird 25 Mal mit einer Geschwindigkeit von 6 mm/min wiederholt, um den Haftverbund zu lösen und eine Vorbelastungsgeschichte zu simulieren. Anschließend wird die Belastung mit einer Geschwindigkeit von 0,5 mm/min fortgesetzt, wobei die Belastungssteigerung in Lastschritten von 50 kN angehalten wird, um Traganteile aus der Kurzzeitrelaxation des Betons zu identifizieren und so die quasi-statische Kraft-Verformungs-Beziehung ermitteln zu können. Die Durchführung des jeweils ersten 3-Punkt-Biegeversuchs endet, sobald die Traglast auf circa 90% der zuvor erreichten Maximaltragfähigkeit abgefallen ist. Der jeweils zweite 3-Punkt-Biegeversuch wird teilweise bis zu stärkeren Traglastabfällen geprüft, da im Anschluss keine weiteren Versuche mehr am Träger durchzuführen sind und große Schädigungen zugelassen werden können.

7.4 Herstellung der Probekörper

Die PZ-Ausnehmungsgeometrie mit $e_x = 150 \text{ mm}$ nach [DIBt 2018] wird über ein Brennschneideverfahren aus 6 mm dicken Blechen ausgeschnitten. Die so entstandenen Verbunddübelleisten werden mit 4 mm respektive 5 mm Kehlnähten stehend oder liegend auf die Stege der halbierten I-Profile geschweißt (Abb. 7.6). Anschließend werden die Verbundträger im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern im Abstand von jeweils einer Woche aus Transportbeton hergestellt.

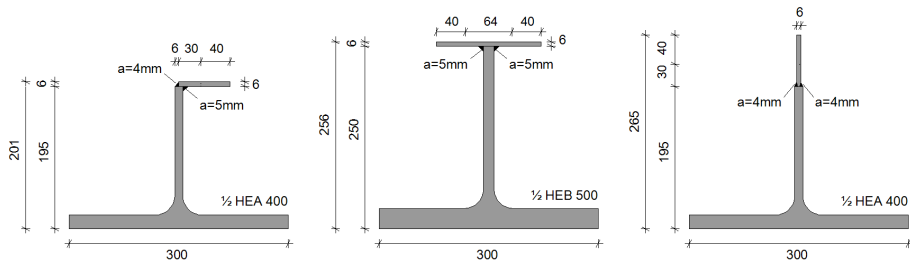


Abb. 7.6: Halbierte I-Profile mit angeschweißten Verbunddübelleisten

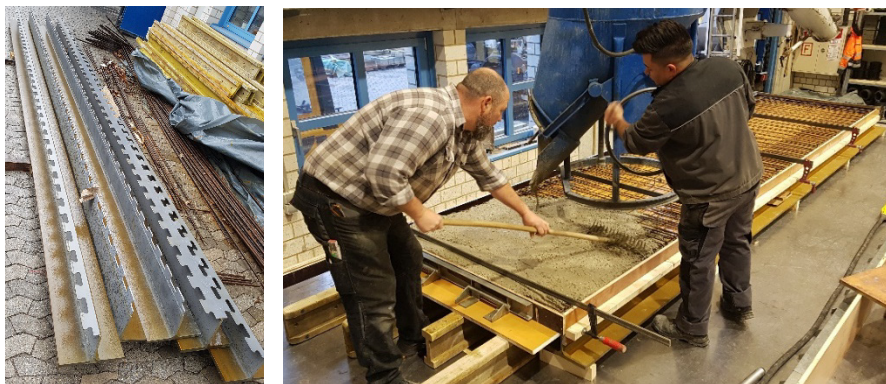


Abb. 7.7: Stahlträger mit angeschweißten Verbunddübelleisten (links) und Betonage des Probekörpers VBT-1 mit Transportbeton (rechts)

7.5 Materialeigenschaften

Die Bestimmung der Festbetoneigenschaften erfolgt durch das Materialprüfamt der Technischen Universität Kaiserslautern nach den Prüfnormen [DIN EN 12390-3, DIN EN 12390-6, DIN EN 12390-13]. Je Betonage werden mindestens drei Zylinderdruckfestigkeits-, drei Würfeldruckfestigkeits- und drei Spaltzugprüfungen durchgeführt. Der Elastizitätsmodul wird an mindestens drei Zylindern bestimmt. Die bestellte Betonrezeptur ist bei allen Verbundträgern gleich und soll zur Zielfestigkeitsklasse C40/50 führen. Bei der dritten Betonage weist der Transportbeton allerdings deutliche

Überfestigkeiten auf. Die Festbetoneigenschaften sind in nachfolgender Tabelle zusammengetragen.

Tab. 7.1: Festbetoneigenschaften

Eigenschaft	Formelzeichen	Einheit	VBT-1	VBT-2	VBT-3
Zylinderdruckfestigkeit [DIN EN 12390-3]	f_{cm}	[N/mm ²]	47,3	41,5	66,6
	$V_{f_{cm}}$	[%]	1,0%	1,3%	0,9%
Würfeldruckfestigkeit [DIN EN 12390-3]	f_{cm}	[N/mm ²]	50,8	48,1	74,7
	$V_{f_{cm}}$	[%]	1,6%	2,8%	1,0%
Spaltzugfestigkeit [DIN EN 12390-6]	$f_{ctm,sp}$	[N/mm ²]	3,6	3,2	4,2
	$V_{f_{ctm,sp}}$	[%]	6,6%	3,6%	5,0%
Zugfestigkeit [DIN EN 1992-1-1]	$f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ctm,sp}$	[N/mm ²]	3,2	2,9	3,7
Elastizitätsmodul [DIN EN 12390-13]	E_{cm}	[N/mm ²]	28.900	28.100	34.000
	$V_{E_{cm}}$	[%]	2,1%	2,8%	3,7%

Die Bestimmung der Stahlfestigkeitseigenschaften erfolgt an mindestens drei Zugprobekörpern, die gemäß [DIN 50125] in Form E per Wasserstrahl-Schneidverfahren hergestellt und in Anlehnung an [DIN EN ISO 6892-1] geprüft werden. Nachfolgende Tabelle stellt die untersuchten Eigenschaften gegenüber.

Tab. 7.2: Baustahleigenschaften

Eigenschaft	Formelzeichen	Einheit	VBT-1	VBT-2	VBT-3
Fließgrenze	$f_{y,m}$	[N/mm ²]	399	403	414
	$V_{f_{y,m}}$	[%]	0,4%	6,2%	3,7%
Zugfestigkeit	$f_{u,m}$	[N/mm ²]	525	513	522
	$V_{f_{u,m}}$	[%]	2,5%	1,1%	0,4%

7.6 Messtechnik

7.6.1 Allgemeines

Insgesamt werden pro Verbundträgerversuch bis zu 20 induktive Wegaufnehmer, 30 DMS und 4 faseroptische Sensoren zu Verformungs- und Dehnungsmessungen eingesetzt. In Abb. 7.8 wird exemplarisch die am Verbundträgerversuch VBT-1.2 angebrachte Messtechnik dargestellt. Die Positionierung der Messtechnik an den restlichen Versuchen erfolgt analog. In der Zeichnung sind Messschnitte mit den Nummern ① bis ⑫ markiert, die zur Bezeichnung der jeweiligen Messsensoren dienen. Die Auflager werden hier in einem Abstand von 3,90 m an den Stellen ④ sowie ⑫ platziert und mittig dazu die Lasteinleitung (Stelle ⑧). Die darauffolgende

Abbildung hebt jede Kategorie der angebrachten Messtechnik einmal exemplarisch hervor.

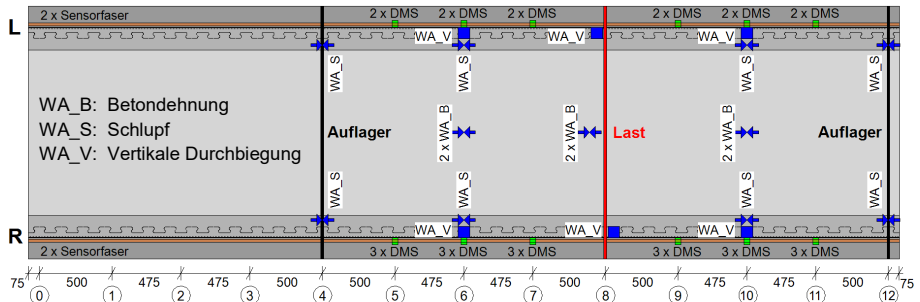


Abb. 7.8: Schematische Darstellung der an Versuchskörper VBT-1.2 angebrachten Messtechnik

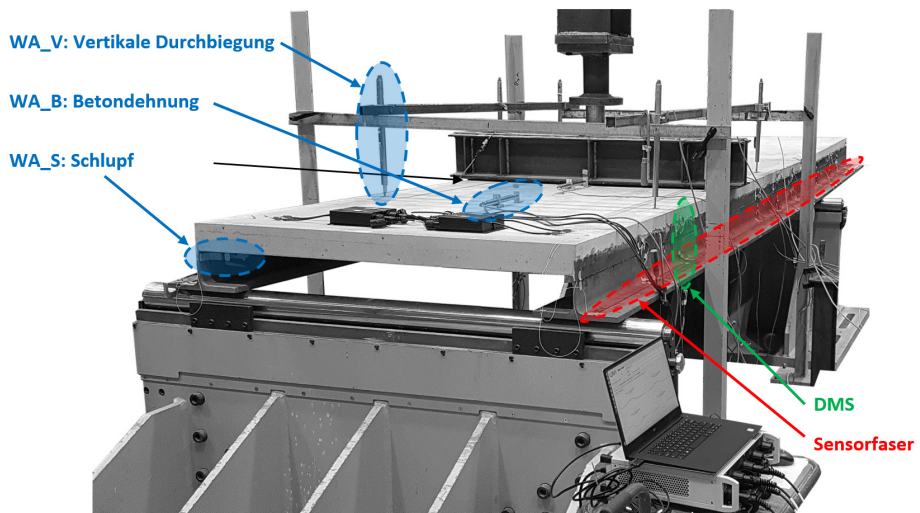


Abb. 7.9: Markierung der an Versuchskörper VBT-1.2 angebrachten Messtechnikkategorien

7.6.2 Induktive Wegaufnehmer

Zur Messung der vertikalen Durchbiegung werden am Versuch VBT-1.2 je zwei induktive Wegaufnehmer an den Schnitten ⑥, ⑧ und ⑩ über eine externe Tragkonstruktion angebracht (Abb. 7.9). An den gleichen Stellen wird je ein induktiver Wegaufnehmer mittig an der Ober- sowie an der Unterseite der Betonplatte zur Bestimmung der Betondehnung platziert. Die Messlänge, über die die Wegaufnehmer die Verformungen aufzeichnen, beträgt $L_0 = 200 \text{ mm}$. Anschließend wird die Verformung in eine Dehnung umgerechnet. Außerdem werden jeweils zwei Wegaufnehmer in den Schnitten ④, ⑥, ⑩ und ⑫ an der Betonplatte befestigt, deren Tast-

spitzen auf an die Stahlstege geklebte Winkel geführt werden. Damit kann der Relativschlupf zwischen Stahl und Beton aufgezeichnet werden.

7.6.3 Dehnungsmessstreifen

An den Schnitten ⑤, ⑥, ⑦, ⑨, ⑩ und ⑪ werden jeweils fünf DMS appliziert, zwei am linken und drei am rechten Stahlprofil, sowohl an den Untergurten als auch an den Stahlstegen. Dies ermöglicht die Bestimmung der Dehnungsebenen des Stahlprofils an den entsprechenden Messschnitten und infolgedessen auch die Berechnung des Spannungszustandes beziehungsweise der inneren Schnittgrößen (Kapitel 7.8).

7.6.4 Faseroptische Sensormesstechnik

Neben dem Einsatz konventioneller Messtechnik wird die Dehnung der Stahlprofile an den Untergurten sowie an den Stegen mithilfe von bis zu vier faseroptischen Sensoren je Versuch aufgezeichnet. Dieses Messsystem nutzt Glasfasern, die mithilfe eines kalt aushärtenden Zweikomponenten-Epoxidklebstoffs über die Trägerlänge appliziert werden (Abb. 7.10). Zur Messung sendet ein sogenannter Interrogator Lichtsignale durch die Glasfasern. Eine lokale Dehnung der Fasern verursacht eine Änderung der Wellenlänge des durch Rayleigh-Streuung reflektierten Lichtes, was wiederum vom Interrogator aufgezeichnet und zu einer Dehnung umgerechnet wird [Luna 2019]. Je Faser wird auf diese Weise die Dehnung an über 3000 Stellen im Abstand von 1,3 mm über die Trägerlänge erfasst.



Abb. 7.10: Applizierung der Glasfaser: Positionierung (links) und Aufkleben (rechts)

7.7 Versuchsergebnisse

7.7.1 Allgemeine Ergebnisse

Das Kraft-Durchbiegungs-Verhalten der sechs durchgeführten Verbundträgerversuche ist in Abb. 7.11 zusammenfassend dargestellt. Grundsätzlich kann festgestellt werden, dass die Anfangssteifigkeit bei der jeweils ersten 3-Punkt-Biegeprüfung eines Verbundträgers größer ist, als bei der zweiten Versuchsdurchführung. Dies ist vor allem darauf zurückzuführen, dass die Verbunddübel im Überlappungsbereich der beiden 3-Punkt-Biegeversuche, also in dem 1,95 m langen Bereich in Trägermitte, bei der ersten Versuchsdurchführung eine Längsschubbeanspruchung in die eine Richtung erfahren und sich dahingehend verformen, wodurch in den lastabgewandten Bereichen der Verbunddübel lokal Hohlräume auftreten. Beim zweiten 3-Punkt-Biegeversuch werden die Verbunddübel im Überlappungsbereich einer Längsschubbeanspruchung in die entgegengesetzte Richtung ausgesetzt. Aufgrund der zuvor entstandenen Hohlräume findet in diesen Bereichen eine vergleichbare Kraftübertragung erst bei größeren Schlupfwerten statt, die wiederum eine größere Durchbiegung der Verbundträger erfordern. Die beschriebenen Effekte spiegeln sich demnach in der geringeren Anfangssteifigkeit der jeweils zweiten 3-Punkt-Biegeversuche wider (VBT-1.2, VBT-2.2 und VBT-3.2).

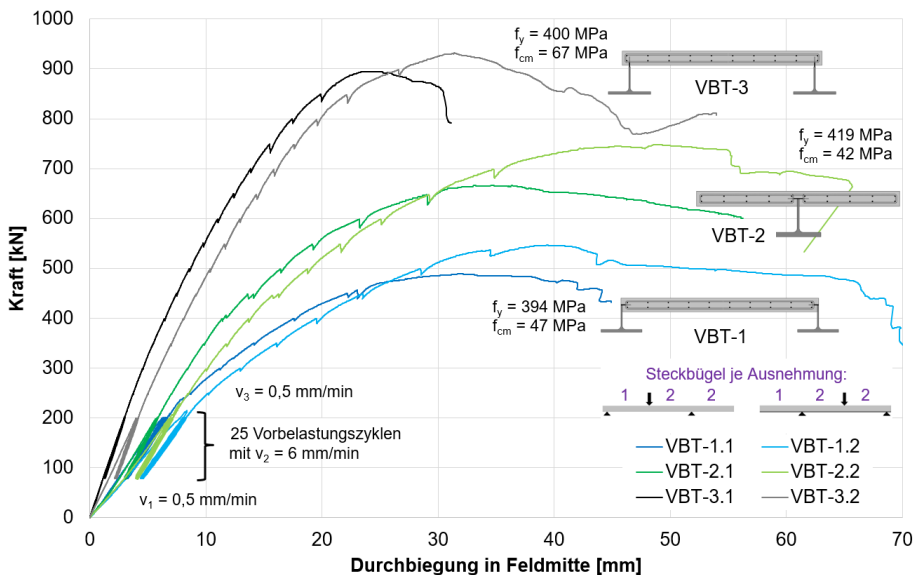


Abb. 7.11: Kraft-Durchbiegungs-Verhalten der Verbundträgerversuche

In Abb. 7.12 werden die Maximaltragfähigkeiten der sechs Verbundträgerversuche zusammengefasst.

Tragverhalten oberflächennaher Verbunddübelleisten im Bauteil

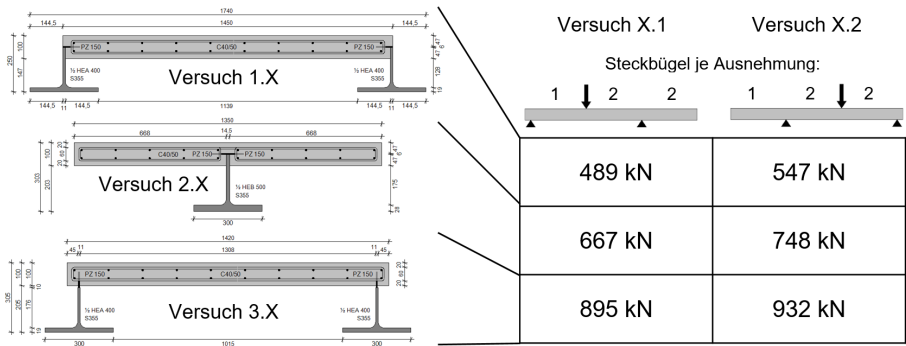


Abb. 7.12: Gegenüberstellung der Maximaltragfähigkeiten der Verbundträgerversuche

Die höheren Tragfähigkeiten der Verbundträger VBT-2 und VBT-3 im Vergleich zu VBT-1 sind in erster Linie auf die größeren Querschnittshöhen zurückzuführen. Bei VBT-1 beträgt diese $h_1 = 250$ mm, wohingegen sie sich bei VBT-2 auf $h_2 = 303$ mm und bei VBT-3 auf $h_3 = 305$ mm beläuft. Außerdem ist festzustellen, dass die maximale Tragfähigkeit des jeweils zweiten 3-Punkt-Biegeversuchs trotz der zuvor beschriebenen geringeren Anfangssteifigkeiten bei VBT-1 um 11% höher, bei VBT-2 um 13% höher und bei VBT-3 um 4% höher liegt als die des jeweils ersten Versuchs. Diese Tatsache ist der höheren Steckbügelanzahl je Ausnehmung innerhalb der Längsschubübertragungsbereiche der jeweils zweiten 3-Punkt-Biegeversuche geschuldet. Während hier der gesamte Bereich zwischen den Auflagern mit zwei Steckbügeln je Ausnehmung ausgestattet ist, ist der Bereich zwischen Randaufleger und Lasteinleitung bei den jeweils ersten 3-Punkt-Biegeversuchen lediglich mit einem lastzugewandten Steckbügel je Ausnehmung bestückt (Abb. 7.13).

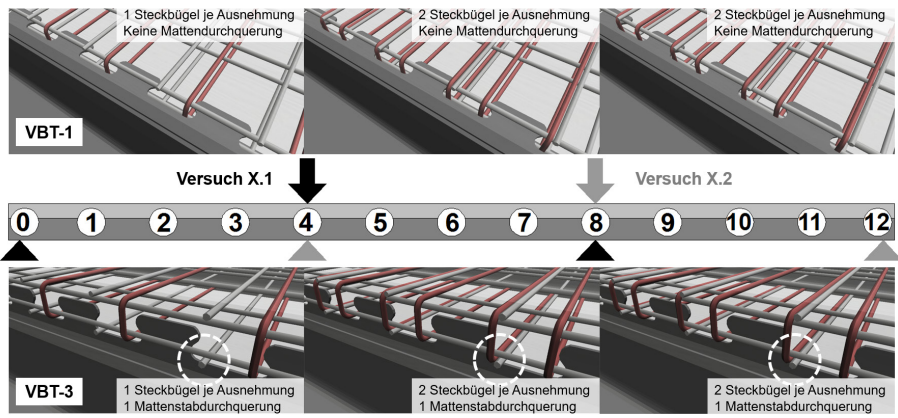


Abb. 7.13: Detailansicht der Bewehrungsführung bei VBT-1 und VBT-3 über die Trägerlänge

Die höheren Tragfähigkeiten des Verbundträgers VBT-3 im Vergleich zu VBT-2 sind einerseits auf die um 30% größere Stahlträgerquerschnittsfläche sowie den tiefer

liegenden Stahlträgerschwerpunkt zurückzuführen, der einen größeren inneren Hebelarm der resultierenden Normalkräfte N_a und N_c erzeugt. Darüber hinaus ist Verbundträger VBT-3 hinsichtlich der Bewehrungsführung als Sonderfall anzusehen, da die untere der beiden Q335 Bewehrungsmatten durch die Ausnehmung geführt wird (Abb. 7.13, unten). Somit durchquert zusätzlich zu den Steckbügeln ein weiterer $\varnothing 8\text{mm}$ Bewehrungsstab die Ausnehmung und trägt zur Längsschubtragfähigkeitssteigerung bei. Dies erklärt auch die Tatsache, dass der Tragfähigkeitsunterschied zwischen VBT-3.1 und VBT-3.2 lediglich 4% beträgt. Während sich bei den Verbundträgern VBT-1 und VBT-2 die Querbewehrungsanzahl je Ausnehmung im Randfeld des zweiten 3-Punkt-Biegeversuchs im Vergleich zum ersten verdoppelt, findet bei VBT-3 lediglich eine Zunahme der Querbewehrungsanzahl im Randfeld um 50% statt. Zwar trägt die lastzugewandte Querbewehrung, wie in Kapitel 6.11 gezeigt wurde, in deutlich höherem Maße zur Tragfähigkeit der Verbunddübel bei, allerdings beteiligt sich auch die lastabgewandte Bewehrung mit circa einem Zehntel an der Verbunddübeltragfähigkeit.

7.7.2 Ergebnisse des Verbundträgerversuchs VBT-1.2

Im Weiteren werden die Ergebnisse des Verbundträgerversuchs VBT-1.2 exemplarisch gezeigt und erläutert, die vollständigen Ergebnisse der übrigen Verbundträgerversuche werden in Anhang D aufgeführt. In Abb. 7.14 (links) ist das Kraft-Verformungs-Verhalten des Versuchs VBT-1.2 dargestellt. Darin ist der Zeitpunkt markiert, bei dem es zur großflächigen Abplatzung der Betondeckung, also dem in Abb. 7.14 (rechts) gezeigten Kantenbruch, kam. Dabei wird deutlich, dass das augenscheinliche Versagensbild erst nach Überschreitung der Maximallast auftritt. In Kapitel 8 wird ausführlich erläutert, wie sich bei oberflächennahen Verbunddübelleisten die versagensrelevanten Rissbilder auf Höchstlastniveau im Inneren einstellen und im Anschluss zunehmend zur Oberfläche hin ausbreiten. Damit tritt der Kantenbruch in der Regel zeitverzögert in Erscheinung.

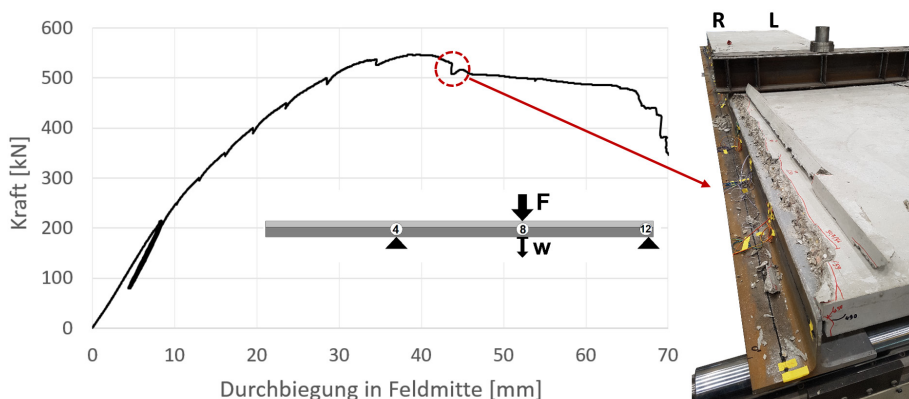


Abb. 7.14: Kraft-Durchbiegungs-Verhalten des Versuchs VBT-1.2 (links) und Kantenbruch am rechten Stahlträger (rechts)

Die Relativverschiebung zwischen Stahlprofil und Betonplatte, die mithilfe induktiver Wegaufnehmer an den Messschnitten ④, ⑥, ⑩ und ⑫ aufgezeichnet wurde (Kapitel 7.6), ist in Abb. 7.15 bei unterschiedlichen Laststufen für den rechten Stahlträger dargestellt, also für jene Seite, auf der der Kantenbruch eintrat.

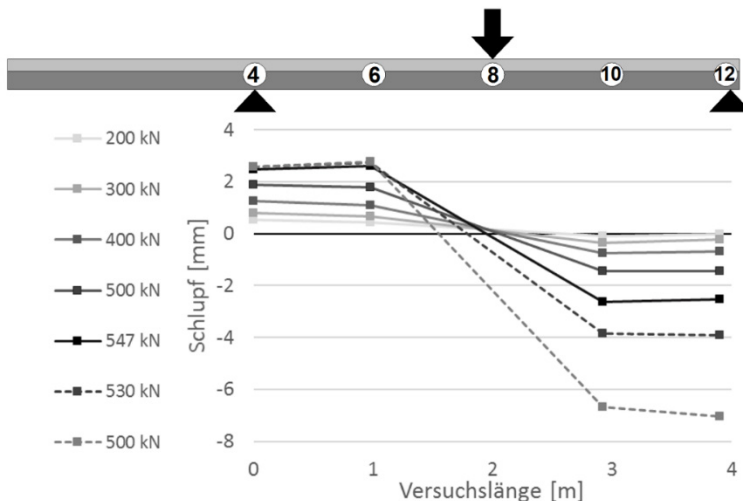


Abb. 7.15: Relativschlupf zwischen rechtem Stahlprofil und Betonplatte unter zunehmenden Laststufen

Bis zum Erreichen der Maximallast stellt sich der Schlupf an jedem der vier gezeigten Messschnitte mit 2,5 - 2,6 mm in der gleichen Größenordnung ein, woraus auf eine in diesen Bereichen gleichmäßige Verteilung der Längsschubkraft geschlossen werden kann. Erst nach Überschreitung der Maximallast (Strichlinien in Abb. 7.15) zeichnet sich eine deutliche Schlupfzunahme auf jener Trägerseite ab, auf der der Kantenbruch eintrat.

Abb. 7.16 zeigt die Untergurtdehnung des rechten Stahlträgers, die an dessen Oberseite mit einem faseroptischen Sensor über den gesamten Bereich zwischen den Auflagern sowie lokal mit daneben applizierten DMS gemessen wurde.

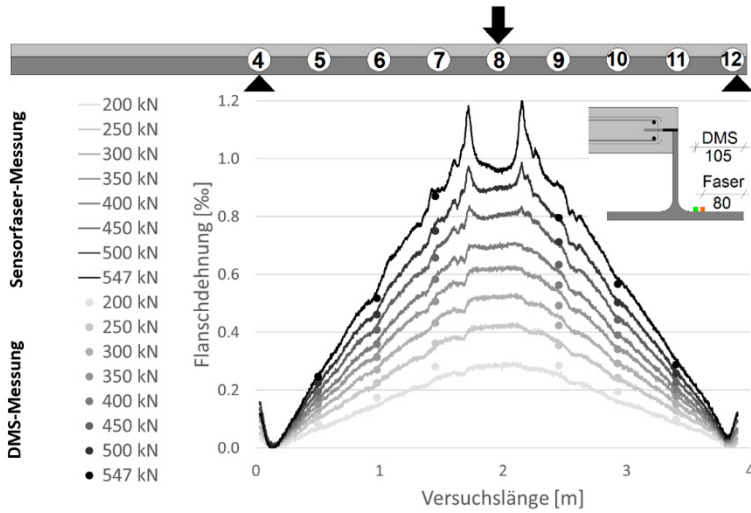


Abb. 7.16: Messung der Untergurtdehnung des rechten Stahlträgers mit Sensorfaser und DMS unter zunehmenden Laststufen

Grundsätzlich ist eine gute Übereinstimmung der beiden Messsysteme zu verzeichnen. Die Stahlzugdehnungen befinden sich unter Maximallast noch im elastischen Werkstoffbereich. Unmittelbar neben der Lasteinleitung bilden sich Dehnungsanstiege aus, was auf den dortigen Diskontinuitätsbereich zurückgeführt werden kann (Abb. 7.17). Es ist anzunehmen, dass sich die Last von der Traverse aus näherungsweise dreiecksförmig nach unten in den Stahlträger ausbreitet, ähnlich wie ein Druckgewölbe. Am Übergang dieses Lasteinleitungsdreiecks zu den Balkentheoriebereichen des Trägers kommt es zu größeren Spannungen als an der Basis des Dreiecks.

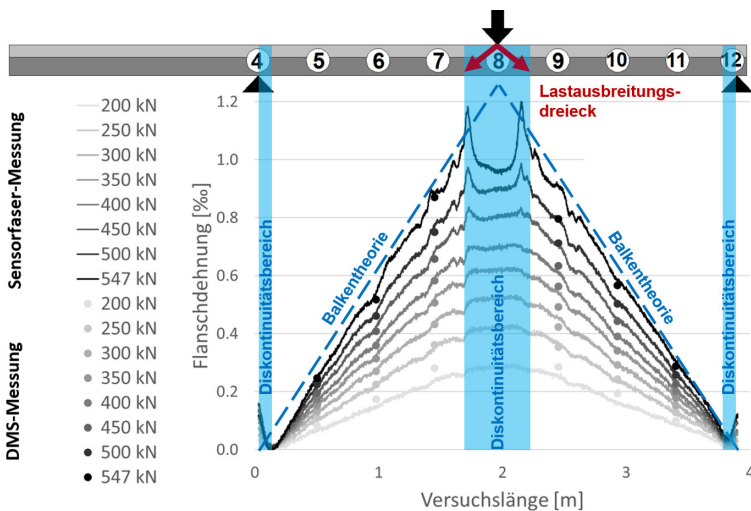


Abb. 7.17: Messung der Untergurtdehnung mit eingezeichneten Diskontinuitätsbereichen

Aus dem gleichen Grund kommt es an den Auflagern durch die lokal sehr hohen Querpressungen des Untergurtes zu Dehnungsanstiegen, obwohl dort nach Balkentheorie weder Biegemomente noch Stahldehnungen zu erwarten sind. Zwischen den Diskontinuitätsbereichen kann von der Gültigkeit der Balkentheorie ausgegangen werden. Demzufolge ist der Dehnungsverlauf näherungsweise affin zum dreiecksförmigen Verlauf der Momentenbeanspruchung des 3-Punkt-Biegeversuchs.

Abb. 7.18 stellt analog die gemessenen Dehnungen am Stahlsteg dar. Hier kann mit zunehmender Belastung eine Stauchung des Steges im Feldbereich infolge der vorherrschenden Biegedruckbeanspruchung beobachtet werden. Über dem linken Auflager (Schnitt ④), also am Übergang zum auskragenden Teil des Trägers, treten im Gegensatz zum rechten Randauflager (Schnitt ⑫) Zugdehnungen im Steg auf. Da an Schnitt ④ ein Schlupf von bis zu 2,6 mm gemessen wurde (Abb. 7.15), ist davon auszugehen, dass auch im auskragenden Teil des Trägers aufgrund der Verbundwirkung der beiden Partner eine Betondrucknormalkraft und eine entgegengesetzt gleich große Stahlzugnormalkraft entstehen. Die aus dem Versatz der beiden Kraftwirkungslinien resultierende innere Momenteneinwirkung muss durch ein negatives Biegemoment im Stahlträger kompensiert werden, da in diesem Bereich keine äußere Momentenbeanspruchung vorliegt. Eigengewichtseffekte sind in den vorliegenden Aufzeichnungen isoliert, da die Dehnungsmessungen zum Start des Versuchs tariert wurden. Der beschriebene Effekt erklärt die Zugdehnungen des Steges an Schnitt ④.

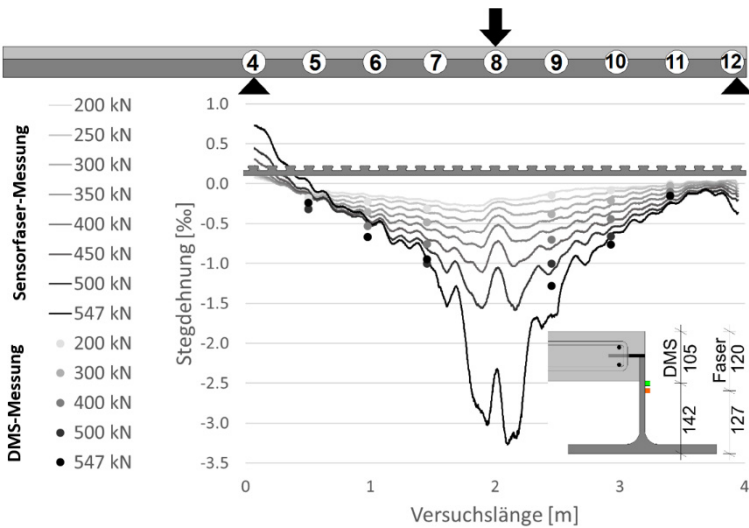


Abb. 7.18: Messung der Stegdehnung des rechten Stahlträgers mit Sensorfaser und DMS unter zunehmenden Laststufen

Neben der Stegdehnung aus der globalen Tragwirkung des Verbundträgers können darüber hinaus lokale Effekte aus dem Lastabtrag der einzelnen Verbunddübel beobachtet werden. Die Dehnungsmessungen des faseroptischen Sensors mäandrieren um die globale Dehnungskurve mit lokalen Minima und Maxima im

Abstand von jeweils circa 0,15 m, was dem Achsabstand der einzelnen Stahlzähne entspricht. Zu sehen ist demzufolge die Superposition der Dehnung aus globaler und lokaler Tragwirkung. Im Bereich der Lasteinleitung übersteigt die aufgezeichnete Dehnung stellenweise die Fließdehnung, die bei circa 2,0‰ liegt.

Schließlich wird in Abb. 7.19 noch exemplarisch eine Übersicht der Dehnungsebenen des rechten Stahlquerschnittes an den Messschnitten ⑤, ⑥, ⑦, ⑨, ⑩ und ⑪ unter zunehmender Belastung gezeigt, die über je drei DMS bestimmt wurden. Insgesamt treten in Feldmitte größere Dehnungen auf als in Auflagernähe, wobei sich die Dehnungsebenen in der linken Feldhälfte betragsmäßig näherungsweise symmetrisch zur rechten Feldhälfte einstellen. Mithilfe der sich daraus ergebenden Krümmung des Stahlträgers lässt sich die Momentenbeanspruchung an den jeweiligen Schnitten berechnen. Das Versagensbild des vorgestellten Verbundträgerversuchs, welches sich durch ein Abplatzen der Betondeckung äußert, ist mit dem der Push-Out-Probe-körper des Kleinteilversuchsprogramms vergleichbar, bei denen es typischerweise ebenfalls zum Kantenbruch kommt.

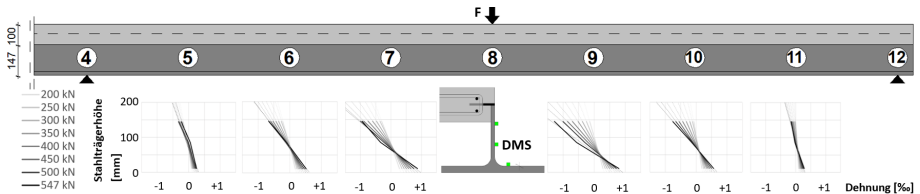


Abb. 7.19: Dehnungsebenen des Stahlquerschnittes an unterschiedlichen Messschnitten

Auf Grundlage der Dehnungsebenen der Stahlquerschnitte können die vorherrschenden Schnittgrößen des Verbundträgers berechnet werden, was in folgendem Kapitel beschrieben wird. Im Anschluss ist ein Vergleich der Verbunddübeltragfähigkeit aus dem Kleinteilversuchsprogramm mit der Längsschubtragfähigkeit je Verbunddübel im Bauteilversuch möglich.

7.8 Schnittgrößenberechnung

7.8.1 Vorgehensweise

Die Vorgehensweise zur Bestimmung der vorherrschenden Schnittgrößen der Verbundträgerversuche wird im Nachfolgenden am Beispiel des Versuchs VBT-1.2 erläutert. Wie bereits im vorangegangenen Kapitel gezeigt wurde, liegen die mithilfe von faseroptischen Sensoren und DMS ermittelten Stahlprofildehnungen vor. Auf Grundlage dieser Daten können die Dehnungsebenen der Stahlträger berechnet werden. Mit zunehmender Bauteildurchbiegung findet in Übereinstimmung mit der Teilverbundtheorie nach [DIN EN 1994-1-1] zwar ein Relativschlupf zwischen den Verbundpartnern statt, wodurch die Hypothese des Ebenbleibens der Querschnitte ihre Gültigkeit verliert, was allerdings für die Dehnungsebenen der Stahlprofile unerheblich ist. Die Stahlquerschnitte können nach wie vor als eben angenommen werden. Abb. 7.20 zeigt schematisch, wie mithilfe der Dehnungsmessungen dreier DMS lokal an einem Messschnitt die Dehnungsebenen für unterschiedliche Laststufen über eine lineare Regressionsanalyse bestimmt werden können. Die Bestimmungsgleichung der linearen Regressionsgeraden lautet:

$$\varepsilon(z) = \frac{\sum_{i=1}^n (z_i - z_m) \cdot (\varepsilon_i - \varepsilon_m)}{\sum_{i=1}^n (z_i - z_m)^2} \cdot (z - z_m) + \varepsilon_m \quad (7.1)$$

Gleichermaßen lassen sich die Dehnungsebenen über die Messergebnisse der faseroptischen Sensoren kontinuierlich über die Trägerlänge berechnen. Die Dehnungsebenen können im Bereich des linear-elastischen Werkstoffverhaltens über den Zusammenhang $\sigma = \varepsilon \cdot E$ in Spannungsverläufe umgerechnet werden. Für den Betonquerschnitt ist eine Extrapolation der Dehnungsebene, wie in Abb. 7.20 dargestellt, nur solange möglich, wie sich kein Relativschlupf zwischen Stahl und Beton einstellt und der Verbundquerschnitt somit ebenbleibt. Anschließend tritt ein Dehnungssprung zwischen den Verbundpartnern auf und es kann nur noch von einer Krümmungsgleichheit der beiden Teilquerschnitte ausgegangen werden.

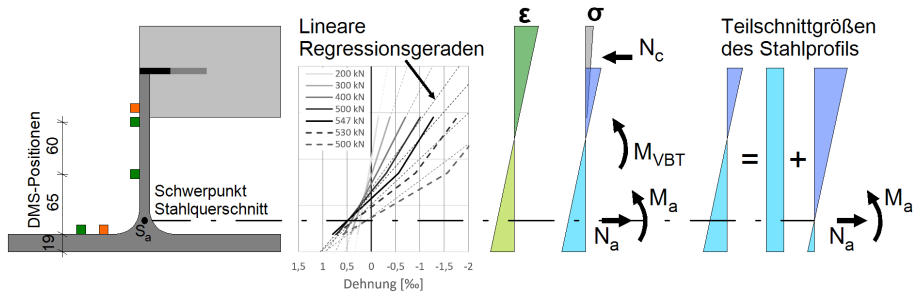


Abb. 7.20: Vorgehensweise zur Bestimmung der Dehnungsebenen des Stahlquerschnittes sowie der resultierenden Spannungsverteilungen im elastischen Bereich

Die Stahldehnungsebene kann mithilfe der auf dem Stahlquerschnitt angebrachten Messtechnik jedoch zu jedem Zeitpunkt unabhängig davon bestimmt werden. Schließlich lassen sich aus dem Stahlspannungsverlauf die auf die Schwerachse des Stahlprofils bezogenen Teilschnittgrößen M_a und N_a berechnen.

Teilweise übersteigen die Randdehnungen der Stahlprofile in der Nähe der Lasteinleitung die elastische Grenzdehnung, die ungefähr $\epsilon_{el} = 2,0\text{‰}$ beträgt, was in diesen Bereichen eine plastische Spannungs- und Schnittgrößenberechnung erforderlich macht. Da die maximalen Randdehnungen nicht in der Größenordnung des Wiederverfestigungsbereichs des Stahls liegen, wird zur plastischen Berechnung ein bilineares Werkstoffgesetz zugrunde gelegt. Für den Untergurt, für den Stegbereich, in dem der Stahl im Bereich des linear-elastischen Werkstoffverhaltens bleibt, und für den Stegbereich, in dem der Stahl plastiziert, werden unter Annahme der entsprechenden Spannungsverläufe die resultierenden Teilnormalkräfte berechnet. Deren Summe gleicht der Stahlnormalkraft N_a und über deren jeweilige Abstände zur Schwerachse des Stahlprofils lässt sich das Stahlmoment M_a bestimmen. Die beschriebene Vorgehensweise ist in Abb. 7.21 schematisch veranschaulicht.

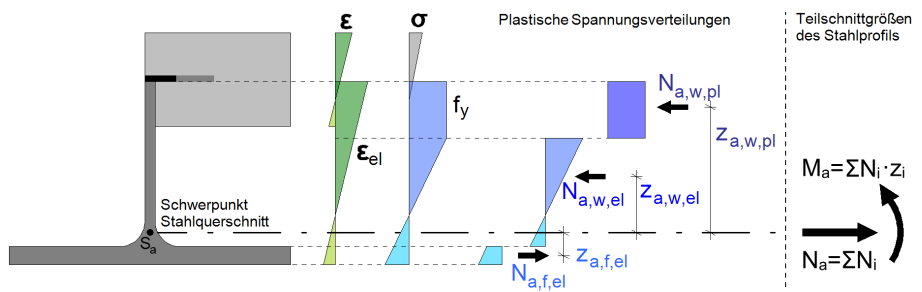


Abb. 7.21: Vorgehensweise zur Bestimmung der Dehnungsebenen des Stahlquerschnittes sowie der resultierenden Spannungsverteilungen im plastischen Bereich

Da keine äußeren Normalkräfte auf den Verbundträger wirken, muss der Stahlnormalkraft N_a zur Aufrechterhaltung des horizontalen statischen Gleichgewichts eine entgegengesetzt gleich große Betonnormalkraft $N_c = -N_a$ gegenüberstehen. Über den Hebelarm z zwischen den zugehörigen Kraftwirkungslinien, die näherungsweise in den Schwerpunkten der Teilquerschnitte angenommen werden, lässt sich das Verbundmoment zu $M_{VBT} = N_a \cdot z$ berechnen. In Summe sollen sich die Teilmomente des Stahlträgers M_a , des Verbundträgers M_{VBT} und des Betonquerschnittes M_c zur äußeren Momentenbeanspruchung M_E superponieren. Da das Betonmoment M_c alleine über die Krümmungsgleichheit der beiden Verbundpartner nur unter Inkaufnahme großer Streuungen bestimmt werden kann, wird es im Rahmen des vorliegenden Auswerteverfahrens stattdessen über folgende Gleichung approximiert.

$$M_c = M_E - M_a - M_{VBT} \tag{7.2}$$

7.8.2 Berechnung der Momentenaufteilung in die Querschnittsteile

In den beiden nachfolgenden Abbildungen ist die Aufteilung des einwirkenden Momentenverlaufs M_E in die Teilmomentenverläufe M_a , M_{VBT} und M_c am Beispiel des Versuchs VBT-1.2 unter einer Prüfkraft von $F = 300 \text{ kN}$ sowie unter der Maximallast von $F = 547 \text{ kN}$ dargestellt, die über die zuvor beschriebenen Vorgehensweisen bestimmt wurden. Zu sehen sind die lokalen Messungen aus den DMS sowie die kontinuierlichen Messungen aus den faseroptischen Sensoren, die insgesamt gut übereinstimmen. Da der Verlauf des Stahlmomentes M_a direkt über die Stahldehnungsebenen bestimmt wurde, sind hier die geringsten Ungenauigkeiten zu erwarten. Aufgrund etwaiger Fehlerfortpflanzungen im Rahmen des Auswerteverfahrens können die Teilschnittgrößenverläufe M_{VBT} und besonders M_c jedoch nur qualitativ und nicht quantitativ interpretiert werden.

Anhand von Abb. 7.22 ist festzustellen, dass das einwirkende Moment M_E bei einer Belastung von $F = 300 \text{ kN}$ zu rund einem Drittel von den Stahlquerschnitten über M_a abgetragen wird, die verbleibenden zwei Drittel über das Verbundmoment M_{VBT} . Die Momentenverläufe stellen sich näherungsweise dreiecksförmig mit zwei approximativ geradlinigen Bereichen ein. Das Betonmoment M_c tritt insgesamt in untergeordneter Größenordnung auf. Bereichsweise entstehen gemäß Auswerteverfahren negative Betonmomente, was nicht plausibel ist und auf die Fortpflanzung der Ungenauigkeiten jedes Berechnungsschrittes zurückzuführen ist.

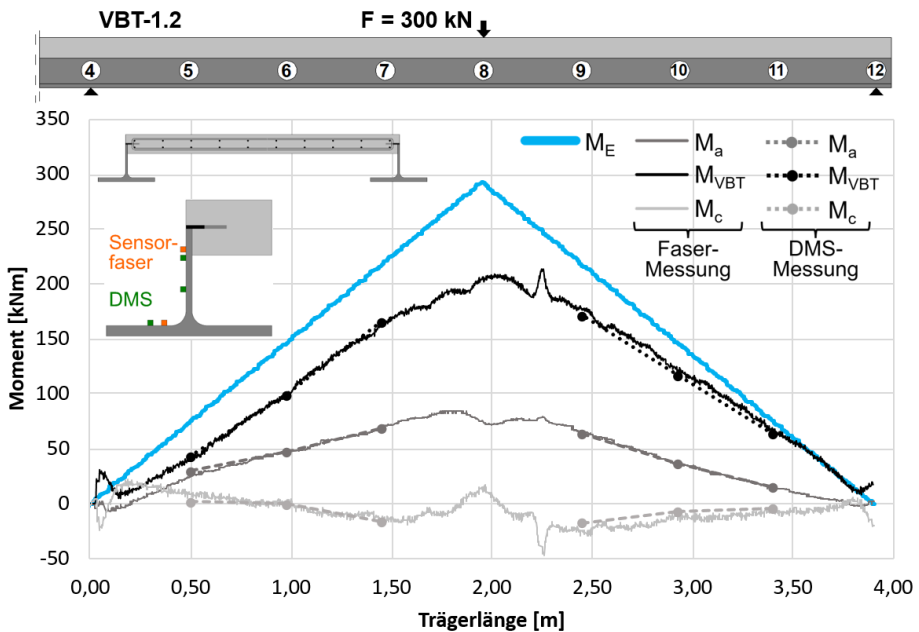


Abb. 7.22: Aufteilung des einwirkenden Momentenverlaufs M_E in die Teilmomentenverläufe M_a , M_{VBT} und M_c unter einer Prüfkraft von $F = 300 \text{ kN}$

Unter der Maximallast von $F = 547 \text{ kN}$ übersteigen die Randdehnungen der Stahlprofile im Bereich der Lasteinleitung die elastische Grenzdehnung, sodass die Schnittgrößen hier über ein plastisches Berechnungsverfahren (Abb. 7.21) bestimmt werden. In Abb. 7.23 ist dieser Bereich grau hinterlegt. Im Vergleich zum kontinuierlichen Stahlmomentenverlauf M_a kann ein stark schwankender Verbundmomentenverlauf M_{VBT} beobachtet werden. Dies kann nicht als tatsächlicher Biegemomentenverlauf interpretiert werden, sondern ist der Überlagerung lokaler Effekte geschuldet, die vor allem bei Verbundträger VBT-1 im Bereich der Lasteinleitung in den Experimenten und in den begleitenden Simulationen verzeichnet wurden. In den angrenzenden Bereichen stellen sich die Momentenverläufe näherungsweise geradlinig ein.

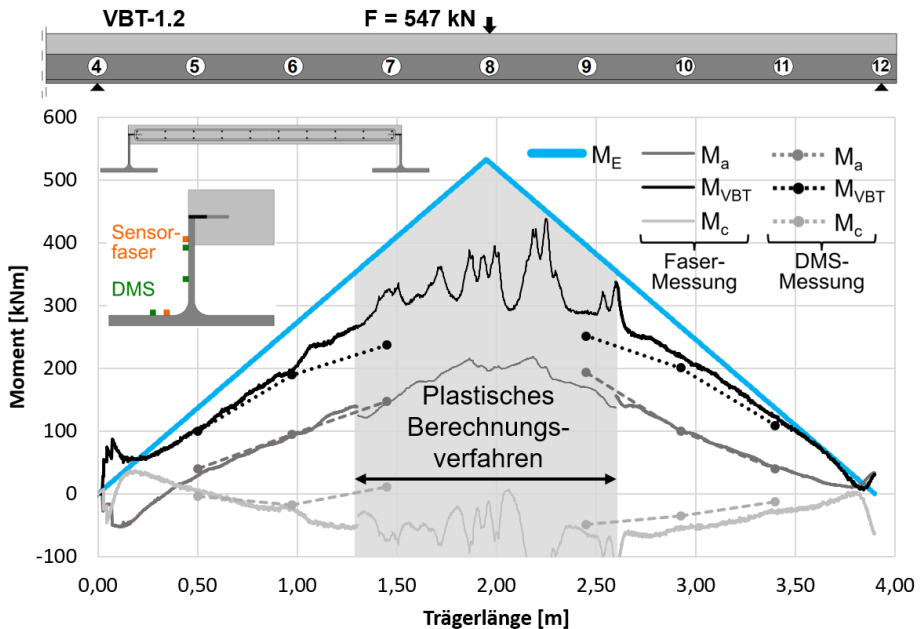


Abb. 7.23: Aufteilung des einwirkenden Momentenverlaufs M_E in die Teilmomentenverläufe M_a , M_{VBT} und M_c unter der Maximallast von $F = 547 \text{ kN}$

7.8.3 Berechnung der Längsschubtragfähigkeit der Verbunddübel

Da zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Verbunddübelleisten vor allem die Längsschubkraftübertragung über die Bauteillänge von Interesse ist, wird in nachfolgender Abbildung am Beispiel des Versuchs VBT-1.2 der Verlauf der Stahlnormalkraft N_a unter Maximallast dargestellt. Dieser wurde ebenfalls mithilfe der in Kapitel 7.8.1 beschriebenen Vorgehensweise, im linear-elastischen Bereich über eine Dehnungsberechnung in der Schwerachse des Stahlquerschnittes und im plastischen Bereich über die Summe der Teilnormalkräfte der Spannungsbereiche, bestimmt. Zu sehen ist die Summe der Stahlnormalkraftbeanspruchungen des linken und des rechten Profils. Wie bereits bei der Berechnung der Momentenaufteilung in vorherigem

Kapitel zu beobachten war, kommt es im Bereich der Lasteinleitung zur Überlagerung lokaler Effekte, die einen schwankenden Normalkraftverlauf verursachen. Außerhalb dieses Bereiches treten jedoch näherungsweise geradlinige Stahlnormkraftverläufe zur Feldmitte hin auf. Zur Aufrechterhaltung des horizontalen Kräftegleichgewichts gilt $N_a = -N_c$, da keine äußeren Normalkraftbeanspruchungen vorhanden sind. Die Änderung dieser beiden Kräfte über die Trägerlänge muss als Längsschubkraft zwischen den beiden Verbundpartnern über die Verbunddübel übertragen werden. Innerhalb der besagten Bereiche mit näherungsweise geradlinigem Normkraftzuwachs, die sich im vorliegenden Fall über eine Länge von je $\Delta L = 105\text{ cm}$ erstrecken, liegen sieben Verbunddübel je Stahlträger. Wegen des symmetrischen Verbundquerschnittes umfassen beide betrachtete Bereiche somit je 14 Verbunddübel. Die Änderung der Stahlnormkraft ΔN_a , die innerhalb von ΔL übertragen wird, beträgt in der linken Feldhälfte $\Delta N_a \approx 1325\text{ kN}$, in der rechten Feldhälfte $\Delta N_a \approx 1405\text{ kN}$. Daraus lässt sich schlussfolgern, dass ein einzelner Verbunddübel innerhalb des Längsschubübertragungsbereichs durchschnittlich eine Belastung zwischen 95 kN und 100 kN aufnehmen konnte, bis es zum Kantenbruchversagen kam.

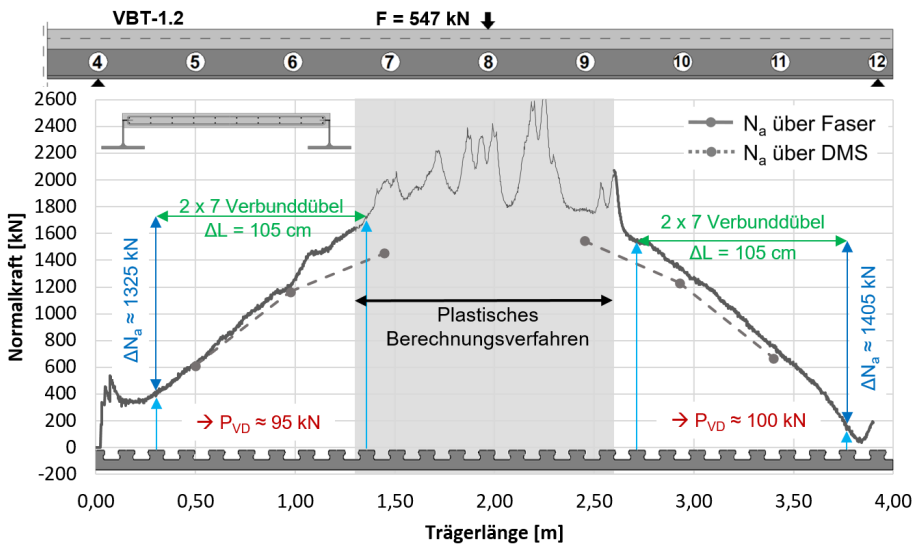


Abb. 7.24: Berechnung der Längsschubtragfähigkeit pro Verbunddübel P_{VD} mithilfe der über Sensorfaserdehnungen ermittelten Stahlnormkraft N_a am Versuch VBT-1.2

Nachfolgend ist die Auswertung analog für den Verbundträgerversuch VBT-3.2 unter Maximalbeanspruchung abgebildet (Abb. 7.25). Da am rechten Stahlquerschnitt ein faseroptischer Sensor ausfiel, sind lediglich die Schnittgrößen des linken Stahlquerschnittes zu sehen. Dort ist im Vergleich zu VBT-1.2 kein ausgeprägter Bereich um die Lasteinleitung festzustellen, in denen sich lokale Störeffekte abzeichnen. Stattdessen nimmt der Stahlnormkraftverlauf global betrachtet näherungsweise eine Dreiecksform an. Darüber hinaus zeichnen sich lokale Maxima und Minima im Abstand von

circa 15 cm ab, was als Längsschubkrafteinleitung einzelner Verbunddübel in den Stahlquerschnitt gedeutet werden kann. Im Bereich von Messschnitt ⑨ beulte auf Maximallastniveau im Zuge des Kantenbruchs das Stegblech, weshalb die dort platzierten DMS sowie die dortige Sensorfasermessung nicht die Stahldehnung in x-Richtung widerspiegeln und sich somit auch nicht zur Bewertung der lokalen Längsschubübertragung eignen.

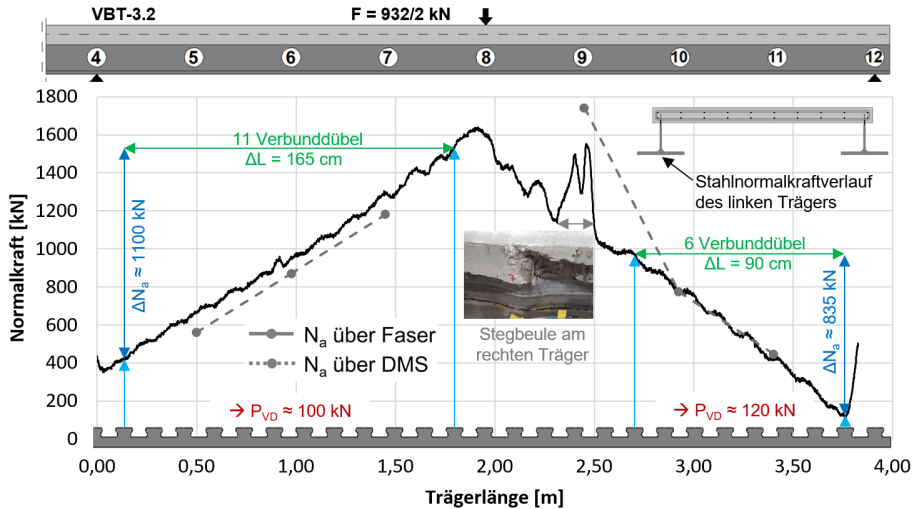


Abb. 7.25: Berechnung der Längsschubtragfähigkeit pro Verbunddübel P_{VD} mithilfe der über Sensorfaserdehnungen ermittelten Stahlnormalkraft N_a am Versuch VBT-3.2

7.8.4 Ergebnisübersicht

In diesem Kapitel werden die Schnittgrößen, die mithilfe der im vorangegangenen Kapitel beschriebenen elastischen und plastischen Verfahren berechnet wurden, für alle Verbundträgerversuche vorgestellt und erläutert. Je Versuch wird die Momentenaufteilung und der Stahlnormalkraftverlauf auf Maximallastniveau gezeigt. Darüber hinaus wird aus der Stahlnormalkraftdifferenz ΔN_a über eine gewählte Trägerlänge ΔL mit näherungsweise geradlinigem Verlauf die durchschnittliche Längsschubkraftübertragung eines Verbunddübels P_{VD} berechnet. Auf diese Weise ergibt sich für VBT-1.1 unter Maximallast eine durchschnittliche Verbunddübelkraft von $P_{VD,1.1} \approx 78 \text{ kN}$, für VBT-1.2 eine von $P_{VD,1.2} \approx 88 \text{ kN}$. Die vollplastische Momententragfähigkeit der beiden Stahlträger beträgt in Summe $M_{pl,a,Rm} = 198 \text{ kNm}$, die der Betonplatte $M_{c,Rm} = 20 \text{ kNm}$. Die schwankenden Verläufe im Bereich der Lasteinleitung sind der Überlagerung lokaler Effekte geschuldet und können nicht als tatsächliche Schnittgrößenverläufe interpretiert werden. Mithilfe numerischer Simulationsergebnisse wird in Kapitel 7.9 veranschaulicht, dass die Versuche VBT-1.1 und VBT-1.2 durch Torsionseffekte beeinflusst wurden, die zu den beobachteten Störeffekten beigetragen haben können.

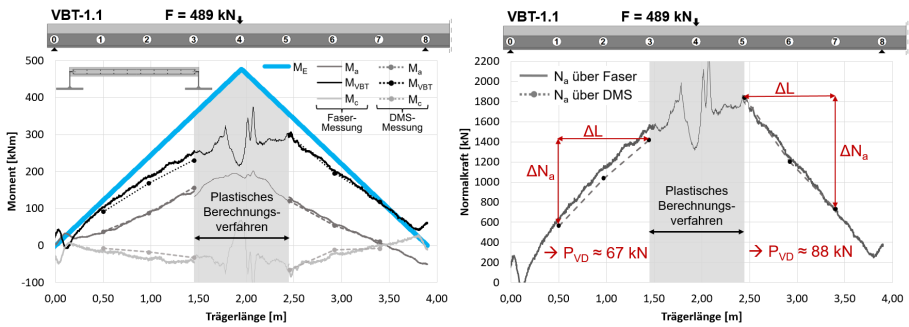


Abb. 7.26: Momentenaufteilung (links) und Stahlnormalkraftverlauf (rechts) bei Verbundträgerversuch VBT-1.1

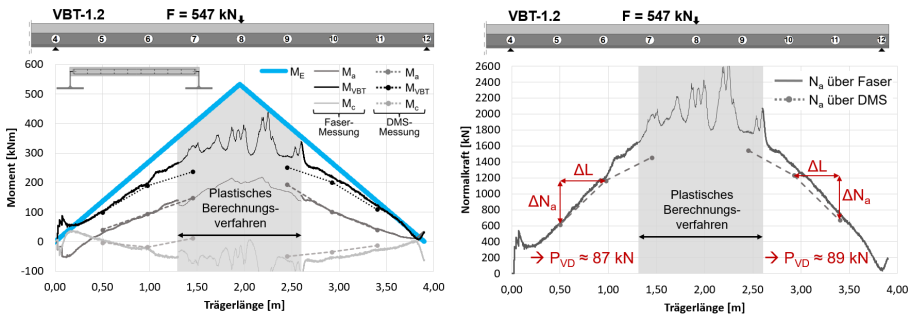


Abb. 7.27: Momentenaufteilung (links) und Stahlnormalkraftverlauf (rechts) bei Verbundträgerversuch VBT-1.2

Bei den Verbundträgerversuchen VBT-2 kam es zu Ausfällen der beiden Sensorfasern. Die beiden nachfolgenden Abbildungen zeigen somit nur die Rückrechnung der Schnittgrößen, die bei VBT-2.1 über DMS an den Messschnitten ①, ②, ③, ⑤, ⑥ und ⑦ sowie bei VBT-2.2 über DMS an den Messschnitten ⑤, ⑥, ⑦, ⑨, ⑩ und ⑪ aufgezeichnet wurden. Wird die Normalkraftdifferenz ΔN_a über die DMS-Messungen an den entsprechenden Messschnitten ermittelt, so ergibt sich unter Maximallast für VBT-2.1 eine mittlere Verbundübeltragfähigkeit von $P_{VD,2.1} \approx 64$ kN, für VBT-2.2 eine von $P_{VD,2.2} \approx 71$ kN. Die vollplastische Momententragfähigkeit des Stahlquerschnittes berechnet sich zu $M_{pl,a,Rm} = 214$ kNm, die der Betonplatte zu $M_{c,Rm} = 20$ kNm.

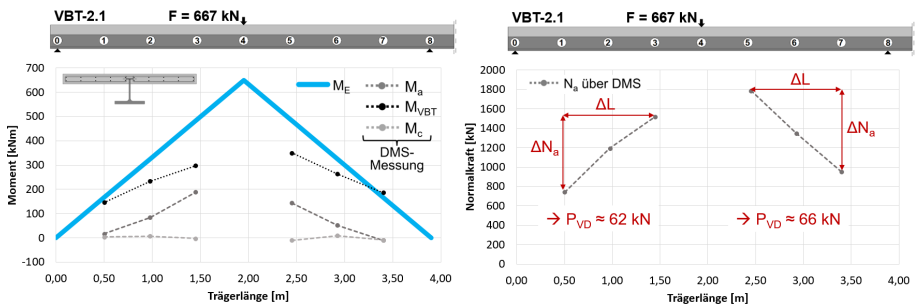


Abb. 7.28: Momentenaufteilung (links) und Stahlnormalkraftverlauf (rechts) bei Verbundträgerversuch VBT-2.1

Bei Verbundträgerversuch VBT-2.2 wurde auf Maximallastniveau an Messschnitt ⑨ durch den einen am Untergurt applizierten DMS eine vergleichsweise geringe Dehnung aufgezeichnet, was die unplausiblen Werte bei der Momentenaufteilung und beim Stahlnormalkraftverlauf verursachte. Die mittlere Verbundübeltragfähigkeit wird infolgedessen im Trägerrandfeld lediglich über die Messschnitte ⑩ und ⑪ berechnet.

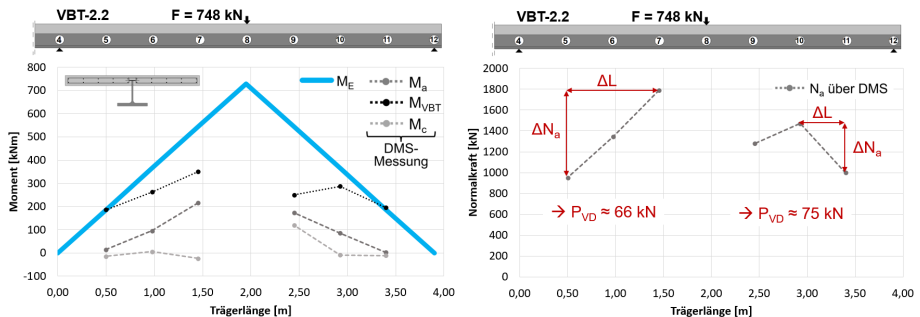


Abb. 7.29: Momentenaufteilung (links) und Stahlnormalkraftverlauf (rechts) bei Verbundträgerversuch VBT-2.2

Bei den Verbundträgerversuchen VBT-3 konnte lediglich am linken Stahlquerschnitt die Variation der Dehnungsebene mithilfe der faseroptischen Sensoren aufgezeichnet werden. Am Steg des rechten Stahlquerschnitts fiel die Fasermessung aus. Die beiden nachfolgenden Abbildungen repräsentieren somit nur die Rückrechnung der Schnittgrößen des linken Stahlquerschnitts. Wird die Normalkraftdifferenz ΔN_a über die DMS-Messungen ermittelt, die an beiden Stahlquerschnitten bestimmt werden konnte, so ergibt sich unter Maximallast für VBT-3.1 eine mittlere Verbunddübeltragfähigkeit von $P_{VD,3.1} \approx 96 \text{ kN}$, für VBT-3.2 eine von $P_{VD,3.2} \approx 101 \text{ kN}$. Die vollplastische Momenten-tragfähigkeit der beiden Stahlträger beläuft sich in Summe auf $M_{pl,a,Rm} = 210 \text{ kNm}$, die der Betonplatte auf $M_{c,Rm} = 21 \text{ kNm}$. Bei VBT-3.1 werden an beiden Untergurten im Bereich von Messschnitt ③ lokale Anstiege der Dehnungsmessungen verzeichnet, ohne dass an diesen Stellen augenscheinliche Besonderheiten am Verbundträger beobachtet werden können.

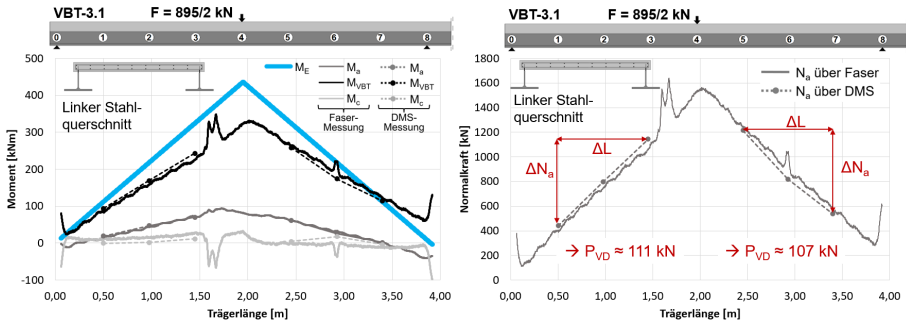


Abb. 7.30: Momentenaufteilung (links) und Stahlnormalkraftverlauf (rechts) bei Verbundträgerversuch VBT-3.1

Bei VBT-3.2 treten vor allem am linken Untergurt im Bereich von Messschnitt ⑨ lokale Dehnungsanstiege auf, was auf ein lokales Stegblechbeulen zurückzuführen ist. Demnach repräsentieren die Messungen in diesem Bereich nicht die Stahldehnung in x-Richtung und eignen sich somit nicht zur Bewertung der Längsschubübertragung.

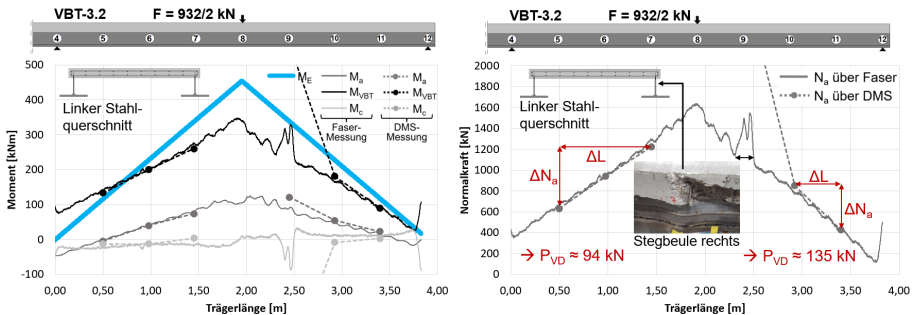


Abb. 7.31: Momentenaufteilung (links) und Stahlnormalkraftverlauf (rechts) bei Verbundträgerversuch VBT-3.2

7.9 Vergleich der experimentell ermittelten mit numerisch simulierten Ergebnissen

7.9.1 Allgemeines

Die Grundlagen zur verwendeten nichtlinearen Finite-Elemente-Software ABAQUS werden in Kapitel 4 beschrieben. Die Eingabeparameter, die zur numerischen Simulation der Bauteilversuche gewählt wurden, sind in Kapitel 4.3.3 tabellarisch zusammengefasst. Nachfolgend werden die Simulationsergebnisse zuerst über Vergleiche mit den experimentellen Ergebnissen verifiziert. Anschließend werden Beobachtungen zum Trag- und Verformungsverhalten vorgestellt.

7.9.2 Vergleich des Kraft-Durchbiegungs-Verhaltens

Die Ergebnisse der numerischen Simulationen werden in Abb. 7.32 den experimentellen Ergebnissen gegenübergestellt. Mithilfe der besagten konsistenten Eingabeparameter kann das reale Kraft-Verformungs-Verhalten mit insgesamt guter Übereinstimmung abgebildet werden.

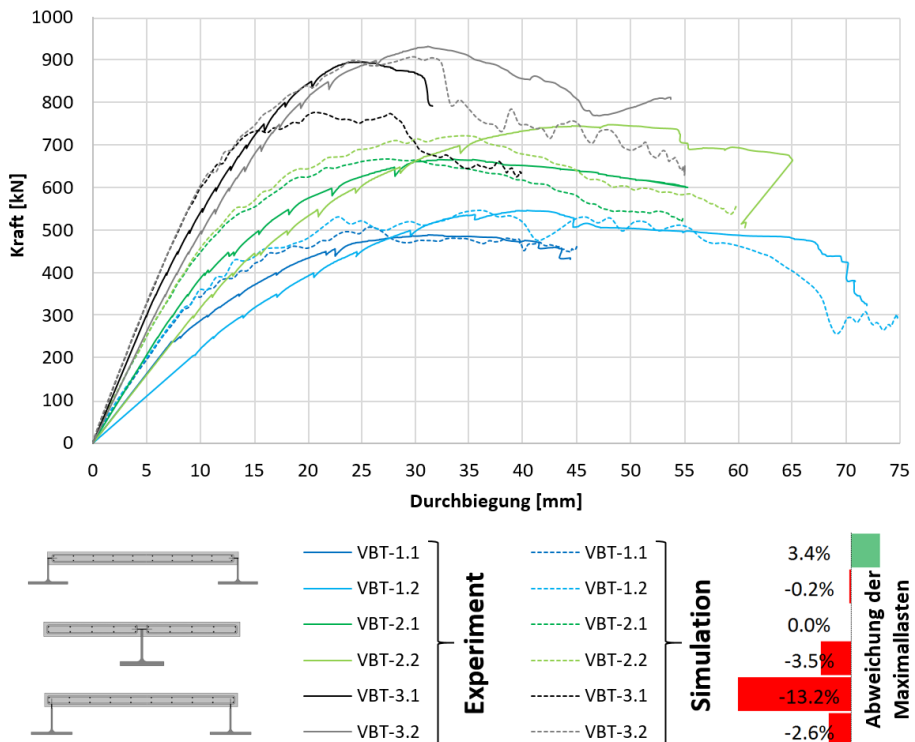


Abb. 7.32: Gegenüberstellung des experimentell ermittelten und des numerisch simulierten Kraft-Durchbiegungs-Verhalten der Verbundträgerversuche

Zur besseren Vergleichbarkeit wurden die 25 Vorbelastungszyklen jedes realen Kraft-Verformungs-Graphen entfernt, da die in diesem Bereich stattfindenden Effekte numerisch nicht eindeutig und nachweisbar erfasst werden können. Stattdessen wurde der jeweilige Verlauf linear extrapoliert und der Graph anschließend zum Koordinatenursprung parallel verschoben. Die simulierten Graphen weisen durchweg höhere Anfangssteifigkeiten auf, davon abgesehen verlaufen sie allerdings näherungsweise affin zu den jeweiligen realen Graphen. Hinsichtlich der maximalen Tragfähigkeiten treten Abweichungen zwischen -13,4% und 3,4% auf, im Durchschnitt belaufen sie sich auf -2,7%. Die größte Abweichung kann bei Verbundträgerversuch VBT-3.1 festgestellt werden, wobei sich der Verlauf des simulierten Graphen auch hier annähernd affin einstellt. Insgesamt kann das Kraft-Verformungs-Verhalten auf Grundlage der konsistenten Eingabeparameter als plausibel eingestuft werden, sodass nachfolgende Betrachtungen angestellt werden.

7.9.3 Vergleich der Rissbilder

Auch der Vergleich der Rissbilder der realen und der numerisch simulierten Verbundträgerversuche zeigt gute Übereinstimmungen, was in Abb. 7.33 exemplarisch für die Versuche VBT-1.2 und VBT-3.2 auf Maximallastniveau beobachtet werden kann. Dies stellt ein weiteres Kriterium für die Plausibilität der Simulationen dar.

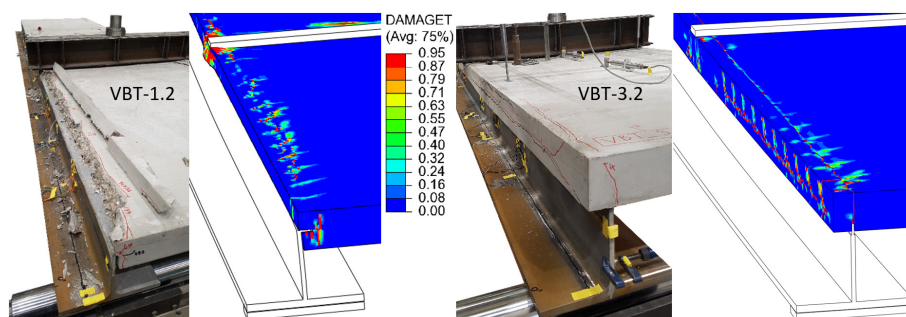


Abb. 7.33: Gegenüberstellung der realen und der numerisch simulierten Rissbilder der Verbundträgerversuche VBT-1.2 (links) und VBT-3.2 (rechts) auf Maximallastniveau

7.9.4 Vergleich der Dehnungsmessungen

Zur weiteren Verifikation der Simulationen werden in den nachfolgenden Abbildungen die experimentellen Dehnungsmessungen der faseroptischen Sensoren mit den simulierten Dehnungen unter verschiedenen Laststufen verglichen. Zusätzlich werden Ansichten der Stahlquerschnitte dargestellt, auf denen die simulierten Vergleichsspannungen illustriert sind. In Abb. 7.34 wird die experimentell ermittelte Dehnung des rechten Untergurtes der numerisch simulierten bei den Laststufen $F = 350 \text{ kN}$ und $F = 547 \text{ kN}$ gegenübergestellt. Der simulierte Dehnungsverlauf lässt in der Nähe der Lasteinleitung sowie an den Auflagern ebenfalls Diskontinuitätsbereiche erkennen. An

den Auflagern sind diese tendenziell stärker, an der Lasteinleitung weniger stark ausgeprägt als im Experiment.

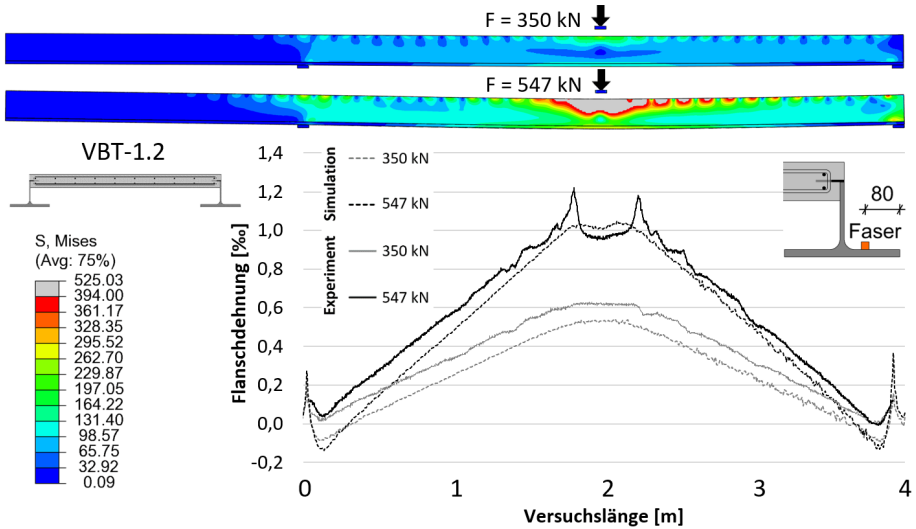


Abb. 7.34: Gegenüberstellung der experimentell ermittelten und der numerisch simulierten Flanschdehnung des Versuchs VBT-1.2 bei $F = 350 \text{ kN}$ und $F = 547 \text{ kN}$

In Abb. 7.35 wird die simulierte sowie die experimentelle Dehnung des rechten Steges bei den Laststufen $F = 350 \text{ kN}$ und $F = 547 \text{ kN}$ untersucht.

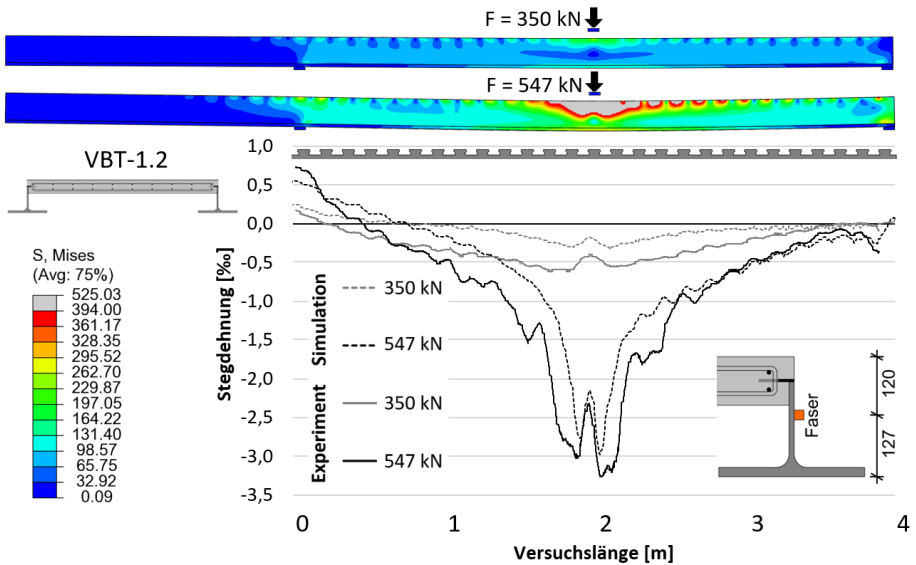


Abb. 7.35: Gegenüberstellung der experimentell ermittelten und der numerisch simulierten Stegdehnung des Versuchs VBT-1.2 bei $F = 350 \text{ kN}$ und $F = 547 \text{ kN}$

Über die Darstellung der Vergleichsspannungen lassen sich im oberen Bereich des Steges lokale Spannungsmaxima sowie -minima im Abstand von rund 15 cm beobachten, was dem Achsabstand der einzelnen Stahlzähne entspricht und als sukzessive Längsschubkraftübertragung zwischen den beiden Verbundpartnern interpretiert werden kann. Dieser Effekt spiegelt sich auch in den entsprechenden simulierten und experimentellen Dehnungsmessungen des Steges wider, die qualitativ gut übereinstimmen. Zu sehen ist demzufolge die Superposition der Dehnung aus globaler und lokaler Tragwirkung.

In Abb. 7.36 wird als weiteres Beispiel der Dehnungsvergleich am linken Steg des Versuchs VBT-3.2 bei den Laststufen $F = 600 \text{ kN}$ und $F = 900 \text{ kN}$ gezeigt. Infolge der vertikal angeordneten Verbunddübel tritt der zuvor beschriebene Effekt sukzessiver Längsschubkraftübertragung in besonders deutlichem Maße in Erscheinung. Sowohl die experimentellen als auch die simulierten Stegdehnungen lassen deutliche lokale Maxima und Minima im Abstand von rund 15 cm erkennen.

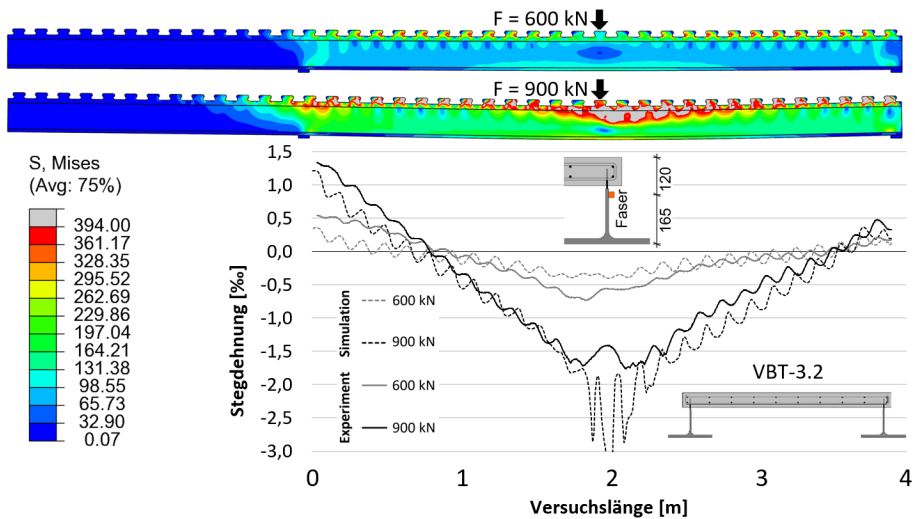


Abb. 7.36: Gegenüberstellung der experimentell ermittelten und der numerisch simulierten Stegdehnung des Versuchs VBT-3.2 bei $F = 600 \text{ kN}$ und $F = 900 \text{ kN}$

Insgesamt zeigen die exemplarischen Vergleiche der numerisch simulierten und der experimentell ermittelten Flansch- und Stegdehnungen somit gute Übereinstimmungen, sodass die Simulationsergebnisse als plausibel eingestuft werden können, was detailliertere Begutachtungen erlaubt.

7.9.5 Berechnung der Verbunddübelkräfte

In Kapitel 7.8.3 wurde bereits die durchschnittliche Längsschubtragfähigkeit der Verbunddübel in den jeweiligen Verbundträgerversuchen auf Maximallastniveau auf Grundlage des Stahlnormalkraftverlaufs N_a berechnet. Dieser wurde über die Variation der Dehnungsebene über die Trägerlänge berechnet, die mithilfe faseroptischer Sensoren und DMS aufgezeichnet wurde. Nachfolgend werden die numerisch simulierten Verbunddübelkräfte am Beispiel der Versuche VBT-1.2 und VBT-3.2 vorgestellt. Sie werden je Verbunddübel über die integrierten Kontaktflächenpressungen zwischen Stahlzahn und Beton in x-Richtung bestimmt. Bei der Betrachtung der Simulationsergebnisse zu Versuch VBT-1.2 (Abb. 7.37) wird deutlich, dass die Verbunddübel in der Nähe der Lasteinleitung deutlich weniger Längsschubkraft übertragen. Dies bestätigt die in Kapitel 7.8.3 vorgestellten Berechnungen auf Grundlage des Stahlnormalkraftverlaufs. Erst in einem Abstand von rund der zweieinhalbfachen Bauteilhöhe beiderseits der Lasteinleitung werden die Verbunddübel entsprechend aktiviert, dass sie sich in vollem Umfang am Längsschubkraftabtrag beteiligen können.

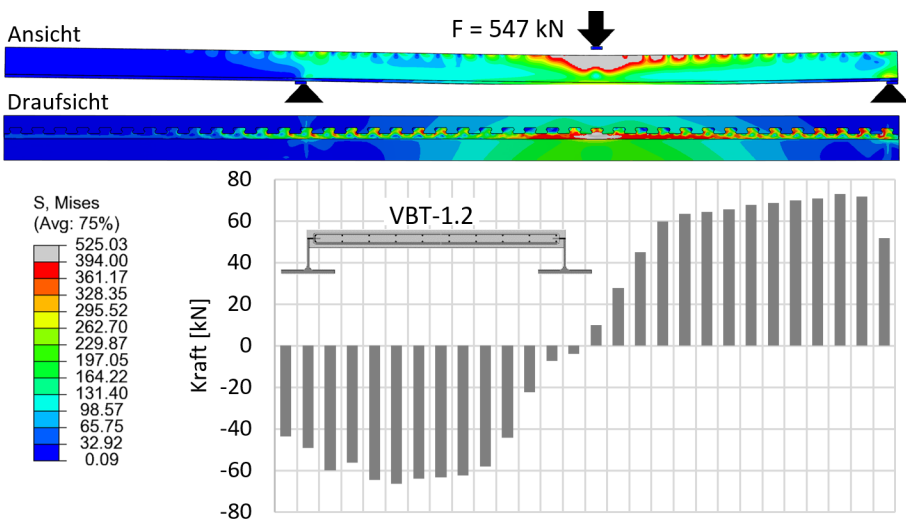


Abb. 7.37: Numerisch simulierte Verbunddübelkräfte des Versuchs VBT-1.2 bei $F = 547 \text{ kN}$

Im Gegensatz dazu zeigt sich in der Simulation zu Versuch VBT-3.2 (Abb. 7.38), dass die Verbunddübel nahe der Lasteinleitung in größerem Maße zum Längsschubkraftabtrag beitragen als im Versuch VBT-1.2. Auch diese Simulationsergebnisse bestätigen die experimentellen Auswertungen aus Kapitel 7.8.3.

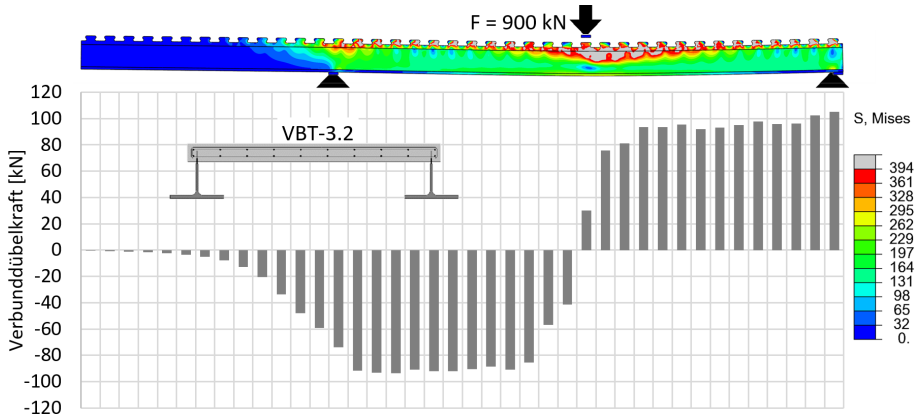


Abb. 7.38: Numerisch simulierte Verbunddübelkräfte des Versuchs VBT-3.2 bei $F = 900 \text{ kN}$

7.9.6 Beobachtungen zum Verformungsverhalten

Hinsichtlich des Verformungsverhalten unterscheiden sich die drei Verbundquerschnitte teilweise deutlich voneinander. Vor allem bei Verbundträger VBT-1 konnten im Rahmen der experimentellen Versuchsdurchführung augenscheinlich Torsionseffekte beobachtet werden, die über die numerischen Simulationen näher untersucht werden. Die Torsionsbeanspruchung ist grundsätzlich der Tatsache geschuldet, dass die Längsschubkraftübertragung im Druckpunkt der Verbunddübel bei VBT-1 nicht in der Achse des Schubmittelpunktes des Stahlprofils, sondern mit einer Exzentrizität von circa 55 mm stattfindet. Bei VBT-2 besteht zwar dieselbe Exzentrizität, allerdings heben sich die gegenläufigen Torsionsbeanspruchungen aufgrund des symmetrischen Stahlprofils gegenseitig auf. Bei VBT-3 wird die Längsschubkraftübertragung zwischen den beiden Verbundpartnern in der Achse des Schubmittelpunktes des Stahlprofils übertragen. Demnach kommt es bei VBT-2 und VBT-3 abgesehen von Imperfektionen zu keinen konstruktiv bedingten Torsionsbeanspruchungen.

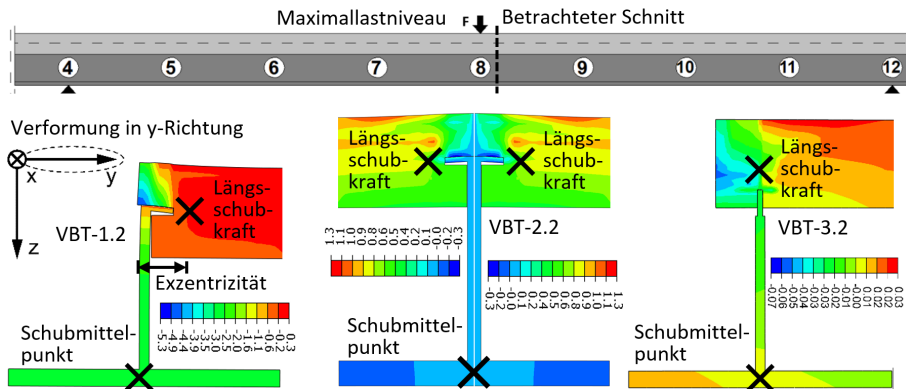


Abb. 7.39: Numerisch simulierte horizontale Verformungen (in y-Richtung) der Verbundträgerversuche unter jeweiligem Maximallastniveau

Die beschriebenen Effekte spiegeln sich auch in den simulierten Bauteilverformungen wider. Abb. 7.39 zeigt die absoluten Horizontalverformungen (in y-Richtung) unter jeweiligem Maximallastniveau im Abstand von 75 mm zur Lasteinleitung zum Randaufleger hin. Daraus geht hervor, dass es bei VBT-1 zu einer horizontalen Translation des Untergurtes um rund 3 mm relativ zu seiner Anfangsposition kommt. Bei VBT-2 und VBT-3 sind die simulierten Horizontalverschiebungen vernachlässigbar gering.

In Abb. 7.40 werden die numerisch simulierten, absoluten Vertikalverformungen (in z-Richtung) der Verbundträgerversuche unter jeweiligem Maximallastniveau im Abstand von 75 mm zur Lasteinleitung zum Randaufleger hin illustriert. Hier kann vor allem bei den Verbundträgern VBT-1 und VBT-2 ein deutlicher Ausstanzeffekt des Betons oberhalb des Steges beobachtet werden. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Prüflast in der Simulation wie im Experiment durch eine biegesteife Traverse über ein Elastomer in die Betonplatte eingeleitet wird. Dies hat zur Folge, dass sich die Betonplatte in ihrem Mittelbereich (VBT-1) beziehungsweise Randbereich (VBT-2) durch Querbiegung der Lastaufnahme entzieht, während sie im Bereich der deutlich steiferen Stahlprofile die Last anzieht. Dadurch sind in diesen Bereichen der Betonplatte deutlich größere Vertikaltranslationen festzustellen als im Bereich der Stahlprofile. Die Betonplattenbereiche unterhalb der Verbunddübelleiste beteiligen sich an der beschriebenen Vertikalverschiebung, die Betonplattenbereiche oberhalb der Verbunddübelleiste werden hingegen vom steiferen Stahlprofil an dieser Translation gehindert. Relativ betrachtet werden sie somit nach oben gedrängt. Während diese ausstanzegefährdeten Betonbereiche bei VBT-2 von Querbewehrungsstäben durchdrungen werden, sind sie bei VBT-1 unbewehrt. Dadurch wird, zusätzlich zu den zuvor beschriebenen Torsionseffekten, bei VBT-1 ein Kantenbruchversagen konstruktiv begünstigt.

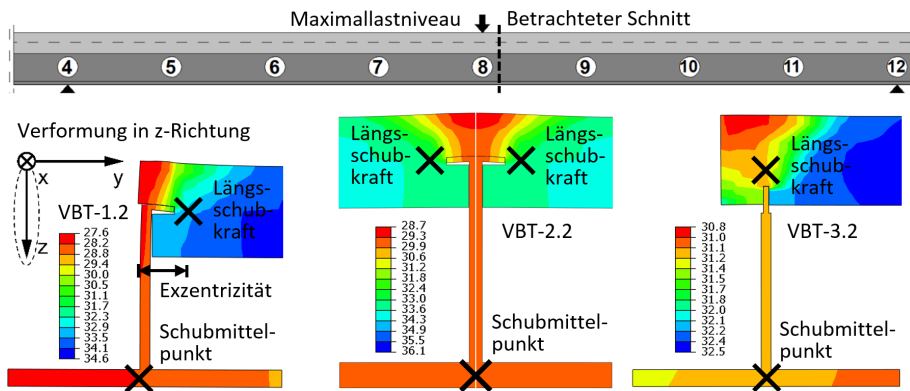


Abb. 7.40: Numerisch simulierte vertikale Verformungen (in z-Richtung) der Verbundträgerversuche unter jeweiligem Maximallastniveau

Die exzentrische Längsschubkrafteinleitung des Versuchs VBT-1 manifestiert sich auch in einer Biegung der Stahlprofile um deren schwache Achse (z-Achse), die sowohl im Rahmen der Experimente als auch in den Simulationen am Randaufleger

beobachtet werden kann. Sie äußert sich dort durch ein Herausziehen der Verbunddübelleiste aus der Betonplatte in y-Richtung (Abb. 7.41).

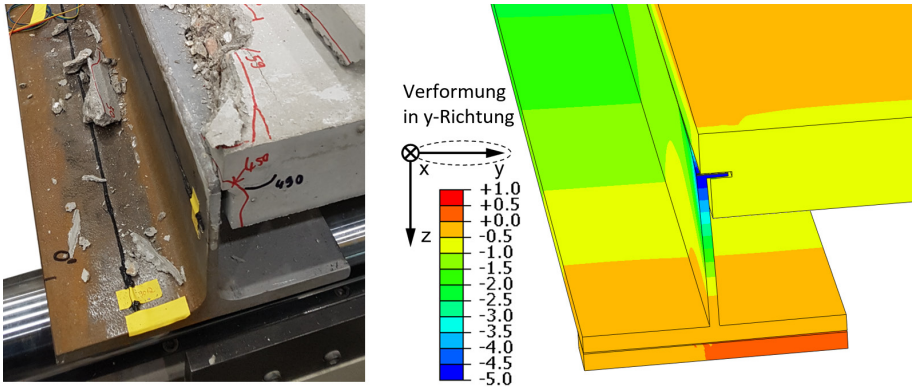


Abb. 7.41: Gegenüberstellung der realen (links) und der numerisch simulierten (rechts) Verformungen des Versuchs VBT-1.2 in y-Richtung am Randaufleger

7.9.7 Beobachtungen zum Tragverhalten

Anhand nachfolgender Abbildungen wird das Tragverhalten der Verbundträger qualitativ analysiert. In Abb. 7.42 sind Querschnitte des Versuchs VBT-1.2 im Randfeld in der Nähe der Lasteinleitung auf Maximallastniveau zu sehen.

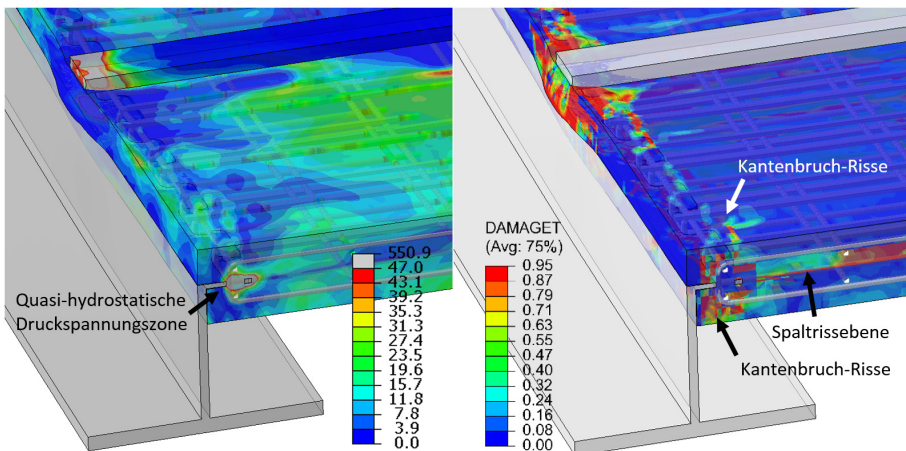


Abb. 7.42: Numerisch simulierte Vergleichsspannungen in [MPa] (links) und Betonzugschädigungen (rechts) des Versuchs VBT-1.2 auf Maximallastniveau

Links werden die Vergleichsspannungen illustriert, wobei die Farbskalierung auf die entsprechende uniaxiale Betondruckfestigkeit limitiert ist. Dadurch wird die quasi-hydrostatische Druckspannungszone in unmittelbarer Nähe des lastzugewandten Bewehrungsbügels als graue Fläche sichtbar. Rechts werden die Betonzugschädigungen, die approximativ als Rissbereiche interpretiert werden können, dargestellt. Neben einer deutlich ausgeprägten Spaltrissebene mittig in der Betonplatte auf Höhe der Verbunddübelebene sind Kantenbruch-Risse ober- und unterhalb der Verbunddübel erkennbar. Sie treten hauptsächlich außerhalb jenes Betonbereichs auf, der von den Bewehrungsbügeln umschürt wird und verlaufen teilweise entlang der Bügelbewehrung. Derartige Risse konnten auch im zugehörigen Experiment beobachtet werden.

In Abb. 7.43 sind analoge Querschnitte des Versuchs VBT-2.2 dargestellt. Auch hier ist die Farbskalierung der Vergleichsspannung auf die uniaxiale Druckfestigkeit des verwendeten Betons limitiert, sodass die quasi-hydrostatische Druckspannungszone als graue Fläche in Erscheinung tritt. Die Betonzugschädigungen lassen neben einer Spaltrissebene I mittig in der Betonplatte eine Spaltrissebene II in der Symmetrieebene des Verbundträgers erkennen, die auf Querbiegeeffekte zurückzuführen ist. Wie bei Versuch VBT-1.2 sind ober- und unterhalb der Verbunddübel Kantenbruch-Risse zu sehen, die oberhalb von Querbewehrungsstäben durchquert werden. Ein derartiges Rissbild wurde auch bei den experimentellen Untersuchungen verzeichnet.

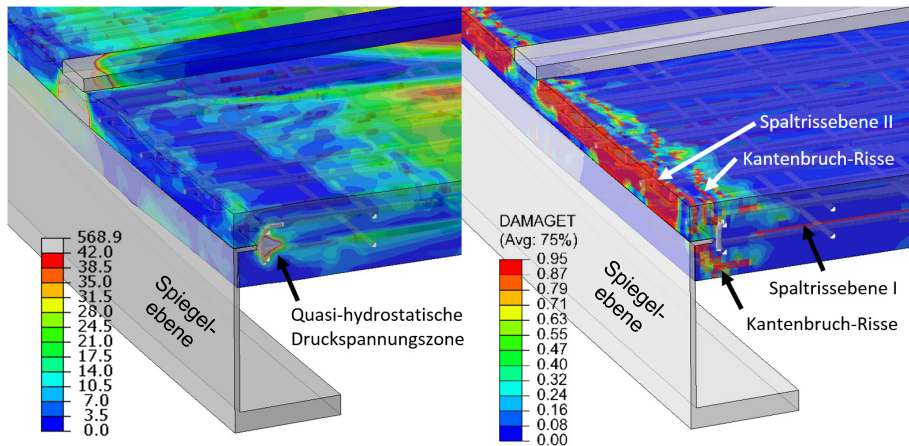


Abb. 7.43: Numerisch simulierte Vergleichsspannungen in [MPa] (links) und Betonzugschädigungen (rechts) des Versuchs VBT-2.2 auf Maximallastniveau

Abb. 7.44 zeigt analoge Querschnitte des Versuchs VBT-3.2. Die rechts abgebildeten Betonzugschädigungen lassen eine Spaltrissbildung in der Ebene der Verbunddübelleiste erkennen. Am freien Betonrand können unterhalb des Bewehrungsbügels Kantenbruch-Risse beobachtet werden. Auch dieses Rissbild wurde in ähnlicher Form bei den experimentellen Untersuchungen festgestellt.

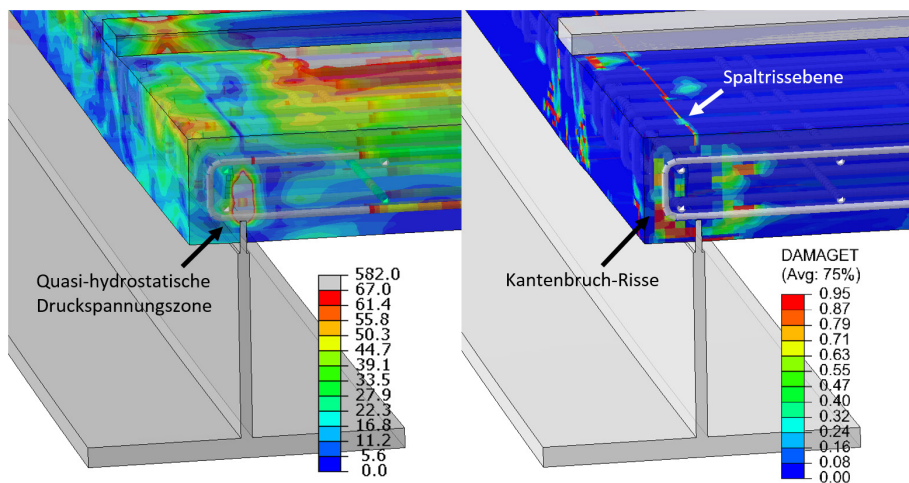


Abb. 7.44: Numerisch simulierte Vergleichsspannungen in [MPa] (links) und Betonzugschädigungen (rechts) des Versuchs VBT-3.2 auf Maximallastniveau

Die beschriebenen Beobachtungen deuten darauf hin, dass sich im lastzugewandten Bereich des Betondübeln ein quasi-hydrostatischer Druckspannungszustand einstellt, von dem aus die Spannungen in den umliegenden Beton sowie in den durchquerenden Bewehrungsbügel ausstrahlen. Dies ruft zuerst eine Spaltrissbildung in der Verbunddübelebene hervor. Auf Maximallastniveau verursacht die Druckspannungszone Kantenbruch-Risse, die letztlich zur Abspaltung der Betondeckung führen, was die Traglast limitiert.

8 Entwicklung eines Lastabtragungsmodells

Auf Grundlage des in Kapitel 6 vorgestellten Kleinteilversuchsprogramms sowie der Ergebnisse aus den begleitenden numerischen Simulationen wurde ein Lastabtragungsmodell entwickelt, mit dessen Hilfe sich die beobachteten Versagensmechanismen erklären lassen. Das Modell ist schematisch in Abb. 8.1 dargestellt. Im Lastübertragungsbereich unmittelbar vor dem Stahlzahn wird der Beton aufgrund der dort vorherrschenden mehraxialen Beanspruchung lokal in einen quasi-hydrostatischen Druckspannungszustand versetzt, was es dem System ermöglicht, hohe Stahlspannungen über eine kleine Kontaktfläche an den Beton zu übergeben. Nach der Modellvorstellung ist dieser Bereich Ausgangspunkt von Betondruckstreben, die sich teilweise am Querbewehrungsbügel abstützen und teilweise vom umgebenden Beton weitergeleitet werden. Eine erste, meist geringfügige Steifigkeitsreduzierung findet zu dem Zeitpunkt statt, an dem die Betonzugfestigkeit in der Verbunddübelebene überschritten wird und es zur Ausbildung einer primären Rissfläche parallel zur Verbunddübelebene kommt (Abb. 8.1, I). Der Querbewehrungsbügel, der die Rissfläche durchdringt, ist ab diesem Zeitpunkt zur Aufrechterhaltung des statischen Gleichgewichts essentiell erforderlich.

In Abhängigkeit von der Größe der Kontaktfläche zwischen Stahlzahn und Beton sowie der Betonfestigkeit findet ab einer gewissen Belastungsstufe eine Zerstörung des Betongefüges innerhalb der quasi-hydrostatischen Druckspannungszone statt. Zu diesem Zeitpunkt tritt eine zweite, deutlich stärker ausgeprägte Steifigkeitsreduzierung auf. Das Material wird regelrecht pulverisiert und mit fortschreitender Belastung zunehmend seitlich (in y-Richtung) verdrängt sowie in die sich öffnende Rissfläche (in x-Richtung) gepresst, was zu einer merklichen Zunahme der Betonplattendicke führt. In den experimentellen Untersuchungen wurde ein proportionaler Zusammenhang zwischen dem Relativschlupf und der Dickenänderung der Betonplatte festgestellt (Anhang C). Dies erklärt außerdem, wie sich in einigen Fällen ein großer Relativschlupf alleine über Betonverformungen ohne entsprechende plastische Stahlzahnverformungen einstellen kann.

Aufgrund des zusammenhängenden Betonvolumens bilden sich unweigerlich Betonzugstreben am Übergang des überdrückten Betons vor dem Stahlzahn zum dahinterliegenden Teil der Betonplatte aus. In der Regel entsteht eine sekundäre Rissfläche, sobald jene Zugspannungen die Betonzugfestigkeit überschreiten (Abb. 8.1, II). Damit ist jedoch kein Steifigkeitsabfall verbunden.

Da die Druckspannungen ausgehend von der quasi-hydrostatischen Druckspannungszone in alle Richtungen ausstrahlen, entwickeln sich auch Druckstreben, die nach unten (in z-Richtung) gerichtet sind. Zusätzlich wird mit zunehmender Relativverschiebung zerstörtes Betongefüge in die gleiche Richtung verdrängt. Diese beiden Effekte addieren sich und führen letztlich zur Entstehung der tertiären Rissfläche (Abb. 8.1, III). Ihren Ursprung nimmt sie im Inneren der Betonplatte unmittelbar neben der Verbunddübelleiste auf Höhe der Bewehrungsbügel, wo die Betonzugfestigkeit aufgrund der lokalen Spannungsspitzen zuerst überschritten wird. Dieser Rissbeginn limitiert in vielen Fällen die Maximaltragfähigkeit der Konstruktion, während an der Betonoberfläche noch keine zusätzlichen Schädigungen erkennbar sind. Mit zunehmender Verformung schreitet die tertiäre Rissflächenausbildung nach außen fort und tritt

schließlich in Form eines Kantenbruchs in Erscheinung. Nachdem die Betondeckung abgesprengt wurde, kann der quasi-hydrostatische Druckspannungszustand nicht weiter aufrechterhalten werden, da der pulverisierte Beton unter zunehmendem Relativschlupf und abfallender Traglast über die nun offene Bruchkante verdrängt wird.

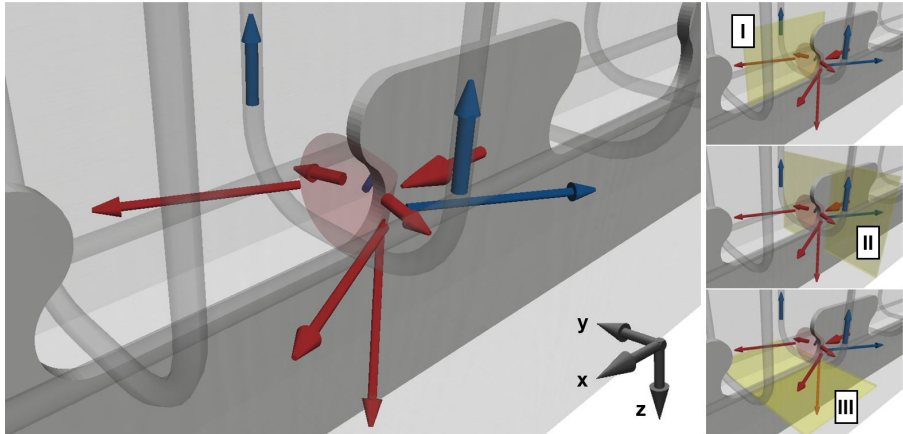


Abb. 8.1: Visualisierung des Lastabtragungsmechanismus und der resultierenden Rissflächen

Die beschriebenen Tragverhalten können exemplarisch am Kraft-Verformungs-Verhalten und an der korrespondierenden Dickenzunahme des Probekörpers PO_15_A beobachtet werden, der in Abb. 8.2 dargestellt ist. Der Gesamtschlupf setzt sich hierbei nahezu vollständig aus Betonverformung zusammen.

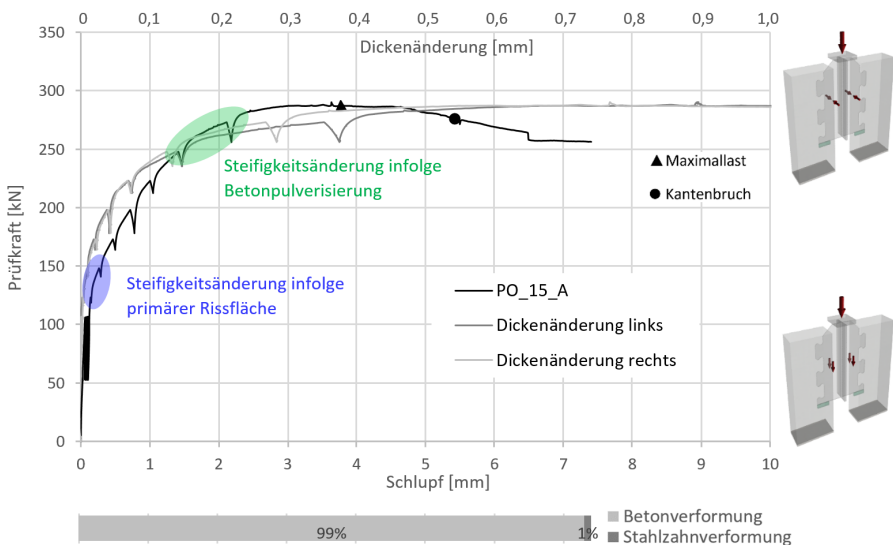


Abb. 8.2: Exemplarische Darstellung der Steifigkeitsänderungen des Probekörpers PO_15_A sowie der gleichzeitigen Dickenänderung

9 Entwicklung eines Bemessungskonzeptes für oberflächennahe Verbunddübelleisten

9.1 Herleitung des Bemessungsmodells

In [Eligehausen 2000] wird ein Bemessungsvorschlag für randnahe Kopfbolzendübel erläutert, bei denen es typischerweise statt eines kegelförmigen Ausbruchs in Belastungsrichtung zu einem seitlichen Ausbruch hin zum freien Betonrand kommt. Eine Zusammenfassung des Modells ist in Kapitel 2.4.2 dargestellt. Eligehausen stellt im Rahmen seiner Versuchsauswertungen folgende Proportionalität zwischen der Traglast N und der Größe der Aufstandsfläche des Kopfbolzendübels A_h , über die die Kraft an den Beton übergeben wird, fest:

$$N \sim \sqrt[3]{A_h} \quad (9.1)$$

Dieser Zusammenhang zwischen der Traglast und der Größe der Kontaktfläche zwischen Stahlzahn und Beton kann auch bei oberflächennahen Verbunddübelleisten beobachtet werden. Nach der mechanischen Modellvorstellung, die im vorangegangenen Kapitel erläutern wird und sowohl auf experimentellen Beobachtungen als auch auf begleitenden numerischen Simulationsergebnissen basiert, kommt es unmittelbar vor dem lastübertragenden Stahlzahn im Bereich des Betondübeldruckkopfes zur Entstehung eines quasi-hydrostatischen Druckspannungszustandes.

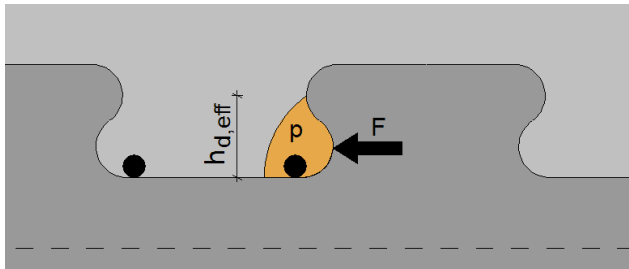


Abb. 9.1: Ausbildung des quasi-hydrostatischen Druckspannungszustandes

Die Kontaktfläche, die den Druck p auf den Beton ausübt, entspricht der Breite t der Verbunddübelleiste und der effektiven Stahlzahnhöhe $h_{d,eff}$. Diese ist kleiner als die Gesamthöhe des Stahlzahns, da sich der besagte Druckspannungszustand nicht bis zu dessen Oberkante einstellt. Dafür ist einerseits die grundsätzliche Verbunddübelgeometrie und andererseits die mit zunehmender Stahlzahnhöhe größere Stahlverformung verantwortlich. Für die Geometrien PZKL, PZ und CL werden sinnvolle Annahmen für $h_{d,eff} = \zeta_{geo} \cdot e_x$ in Abb. 9.2 dargestellt, die mit den Annahmen von [Kopp 2018] für den Versagensmodus Stahlversagen übereinstimmen.

Entwicklung eines Bemessungskonzeptes für oberflächennahe Verbunddübeln

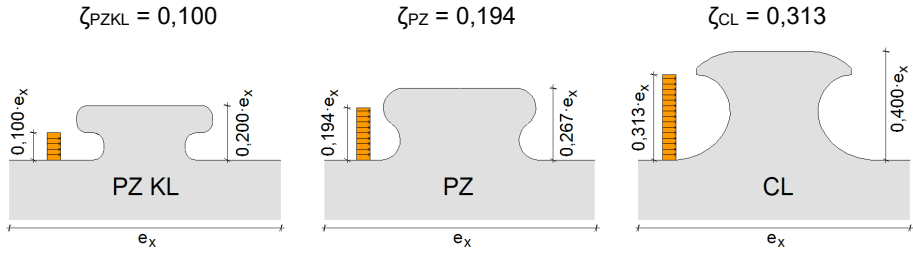


Abb. 9.2: Annahmen für die effektive Stahlzahnhöhe $h_{d,eff}$

Das pulverisierte Betongefüge innerhalb des quasi-hydrostatischen Druckspannungsbereiches übt nach der Modellvorstellung einen gleichmäßigen Druck p in alle Richtungen auf die umliegende Tragkonstruktion aus. Die durchdringende Querbewehrung trägt maßgeblich zur Aufrechterhaltung dieses Zustandes bei. Der Druck lässt sich basierend auf den nach [Eligehausen 2000] herausgearbeiteten Zusammenhängen folgendermaßen approximieren:

$$p = \frac{F}{\sqrt[3]{t \cdot h_{d,eff}}} \quad (9.2)$$

Zwangsläufig wird auch die Betondeckung außerhalb des Bereiches, der durch die Umschnürungswirkung der Bewehrung eingefasst wird, mit einer resultierenden Abtriebskomponente F_{res} beansprucht.

$$F_{res} = p \cdot A_p \quad (9.3)$$

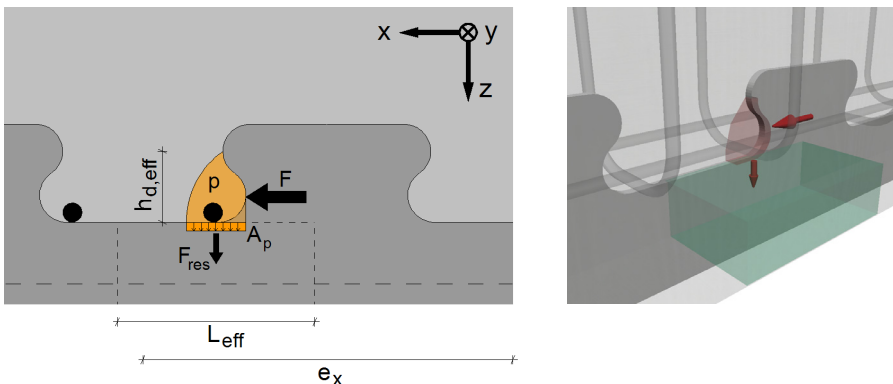


Abb. 9.3: Annahmen zur Entstehung der vertikalen Abtriebskomponente F_{res}

Entwicklung eines Bemessungskonzeptes für oberflächennahe Verbunddübelleisten

Numerische Simulationsergebnisse weisen darauf hin, dass sich die Druckfläche A_p sehr nahe an der Verbunddübelleiste ausbildet und näherungsweise unabhängig von den untersuchten Parametervariationen ist. Die operative Größe A_p wird demnach im Rahmen des Bemessungsmodells als konstant angenommen:

$$A_p \approx \text{const.} \quad \longrightarrow \quad F_{res} \sim p \quad (9.4)$$

Die experimentellen Untersuchungen zeigen, dass der typische und traglastlimitierende Versagensmodus oberflächennaher Verbunddübelleisten in Form eines Biegezugversagens auftritt, was es erforderlich macht, die Biegezugfestigkeit des Betons innerhalb der Widerstandsfunktion zu berücksichtigen. In vielen Fällen [Eligehausen 2000, Heinemeyer 2011, Claßen 2016] wird festgestellt, dass für den Werkstoff Beton in der Regel ein proportionaler Zusammenhang zwischen der Zugfestigkeit und der Quadratwurzel der Druckfestigkeit angesetzt werden kann.

$$f_{ct} \sim \sqrt{f_c} \quad (9.5)$$

Darüber hinaus wird in [Model Code 1990] eine Maßstabsabhängigkeit zwischen der Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ und der Zugfestigkeit f_{ct} von Beton beschrieben. Dieser Maßstabseffekt wird in Abhängigkeit von der Höhe des biegebeanspruchten Querschnittes mit einem Faktor k_1 für einen Gültigkeitsbereich für Betonbalkendicken $c_{D,s} \geq 50\text{mm}$ abgebildet. Die bezogene Referenzdicke wird darin zu $h_0 = 100\text{ mm}$ festgelegt, anhand der die Gleichung kalibriert wurde.

$$k_1 = \frac{1+1,5 \cdot (c_{D,s}/h_0)^{0,7}}{1,5 \cdot (c_{D,s}/h_0)^{0,7}} \quad \text{mit } h_0 = 100\text{ mm} \quad (9.6)$$

In abgewandelter und verkürzter Form wird dieser Maßstabsfaktor auch in [Model Code 2010] sowie [DIN EN 1992-1-1] im Rahmen des Bemessungsmodells für die Querkrafttragfähigkeit von balkenförmigen Querschnitten in Stahlbetonbauweise eingesetzt.

$$k_2 = 1 + \sqrt{\frac{200}{c_{D,s}}} \approx k_1 \cdot \text{const.} \quad (9.7)$$

In Abb. 9.4 wird dargestellt, dass die Abweichungen der beiden zuvor angegebenen Gleichungen vor allem im Bereich von Bauteildicken $50\text{mm} \leq c_{D,s} \leq 150\text{mm}$ vernachlässigbar gering sind.

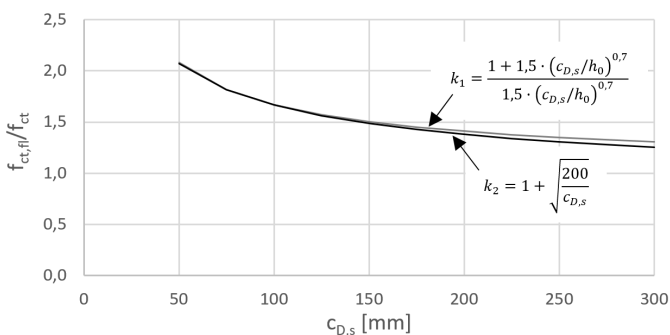


Abb. 9.4: Vergleich zwischen den Maßstabsfaktoren k_1 nach [Model Code 1990] und k_2 nach [DIN EN 1992-1-1]

Des Weiteren wird im Rahmen der Modellvorstellung die Annahme getroffen, dass die vertikale Abtriebskomponente F_{res} beidseits der Verbunddübeln neben Zug- vor allem Biegezugspannungen in der Betondeckung hervorruft (Abb. 9.5).

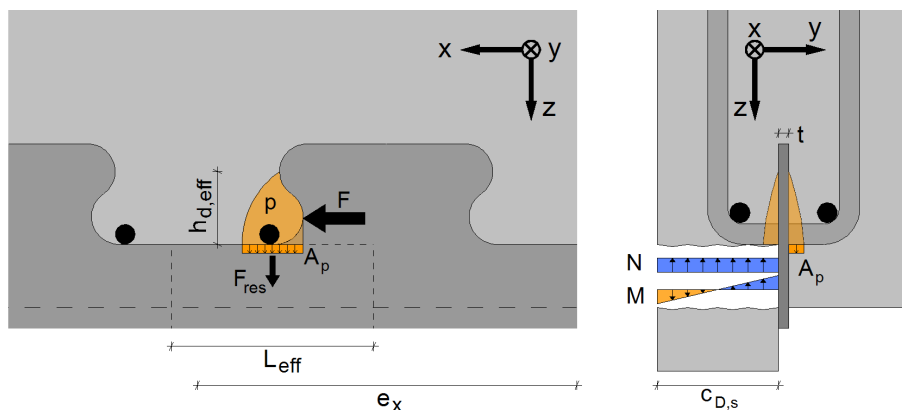


Abb. 9.5: Annahmen zur Spannungsausbreitung im Rahmen des Bemessungsmodells: Längsschnitt in xz-Ebene (links) und Querschnitt in yz-Ebene (rechts)

Wird approximativ die Gültigkeit der Balkentheorie vorausgesetzt, kann die maximale einwirkende Zugspannung σ_z unmittelbar neben der Verbunddübeln, wo nach Kapitel 8 der Ausgangspunkt der tertiären Rissfläche angenommen wird, durch die Superposition der beiden Spannungskomponenten mithilfe nachfolgender Gleichung beschrieben werden.

$$\sigma_z = \frac{M}{W} + \frac{N}{A} = \frac{F_{res} \cdot c_{D,s}/2}{L_{eff} \cdot c_{D,s}^2/6} + \frac{F_{res}}{L_{eff} \cdot c_{D,s}} = (3 + 1) \cdot \frac{F_{res}}{L_{eff} \cdot c_{D,s}} = f_{ct,fl} \quad (9.8)$$

Während die Fläche A_p der Spannungsübertragung von der quasi-hydrostatischen Druckspannungszone in die Betondeckung relativ klein ist, steht auf der Widerstandsseite ein größerer Bereich entgegen, in welchem sich infolge der Biegezugbeanspruchung Spannungen einstellen. Diese entsprechende mitwirkende Länge wird über L_{eff} ausgedrückt.

Anhand von Gleichung 9.8 wird erkennbar, dass im Rahmen dieser mechanischen Modellierung die Biegezugspannungen an der Stelle des Rissbeginns dreifach so groß sind wie die zentrischen Zugspannungen, was die Anwendung des Maßstabsfaktors rechtfertigt. Wird die Gleichung nach der Verbunddübelkraft aufgelöst, so entsteht nachfolgende Formel. Ein linearer Vorfaktor ψ dient dabei der Kalibrierung der Bemessungsformel an den Versuchsergebnissen sowie der Erfassung linearer Einflüsse, beispielsweise aus Modellungenauigkeiten.

$$F_{theo,m} = \psi \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot k \cdot c_{D,s} \cdot \sqrt[3]{t \cdot h_{d,eff}} \cdot L_{eff} \quad (9.9)$$

ψ : Linearer Kalibrierungsfaktor

Zuletzt ist noch der Einfluss der effektiven Länge L_{eff} zu analysieren. Dazu wird angenommen, dass sich der Bereich der Betondeckung, der einen Widerstand gegen die durch die quasi-hydrostatische Druckspannungszone verursachte Biegezugbeanspruchung aufbringen kann, relativ zur Skalierung der Verbunddübelgeometrie e_x verhält (Abb. 9.5). Anhand der vorliegenden Versuchsergebnisse, kann eine Proportionalität zwischen der effektiven Länge L_{eff} und der dritten Wurzel des Skalierungsfaktors e_x festgestellt werden.

$$L_{eff} \sim \sqrt[3]{e_x} \quad (9.10)$$

Abb. 9.6 fasst die bereits in Kapitel 6.4 zum Einfluss des Skalierungsfaktors e_x vorgestellten Ergebnisse zusammen. Die Tragfähigkeiten aus den experimentellen Untersuchungen und den numerischen Simulationen werden darin für Skalierungen mit $e_x = 150$ mm, $e_x = 200$ mm und $e_x = 250$ mm gezeigt. Die zusätzlich eingeblendete nichtlineare Regressionsfunktion $P(e_x)$ zur Beschreibung der Verbunddübeltragfähigkeit in Abhängigkeit von e_x umfasst einen konstanten Vorfaktor zur Abbildung der gleichbleibenden Parameter sowie einen Term $\sqrt[3]{e_x^2}$. Dieser repräsentiert die insgesamt zweifache Proportionalität der Tragfähigkeit P zur dritten Wurzel des Skalierungsfaktors e_x . Einerseits rührt diese aus der Beziehung zur effektiven Länge $P \sim L_{eff}$, wobei die Approximation $L_{eff} \sim \sqrt[3]{e_x}$ gewählt wurde, und andererseits aus der Beziehung zur effektiven Stahlzahnhöhe, die ebenfalls in Abhängigkeit von e_x zu $h_{d,eff} = \zeta_{geo} \cdot e_x$ definiert wurde, wobei sich die Tragfähigkeit proportional zur dritten Wurzel der effektiven Stahlzahnhöhe verhält ($P \sim \sqrt[3]{h_{d,eff}}$).

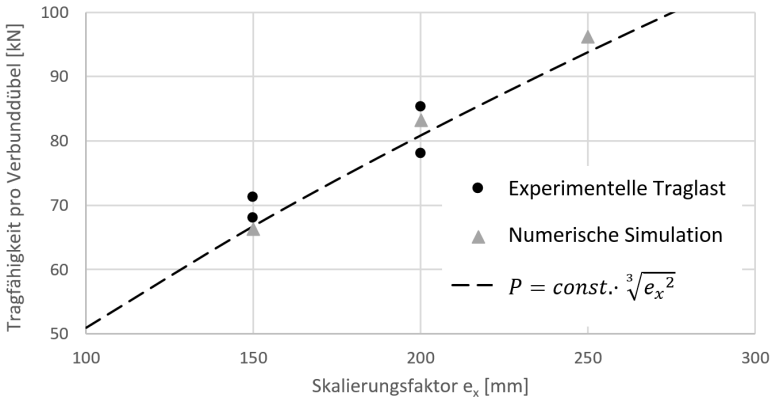


Abb. 9.6: Tragfähigkeit in Abhängigkeit des Skalierungsfaktors e_x

Da die experimentellen und numerischen Traglasten mit ausreichender Genauigkeit der Regressionsfunktion genügen, wird die effektive Länge L_{eff} nachfolgend durch $\sqrt[3]{e_x}$ substituiert, sodass sich die Bestimmungsgleichung der theoretischen Tragfähigkeit oberflächennaher Verbunddübeln auf Mittelwertniveau wie folgt ergibt:

$$F_{theo,m} = 2,6 \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot k \cdot c_{D,s} \cdot \sqrt[3]{t \cdot h_{d,eff}} \cdot \sqrt[3]{e_x} \quad (9.11)$$

In Kapitel 6.11 wurde der Einfluss der Lage der Querbewehrungsbügel auf das Trag- und Verformungsverhalten oberflächennaher Verbunddübeln ausgearbeitet. Dabei wurde festgestellt, dass sowohl die Maximaltragfähigkeit als auch die Duktilität sensitiv auf geringfügige Abweichungen der lastzugewandten Querbewehrungsbügel von der Soll-Position reagieren und dies zu signifikanten Einbußen führen kann. Die Anwendbarkeit der Gleichung setzt demnach eine ordnungsgemäße Lage der lastzugewandten Querbewehrung voraus. Der lastabgewandte Bewehrungsbügel spielt zwar eine untergeordnete Rolle, jedoch trägt er durchschnittlich 9% zur Tragfähigkeit bei (Kapitel 6.11). Wird eine Konstruktion mit oberflächennahen Verbunddübeln mit lediglich einem Bewehrungsbügel in lastzugewandter Position unter Sicherstellung der Soll-Lage ausgeführt, so wird eine pauschale Reduzierung der theoretischen Tragfähigkeit mit einem Querbewehrungsbeiwert von $\eta_s = 0,9$ vorgeschlagen. Damit lautet die Gleichung zur Bestimmung der theoretischen Tragfähigkeit oberflächennaher Verbunddübeln auf Mittelwertniveau:

$$F_{theo,m} = 2,6 \cdot \eta_s \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot k \cdot c_{D,s} \cdot \sqrt[3]{t \cdot h_{d,eff}} \cdot \sqrt[3]{e_x} \quad (9.12)$$

f_{cm} Mittlere Betonzylinderdruckfestigkeit [N/mm²]

k Maßstabsfaktor: $k = 1 + \sqrt{200/c_{D,s}}$

$c_{D,s}$	Seitlicher Abstand zum freien Betonrand [mm]
t	Blechdicke [mm]
e_x	Achsabstand der Verbunddübel [mm]
$h_{d,eff}$	Effektive Stahlzahnhöhe [mm]; $h_{d,eff} = \zeta_{geo} \cdot e_x$
η_s	Querbewehrungsbeiwert: 2 Bewehrungsbügel je Ausnehmung: $\eta_s = 1,0$ 1 Bewehrungsbügel je Ausnehmung in lastzu- gewandter Position: $\eta_s = 0,9$

9.2 Nachrechnung der experimentellen Tragfähigkeiten des Kleinteilversuchsprogramms

In Abb. 9.7 werden die experimentellen Tragfähigkeiten, die im Rahmen der vorliegenden Arbeit sowie in [Gajda 2020] ermittelt wurden, den rechnerischen Tragfähigkeiten nach [DIBt 2018], [Seidl 2009] und Gleichung 9.12 gegenübergestellt. Die allgemeine Bauartgenehmigung beinhaltet dabei drei Bemessungsgleichungen für die Versagensmodi Abscheren des Betondübels, Ausstanzen eines Betonkegels und Stahlversagen. Die durchgeführten Push-Out-Versuche liegen allerdings aufgrund der Betonplattenbreiten (in y-Richtung) von $b_c < 250\text{mm}$ außerhalb des Geltungsbereiches der Gleichungen für Abscheren und Ausstanzen. Deren Anwendung überschätzt die tatsächlichen Tragfähigkeiten signifikant, da sie die oberflächennahe Einbauposition nicht berücksichtigen. Die Bemessungsgleichung für Stahlversagen errechnet über die Einflussgrößen e_x , t_w , f_y sowie einen Geometriefaktor $\lambda_{geo,m}$ das Erreichen der Fließgrenze infolge einer kombinierten Schub- und Biegebeanspruchung im kritischen Schnitt. Damit ist sie unabhängig von jeglichen Betoneigenschaften und kann auch bei oberflächennahen Verbunddübelleisten sinnvoll eingesetzt werden. Da innerhalb des Kleinteilversuchsprogramms größtenteils Blechdicken von $t_w = 4\text{mm}$ verwendet wurden, um eine wirtschaftliche Kombination mit den schlanken Betonplatten zu erhalten, liegt die rechnerische Tragfähigkeit hinsichtlich Stahlversagen häufig nahe an der für den Versagensmodus Kantenbruch. Bei einigen Parametervariationen trat ein deutliches Stahlversagen ein, bei einigen überlagerten sich die beiden Versagensmodi.

Über die Bemessungsgleichung für randnahe Verbunddübelleisten nach [Seidl 2009] werden teilweise sehr konservative Traglasten auf Mittelwertniveau berechnet, sodass die Traglasten, die auf Bemessungsniveau angesetzt werden können, zu unwirtschaftlichen Konstruktionen führen. Teilweise wird die Tragfähigkeit von Probekörpern, die einen Kantenbruch ausgebildet haben, auf Mittelwertniveau aber auch überschätzt (z. B. bei PO_42), was einer Modellunsicherheit entspricht.

Entwicklung eines Bemessungskonzeptes für oberflächennahe Verbunddübelleisten

Geometrie	Anzahl	Gajda																							
		PO 01	PO 02	PO 03	PO 04	PO 05	PO 06	PO 07	PO 08	PO 09	PO 10	PO 11	PO 12	PO 13	PO 15	PO 16	PO 17	PO 34	PO 36	PO 38	PO 40	PO 42	PO 44	PO 46	
Skalierung	[mm]	150	150	150	150	200	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	250	250	250	250	250	250	250
Stahlzahnhöhe	h_d [mm]	40	60	30	40	53	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	50	50	50	50	50	50	
Eff. Stahlzahnhöhe	$h_{d,eff}$	29	47	15	29	39	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	25	25	25	25	25	25	25	
Stahlzahnabstand	- [mm]	62	65	75	62	82	124	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	
Fließgrenze	f_{ym} [N/mm ²]	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	377	377	429	362	296	296	296	296	296	296	
Bruchgrenze	f_{yu} [N/mm ²]	495	495	495	495	495	495	495	495	495	495	495	495	495	495	513	561	470	370	370	370	370	370	370	
Blechdicke	t [mm]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	6	8	4	4	4	4	4	4	4	
Zylinderdruckfestigkeit	f_{cm} [N/mm ²]	46.3	46.3	46.3	46.3	46.3	23.5	70.9	46.3	46.3	46.3	46.3	46.3	46.3	35.3	35.3	35.3	29.4	29.4	29.4	20.3	20.3	20.3	20.3	
Spaltzugfestigkeit	f_{ctm} [N/mm ²]	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.1	3.2	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.5	2.5	2.5	2.9	2.9	2.9	2.2	2.2	2.2	2.2	
Plattendicke (y-Richtung)	b_c [mm]	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	150	
Plattenhöhe (z-Richtung)	h_c [mm]	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	
Einbindetiefe der VDL	$h_E=c_{D,u}$ [mm]	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	50	
Bügelbewehrung je Ausnehmung	- [-]	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	108	108	208	208	208	208	208	208	208	208	
Tragfähigkeit	P_{exp} [kN]	67.8	72.7	57.8	86.9	85.0	69.9	62.0	87.7	88.3	97.2	74.6	48.9	62.9	71.9	95.7	79.1	64.0	63.0	81.0	55.0	50.0	74.0	69.0	
	P_{exp} [kN]	71.4	70.5	59.7	84.0	77.9	64.8	52.3	90.3	86.6	102	63.5	50.0	66.6	74.5	92.0	79.3								
Versagensart	- [-]	POE	POE	POE	POE	POE	POE	POE	POE	PL	PL	POE	POE	POE	POE	POE	POE	POE	POE	POE	POE	POE	POE	POE	
	$P_{sh,m}$ [kN]	311	385	311	311	465	311	227	368	311	311	311	280	280	270	270	270	270	513	513	513	431	431	431	
Bemessungsmodell	$P_{pos,m}$ [kN]	159	181	154	151	228	159	114	195	159	159	192	156	156	139	139	139	234	234	234	195	228	195	228	
	$P_{pl,m}$ [kN]	66.2	60.0	42.8	66.2	88.3	66.2	66.2	66.2	66.2	66.2	66.2	66.2	66.2	66.2	66.2	66.2	66.2	67.0	67.0	67.0	54.8	54.8	54.8	
Broschart (POE)	$P_{sied,m}$ [kN]	46.7	55.3	42.1	187	77.5	46.7	35.0	53.3	52.0	55.2	57.6	46.7	46.7	41.7	49.3	41.7	98.8	98.8	119	74.9	88.9	90.3	108	
	$P_{pos,m}$ [kN]	66.9	78.6	53.7	147	81.3	66.9	47.7	82.8	88.9	109	66.9	60.2	60.2	66.0	108	71.6	60.2	60.2	79.9	50.0	50.0	66.4	66.4	
Abweichung P_{exp} zu $P_{pos,m}$	[%]	-4%	10%	-9%	72%	0%	-1%	17%	-7%	12%	10%	-3%	2%	-7%	10%	3%	10%	-6%	4%	-1%	-9%	0%	10%	-4%	

Abb. 9.7a: Gegenüberstellung der experimentellen und theoretischen Tragfähigkeiten

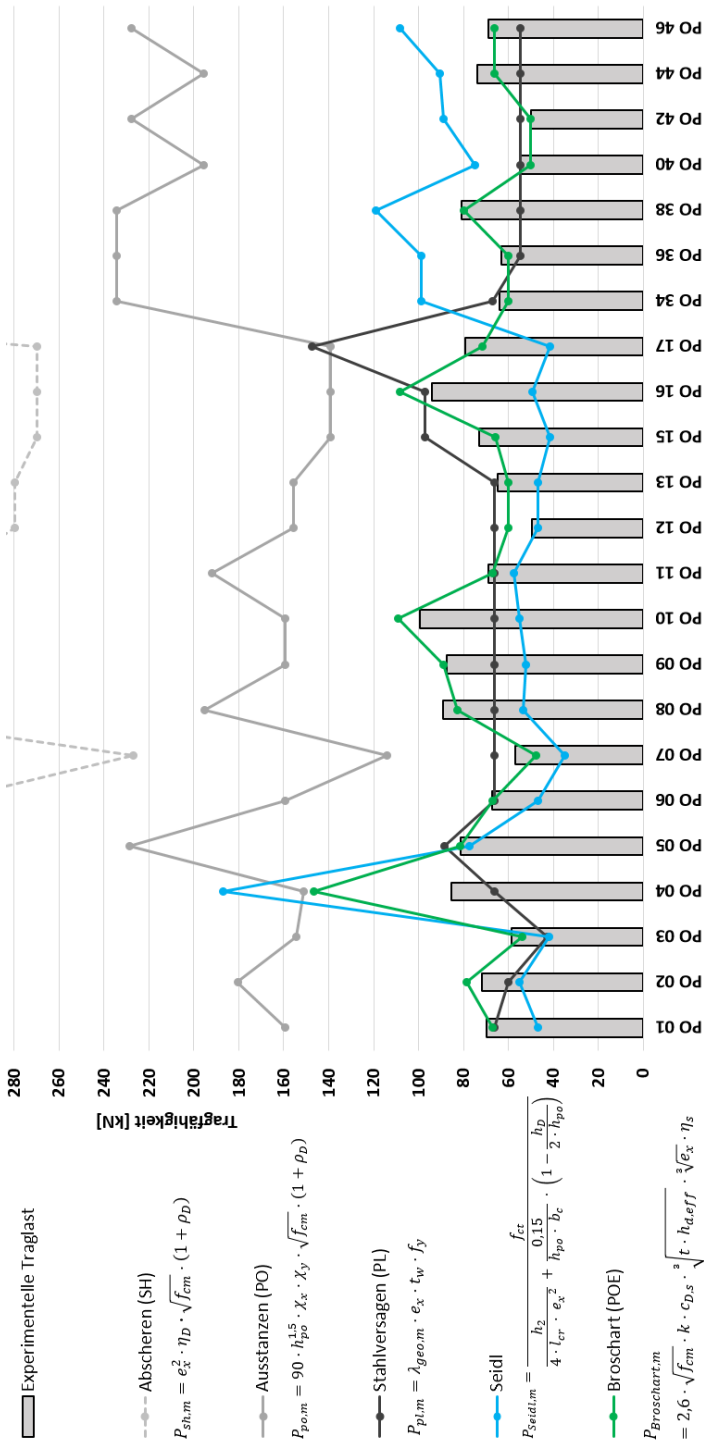


Abb. 9.7b: Gegenüberstellung der experimentellen und theoretischen Tragfähigkeiten

Entwicklung eines Bemessungskonzeptes für oberflächennahe Verbunddübeln

Die Bemessungsgleichung für oberflächennahe Verbunddübeln, die im Rahmen der vorliegenden Arbeit entwickelt und kalibriert wurde, zeigt gute Übereinstimmungen der Traglasten bei jenen Probekörpern, die den Versagensmodus Kantenbruch aufwiesen. Abb. 9.8 zeigt dazu eine Gegenüberstellung aller experimentell ermittelten und der theoretisch über Gleichung 9.12 berechneten Traglasten. Zusätzlich ist die Ursprungsgerade $P_{\text{exp}} = P_{\text{theo}}$ eingezeichnet. Je geringer der Abstand der einzelnen Messpunkte zur Ursprungsgeraden ist, umso besser bildet die Widerstandsfunktion die Realität ab. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, dass nicht alle der eingeblendeten Messpunkte zu Probekörpern gehören, die das Versagensbild Kantenbruch zeigten. Der Bereich oberhalb der Ursprungsgeraden kann als sichere, der Bereich darunter als unsichere Seite interpretiert werden.

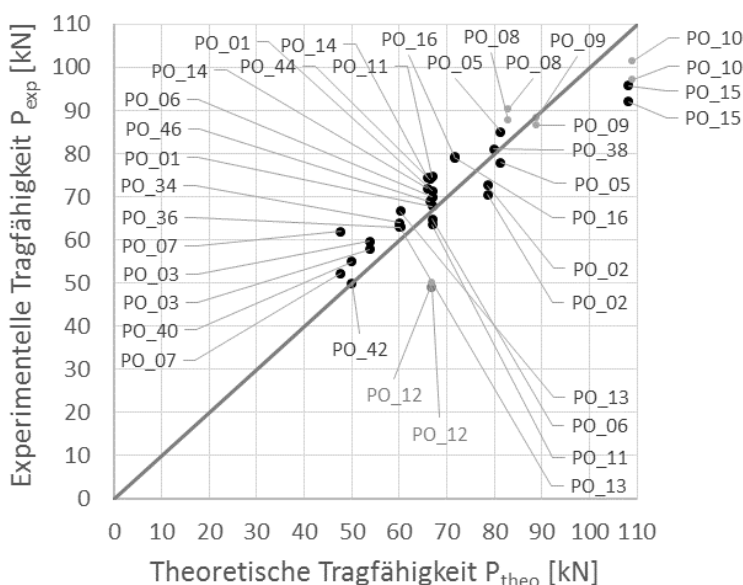


Abb. 9.8: Vergleich der experimentellen und theoretischen Tragfähigkeiten nach Gleichung 9.12

In Abb. 9.9 werden den experimentell ermittelten Tragfähigkeiten die maßgebenden rechnerischen Tragfähigkeiten, die aus dem Minimum der Bemessungsgleichungen für Abscheren, Ausstanzen, Stahlversagen und Kantenbruch entstehen, gegenübergestellt. Der gezeigte Graph kann ebenso als untere Umhüllende der entsprechenden Graphen in Abb. 9.7b interpretiert werden.

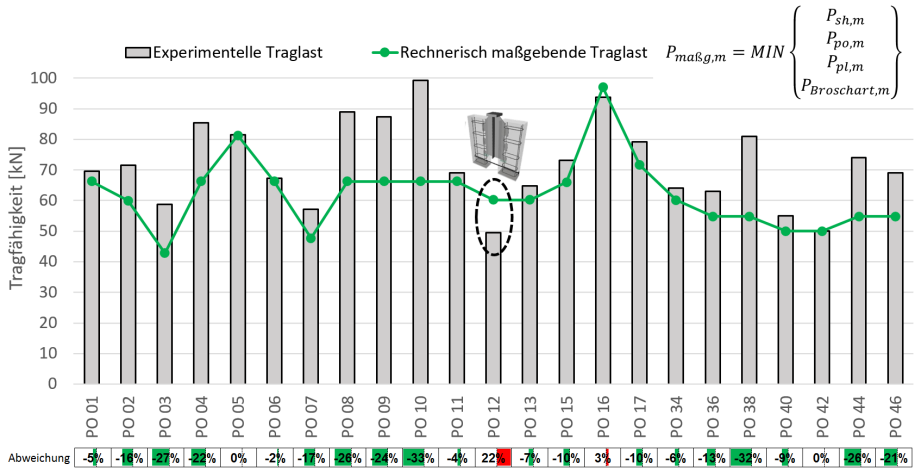


Abb. 9.9: Vergleich zwischen experimentellen und rechnerisch maßgebenden Tragfähigkeiten

Der Vergleich lässt erkennen, dass die rechnerisch maßgebenden Traglasten die Versuchsergebnisse auf Mittelwertniveau gut abbilden. Zur sicheren Seite hin treten Abweichungen um bis zu 33% auf, die auf die Sicherheit des Bemessungsmodells für Stahlversagen zurückzuführen sind. Die Abweichungen zur unsicheren Seite hin sind mit Ausnahme der Probekörper PO_12 sehr gering. Bei besagter Parameterkonfiguration wurde lediglich je ein Bewehrungsbügel 1Ø8 mm mittig zwischen den Stahlzähnen platziert. Die Abweichung von der Referenzposition betrug damit circa 27 mm. In Kapitel 6.11 wurde anhand experimenteller und numerischer Untersuchungen deutlich gezeigt, dass die Lage der lastzugewandten Querbewehrungsbügel einen signifikanten Einfluss auf die Tragfähigkeit und damit auf die Anwendbarkeit der Bemessungsmodelle ausübt. Aus diesem Grund ist die Bewehrungsanordnung mit einer Abweichung von nicht mehr als 10 mm bezogen auf die Referenzposition zwingend erforderlich, um die Aktivierung der Lastabtragungsmechanismen, die dem Bemessungsmodell zugrunde liegen, zu gewährleisten. Eine Anordnung der Querbewehrung wie sie bei der Probekörperkonfiguration PO_12 vorliegt, wäre demzufolge unzulässig.

9.3 Nachrechnung der Längsschubtragfähigkeiten der Verbundträgerversuche

Die rechnerische Biegemomentenragfähigkeit der Verbundträger kann mithilfe der Teilverbundtheorie, die in [DIN EN 1994-1-1] zur Anwendung bei Verbundtragwerken mit teilweiser Verdübelung angegeben wird, bestimmt werden. Die zugehörigen modelltheoretischen Annahmen sind in Abb. 9.10 illustriert. Da dem Beton hier keine Zugtragfähigkeit unterstellt wird, setzt sich die Momentenragfähigkeit bei einem Verdübelungsgrad von $\eta = 0$ alleine aus der plastischen Momentenragfähigkeit des Stahlquerschnittes $M_{pl,a,Rd}$ zusammen (Abb. 9.10, A). Unter voller Verdübelung ($\eta = 1$) werden die maximalen plastischen Tragfähigkeiten der Teilquerschnitte aktiviert. Dazu

Entwicklung eines Bemessungskonzeptes für oberflächennahe Verbunddübeln

müssen die Verbundmittel im Längsschubkraftübertragungsbereich in Summe ausreichend tragfähig sein, um die Betondrucknormalkraft $N_{c,c}$ in den Stahlquerschnitt einzuleiten, also $\Sigma P \geq N_{c,c}$ (Abb. 9.10, C). Unter Inkaufnahme eines Relativschlupfes zwischen den Verbundpartnern kann eine geringe Anzahl an Verbundmitteln angeordnet werden ($0 < \eta < 1$). Infolgedessen kann die Betondrucknormalkraft maximal so groß werden wie die Summe der Verbundmitteltragfähigkeiten $N_{c,c} = \Sigma P$ (Abb. 9.10, B).

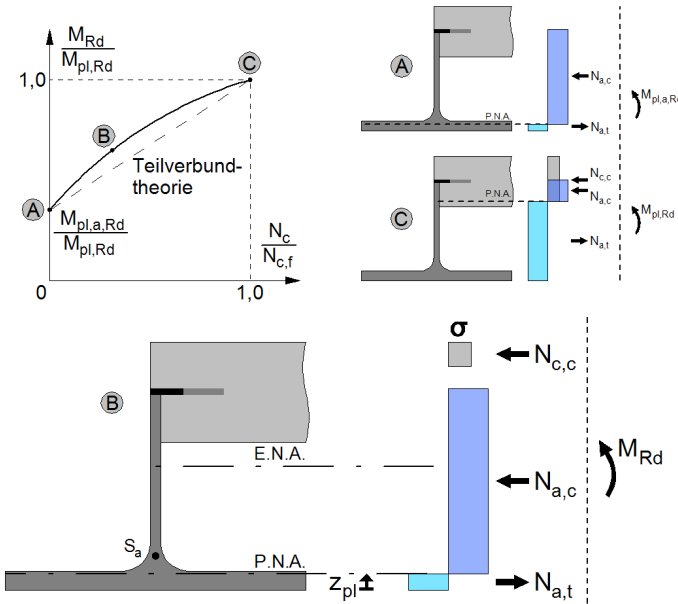


Abb. 9.10: Idealierte Annahmen der Teilverbundtheorie nach [DIN EN 1994-1-1]

Die Verbundträgerversuche wurden so dimensioniert, dass ihre rechnerischen Verdübelungsgrade η zwischen 0,27 und 0,37 lagen und damit ein Versagen der Verbundmittel provoziert wurde, da andernfalls eine Beobachtung der Verbundmitteltragwirkung erschwert worden wäre. Damit liegt der Verdübelungsgrad unterhalb des Grenzwertes nach [DIN EN 1994-1-1], der einen Mindestverdübelungsgrad von $\eta = 0,4$ vorschreibt. Darüber hinaus wird das in Eurocode 4 geforderte Verhältnis der vollplastischen Stahlmomentenragfähigkeit zur vollplastischen Gesamtmomentenragfähigkeit $M_{pl,a,Rm}/M_{pl,Rm} \geq 0,4$ infolge der oberflanschlosen Konstruktionen von allen drei Verbundträgern unterschritten.

Tab. 9.1 zeigt eine Gegenüberstellung der rechnerischen Momentenragfähigkeit der Verbundträgerversuche nach Teilverbundtheorie auf Mittelwertniveau sowie der experimentellen Momentenragfähigkeit. Zur Berechnung der theoretischen Tragfähigkeit der oberflächennahen Verbunddübel P_{theo} wurde Gleichung 9.12 angewendet, die Summe der Verbunddübeltragfähigkeiten innerhalb des Längsschubkraftübertragungsbereichs wurde der Betondrucknormalkraft $N_{c,c} = \Sigma P_{theo}$ gleichgesetzt. Zwischen

Randauflager und Lasteinleitung sind je Trägerrand 13 Verbunddübel angeordnet. Allerdings ist davon auszugehen, dass die an der Lasteinleitung angrenzenden Verbunddübel innerhalb eines Diskontinuitätsbereiches liegen, der näherungsweise eine Länge entsprechend der Bauteilhöhe links und rechts der Lasteinleitung umfasst. Demzufolge wird die Beteiligung der Verbunddübel in der unmittelbaren Nachbarschaft der Lasteinleitung an der Längsschubkraftübertragung vernachlässigt. Die Betondrucknormalkraft berechnet sich demnach für alle getesteten Verbundträger zu:

$$N_{c,c} = \sum P_{theo} = 2 \cdot (13 - 1) \cdot P_{theo} \quad (9.13)$$

Der daraus resultierende Verdübelungsgrad η , die Lage der plastischen Nulllinie Z_{pl} , die sich in allen vorliegenden Fällen innerhalb des Untergurtes einstellt, und schließlich die rechnerische Momententragfähigkeit $M_{R,theo}$ auf Mittelwertniveau sind in Tab. 9.1 aufgeführt. Ihnen wird die experimentelle Momententragfähigkeit $M_{R,exp}$ gegenübergestellt.

Tab. 9.1: Vergleich zwischen experimenteller und theoretischer Momententragfähigkeit

		Querbewehrungsbeiwert	Theoretische Kantenbruchtragfähigkeit	Betondrucknormalkraft	Verdübelungsgrad	Plastische Nulllinie	Stahl-/Gesamtmomententragfähigkeit	Theoretische Momententragfähigkeit	Experimentelle Momententragfähigkeit	Abweichung
		η_s	P_{theo}	$N_c = \Sigma P_{theo}$	η	Z_{pl}	$M_{pl,a,R,m}/M_{pl,R,m}$	$M_{R,theo}$	$M_{R,exp}$	$M_{R,exp}/M_{R,theo}$
		[-]	[kN]	[kN]	[-]	[mm]	[-]	[kNm]	[kNm]	[%]
VBT-1	1.1	0.9	68.5	1644	0.27	16.2	0.17	529	477	-10%
	1.2	1.0	76.1	1826	0.30	16.5		566	533	-6%
VBT-2	2.1	0.9	64.2	1540	0.33	25.7	0.18	591	650	10%
	2.2	1.0	71.3	1711	0.37	26.4		633	729	15%
VBT-3	3.1	0.9	81.3	1950	0.31	16.7	0.12	704	873	24%
	3.2	1.0	90.3	2167	0.34	17.1		760	909	20%

Bei den Verbundträgern VBT-2 und VBT-3 übersteigt die experimentelle Momententragfähigkeit jene, die rechnerisch auf Grundlage der Teilverbundtheorie nach [DIN EN 1994-1-1] prognostiziert wurde, um 10% bis 24%, was demnach einem im Vergleich zur Modellvorstellung sicheren Bauteilverhalten entspricht. Dies ist unter anderem der modelltheoretischen Vernachlässigung der Eigenbiegetragfähigkeit der Betonplatte geschuldet, welche sich jeweils auf rund 20 kNm beläuft.

Für den Verbundträger VBT-1 überschätzt die Teilverbundtheorie die Tragfähigkeit allerdings. In Abb. 9.11 werden die Stahlnormalkraftverläufe der beiden 3-Punkt-Biegeversuche gezeigt, die an Verbundträger VBT-1 durchgeführt wurden. Sie wurden mithilfe der aufgezeichneten Sensorfaserdehnungen über Dehnungsebenen ermittelt, was in Kapitel 7.8 näher erläutert wurde. Auffällig sind die ausgeprägten Bereiche um die Lasteinleitung, in denen sich aufgrund der Überlagerung lokaler Effekte keine kontinuierliche Normalkraftänderung und korrespondierend keine Längsschubkraftübertragung einstellen konnte. Zwar entspricht in diesen Bereichen der gezeigte

Entwicklung eines Bemessungskonzeptes für oberflächennahe Verbunddübelleisten

Kurvenverlauf nicht dem tatsächlichen Normalkraftverlauf, da derartig starke Normalkraftänderungen über kurze Strecken unplausibel sind, allerdings ist davon auszugehen, dass die Längsschubkraftübertragung dort nicht gleichermaßen kontinuierlich stattfindet wie in den äußeren Feldbereichen.

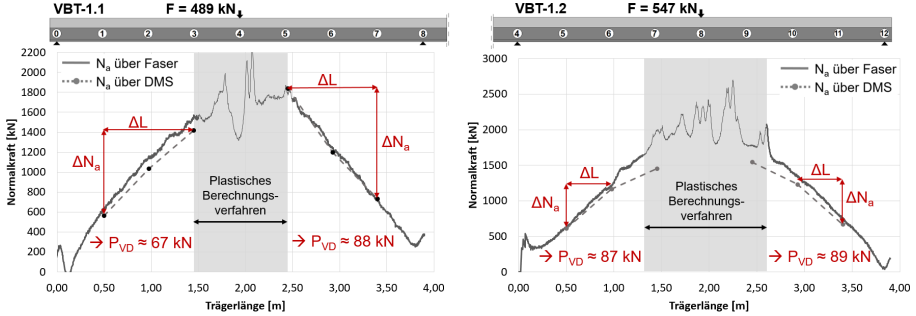


Abb. 9.11: Bestimmung der Verbunddübeltragfähigkeit bei VBT-1.1 (links) und VBT-1.2 (rechts)

Diese Hypothese kann mithilfe der numerisch simulierten Verbunddübelkräfte bestätigt werden, die in Abb. 9.12 für die Versuche VBT-1.2 und VBT-3.2 auf Maximallastniveau dargestellt sind. Auch hier kann bei VBT-1.2 eine vergleichsweise geringere Beteiligung am Längsschubkraftabtrag der Verbunddübel in der Nähe der Lasteinleitung beobachtet werden. Zusätzlich lassen die im oberen Bereich von Abb. 9.12 gezeigten Vergleichsspannungen in den Stahlprofilen erkennen, dass sowohl bei Versuch VBT-1.2 aber auch bei VBT-3.2 in Lasteinleitungsnähe große Stegbereiche plastizieren, was zum Großteil der Unterschreitung der in [DIN EN 1994-1-1] geforderten Bedingung $M_{pl,a,Rm}/M_{pl,Rm} \geq 0,4$ geschuldet ist.

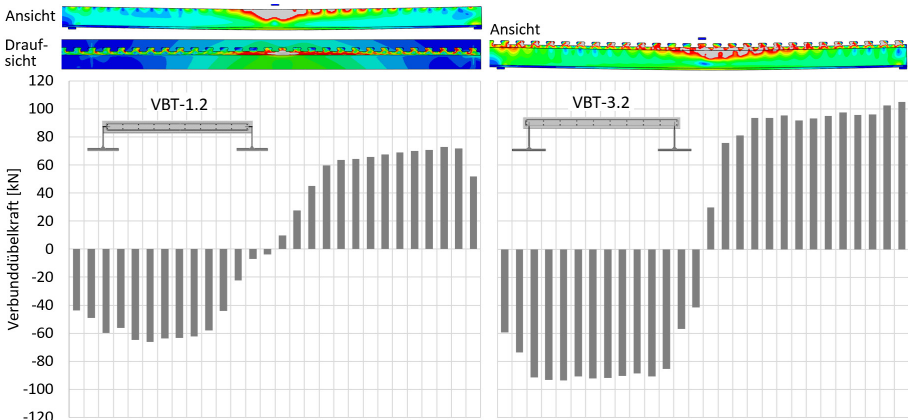


Abb. 9.12: Numerisch simulierte Verbunddübelkräfte der Versuche VBT-1.2 und VBT-3.2 unter jeweiligem Maximallastniveau

Entwicklung eines Bemessungskonzeptes für oberflächennahe Verbunddübelleisten

In Tab. 9.2 werden die experimentellen Tragfähigkeiten $P_{exp,\Delta N}$ jener Verbunddübel, die sich innerhalb von Trägerbereichen mit kontinuierlicher Schubkraftübertragung befanden und in Kapitel 7.8.3 über die entsprechenden Stahlnormalkraftdifferenzen ΔN_a ausgewertet wurden, mit den theoretischen Kantenbruchtragfähigkeiten P_{theo} nach Gleichung 9.12 verglichen. Dabei fällt auf, dass die durchschnittliche Tragfähigkeit eines im Bauteil ausreichend aktivierten Verbunddübels die nach der theoretischen Bestimmungsgleichung, die anhand von Push-Out-Versuchen kalibriert wurde, tendenziell übersteigt.

Tab. 9.2: Vergleich zwischen experimenteller und theoretischer Verbunddübeltragfähigkeit

		Experimentelle Momententragfähigkeit	Experimentelle Kantenbruchtragfähigkeit im Bauteil	Theoretische Kantenbruchtragfähigkeit	Abweichung
		$M_{R,exp}$	$P_{exp,\Delta N}$	P_{theo}	P_{exp}/P_{theo}
		[kNm]	[kN]	[kN]	[%]
VBT-1	1.1	477	78	68.5	13%
	1.2	533	88	76.1	16%
VBT-2	2.1	650	64	64.2	0%
	2.2	729	71	71.3	-1%
VBT-3	3.1	873	96	81.3	18%
	3.2	909	101	90.3	12%

Die Momententragfähigkeit des Verbundträgers VBT-1 wurde demzufolge im Rahmen der Teilverbundtheorie nicht deshalb überschätzt, weil die Tragfähigkeit eines Einzelverbunddübels zu hoch angenommen worden wäre, sondern vielmehr, weil die Anzahl der tatsächlich zur Schubübertragung aktivierten Verbunddübel geringer ausfiel, als der Berechnung zugrunde gelegt wurde. Dies kann auf jene Effekte zurückgeführt werden, die im Zuge der begleitenden numerischen Simulationen der Verbundträgerversuche beobachtet und in Kapitel 7.9 geschildert wurden. Demnach wurden die Verbundträgerversuche VBT-1.1 und VBT-1.2 aufgrund der Querschnittskonstruktion in besonderem Maße sowohl einer Torsions- als auch einer Ausstanzbeanspruchung ausgesetzt. Diese beeinflusste die Schubkraftübertragung vor allem in der Umgebung der Lasteinleitung negativ. Um die Gültigkeit der Bemessungsansätze zu gewährleisten, sind demzufolge Torsions- und Ausstanzbeanspruchungen entweder konstruktiv zu vermeiden oder durch eine entsprechende Reduktion der rechnerisch angesetzten Tragfähigkeit zu berücksichtigen.

9.4 Duktilitätsanforderungen

In Kapitel 2.2 wurde bereits erläutert, dass Verbundmittel nach [DIN EN 1994-1-1] als duktil eingestuft werden, wenn sie ein charakteristisches Verformungsvermögen von $\delta_{uk} \geq 6$ mm aufweisen. Die Definition dieses charakteristischen Verformungsvermögens wird in Abb. 9.13 veranschaulicht. Bei kleiner Probekörperanzahl erfolgt eine pauschale Abminderung zu $\delta_{uk} = 0,9 \cdot \delta_u$, wobei δ_u der Relativverschiebung zwischen Stahl- und Betonquerschnitt in Krafrichtung zum Zeitpunkt entspricht, bei dem die Traglast 90% der zuvor erreichten Maximallast beträgt.

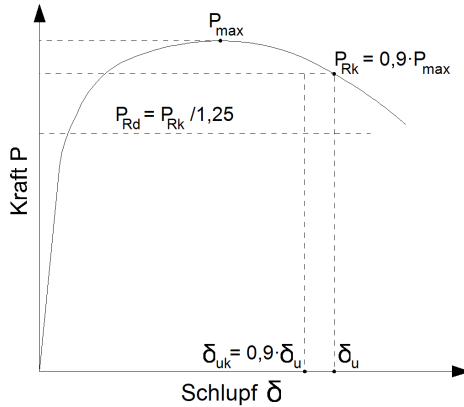


Abb. 9.13: Definition des charakteristischen Verformungsvermögens eines Push-Out-Versuchs nach [DIN EN 1994-1-1]

In nachfolgender Abbildung werden den experimentellen Verbunddübeltragfähigkeiten des Kleinteilversuchsprogramms P_{exp} die entsprechenden Werte des charakteristischen Verformungsvermögens δ_{uk} gemäß der Definition nach [DIN EN 1994-1-1] zugewiesen. Dabei ist festzustellen, dass elf der insgesamt 23 betrachteten Probekörperkonfigurationen das Duktilitätskriterium von $\delta_{uk} \geq 6$ mm in mindestens einer der beiden Serien nicht erreichen. Zwar können teilweise Schlupfanteile von $\delta_{uk} \geq 10$ mm aus reinen Betonverformungen verzeichnet werden (PO_07_B), allerdings sollten, sofern duktile Verbundmittel benötigt werden, beispielsweise zur Anwendung der Teilverbundtheorie, die Verbundkonstruktionen so dimensioniert werden, dass die rechnerische Tragfähigkeit hinsichtlich des Versagensmodus Kantenbruch höher liegt als die hinsichtlich des Versagensmodus Stahlversagen. Eine derartige Konstruktion hat zur Folge, dass die plastischen Stahlzahnverformungen neben hoher Duktilität zusätzlich einen Tragfähigkeitsanstieg aufgrund der Wiederverfestigungseigenschaften des Werkstoffs mit sich ziehen. Das größte Verhältnis von rechnerischer Kantenbruch- zu rechnerischer Stahltragfähigkeit, das im Rahmen der Untersuchungen beobachtet wurde und das Duktilitätskriterium nicht erfüllt, liegt bei 1,31 (PO_02). Die entsprechenden charakteristischen Verformungsvermögen lagen hier bei 4,1 mm und 5,9 mm. Auf dieser Grundlage wird folgende Bedingung vorgeschlagen, deren allgemeine Gültigkeit allerdings im Rahmen des vorliegenden Kleinteilversuchsprogramm nicht verifiziert werden kann.

Entwicklung eines Bemessungskonzeptes für oberflächennahe Verbunddübelleisten

Zur Erfüllung des 1Duktilitätskriteriums $\delta_{uk} \geq 6 \text{ mm}$ soll Folgendes gelten:

$$P_{poe} \geq 1,5 \cdot P_{pl} \quad (9.14)$$

	Anzahl		Gajda																						
	PZ	CL	PZKL	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ		
Geometrie	[]	[]	[]	[]	[]	[]	[]	[]	[]	[]	[]	[]	[]	[]	[]	[]	[]	[]	[]	[]	[]	[]	[]	[]	
Stärkung	e_x	[mm]	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
Stahzhöhe	h_d	[mm]	40	60	30	40	53	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
Eff. Stahzhöhe	$h_{d,eff}$	[mm]	29	47	15	29	39	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29
Stahzhahnabstand	-	[mm]	62	65	75	62	82	124	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62
Fließgrenze	f_{yk}	[N/mm ²]	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386	386
Bruchgrenze	f_{yk}	[N/mm ²]	495	495	495	495	495	495	495	495	495	495	495	495	495	495	495	495	495	495	495	495	495	495	495
Breite	t	[mm]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Bleeddicke	t	[mm]	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Zylinderdruckfestigkeit	f_{cm}	[N/mm ²]	46,3	46,3	46,3	46,3	46,3	46,3	46,3	46,3	46,3	46,3	46,3	46,3	46,3	46,3	46,3	46,3	46,3	46,3	46,3	46,3	46,3	46,3	46,3
Spaltzugfestigkeit	f_{ctm}	[N/mm ²]	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8
Plattendicke (y-Richtung)	b_c	[mm]	100	100	100	300	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Plattendicke (z-Richtung)	b_c	[mm]	200	200	200	100	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
Einbindetiefe der VDL	$h_E = e_{D,u}$	[mm]	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
Bewehrung	-	[]	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208	208
Bügelbewehrung je Ausnehmung	-	[]	108	108	108	108	108	108	108	108	108	108	108	108	108	108	108	108	108	108	108	108	108	108	108
Tragfähigkeit	P_{exp}	[kN]	67,8	72,7	57,8	86,9	85,0	69,9	62,0	87,7	88,3	97,2	74,6	48,9	62,9	71,9	95,7	79,1	64,0	63,0	81,0	55,0	150,0	74,0	69,0
Vernormungs- vermögen	δ_{uk}	[mm]	71,4	70,5	69,7	84,0	77,9	64,8	52,3	90,3	86,6	102	63,5	50,0	66,6	74,5	92,0	79,3	4,1	1,8	6,3	5,9	5,9	4,1	3,2
Versagensart	-	[]	4,5	4,1	8,1	15,3	5,0	9,5	10,8	9,0	11,7	15,3	2,3	2,3	4,1	4,5	5,0	4,1	4,1	1,8	6,3	5,9	5,9	4,1	3,2
Theoretische Tragfähigkeit	$P_{pl,m}$	[kN]	66,2	60,0	42,8	66,2	88,3	66,2	66,2	66,2	66,2	66,2	66,2	66,2	66,2	66,2	66,2	66,2	66,2	66,2	66,2	66,2	66,2	66,2	66,2
Verhältnis $P_{pl,m}$ zu $P_{pos,m}$	$P_{pos,m}$	[kN]	86,9	78,6	63,7	147	81,3	66,9	47,7	82,8	88,9	109	66,9	60,2	60,2	66,0	66,0	66,0	66,0	66,0	66,0	66,0	66,0	66,0	66,0
	-	[]	1,01	1,31	1,25	2,22	0,92	1,01	0,72	1,25	1,34	1,65	1,01	0,91	0,91	0,88	1,12	0,49	0,90	1,10	1,46	0,91	0,91	1,21	1,21

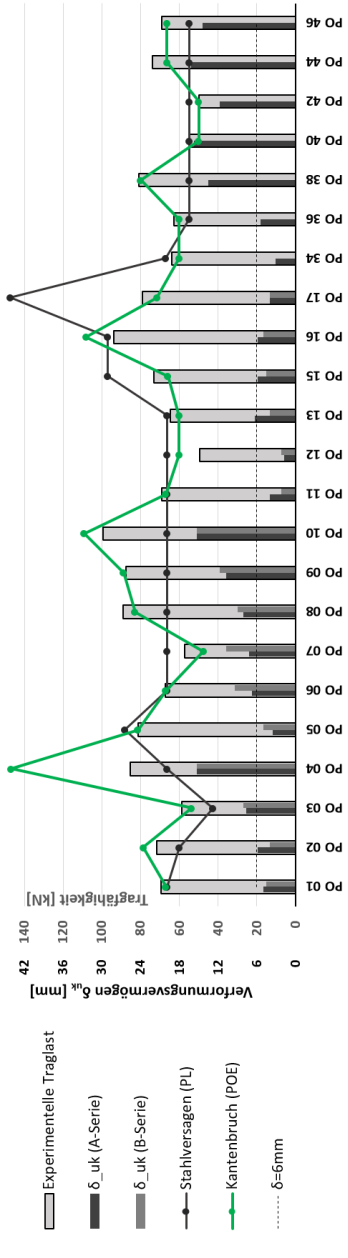


Abb. 9.14: Übersicht der Verbunddübeltragfähigkeiten des Kleinteilversuchsprogramms und des entsprechenden charakteristischen Verformungsvermögens δ_{uk}

10 Stochastische Auswertung nach Eurocode 0

10.1 Hintergründe und Beispielbetrachtung

Grundlegendes Ziel des Eurocode 0 [DIN EN 1990] ist es, sicherzustellen, dass der Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit eines Bauwerks innerhalb der vorgesehenen Nutzungsdauer mit einer angemessenen Zuverlässigkeit nicht überschritten wird. Das Modell zur Quantifizierung der Zuverlässigkeit sieht die Beschreibung der Grenzzustände in Abhängigkeit von einzelnen Einflussgrößen, sogenannten Basisvariablen X_i , vor [GruSiBau 1981].

$$Z = g(\underline{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (10.1)$$

Dabei stellt Z den Sicherheitsabstand zu jener Grenze dar, für die im Grenzzustand $Z = 0$ gilt. Der sichere Bereich wird durch $Z > 0$ charakterisiert, der Bereich, in dem ein Versagen eintritt, durch $Z \leq 0$. Dieser Sicherheitsabstand Z weist eine stochastische Streuung auf, da auch die einzelnen Basisvariablen streuen. In der nachfolgenden Abbildung ist exemplarisch die Abhängigkeit eines Grenzzustandes von zwei Basisvariablen X und Y dargestellt. Bei $n = 2$ Basisvariablen kann die Modellvorstellung in einer Ebene illustriert werden, wohingegen bei einer höheren Anzahl $n > 2$ ein n -dimensionaler Raum benötigt wird. Die Achseneinteilungen des Koordinatensystems werden standardisiert, also die Basisvariablen durch deren Standardabweichungen dividiert. Die Notation bedient sich zur Kennzeichnung standardisierter Werte eines Apostrophs. Bei einer derartigen Standardisierung liegen anschließend Wertepaare (X', Y') , die gleiche Auftretenswahrscheinlichkeit besitzen, auf kreisförmigen Isolinien. Die Koordinaten des Mittelpunktes M dieser Kreise bestehen aus den Mittelwerten der Normalverteilungen der beiden Basisvariablen $M(m_X, m_Y)$. Dieser Punkt M besitzt die höchste Auftretenswahrscheinlichkeit und liegt innerhalb des sicheren Bereiches. Mit zunehmender Entfernung zu M nimmt die Auftretenswahrscheinlichkeit der Wertepaare ab. Punkt $P(X'^*, Y'^*)$ beschreibt jenen kritischen Punkt, welcher den kürzesten (dimensionslosen) Abstand von M zum Grenzzustand $g(X', Y') = 0$ aufweist. Dieser Abstand spiegelt den Sicherheitsindex β wieder.

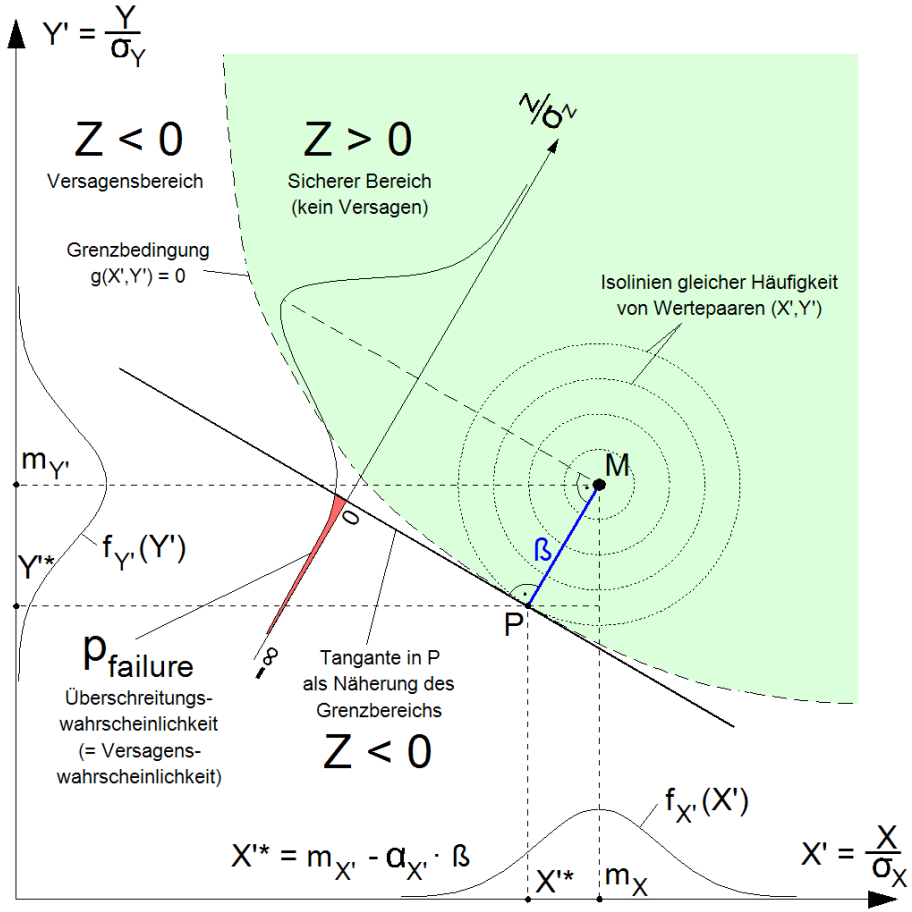


Abb. 10.1: Veranschaulichung des Sicherheitsmodells in Anlehnung an [GruSiBau 1981]

Da das Nachweisverfahren in dieser Form jedoch äußerst aufwendig und in der Praxis nur schwierig anwendbar ist, verwenden die Eurocodes in der Regel ein darauf basierendes, vereinfachtes Nachweisverfahren. Die Nachweisführungen basieren im Allgemeinen auf einem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept, in dessen Rahmen die resultierenden Einwirkungsvariablen auf ein Bauteil E_d einer resultierenden Widerstandsvariablen R_d gegenübergestellt werden. Beides sind skalare Größen und jeweils abhängig von unterschiedlichen Basisvariablen $R_{d,i}$ und $E_{d,j}$.

$$Z_d = R_d - E_d = g_{R,d}(R_{d,1}, R_{d,2}, \dots, R_{d,n}) - g_{E,d}(E_{d,1}, E_{d,2}, \dots, E_{d,n}) \geq 0 \quad (10.2)$$

$$\longrightarrow E_d \leq R_d \quad (10.3)$$

Da sowohl die Größe der Einwirkung als auch die des Widerstandes keine feststehenden Werte sind, sondern mit stochastischen Streuungen behaftet sind, genügt es nicht, lediglich die Mittelwerte beider Größen zu vergleichen. Stattdessen werden zur Gegenüberstellung ein Bemessungswert der Einwirkung E_d und ein Bemessungswert des Widerstandes R_d eingeführt. Zur Ermittlung dieser Bemessungswerte existieren Teilsicherheitsbeiwerte γ sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite.

$$R_{d,i} = \frac{R_{k,i}}{\gamma_{m,i}} \tag{10.4}$$

$$E_{d,j} = E_{k,j} \cdot \gamma_{f,j} \tag{10.5}$$

Mit den Teilsicherheitsbeiwerten werden charakteristische Werte beaufschlagt. Dabei handelt es sich um spezielle Quantile der Einwirkungs- oder der Widerstandsgröße, sogenannte p%-Fraktilwerte. Dieses Vorgehen dient der Einhaltung eines ausreichenden und zuverlässigen Sicherheitsabstandes zum Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit respektive zum Grenzzustand der Tragfähigkeit. Das semi-probabilistische Sicherheitskonzept der Eurocodes besitzt bezüglich der Wahl dieser Teilsicherheitsbeiwerte teilweise probabilistischen und teilweise deterministischen Charakter, wobei die meisten der derzeit in den Eurocodes angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte auf der Grundlage bisheriger Erfahrungen kalibriert worden sind, also über deterministische Methoden [DIN EN 1990]. Die Größe der Überlappungsfläche entspricht der operativen Versagenswahrscheinlichkeit.

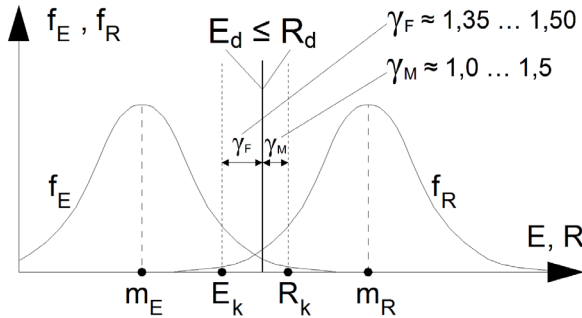


Abb. 10.2: Gegenüberstellung von Einwirkung und Widerstand nach [DIN EN 1990]

Die Vorgehensweise zur Ermittlung des Bemessungswertes des Widerstandes P_{Rd} auf der Grundlage von experimentellen Untersuchungen ist schematisch in Abb. 10.3 in Anlehnung an [Wurzer 1997] illustriert. Im Anschluss an die Entwicklung der Widerstandsfunktion auf Mittelwertniveau erfolgt die statistische Auswertung der Abweichungen der experimentellen Tragfähigkeiten P_{exp} von den theoretischen Tragfähig-

keiten P_{theo} im Hinblick auf die Bestimmung der charakteristischen Tragfähigkeit P_{Rk} sowie des zugehörigen rechnerischen Teilsicherheitsbeiwertes γ_R .

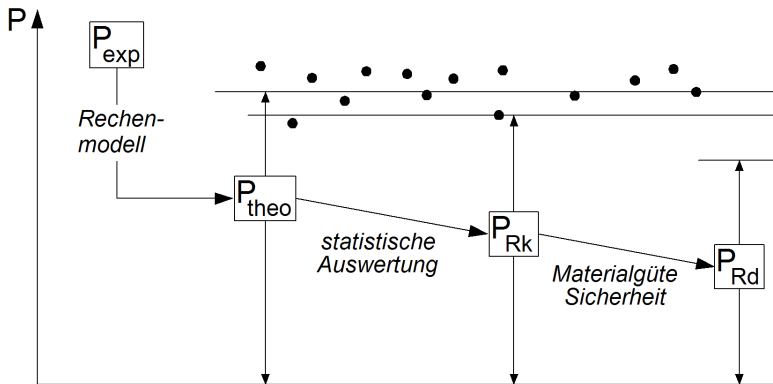


Abb. 10.3: Schematische Vorgehensweise zur Ermittlung des Bemessungswiderstandes in Anlehnung an [Wurzer 1997]

Zur statistischen Bestimmung des Teilsicherheitsbeiwertes der Widerstandsseite γ_R bietet Anhang D.8 der [DIN EN 1990] ein standardisiertes Auswerteverfahren an. Zur Durchführung des Auswerteverfahrens sind neben einer theoretischen Bemessungsgleichung, die die experimentellen Lasten auf Mittelwertniveau möglichst gut abbilden soll, die Variationskoeffizienten der Basisvariablen der Widerstandsfunktion erforderlich. Aus ihnen wird der resultierende Variationskoeffizient der Widerstandsfunktion V_{rt} berechnet.

Um die Vorgehensweise des nachfolgenden Kapitels zu verdeutlichen, wird an dieser Stelle exemplarisch eine Widerstandsfunktion in Abhängigkeit von den Basisvariablen X und Y betrachtet.

$$R(X, Y) = X^{1/2} \cdot Y^{1/5} \quad (10.6)$$

Die resultierende Widerstandsfläche kann dreidimensional in Abb. 10.4 betrachtet werden. Zusätzlich ist darin eine exemplarische Einwirkungsfunktion eingezeichnet, die unabhängig von der Widerstandsfunktion eben und orthogonal zur R-Achse bleibt und über die Bestimmungsgleichung $E(X, Y) = 3$ beschrieben wird.

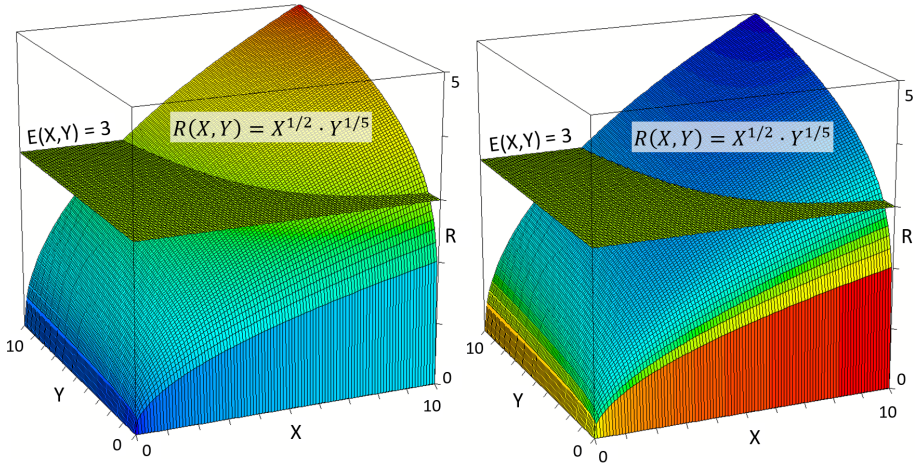


Abb. 10.4: Dreidimensionale Veranschaulichung der Widerstandsfunktion $R(X, Y)$ mit R-Wert-Farbskalierung (links) und Gradienten-Farbskalierung (rechts)

Die Schnittlinie zwischen der ebenen Einwirkungsfläche und der biaxial gekrümmten Widerstandsfläche stellt den Grenzzustand der Tragfähigkeit gemäß Abb. 10.1 dar. Befindet sich ein Widerstandswertepaar $R(X, Y)$ oberhalb der Einwirkungsfläche, so kann das Paar als standsicher interpretiert werden, der Bereich der Widerstandsfläche unterhalb der Einwirkungsfläche spiegelt den Versagensbereich wider. Da der Exponent der Basisvariablen X in diesem Beispiel mit 0,5 größer ist als der der Basisvariablen Y (mit 0,2), trägt eine Erhöhung der Basisvariablen X in weiten Bereichen mehr zur Steigerung des Widerstandes bei. Dies ist ebenfalls anhand der Asymmetrie der Widerstandsfläche erkennbar.

Bei beiden Einflussgrößen handelt es sich in der Realität um streuende Größen, denen unterschiedliche Variationskoeffizienten V_X und V_Y zugeschrieben werden können. Je größer der Exponent einer Basisvariablen ist, umso stärker nimmt er nicht nur tendenziell Einfluss auf die Berechnung des Widerstandes, sondern umso stärker beeinflusst deren zugehöriger Variationskoeffizient auch die Berechnung des resultierenden Variationskoeffizienten der Widerstandsfunktion V_{Rt} . Nach [DIN EN 1990] ist dazu für Widerstandsfunktionen in Produktform folgende Berechnung vorgesehen:

$$V_{Rt} = \frac{1}{[R(\underline{X}_m)]^2} \cdot \sum_{i=1}^j \left(\frac{\partial R}{\partial X_i} \cdot \sigma_i \right)^2 \quad \text{mit} \quad \sigma_i = V_i \cdot X_i \quad (10.7)$$

Wird die exemplarische Widerstandsfunktion aus Gleichung 10.6 angesetzt, so kann der resultierende Variationskoeffizient der Widerstandsfunktion V_{Rt} folgendermaßen bestimmt werden:

$$\begin{aligned}
 V_{rt} &= \sqrt{\frac{1}{[R(X_m, Y_m)]^2} \cdot \left[\left(\frac{\partial R}{\partial X} \cdot V_X \cdot X \right)^2 + \left(\frac{\partial R}{\partial Y} \cdot V_Y \cdot Y \right)^2 \right]} \\
 &= \sqrt{\frac{1}{[X^{1/2} \cdot Y^{1/5}]^2} \cdot \left[\left(\frac{\partial(X^{1/2} \cdot Y^{1/5})}{\partial X} \cdot V_X \cdot X \right)^2 + \left(\frac{\partial(X^{1/2} \cdot Y^{1/5})}{\partial Y} \cdot V_Y \cdot Y \right)^2 \right]} \quad (10.8)
 \end{aligned}$$

Die Berechnung des Variationskoeffizient V_{rt} sieht also partielle Ableitungen der Widerstandsfunktion R nach den Basisvariablen X und Y vor. Die partiellen Ableitungsflächen sind in Abb. 10.5 dreidimensional dargestellt. Sie geben für jeden Punkt $P(X, Y)$ die Steigung der Widerstandsfläche in Basisvariablenrichtung X respektive Y an.

$$\frac{\partial R}{\partial X} = \frac{1}{2} X^{-1/2} \cdot Y^{1/5} \quad (10.9)$$

$$\frac{\partial R}{\partial Y} = X^{1/2} \cdot \frac{1}{5} Y^{-4/5} \quad (10.10)$$

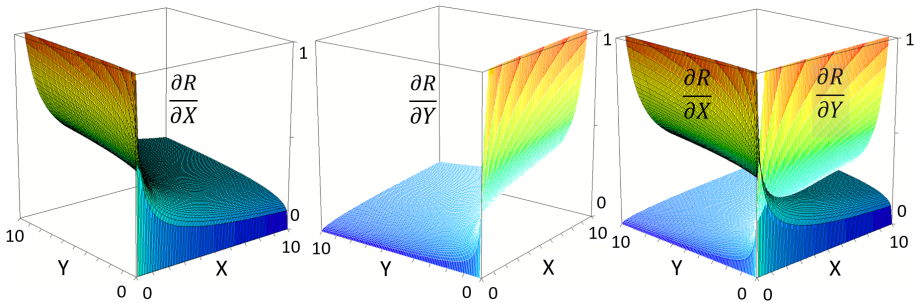


Abb. 10.5: Dreidimensionale Veranschaulichung der partiellen Ableitungen der Widerstandsfunktion $\partial R/\partial X$ und $\partial R/\partial Y$ sowie deren Überlagerung

Nach Substitution der partiellen Ableitungen kann Gleichung 10.8 zu Gleichung 10.11 umgeformt und vereinfacht werden.

$$\begin{aligned}
 V_{rt} &= \sqrt{\frac{1}{X \cdot Y^{2/5}} \cdot \left[\left(\frac{1}{2} X^{-1/2} \cdot Y^{1/5} \cdot V_X \cdot X \right)^2 + \left(X^{1/2} \cdot \frac{1}{5} Y^{-4/5} \cdot V_Y \cdot Y \right)^2 \right]} \\
 &= \sqrt{\left(\frac{1}{2} \cdot V_X \right)^2 + \left(\frac{1}{5} \cdot V_Y \right)^2} \quad (10.11)
 \end{aligned}$$

Daran lässt sich schließlich erkennen, dass der resultierende Variationskoeffizient der Widerstandsfunktion V_{rt} nicht alleine mithilfe des pythagoreischen Satzes über die Quadratwurzel der Summe der quadrierten Variationskoeffizienten der einzelnen Basisvariablen berechnet wird, sondern jeder Variationskoeffizient darüber hinaus mit

einem Wichtungsfaktor α_{vi} multipliziert wird. Dieser Wichtungsfaktor entspricht dem Exponenten der jeweiligen Basisvariablen in der Widerstandsfunktion.

10.2 Standardisiertes Auswerteverfahren nach Anhang D.8

Das Bemessungsmodell für den Versagensmodus Kantenbruch oberflächennaher Verbunddübeln sowie die daraus resultierende Widerstandsfunktion zur approximativen Nachrechnung der experimentell ermittelten Tragfähigkeiten wird in Kapitel 9 aufgeführt. Das standardisierte Vorgehen zur statistischen Bestimmung einer Widerstandsgleichung auf Bemessungsniveau ist in Anhang D.8 der [DIN EN 1990] dargestellt. Die Hintergründe dazu wurden im vorangegangenen Kapitel erläutert. Nachfolgend werden die verwendeten Formeln zur Berechnung des Bemessungsniveaus sowie des zugehörigen Teilsicherheitsbeiwertes tabellarisch zusammengefasst. Zur Durchführung des Auswerteverfahrens sind neben einer theoretischen Bemessungsgleichung, die die experimentellen Lasten auf Mittelwertniveau möglichst gut abbildet, sinnvolle Annahmen für die Variationskoeffizienten der Basisvariablen innerhalb der Widerstandsfunktion erforderlich. Die Parameter k und $h_{d,eff}$ der Bemessungsgleichung 9.12 können durch $k = 1 + \sqrt{200/c_{D,s}}$ und $h_{d,eff} = \zeta_{geo} \cdot e_x$ substituiert werden, sodass anschließend die fünf Basisvariablen f_{cm} , $c_{D,s}$, t , ζ_{geo} und e_x verbleiben. Der Bewehrungsbeiwert η_s ist ein pauschaler Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Anzahl der Querbewehrungsbügel und demnach keine stochastisch streuende Basisvariable.

$$\begin{aligned}
 F_{theo,m} &= 2,6 \cdot [\eta_s] \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot k \cdot c_{D,s} \cdot \sqrt[3]{t \cdot h_{d,eff}} \cdot \sqrt[3]{e_x} \\
 &= 2,6 \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{c_{D,s}}}\right) \cdot c_{D,s} \cdot \sqrt[3]{t \cdot (\zeta_{geo} \cdot e_x)} \cdot \sqrt[3]{e_x} \\
 &= 2,6 \cdot f_{cm}^{1/2} \cdot (c_{D,s} + \sqrt{200} \cdot c_{D,s}^{1/2}) \cdot t^{1/3} \cdot \zeta_{geo}^{1/3} \cdot e_x^{2/3} \quad (10.12)
 \end{aligned}$$

Nach [Fischer 2010] kann der Variationskoeffizient für geometrische Abweichungen bei Ortbetonbauteilen zu $V_{c,geo} = 0,02$ gesetzt werden. In [Fingerloos 2016] wird hingegen $V_{c,geo} = 0,05$ empfohlen. Im Rahmen der nachfolgenden statistischen Auswertung werden die Variationskoeffizienten für Basisvariablen, die von geometrischen Ungenauigkeiten infolge der Herstellung aus Beton resultieren, grundsätzlich konservativer angesetzt, da die geometrischen Abmessungen bei oberflächennahen Verbunddübeln tendenziell gering sind und Abweichungen der Ist-Werte von den Soll-Werten damit stärkere relative Auswirkungen zeigen. Aus diesem Grund wird der Variationskoeffizient der Einflussgröße Randabstand $c_{D,s}$ auf der sicheren Seite liegend mit $V_{c,D,s} = 0,15$ angenommen. Die Basisvariable ζ_{geo} drückt die effektive Höhe des Verbunddübels aus, in der sich die quasi-hydrostatische Druckspannungszone einstellt. Der zugehörige Variationskoeffizient wird mit $V_{\zeta_{geo}} = 0,15$ angesetzt, da die Ausbildung der Druckzone von den lokalen Betoneigenschaften beeinflusst wird. Die beiden Einflussgrößen t und e_x beschreiben geometrische Eigenschaften der Verbunddübeln. Aufgrund der höheren Präzision,

mit der Stahlbauteile im Vergleich zu Betonbauteilen hergestellt werden können, werden die entsprechenden Variationskoeffizienten günstiger, aber dennoch konservativ zu $V_t = 0,05$ und $V_{ex} = 0,05$ gewählt. Das reale Versagensbild des Kantenbruchs äußert sich als Zug- beziehungsweise Biegezugversagen. Innerhalb der Widerstandsfunktion wird diese Einflussgröße allerdings über die Betondruckfestigkeit durch die Beziehung $f_{ctm} \sim f_{cm}^{0,5}$ abgebildet. Nach [DIN EN 1992-1-1] werden den Zylinderdruckfestigkeiten der einzelnen Betonfestigkeitsklassen höhere Zugfestigkeiten zugesprochen, als diese in realen Spaltzugfestigkeitsprüfungen festgestellt werden konnten. Damit wurde die Widerstandsfunktion P_{theo} an experimentellen Traglasten P_{exp} mit unterdurchschnittlichen Betonzugfestigkeiten kalibriert, was an dieser Stelle das Ansetzen des günstigeren Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit mit $V_{f_{cm}} = 0,15$ nach [Fingerloos 2016] statt dem der Zugfestigkeit mit $V_{f_{cm}} = 0,30$ nach [JCSS 2000] rechtfertigt. Nachfolgende Tabelle fasst die gewählten Variationskoeffizienten V_i der einzelnen Basisvariablen X_i zusammen. Außerdem werden die Wichtungsfaktoren α_{vi} dargestellt, mit denen die einzelnen Variationskoeffizienten bei der Berechnung des resultierenden Variationskoeffizienten der Widerstandsfunktion V_{Rt} innerhalb des pythagoreischen Satzes multipliziert werden. Die Wichtungsfaktoren entsprechen den Exponenten der jeweiligen Basisvariablen in der Widerstandsfunktion, was in vorangegangenem Kapitel erläutert wurde.

Tab. 10.1: Annahmen für die Variationskoeffizienten und Wichtungsfaktoren der Basisvariablen

Basisvariable X_i	f_{cm}	$c_{D,s}$	t	ζ_{geo}	e_x
Variationskoeffizient V_i	0,15	0,15	0,05	0,15	0,05
Wichtungsfaktor α_{vi} aus partieller Ableitung der Widerstandsfunktion	$\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{2}{3}$

In Tab. 10.2 wird schließlich das standardisierte Auswerteverfahren nach Anhand D.8 der [DIN EN 1990] auf Grundlage der Widerstandsfunktion und der besagten Variationskoeffizienten durchgeführt.

Tab. 10.2: Standardisiertes Auswerteverfahrens nach Anhand D.8 der [DIN EN 1990]

	Berechnungsformel	Wert
Widerstandsfunktion	$P_{theo} = 2,6 \cdot f_{cm}^{\frac{1}{2}} \cdot \left(c_{D,s} + \sqrt{200} \cdot c_{D,s}^{\frac{1}{2}} \right) \cdot t^{\frac{1}{3}} \cdot \zeta_{geo}^{1/3} \cdot e_x^{2/3} \cdot [\eta_s]$	-
Mittelwertabweichung b	$b = \frac{\sum P_{exp,i} \cdot P_{theo,i}}{\sum P_{theo,i}^2}$	1,0139
Schätzwert $\bar{\Delta}$	$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \cdot \sum \Delta_i \quad \text{mit} \quad \Delta_i = \ln\left(\frac{P_{exp,i}}{b \cdot P_{theo,i}}\right) = \ln(\delta)$	0,025
Schätzwert s_{Δ}^2	$s_{\Delta}^2 = \frac{1}{n} \cdot \sum (\Delta_i - \bar{\Delta})^2$	0,78%
Variationskoeffizient V_{δ}	$V_{\delta} = \sqrt{e^{(s_{\Delta}^2)} - 1}$	0,089
Variationskoeffizient V_{rt}	$V_{rt} = \left[(\alpha_{fcm} \cdot V_{fcm})^2 + (\alpha_{cDs} \cdot V_{cDs})^2 + (\alpha_t \cdot V_t)^2 + (\alpha_{\zeta_{geo}} \cdot V_{\zeta_{geo}})^2 + (\alpha_{ex} \cdot V_{ex})^2 \right]^{0,5}$	0,123
Variationskoeffizient V_r	$V_r = \sqrt{V_{rt}^2 + V_{\delta}^2}$	0,152
Standardabweichung Q_{δ}	$Q_{\delta} = \sqrt{\ln(V_{\delta}^2 + 1)}$	0,088
Standardabweichung Q_{rt}	$Q_{rt} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)}$	0,123
Standardabweichung Q	$Q = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)}$	0,151
Wichtungsfaktor α_{rt}	$\alpha_{rt} = \frac{Q_{rt}}{Q}$	0,813
Wichtungsfaktor α_{δ}	$\alpha_{\delta} = \frac{Q_{\delta}}{Q}$	0,587
Fraktilefaktor k_n	für $n = 29$ nach Tabelle D.1 [DIN EN 1990], V_x unbekannt	1,73
Fraktilefaktor $k_{d,n}$	für $n = 29$ nach Tabelle D.2 [DIN EN 1990], V_x unbekannt	3,46
P_{Rk} / P_{theo}	$\frac{P_{Rk}}{P_{theo}} = b \cdot e^{-1,64 \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_n \cdot \alpha_{\delta} \cdot Q_{\delta} - 0,5 \cdot Q^2}$	0,778
P_{Rd} / P_{theo}	$\frac{P_{Rd}}{P_{theo}} = b \cdot e^{-3,04 \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_{d,n} \cdot \alpha_{\delta} \cdot Q_{\delta} - 0,5 \cdot Q^2}$	0,619
Teilsicherheitsbeiwert	$\gamma_R = \frac{P_{Rd}}{P_{Rk}}$	1,258

Eine Visualisierung des charakteristischen Niveaus und des Bemessungsniveaus im Vergleich zur Ausgangspunktswolke ist in nachfolgender Abbildung dargestellt.

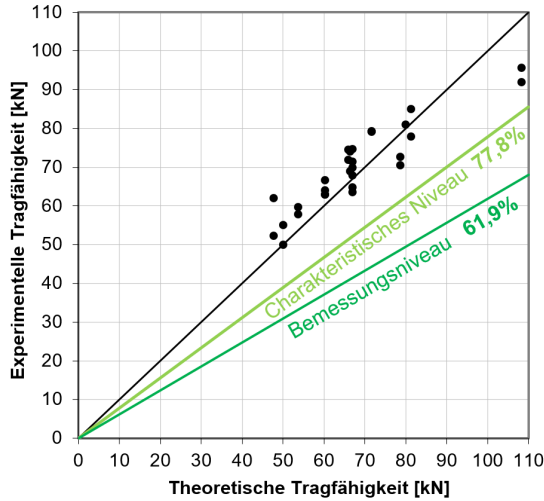


Abb. 10.6: Visualisierung des charakteristischen Niveaus und des Bemessungsniveaus

Die charakteristische Dübeltragfähigkeit kann nach dem in Tab. 10.2 durchgeführten Verfahren über $P_k = 0,778 \cdot P_{theo}$ berechnet werden. Demzufolge reduziert sich der lineare Kalibrierungsfaktor von $\psi_m = 2,6$ auf Mittelwertniveau zu $\psi_k = 0,778 \cdot 2,6 = 2,02$ auf charakteristischem Niveau. Die mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_{cm} wird auf der sicheren Seite liegend durch die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} substituiert.

$$P_{Rk} = 2,02 \cdot \eta_s \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot k \cdot c_{D,S} \cdot \sqrt[3]{t \cdot h_{d,eff}} \cdot \sqrt[3]{e_x} \tag{10.13}$$

Um das Bemessungsniveau zu erreichen, muss eine weitere Reduzierung des charakteristischen Wertes vorgenommen werden. Da der zuvor berechnete Teilsicherheitsbeiwert mit $\gamma_R = 1,258$ vom üblichen Teilsicherheitsbeiwert für Verbundmittel $\gamma_V = 1,25$ nach [DIN EN 1994-1-1] abweicht, wird der Kalibrierungsfaktor entsprechend angepasst, sodass anschließend mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_V = 1,25$ gearbeitet werden kann.

$$\psi_d = \psi_k \cdot \frac{\gamma_V}{\gamma_R} = 2,02 \cdot \frac{1,25}{1,258} = 2,0 \tag{10.14}$$

Demnach lautet der vollständige Vorschlag zur rechnerischen Bestimmung des Bemessungswertes der Tragfähigkeit oberflächennaher Verbunddübeln nach Integration in das Sicherheitskonzept nach [DIN EN 1990] sowie [DIN EN 1994-1-1] wie folgt:

$$P_{poe,Rd} = \frac{1}{\gamma_V} \cdot 2,0 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot k \cdot c_{D,s} \cdot \sqrt[3]{t \cdot h_{d,eff}} \cdot \sqrt[3]{e_x} \cdot \eta_s \quad (10.15)$$

$P_{poe,Rd}$ Bemessungswert der Kantenbruchtragfähigkeit („pry-out of a concrete edge“)

γ_V Teilsicherheitsbeiwert für Verbundmittel nach [DIN EN 1994-1-1]; $\gamma_V = 1,25$

f_{ck} Charakteristische Betondruckfestigkeit [N/mm²]

k Maßstabsfaktor: $k = 1 + \sqrt{200/c_{D,s}}$

$c_{D,s}$ Seitlicher Abstand zum freien Betonrand [mm]

t Verbunddübel-Blechdicke [mm]

e_x Achsabstand der Verbunddübel [mm]

η_s Querbewehrungsbeiwert: 2 Bewehrungsbügel je Ausnehmung: $\eta_s = 1,0$

1 Bewehrungsbügel je Ausnehmung in lastzu-
gewandter Position: $\eta_s = 0,9$

$h_{d,eff}$ Effektive Stahlzahnhöhe [mm]; $h_{d,eff} = \zeta_{geo} \cdot e_x$

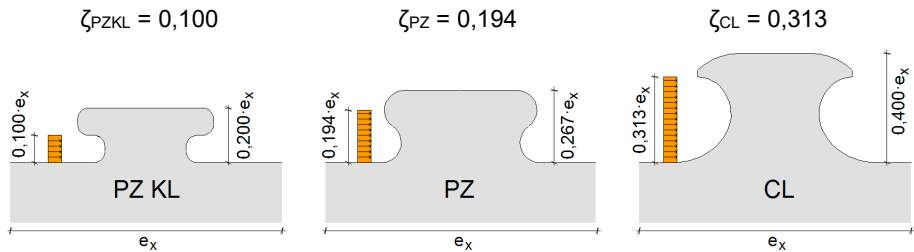


Abb. 10.7: Annahmen für die effektive Stahlzahnhöhe $h_{d,eff}$ in Abhängigkeit der Geometrie

11 Zusammenfassung und Ausblick

11.1 Zusammenfassung

Gegenstand der vorliegenden Arbeit ist die Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von oberflächennahen Verbunddübelleisten. Die Konkurrenzfähigkeit dieser wirtschaftlich wie technisch sinnvollen Verbundmittel wird im Vergleich zu den konventionellen Kopfbolzendübeln durch die Tatsache eingeschränkt, dass sie bauaufsichtlich, und damit lediglich national sowie zeitlich limitiert, zugelassen sind. Im Gegensatz dazu sind Kopfbolzendübel fest in den europäischen Regelwerken verankert. Um einen Beitrag zur Integration der Verbunddübelleisten in die europäischen Normen zu leisten, konzentrierte sich die vorliegende Arbeit auf oberflächennah positionierte Verbunddübelleisten, was entweder bei Randpositionen oder bei horizontal in schlanken Betonplatten liegenden Leisten auftritt. Das spezifische Versagensbild von derartig eingesetzten Verbunddübeln äußert sich in der Regel durch das Abplatzen der seitlichen Betondeckung, einem sogenannten Kantenbruch.

Zunächst wurden in Kapitel 2 vorhandene Untersuchungen zu Verbunddübelleisten, insbesondere mit oberflächennahen Einbaupositionen, sowie bereits existierende Forschungsergebnisse und Bemessungsmodelle aufgearbeitet und zusammengefasst. Eine erste Übersicht des im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Kleinteilversuchsprogramms, das auf der Basis von vorangegangenen Forschungsergebnissen entstand, wurde in Kapitel 3 dargestellt. Darin wurden auch die Grundlagen zum Aufbau, zur Durchführung sowie zur messtechnischen Erfassung der Versuche erläutert. Neben dem Einsatz konventioneller Messtechnik wurden auch faseroptische Sensoren und optische 3D-Messtechnik verwendet. Entsprechende Grundlagen zu begleitenden numerischen Simulationen wurden in Kapitel 4 beschrieben. Der Fokus lag dabei auf dem Concrete-Damaged-Plasticity (CDP) Modell der Finite-Elemente-Software ABAQUS, da die Simulationsergebnisse maßgeblich von der Eingabe des Betonmodells gesteuert werden.

Kapitel 5 beinhaltete sechs Tastversuche zur Auswahl eines geeigneten Versuchsaufbaus und adäquater Messtechnik. Da die Vorteile des Push-Out-Versuchs im Vergleich zum Single-Push-Out-Versuch überwogen, wurde dieser als Referenzaufbau festgelegt.

Im anschließenden Kapitel 6 wurde das Kleinteilversuchsprogramm zur Analyse des Einflusses einzelner Parameter auf das Trag- und Verformungsverhalten oberflächennaher Verbunddübelleisten anhand von insgesamt 32 Push-Out- und sechs Single-Push-Out-Versuchen ausführlich präsentiert. Als Ergebnis zeigte sich, dass die Tragfähigkeit oberflächennaher Verbunddübel hauptsächlich durch die Parameter Betondruckfestigkeit, Randabstand, Stahlzahnkontaktfläche, Skalierungsfaktor sowie Anzahl und Lage der Querbewehrung beeinflusst wird. Das Verformungsvermögen der Verbundkonstruktionen setzt sich je nach Dimensionierung nicht nur aus der plastischen Stahlzahnverformung, sondern teilweise auch in hohem Maße aus der Betonverformung zusammen. Beispielsweise war bei Verwendung eines Betons der Festigkeitsklasse C20/25 der aufgezeichnete Relativschlupf von 12 mm nahezu vollständig den Betonverformungen zuzuschreiben. Die numerischen Simulations-

Ergebnisse wurden begleitend zu den experimentellen Ergebnissen vorgestellt und dienten zur Unterstützung der beobachteten Effekte. Sie lieferten einen Einblick in die inneren Spannungszustände der Probekörper und in den detaillierten Lastabtrag.

Nach der vollständigen Analyse des Kleinteilversuchsprogramms wurden im Rahmen von Kapitel 7 Bauteilversuche dimensioniert, realisiert und getestet, um die Übertragbarkeit der Ergebnisse aus dem Kleinteilversuchsprogramm auf reale Bauteilabmessungen zu verifizieren. Über Dehnungsmessungen an den Stahlquerschnitten konnten die auftretenden Verbunddübelkräfte approximiert werden. Die Versuche wurden ebenfalls von numerischen Simulationen begleitet. Sowohl die experimentellen Beobachtungen als auch die Simulationen zeigten Gemeinsamkeiten zwischen Kleinteil- und Bauteilversuchen hinsichtlich des Trag- und Verformungsverhaltens. Darüber hinaus wurde anhand der Verbundträgerversuche festgestellt, dass randnah positionierte Stahlprofile mit exzentrischer Längsschubkraftübertragung die Verbunddübeltragfähigkeit negativ beeinflussen können.

Letztlich wurde in Kapitel 8 ein Lastabtragungsmodell entwickelt, um die an Kleinteil- sowie Bauteilversuchen beobachteten Tragmechanismen mechanisch abzubilden. Darauf aufbauend wurde in Kapitel 9 ein Vorschlag zur Umsetzung eines Bemessungsmodells für das typische Versagenskriterium oberflächennaher Verbunddübeln in Abhängigkeit der maßgebenden Einflussparameter erarbeitet und die experimentellen Tragfähigkeiten damit nachgerechnet. Sofern das Duktilitätskriterium nach Eurocode 4 eingehalten werden soll, wurde eine entsprechende Dimensionierung der Verbundkonstruktion vorgeschlagen, im Rahmen derer die rechnerische Kantenbruchtragfähigkeit die der rechnerischen Stahltragfähigkeit um mindestens 50% übersteigt.

In Kapitel 10 wurde schließlich eine stochastische Auswertung sowie eine Möglichkeit zur Integration des Modells in das vorherrschende Nachweis- und Sicherheitskonzept der Eurocodes vorgestellt.

11.2 Ausblick und Empfehlungen

Im Rahmen dieser Arbeit wurde der Einfluss vieler Parameter auf das Trag- und Verformungsverhalten oberflächennaher Verbunddübeln untersucht. Die jeweils maßgebenden fanden Einzug in das vorgestellte Bemessungsmodell. Allerdings blieben auch einige Einflussgrößen und Parameterkombinationen unberücksichtigt. Faserbewehrte Betone sowie hochfeste oder ultra-hochfeste Werkstoffe wurden ebenso wenig an der Technischen Universität Kaiserslautern untersucht wie der Einfluss einer expliziten Querdruck- oder Querkraftbelastung orthogonal zur Verbunddübeln, einer kombinierten Schub-Zug- oder einer zyklischen Beanspruchung, die ein Ermüdungsversagen verursachen kann. Der Einfluss der zuletzt genannten Beanspruchungen wird innerhalb eines laufenden gemeinsamen Forschungsprojekts mit der RWTH Aachen untersucht, allerdings nicht in Kombination mit oberflächennahen Einbaupositionen. Jedoch ist davon auszugehen, dass sich einige der genannten Effekte in gewissen Kombinationen ungünstig überlagern können.

Die gravierenden Auswirkungen einer quergerissenen Betonplatte auf oberflächennahe Verbunddübel konnten in ersten Single-Push-Out-Tastversuchen mit einer einzigen Parameterkonfiguration beobachtet werden. Das Verhalten bei davon abweichenden Randbedingungen wurde nicht untersucht und bleibt derzeit unbekannt.

Dass Anzahl und vor allem Lage der Querbewehrungsbügel signifikanten Einfluss auf die Tragfähigkeit oberflächennaher Verbunddübel nehmen, konnte experimentell wie numerisch einschlägig nachgewiesen werden. Der Einfluss des lastabgewandten Bewehrungsbügel ist im Vergleich zum lastzugewandten gering. Auf Grundlage der numerischen Simulationen wird beim Fehlen des lastabgewandten Bewehrungsbügel eine pauschale Abminderung der rechnerischen Tragfähigkeit auf 90% empfohlen. Die zugehörigen Analysen basieren jedoch lediglich auf einer einzigen Probekörperkonfiguration. Ein zusätzlicher Einfluss der Verbunddübelskalierung, des Bewehrungsdurchmessers oder weiterer Parameter wurde nicht untersucht. Darüber hinaus ist davon auszugehen, dass die Querbewehrungslage nicht nur das Tragverhalten oberflächennaher Verbunddübel beeinflusst. Stattdessen können auch Verbunddübel mit regulärem Oberflächenabstand hinsichtlich der Versagensmodi Ausstanzen eines Betonkegels und Abscheren des Betondübel davon betroffen sein, die im Rahmen der allgemeinen Bauartgenehmigung [DIBt 2018] nachzuweisen sind. Um eine zuverlässige Anwendbarkeit der vorhandenen Bemessungskonzepte zu gewährleisten, ist demnach die ordnungsgemäße Positionierung vor allem der lastzugewandten Querbewehrung im Rahmen der Bauausführungen zu überwachen, solange keine gegenteiligen Untersuchungsergebnisse vorliegen.

Zwar konnte im Rahmen des Kleinteilversuchsprogramms festgestellt werden, dass sich das Verformungsvermögen der Verbunddübel unter bestimmten Bedingungen zu mehr als 10 mm aus reinen Betonverformungen zusammensetzte (PO_07_B), allerdings können diese Betonverformungen zum jetzigen Zeitpunkt nicht zuverlässig angesetzt werden. Sofern das in Eurocode 4 zur Klassifizierung als duktilen Verbundmittel geforderte charakteristische Verformungsvermögen $\delta_{uk} \geq 6$ mm erreicht werden soll, beispielsweise zur Anwendbarkeit der Teilverbundtheorie, wird auf Grundlage der aktuellen Erkenntnisse vorgeschlagen, ein Verhältnis von rechnerischer Kantenbruch- zu rechnerischer Stahltragfähigkeit von mindestens $P_{poe}/P_{pl} \geq 1,5$ einzuhalten. Dieses Kriterium stellt allerdings lediglich eine Schätzung dar. Im Rahmen des vorgestellten Kleinteilversuchsprogramms waren keine genaueren Analysen möglich und die numerische Simulation des Verformungsverhaltens ging mit größeren Streuungen einher als die der Tragfähigkeit. Insofern sind zur Gewährleistung der Duktilität sowie zur wirtschaftlicheren Bemessung oberflächen-naher Verbunddübeln weiterführende Untersuchungen sinnvoll.

Anhand der Bauteilversuche konnte beobachtet werden, dass Torsionseffekte, die beispielsweise durch eine exzentrische Längsschubkrafteinleitung in die Stahlprofile entstehen, oder Ausstanzeffekte die Verbunddübeltragfähigkeit negativ beeinflussen. Daher sollten diese Beanspruchungen nach Möglichkeit konstruktiv vermieden werden. Andernfalls ist eine entsprechende Reduktion der rechnerischen Tragfähigkeit oder der angesetzten Verbunddübelanzahl erforderlich. Auch hier können sich zukünftig Untersuchungen an weiteren Verbundquerschnittskonstruktionen als sinnvoll erweisen, um mögliche negative Beeinflussungen ausschließen zu können.

Auf Grundlage der vorliegenden Untersuchungen soll im Frühjahr 2020 eine *CEN Technical Specification* ausgearbeitet werden, mit deren Hilfe randnahe Verbunddübelleisten bemessen werden können, bevor die Nachweiskonzepte langfristig Einzug in die europäischen Regelwerke finden sollen.

Danksagung

Die Untersuchungen der vorliegenden Arbeit entstanden im Zuge des Forschungsvorhabens 19438 N der Forschungsvereinigung Stahlanwendung (FOSTA) e.V., das über die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen "Otto von Guericke" (AiF) e.V. im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages dankenswerterweise gefördert wurde. Weiterer Dank gilt der tatkräftigen Unterstützung aller Mitglieder des projektbegleitenden Ausschusses, der organisatorischen Unterstützung durch die FOSTA, spanverbund GmbH (Waldems) für die Herstellung von Stahlprobekörpern zur Durchführung des Kleinteilversuchsprogramms, Bilfinger MCE GmbH (Österreich) und ArcelorMittal S.A. (Luxemburg) für die Zurverfügungstellung und Anarbeitung von Stahlprofilen zur Durchführung der Bauteilversuche sowie Goldbeck GmbH (Bielefeld) für die beratende Unterstützung beim Entwurf der Bauteilversuche.

Gutta cavat lapidem non vi, sed saepe cadendo.

"Der Tropfen höhlt den Stein nicht durch Kraft, sondern durch stetes Fallen."

- Ovid (43 v.Chr. – 17 n.Chr.), römischer Dichter -

Literatur

- Aiff 2019** Aiff, K.: *Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Verbundträgern mit randnahen Verbunddübelleisten*. Masterarbeit (16 CP), Technische Universität Kaiserslautern, 2019, [unveröffentlicht].
- Berthelley 2011a** Berthelley, J.; Lorenc, W.; Mensinger, M.; et al.: *Zum Tragverhalten von Verbunddübeln – Teil 1: Tragverhalten unter statischer Belastung*. Stahlbau 80, Heft 3, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2011, S. 172-184.
- Berthelley 2011b** Berthelley, J.; Lorenc, W.; Mensinger, M.; et al.: *Zum Tragverhalten von Verbunddübeln – Teil 2: Ermüdungsverhalten*. Stahlbau 80, Heft 4, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2011, S. 256-267.
- Breuninger 2000** Breuninger, U.: *Zum Tragverhalten liegender Kopfbolzendübel unter Längsschubbeanspruchung*. Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2000.
- Broschart 2019a** Broschart, Y.; Kurz, W. et al.: *Einflussfaktoren auf das Tragverhalten randnaher Verbunddübelleisten*. Bauingenieur 94 (2019), Heft 6, S. 199-205.
- Broschart 2019b** Broschart, Y.; Kurz, W.: *Untersuchungen zu Verbundträgern mit randnahen Verbunddübelleisten*. Stahlbau 88 (2019), Heft 9, S. 892-899.
- Broschart 2019c** Broschart, Y.; Kurz, W. et al.: *Influencing Parameters on the Load-bearing Capacity of Composite Dowels positioned close to the free Surface of Concrete Slabs*. The 14th Nordic Steel Construction Conference, Kopenhagen, Dänemark, S. 295-300.

- Broschart 2020** Broschart, Y.; Kurz, W.: *Verbundträgerversuche mit oberflächen-nahen Verbunddübelleisten*. 22. DAST-Forschungskolloquium, Karlsruhe, 2020 (wegen Corona-Krise verschoben).
- Claßen 2016** Claßen, M.: *Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbund-trägern mit Verbunddübelleisten und großen Stegöffnungen*. Dissertation, Institut für Massivbau, RWTH Aachen, 2016.
- Claßen 2018** Claßen, M.; Bielak, J.; Hürth, D.: *Verbunddübelleisten mit Betonausbruchversagen unter Zug- bzw. Druckbeanspruchung - Teil 1: Finite-Elemente-Analyse*. Beton- und Stahlbetonbau 113, Heft 5, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2018, S. 348-359.
- DIBt 1991** DIBt Deutsches Institut für Bautechnik: *Allgemeine bauauf-sichtliche Zulassung: Perfobondleiste – Zulassungsnummer Z-26.1-23*. Berlin, 22.07.1991.
- DIBt 2013** DIBt Deutsches Institut für Bautechnik: *Allgemeine bauauf-sichtliche Zulassung: Verbunddübelleisten – Zulassungsnummer Z-26.4-56*. Berlin, 13.05.2013.
- DIBt 2018** DIBt Deutsches Institut für Bautechnik: *Allgemeine Bauart-genehmigung: Stahlverbundträger mit Verbunddübelleisten in Klothoiden- und Puzzleform – Zulassungsnummer Z-26.4-56*. Berlin, 14.05.2018.
- DIN 50125** DIN 50125: *Prüfung metallischer Werkstoffe – Zugproben*. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2009.
- DIN EN 12390-3** DIN EN 12390: *Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern*. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2009.
- DIN EN 12390-6** DIN EN 12390: *Prüfung von Festbeton – Teil 6: Spaltzugfestig-keit von Probekörpern*. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2010.

- DIN EN 12390-13** DIN EN 12390: *Prüfung von Festbeton – Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul)*. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2013.
- DIN EN 1990** DIN EN 1990: *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2010.
- DIN EN 1990/NA** DIN EN 1990/NA: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2010.
- DIN EN 1990/NA/A1** DIN EN 1990/NA/A1: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Änderung A1*. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2012.
- DIN EN 1992-1-1** DIN EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*. Deutsches Institut für Normung, Berlin, 2011.
- DIN EN 1994-1-1** DIN EN 1994-1-1:2010-12: *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau*. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2010.
- DIN EN 1994-1-1/NA** DIN EN 1994-1-1/NA:2010-12: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau*. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2010.
- DIN EN ISO 14555** DIN EN ISO 14555:2017-10: *Schweißen – Lichtbogenbolzenschweißen von metallischen Werkstoffen*. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2017.
- DIN EN ISO 6892-1** DIN EN ISO 6892-1: *Metallische Werkstoffe – Zugversuch – Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur*. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2017.

- Djadkov 2019** Djadkov, G.: *Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von randnahen Verbunddübelleisten mithilfe optischer 3D-Messtechnik*. Studienprojekt (6 CP), Technische Universität Kaiserslautern, 2019, [unveröffentlicht].
- Dobrowolski 2018** Dobrowolski, C.: *Numerische Untersuchung des Einflusses einzelner Parameter auf die Tragfähigkeit randnaher Verbunddübelleisten*. Masterarbeit (16 CP), Technische Universität Kaiserslautern, 2018, [unveröffentlicht].
- Döinghaus 2001** Döinghaus, P.: *Zum Zusammenwirken hochfester Baustoffe in Verbundträgern*. Dissertation, Institut für Massivbau, RWTH Aachen, 2001.
- Eligehausen 2000** Eligehausen, R.; Mallee, R.: *Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau*. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 1. Auflage, Berlin, 2000.
- Fingerloos 2012** Fingerloos, F.; Hegger, J.: *EUROCODE 2 für Deutschland – DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit Nationalem Anhang*. Beuth Verlag GmbH, 1. Auflage, Berlin, 2012.
- Fischer 2010** Fischer, A. M.: *Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte zur semiprobabilistischen Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen im Bestand*. Dissertation, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, Technische Universität Kaiserslautern, 2010.
- FOSTA 2007** Feldmann, M.; Hegger, J.; Hechler, O.; Rauscher, S.: *Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundmitteln unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Verwendung hochfester Werkstoffe*. Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. (FOSTA) Bericht P621, Verlag und Vertriebsgesellschaft mbH, Düsseldorf, 2007.

- FOSTA 2013** Feldmann, M.; Hegger, J.; Seidl, G.; et al.: *Neue Systeme für Stahlverbundbrücken - Verbundfertigteilträger aus hochfesten Werkstoffen und innovativen Verbundmitteln*. Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. (FOSTA) Abschlussbericht P804, 2013.
- Gajda 2013** Gajda, J.; Kurz, W.: *Tragverhalten randnaher Betondübel unter Längsschubbeanspruchung*. Stahlbau 82, Heft 9, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2013, S. 636-642.
- Gajda 2020** Gajda, J.: *Ein Beitrag zur Tragfähigkeit von randnahen Verbunddübeln*. Dissertation, Fachgebiet Stahlbau, Technische Universität Kaiserslautern, 2020.
- Grethen 2018** Grethen, C.: *Tauglichkeit von Push-Out- und Single-Push-Out-Versuchen zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Verbunddübelleisten in Stahlverbundbauteilen*. Studienprojekt (12 CP), Technische Universität Kaiserslautern, 2018, [unveröffentlicht].
- GruSiBau 1981** Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., 1. Auflage, Beuth Verlag, Berlin, 1981.
- Gödde 2012** Gödde, L.: *Numerische Simulation und Bemessung von Flächentragwerken aus Stahlfaserbeton sowie stahlfaserverstärktem Stahl- und Spannbeton*. Dissertation, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, Ruhr-Universität Bochum, 2012.
- Gom 2014** *ATOS – V8 Handbuch Grundwissen – Scannen mit ATOS*. GOM GmbH, Braunschweig, 2017.
- Gom 2017** *Inspektion Grundwissen – GOM Software 2017*. GOM GmbH, Braunschweig, 2017.

- Hillerborg 1976** Hillerborg, A.; Modéer, M.; Petersson, P. E.: *Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements*. Cement and Concrete Research, Vol. 6, Pergamon Press Inc., USA, 1976, S. 773-782.
- Heinemeyer 2011** Heinemeyer, S.: *Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten*. Dissertation, Institut für Massivbau, RWTH Aachen, 2011.
- JCSS 2000** Joint Committee on Structural Safety: *Probabilistic Model Code - Part 3: Material Properties*. Zürich, 2000.
- Kamali 2012** Kamali, A. Z.: *Shear Strength of Reinforced Concrete Beams subjected to Blast Loading*. Masterarbeit, Division of Structural Engineering and Bridges, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2012.
- Kopp 2018** Kopp, M.; Wolters, K., Claßen, M., et al.: *Composite dowels as shear connectors for composite beams – Background to the design concept for static loading*. Journal of Constructional Steel Research 147, Elsevier, Amsterdam, 2018, S. 488-503.
- Kueres 2015** Kueres, D.; Stark, A.; Herbrand, M.; Claßen, M.: *Numerische Abbildung von Beton mit einem plastischen Schädigungsmodell – Grundlegende Untersuchungen zu Normalbeton und UHPC*. Bauingenieur 90 (2015), Heft 6, VDI Fachmedien GmbH & Co. KG, Düsseldorf 2015, S. 252-264.
- Leonhardt 1986** Leonhardt, F.; Mönig, E.: *Vorlesungen über Massivbau – Teil 2: Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau*. Springer-Verlag, 3. Auflage, Berlin, 1986.
- Lorenc 2013** Lorenc, W.; Kozuch, M.; Seidl, G.: *Zur Grenztragfähigkeit von Verbunddübeln mit Klothoidenform*. Stahlbau 82, Heft 3, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2013, S. 196-207.

- Luna 2019** Luna Innovations Inc. - Fiber Optic Test & Measurement [online]. (Stand 27. Mai 2019). <https://www.lunainc.com/technology>.
- Mangerig 2011** Mangerig, I.; Burger, S.; Wagner, R. et al.: *Zum Einsatz von Betondübeln im Verbundbau (Teil 1) – Ruhende Beanspruchung*. Stahlbau 80, Heft 12, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2011, S. 885-893.
- Mark 2006** Mark, P.: *Zweiachsig durch Biegung und Querkräfte beanspruchte Stahlbetonträger*. Habilitationsschrift, Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 2006.
- Model Code 1990** Comité Euro-International du Béton (CEB): *Model Code 1990*. Thomas Telford Services Ltd, London, 1993.
- Model Code 2010** Fédération internationale du béton (fib): *Model Code 2010 – Code-type models for structural behaviour of concrete*. Schweiz, 2013.
- Muess 2004** Muess, H.; et al.: *Höhepunkte im modernen Verbundbau – eine beispielhafte Entwicklungsgeschichte*. Stahlbau 73, Heft 10, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2004, S. 791-800.
- Naslada 2015** Naslada, L.: *FEM-Formelsammlung Statik und Dynamik*. Springer-Verlag, 3. Auflage, München, 2015.
- Neubrech 2019** Neubrech, T.: *Untersuchung zum Einfluss der Blechdicke auf die Tragfähigkeit und Duktilität randnaher Verbunddübeln*. Studienprojekt (6 CP), Technische Universität Kaiserslautern, 2019, [unveröffentlicht].
- Petersen 2013** Petersen, C.: *Stahlbau – Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten*. Springer-Verlag, 4. Auflage, Berlin, 2013.

- Ritter 2014** Ritter, R.: *Verformungsverhalten und Grenzflächen von Ultra-hoch-leistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung*. Dissertation, Fakultät Bauingenieurwesen, Technische Universität Dresden, 2014.
- Sargin 1968** Sargin, M.; Handa, V. K.: *Structural concrete and some numerical solutions*. Proceedings, ACM National Conference, New York, 1968, S. 563-574.
- Schellen 2019** Schellen, M.: *Untersuchung des Tragverhaltens von randnahen Verbunddübelleisten in gerissenem Beton mithilfe von Single-Push-Out-Versuchen*. Studienprojekt (6 CP), Technische Universität Kaiserslautern, 2019, [unveröffentlicht].
- Schmitt 2004** Schmitt, V.; et al.: *Verbundbrücke Pöcking – Innovative VFT-Träger mit Betondübeln*. Stahlbau 73, Heft 6, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2004, S. 387-393.
- Schneider, L. 2019** Schneider, L.: *Numerische Parameterstudie und Sensitivitätsanalyse zum Einfluss der Lage der Querbewehrung bei randnahen Verbunddübelleisten*. Studienprojekt (12 CP), Technische Universität Kaiserslautern, 2019, [unveröffentlicht].
- Schneider, M. 2020** Schneider, M.: *Numerische Sensitivitätsanalyse zum Einfluss der Lage der Querbewehrung bei randnahen Verbunddübelleisten*. Studienprojekt (6 CP), Technische Universität Kaiserslautern, 2019, [unveröffentlicht].
- Seidl 2009** Seidl, G.: *Verhalten und Tragfähigkeit von Verbunddübeln in Stahlbetonverbundträgern*. Dissertation, Technische Universität Breslau, 2001.
- Simulia 2014** *Abaqus 6.14 Analysis User's Guide – 23.6.3 Concrete damaged plasticity*. Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, USA, 2014.

- Sorg 2019** Sorg, C.: *Numerische Untersuchung des Tragverhaltens von Stahlverbundträgern mit randnahen Verbunddübelleisten*. Masterarbeit (16 CP), Technische Universität Kaiserslautern, 2019, [unveröffentlicht].
- Stolz 2018** Stolz, C.: *Untersuchung des Einflusses einzelner Parameter auf die Tragfähigkeit und Duktilität randnaher Verbunddübelleisten*. Masterarbeit (16 CP), Technische Universität Kaiserslautern, 2018, [unveröffentlicht].
- Wurzer 1997** Wurzer, O.: *Zur Tragfähigkeit von Betondübeln*. Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, 1997.
- Zapfe 2001** Zapfe, C.: *Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte*. Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, 2001.
- Zangerle 2018** Zangerle, C.: *Untersuchung der Tauglichkeit von Push-Out- und Single-Push-Out-Versuchen zur Bestimmung der Tragfähigkeit von randnahen Verbunddübelleisten in Stahlverbundbauteilen mithilfe von numerischen Simulationen*. Studienprojekt (12 CP), Technische Universität Kaiserslautern, 2018, [unveröffentlicht].
- Zimmermann 2001** Zimmermann, S.: *Finite Elemente und ihre Anwendung auf physikalisch und geometrisch nichtlineare Probleme*. Bericht, Technische Universität Eindhoven, 2001.

Anhang

A. Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Versuchsprogramms

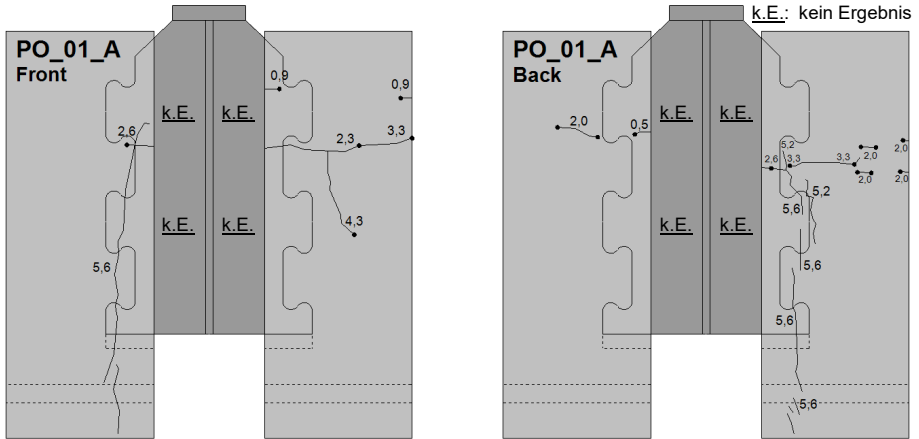


Abb. A.1: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_01_A:
Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

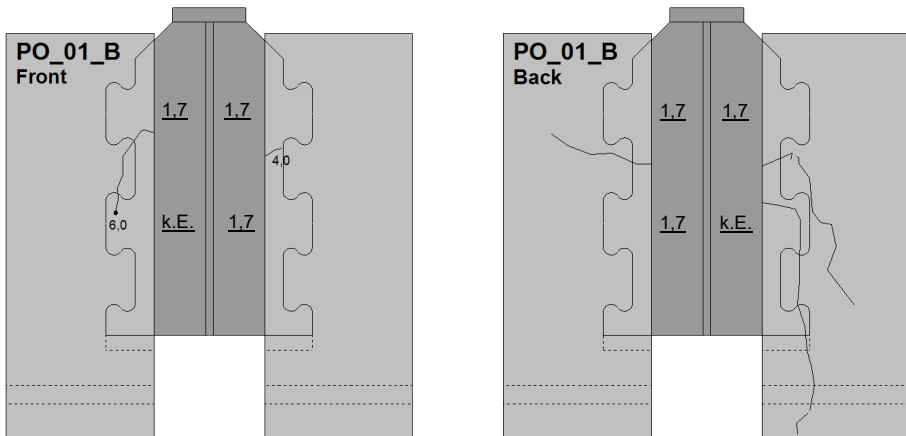


Abb. A.2: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_01_B:
Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

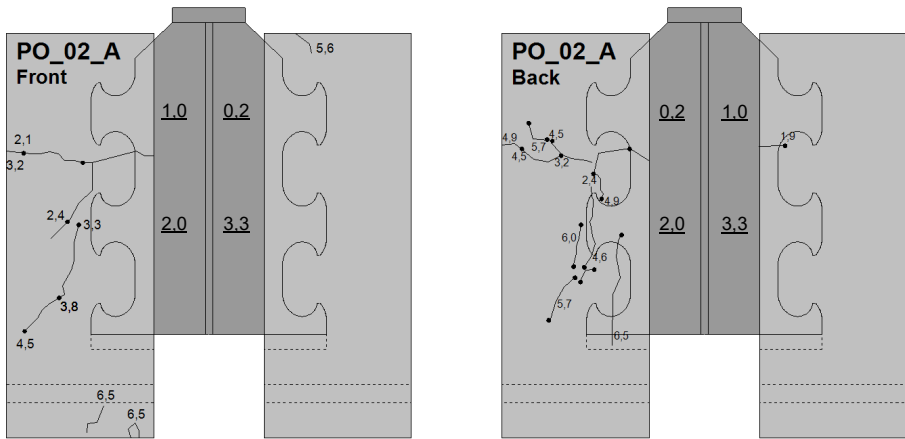


Abb. A.3: Rissbilder und Stahlzahnkopferformungen des Push-Out-Probekörpers PO_02_A:
Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

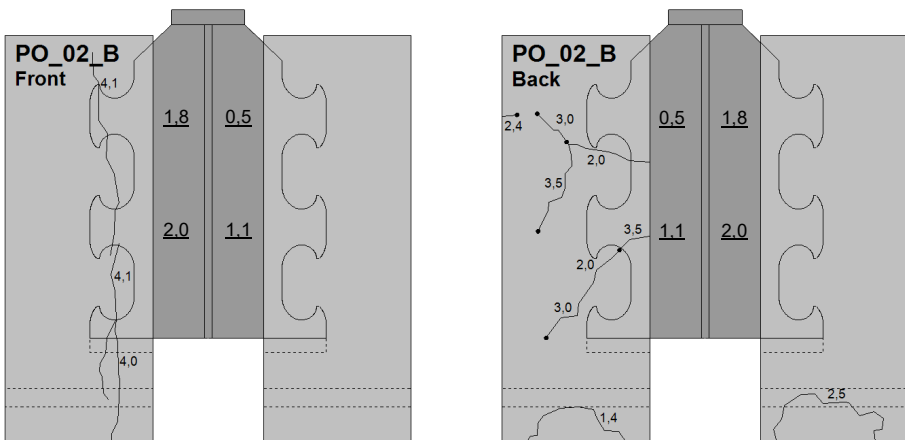


Abb. A.4: Rissbilder und Stahlzahnkopferformungen des Push-Out-Probekörpers PO_02_B:
Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

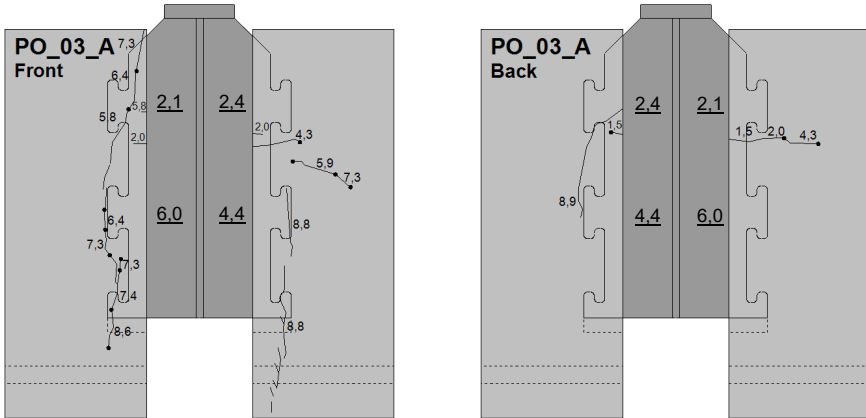


Abb. A.5: Rissbilder und Stahlzahnkopferformungen des Push-Out-Probekörpers PO_03_A:
 Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

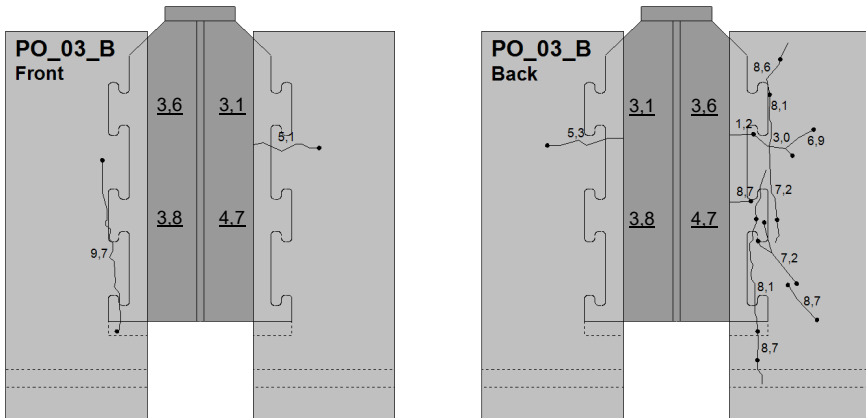


Abb. A.6: Rissbilder und Stahlzahnkopferformungen des Push-Out-Probekörpers PO_03_B:
 Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

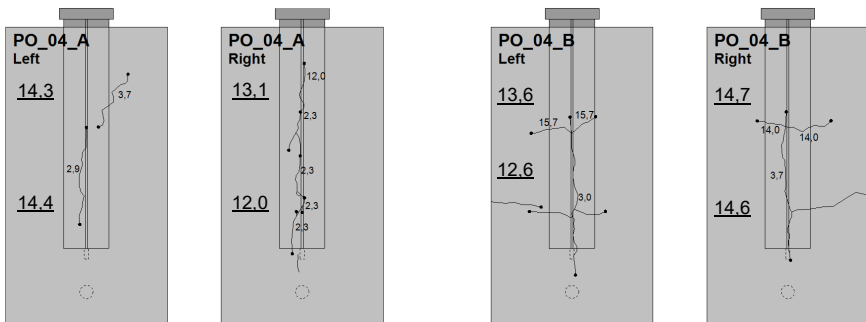


Abb. A.7: Rissbilder und Stahlzahnkopferformungen des Push-Out-Probekörpers
 PO_04_A (links) und PO_04_B (rechts)

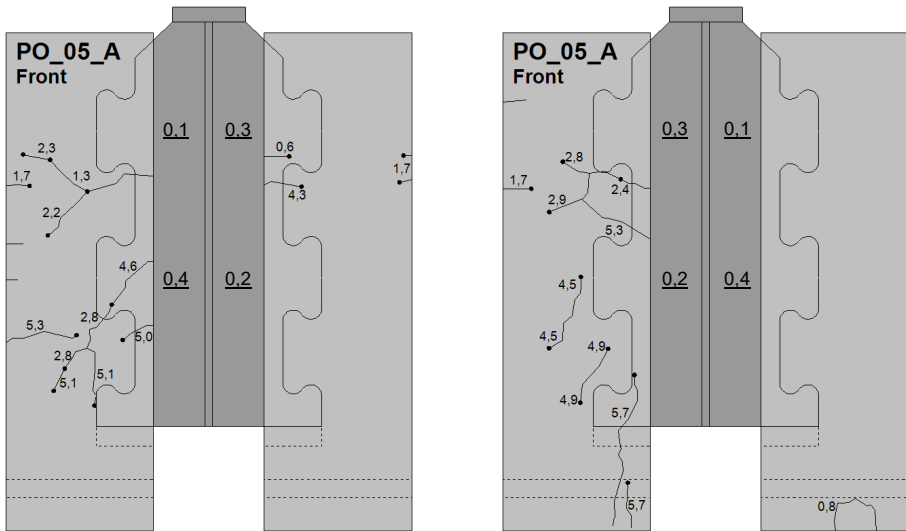


Abb. A.8: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_05_A:
 Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

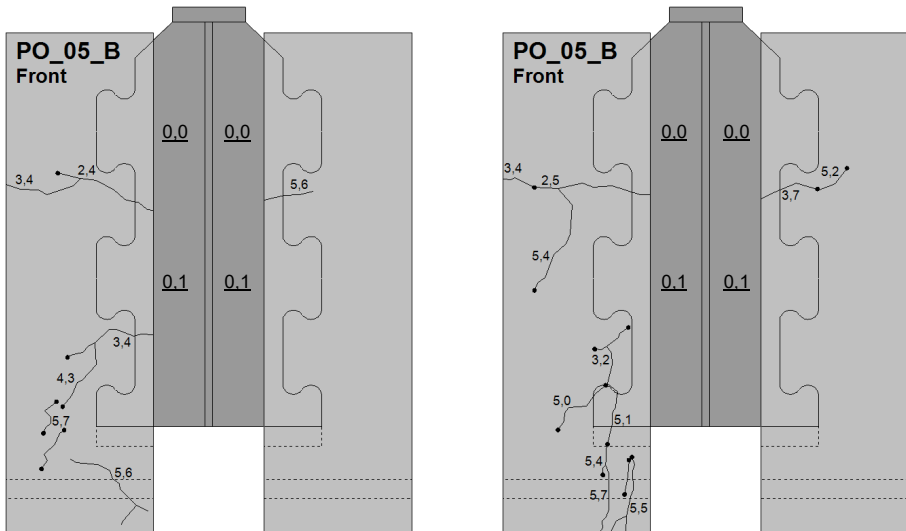


Abb. A.9: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_05_B:
 Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

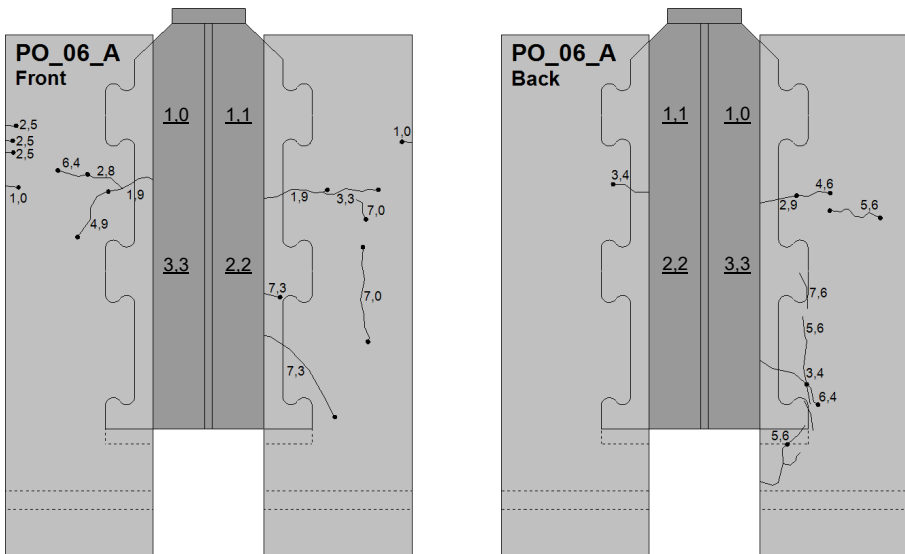


Abb. A.10: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_06_A: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

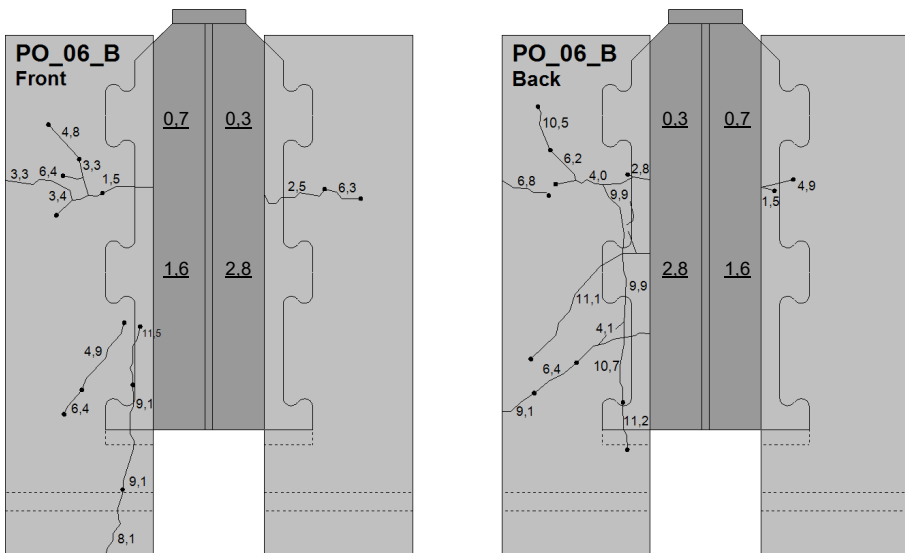


Abb. A.11: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_06_B: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

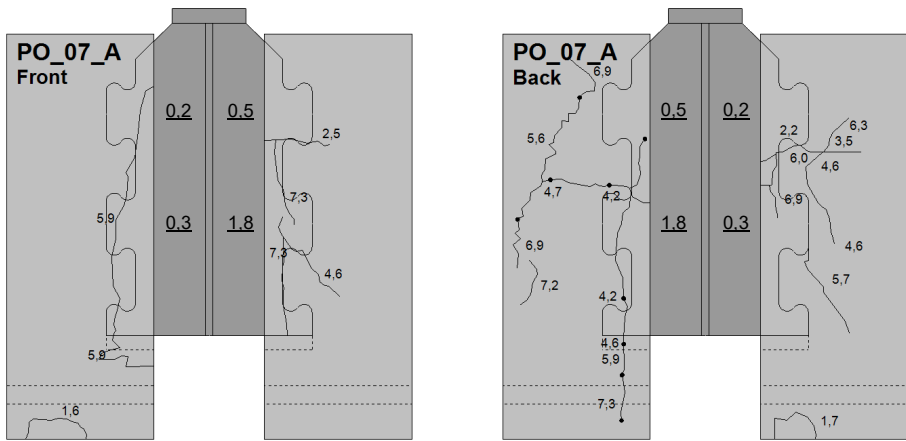


Abb. A.12: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_07_A: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

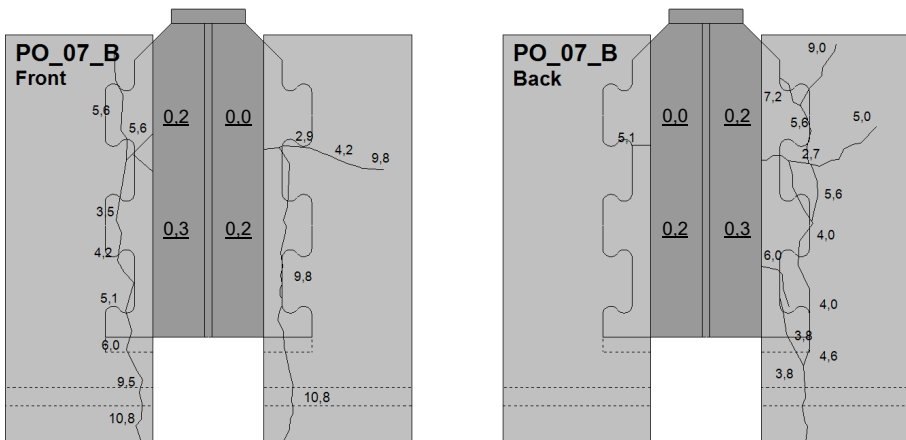


Abb. A.13: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_07_B: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

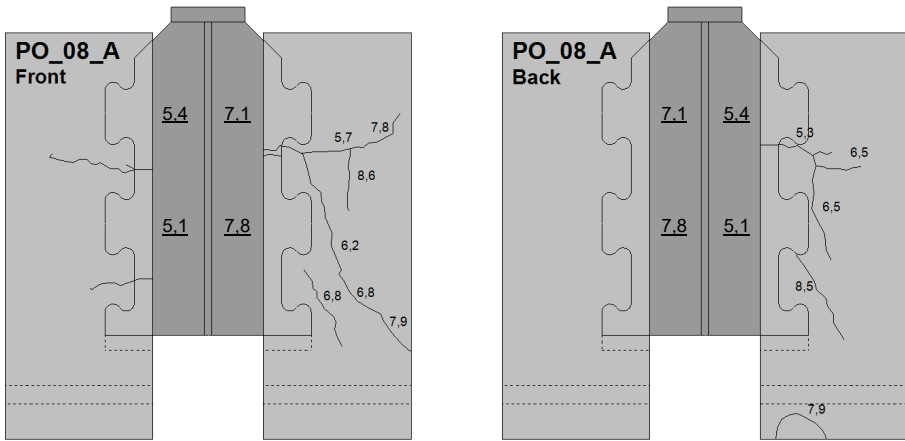


Abb. A.14: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_08_A: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

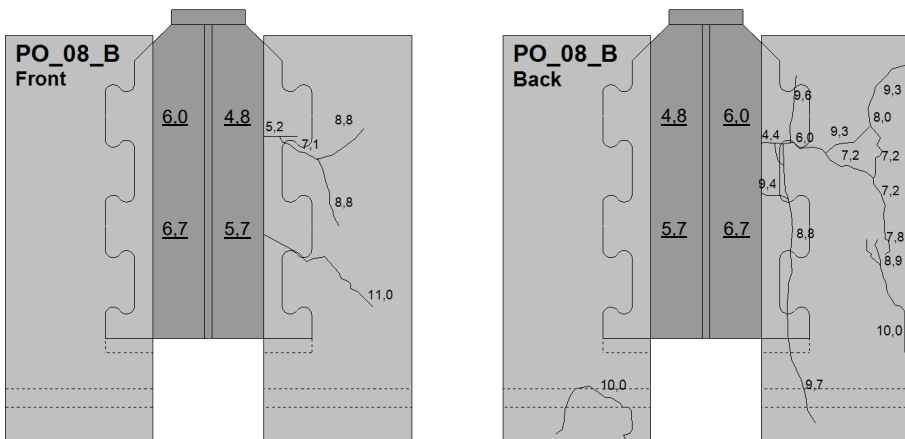


Abb. A.15: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_08_B: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

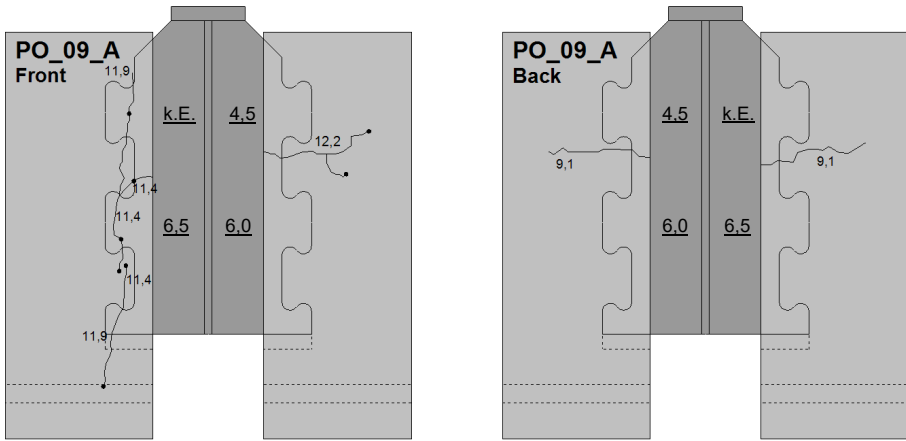


Abb. A.16: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_09_A: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

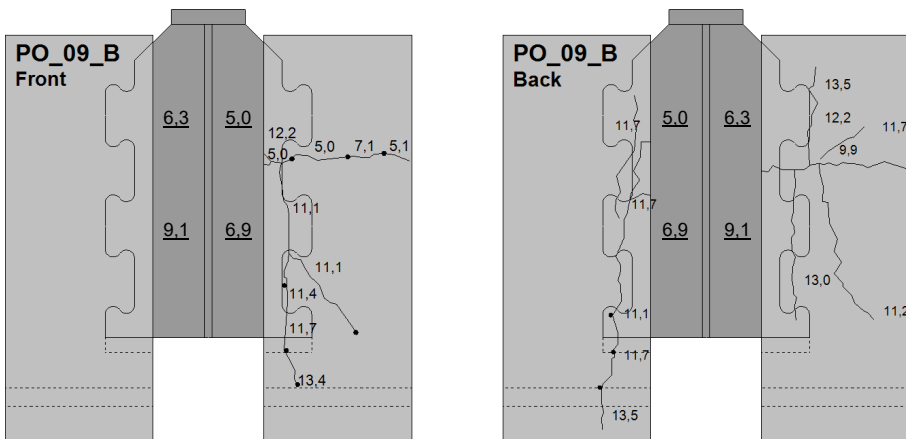


Abb. A.17: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_09_B: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

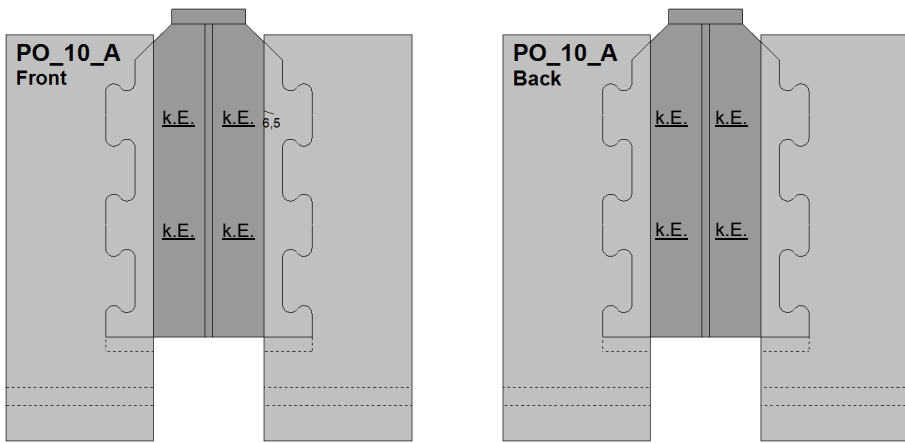


Abb. A.18: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_10_A: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

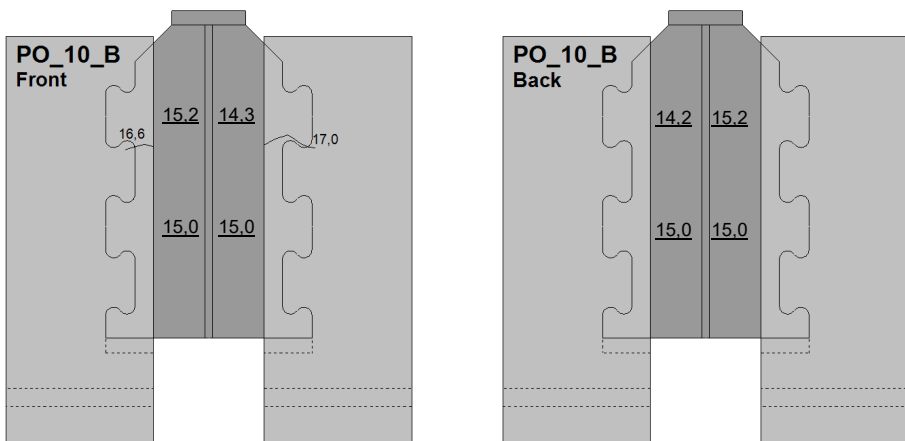


Abb. A.19: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_10_B: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

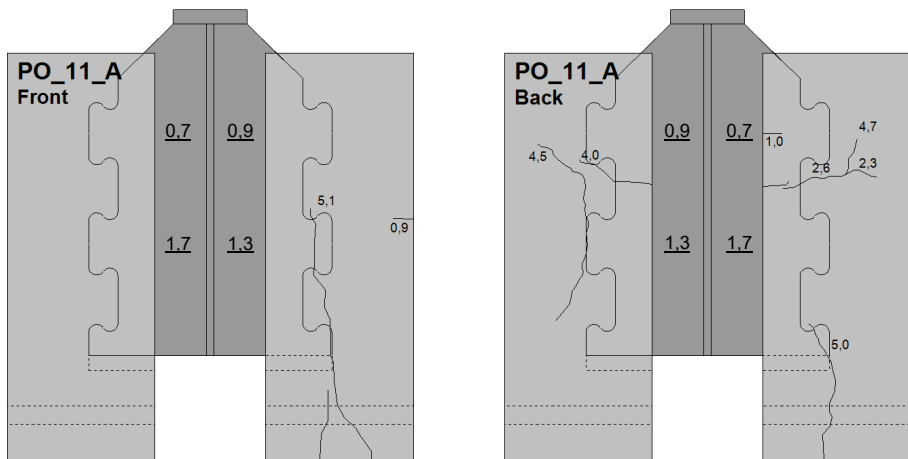


Abb. A.20: Rissbilder und Stahlzahnkopferformungen des Push-Out-Probekörpers PO_11_A: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

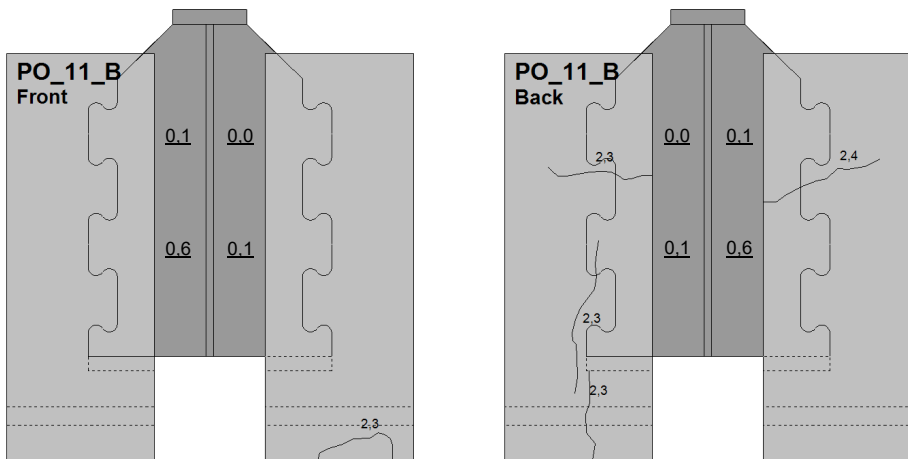


Abb. A.21: Rissbilder und Stahlzahnkopferformungen des Push-Out-Probekörpers PO_11_B: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

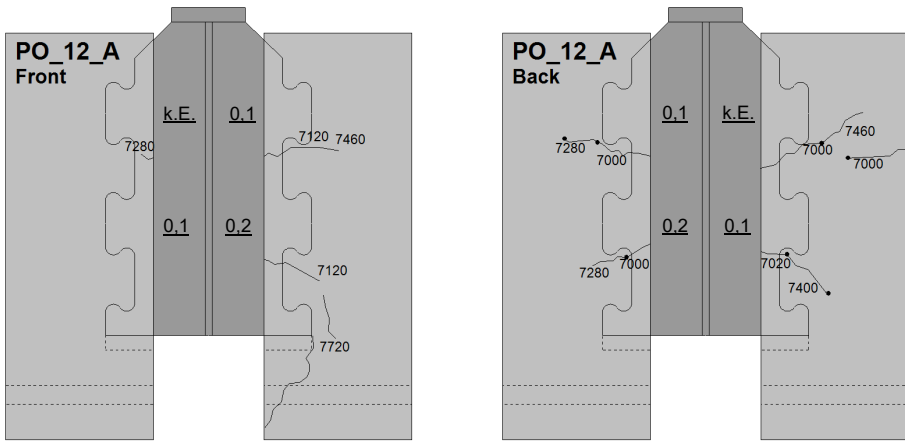


Abb. A.22: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_12_A: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

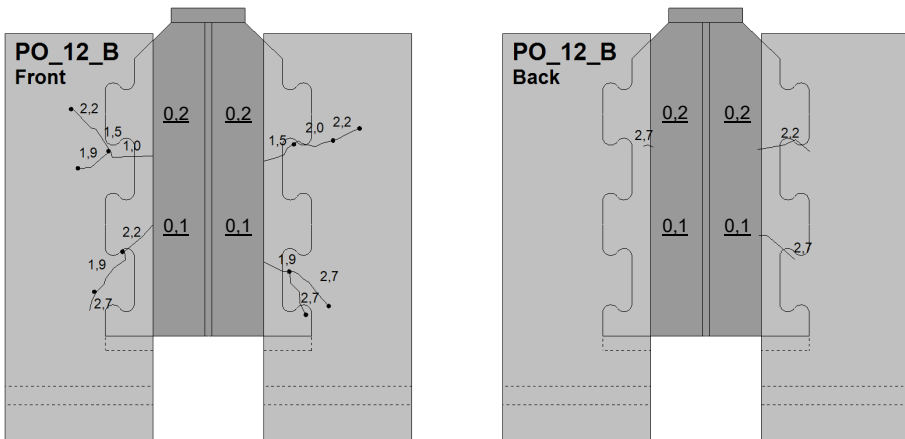


Abb. A.23: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_12_B: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

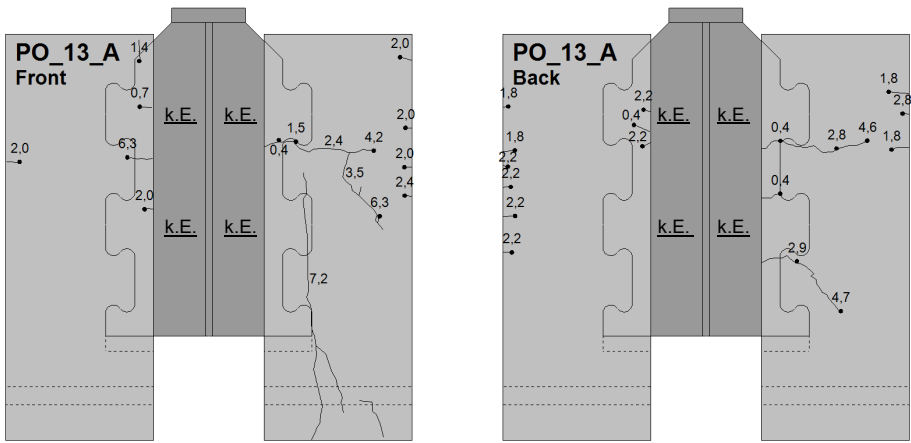


Abb. A.24: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_13_A: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

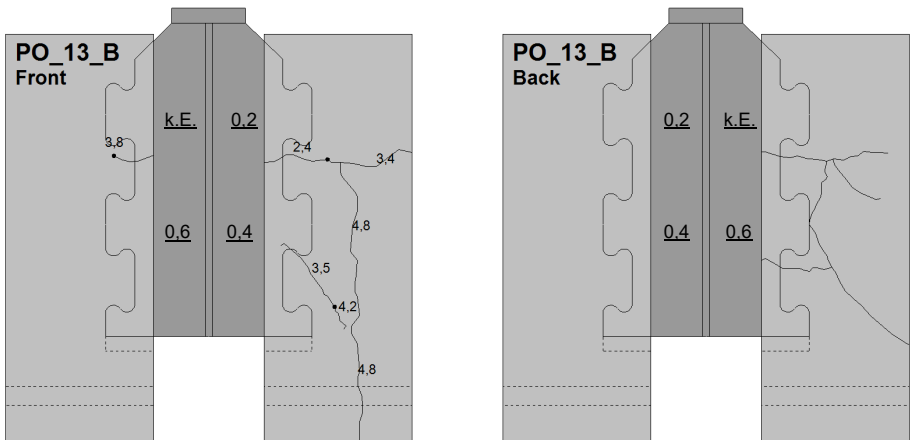


Abb. A.25: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_13_B: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

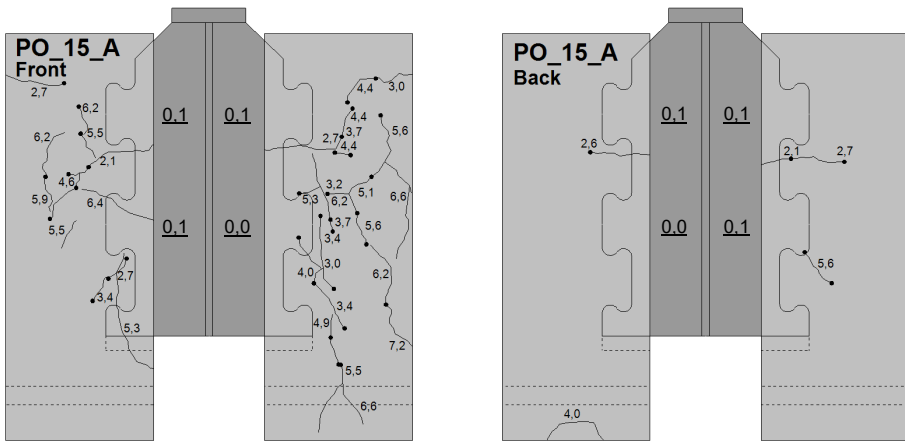


Abb. A.26: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_15_A: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

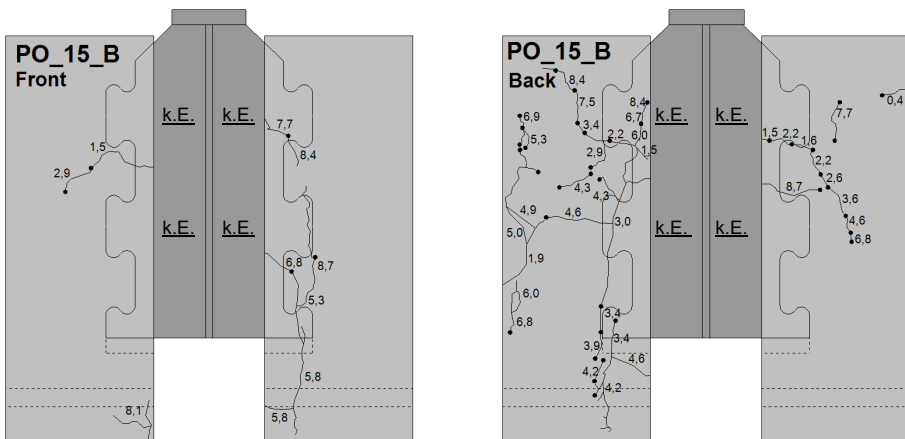


Abb. A.27: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_15_B: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

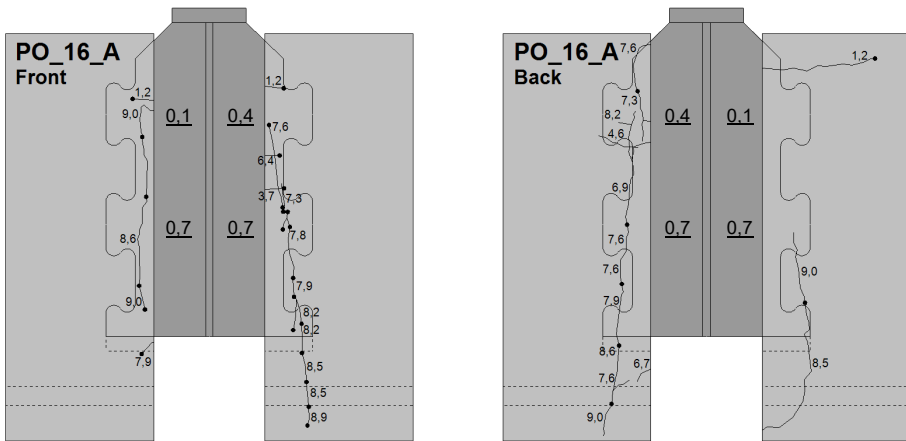


Abb. A.28: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_16_A: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

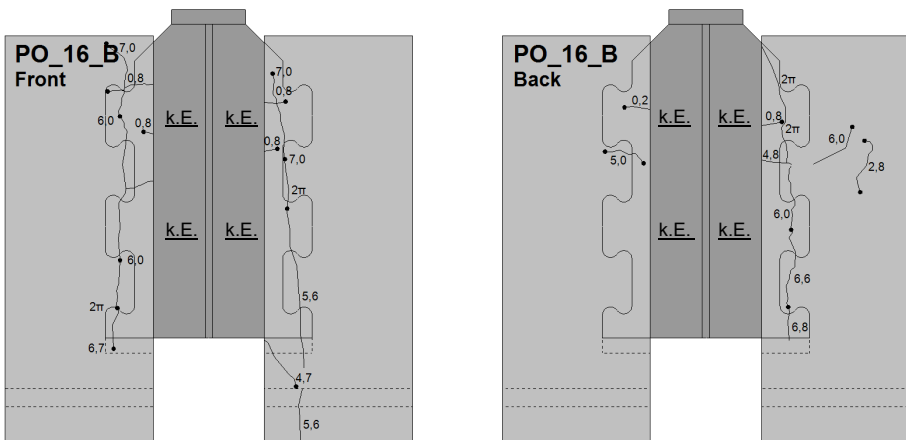


Abb. A.29: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_16_B: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

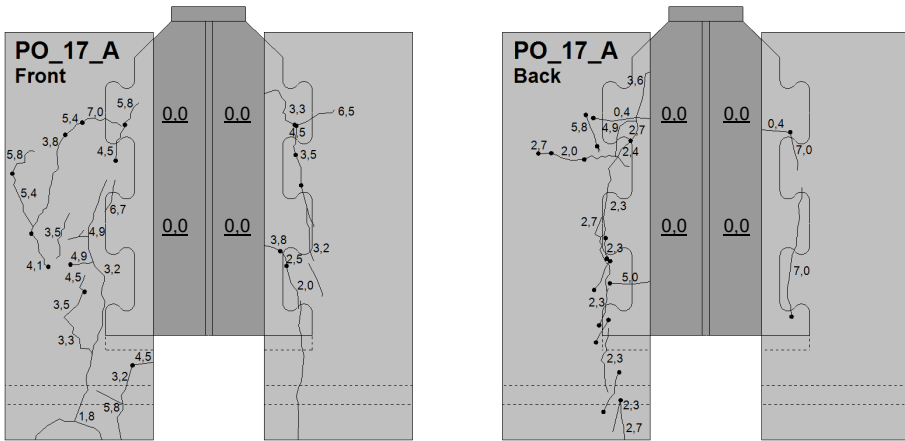


Abb. A.30: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_17_A: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

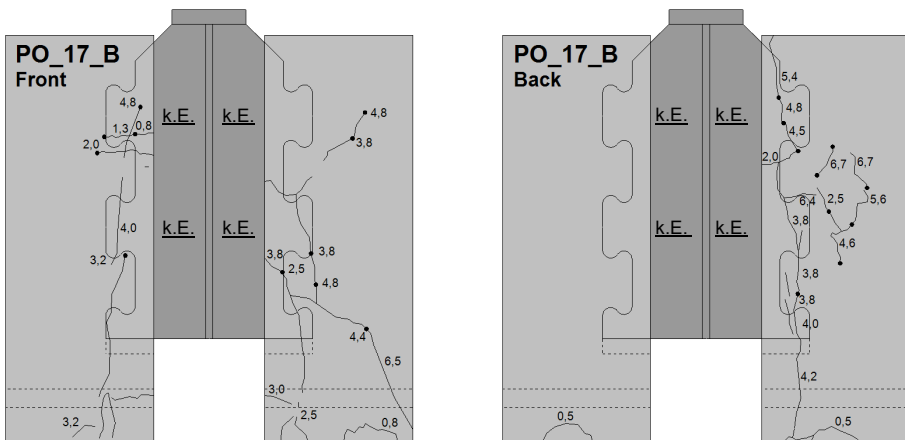


Abb. A.31: Rissbilder und Stahlzahnkopfverformungen des Push-Out-Probekörpers PO_17_B: Ansicht von vorne (links) und von hinten (rechts)

B. Rissbilder des Single-Push-Out-Versuchsprogramms

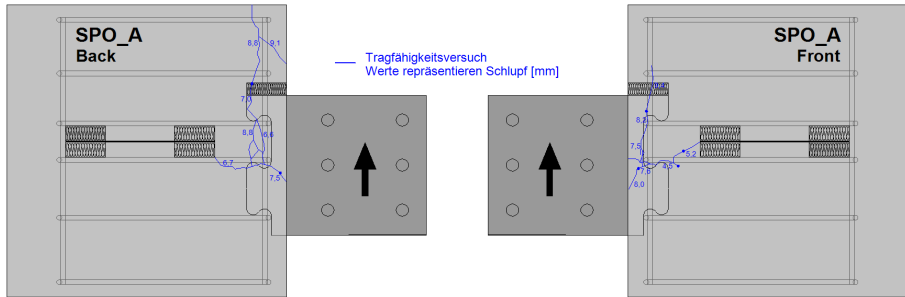


Abb. B.1: Rissbilder des Single-Push-Out-Probekörpers SPO_A: Ansicht von hinten (links) und von vorne (rechts)

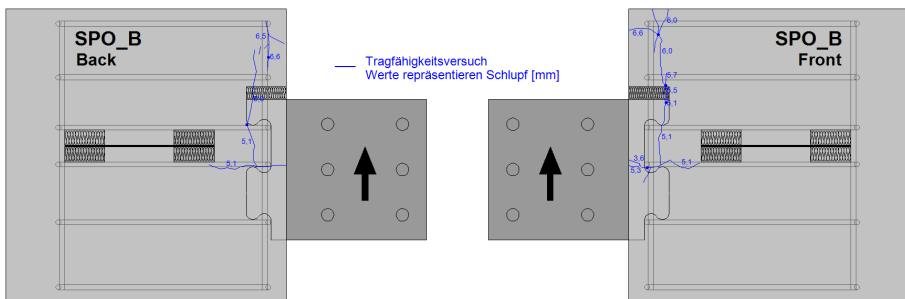


Abb. B.2: Rissbilder des Single-Push-Out-Probekörpers SPO_B: Ansicht von hinten (links) und von vorne (rechts)

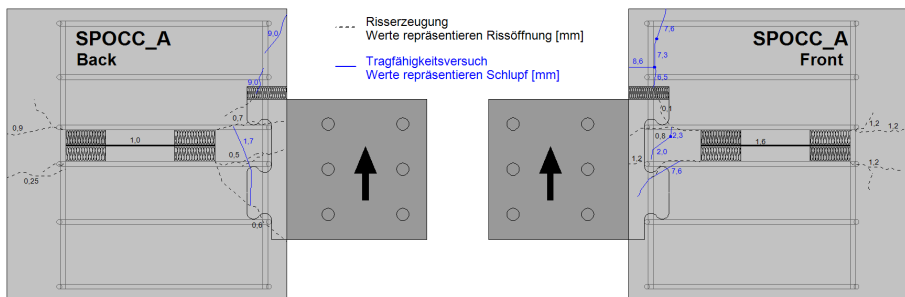


Abb. B.3: Rissbilder des Single-Push-Out-Probekörpers SPOCC_A mit Rissbildung vor Versuchsbeginn: Ansicht von hinten (links) und von vorne (rechts)

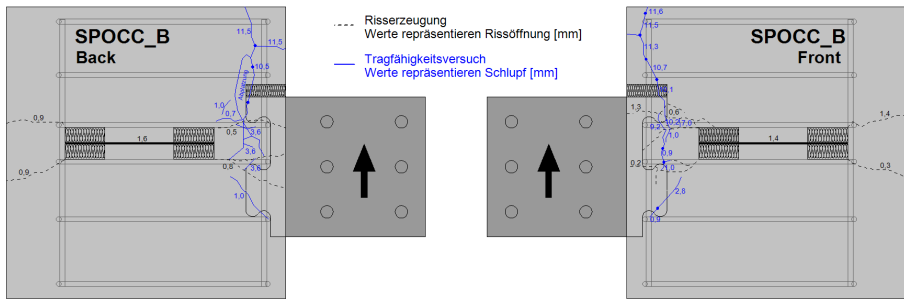


Abb. B.4: Rissbilder des Single-Push-Out-Probekörpers SPOCC_B mit Risserzeugung vor Versuchsbeginn: Ansicht von hinten (links) und von vorne (rechts)

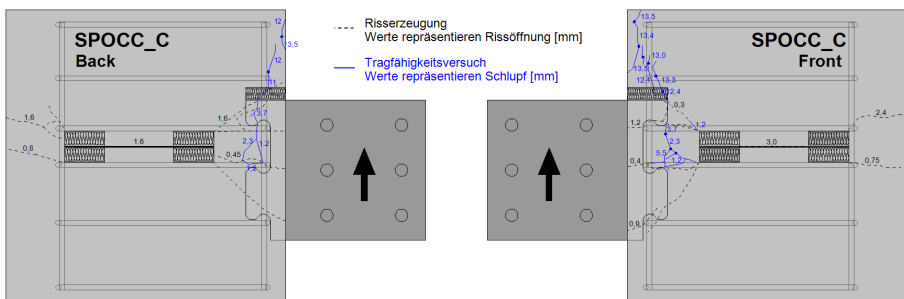


Abb. B.5: Rissbilder des Single-Push-Out-Probekörpers SPOCC_C mit Risserzeugung vor Versuchsbeginn: Ansicht von hinten (links) und von vorne (rechts)

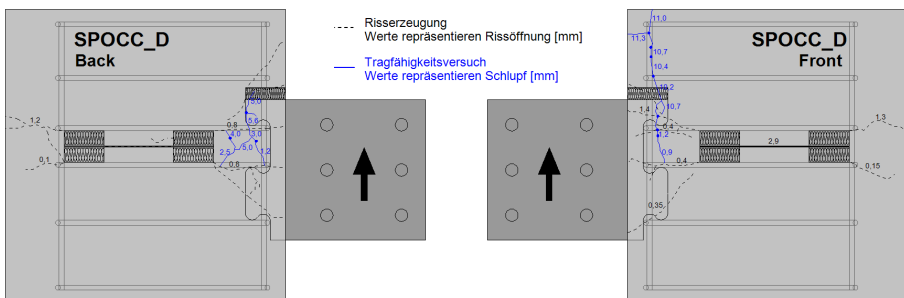


Abb. B.6: Rissbilder des Single-Push-Out-Probekörpers SPOCC_D mit Risserzeugung vor Versuchsbeginn: Ansicht von hinten (links) und von vorne (rechts)

C. Kraft-Dickenänderungs-Diagramme des Push-Out-Versuchsprogramms

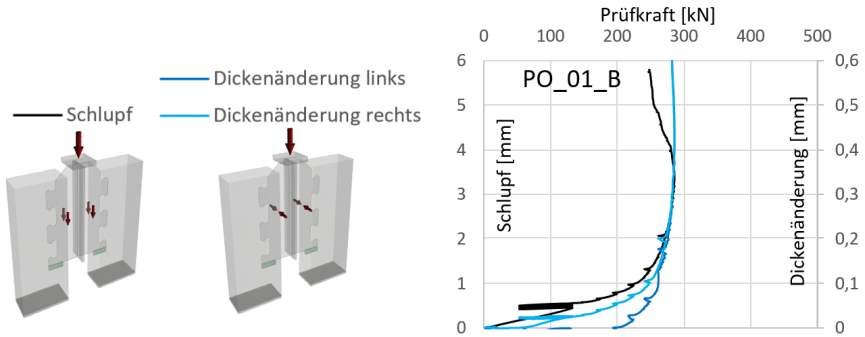


Abb. C.1: Kraft-Dickenänderungs-Diagramme der Probekörperkonfiguration PO_01

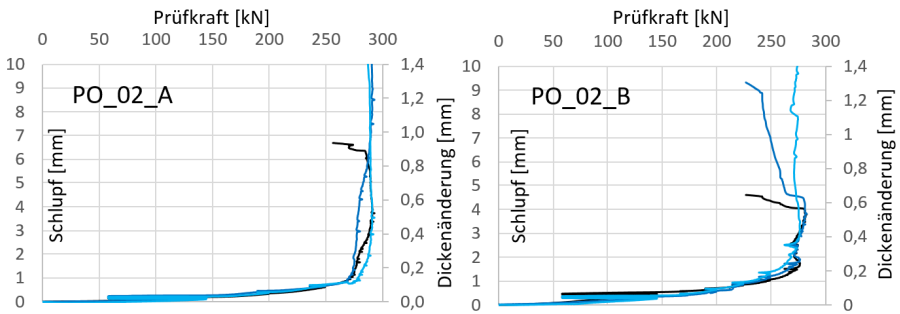


Abb. C.2: Kraft-Dickenänderungs-Diagramme der Probekörperkonfiguration PO_02

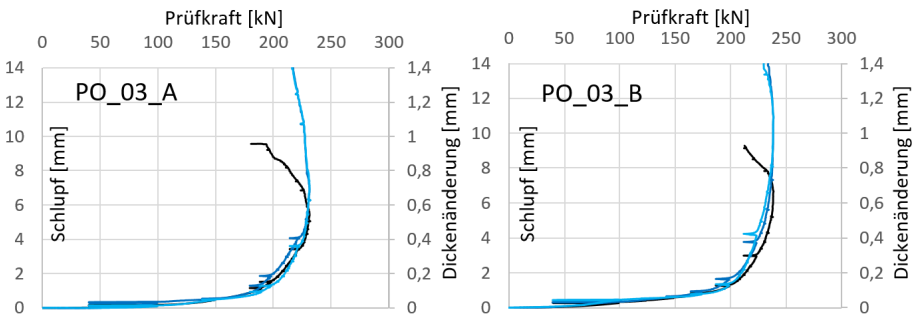


Abb. C.3: Kraft-Dickenänderungs-Diagramme der Probekörperkonfiguration PO_03

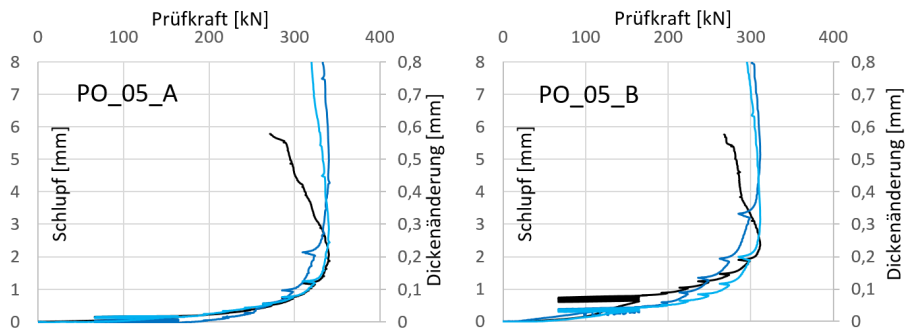


Abb. C.4: Kraft-Dickenänderungs-Diagramme der Probekörperkonfiguration PO_05

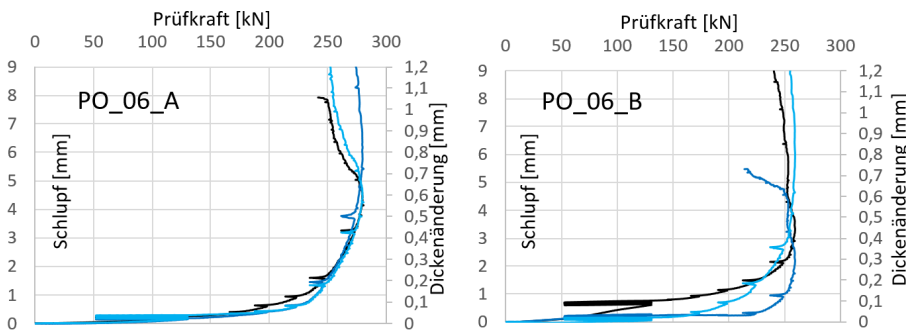


Abb. C.5: Kraft-Dickenänderungs-Diagramme der Probekörperkonfiguration PO_06

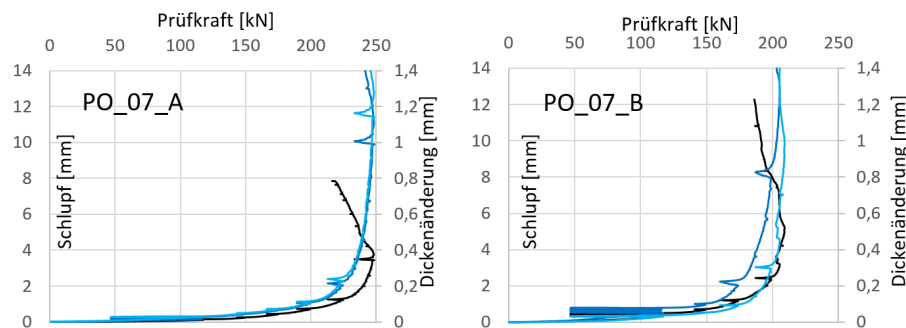


Abb. C.6: Kraft-Dickenänderungs-Diagramme der Probekörperkonfiguration PO_07

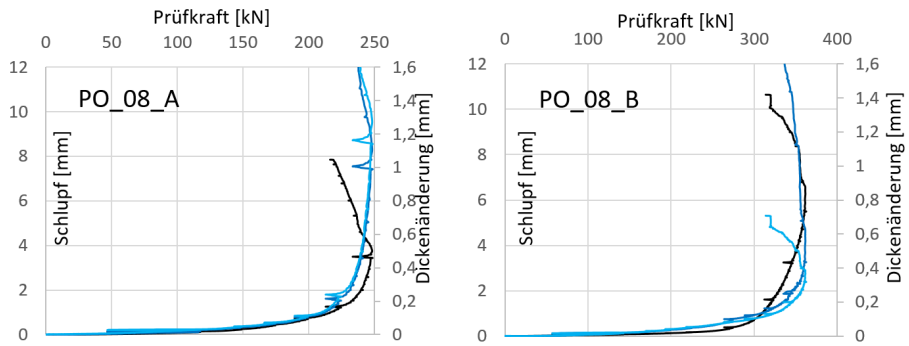


Abb. C.7: Kraft-Dickenänderungs-Diagramme der Probekörperkonfiguration PO_08

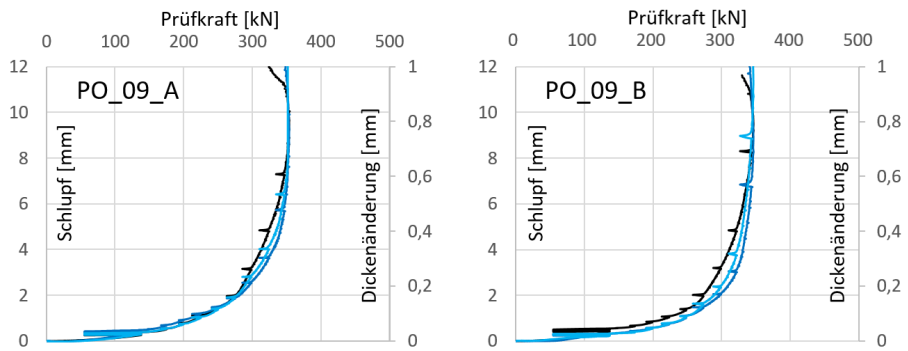


Abb. C.8: Kraft-Dickenänderungs-Diagramme der Probekörperkonfiguration PO_09

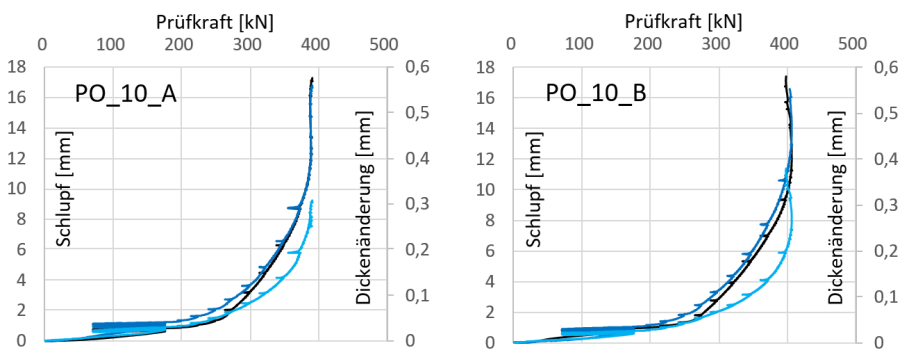


Abb. C.9: Kraft-Dickenänderungs-Diagramme der Probekörperkonfiguration PO_10

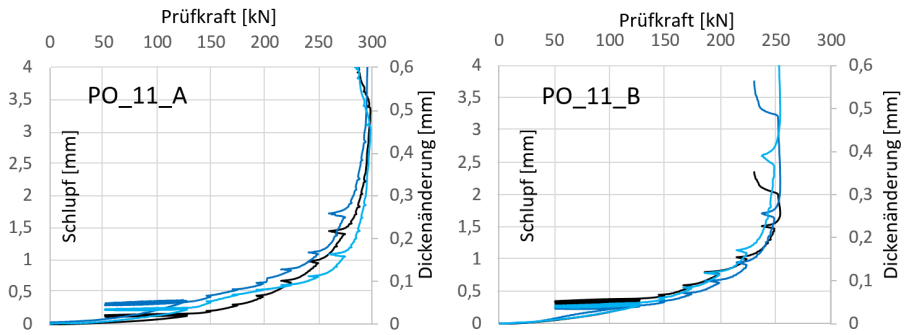


Abb. C.10: Kraft-Dickenänderungs-Diagramme der Probekörperkonfiguration PO_11

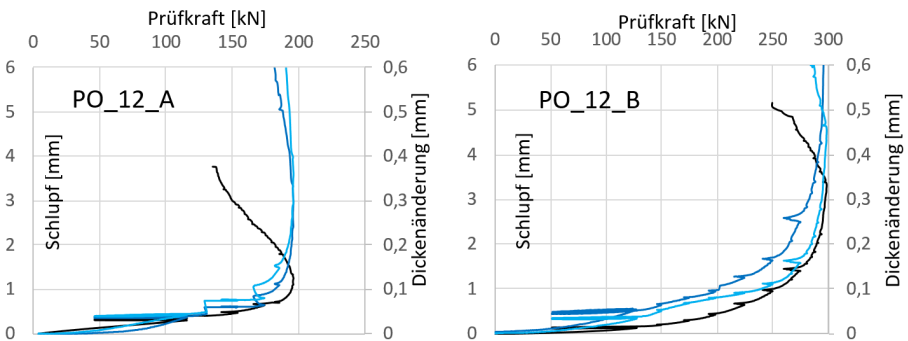


Abb. C.11: Kraft-Dickenänderungs-Diagramme der Probekörperkonfiguration PO_12

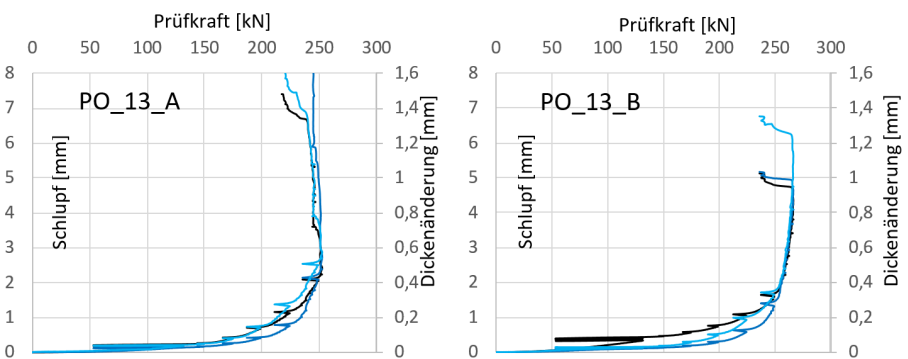


Abb. C.12: Kraft-Dickenänderungs-Diagramme der Probekörperkonfiguration PO_13

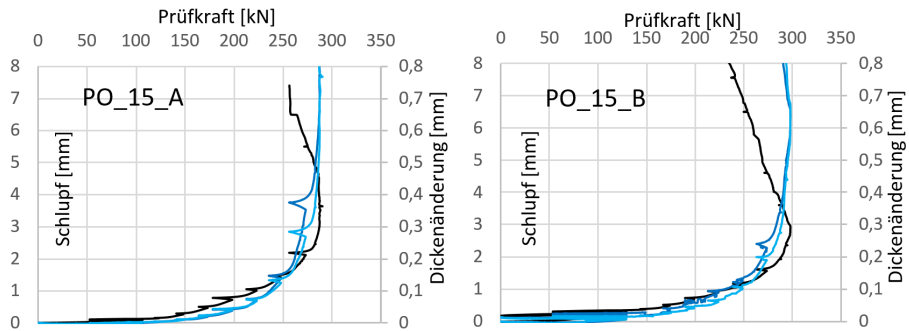


Abb. C.13: Kraft-Dickenänderungs-Diagramme der Probekörperkonfiguration PO_15

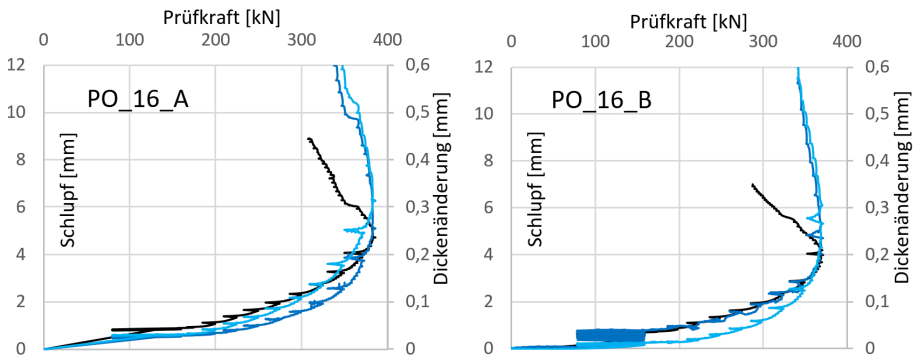


Abb. C.14: Kraft-Dickenänderungs-Diagramme der Probekörperkonfiguration PO_16

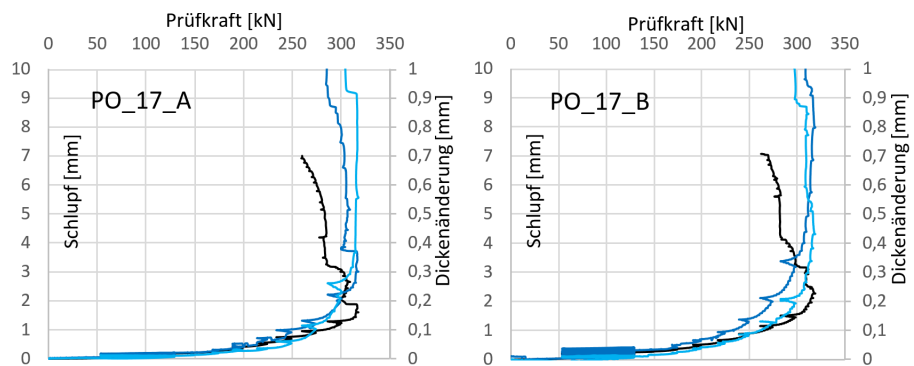


Abb. C.15: Kraft-Dickenänderungs-Diagramme der Probekörperkonfiguration PO_17

D. Messergebnisse des Bauteilversuchsprogramms

D.1 Verbundträger 1

D.1.1 Verbundträgerversuch 1.1

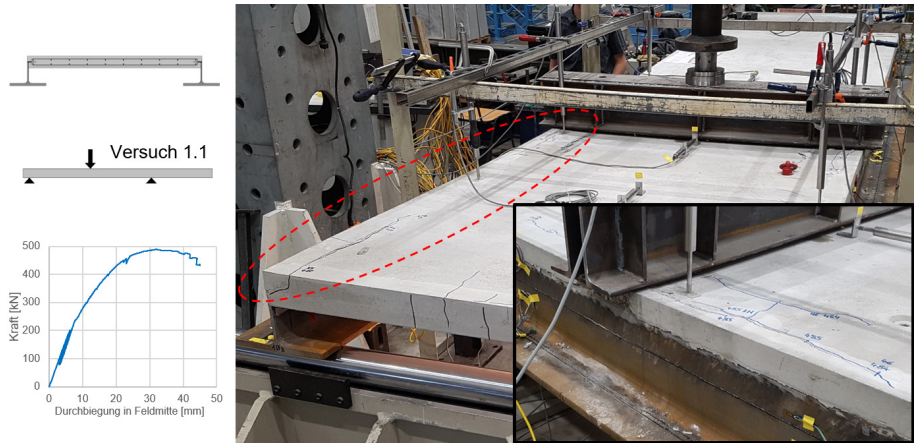


Abb. D.1: Versagensbild des Verbundträgerversuchs VBT-1.1

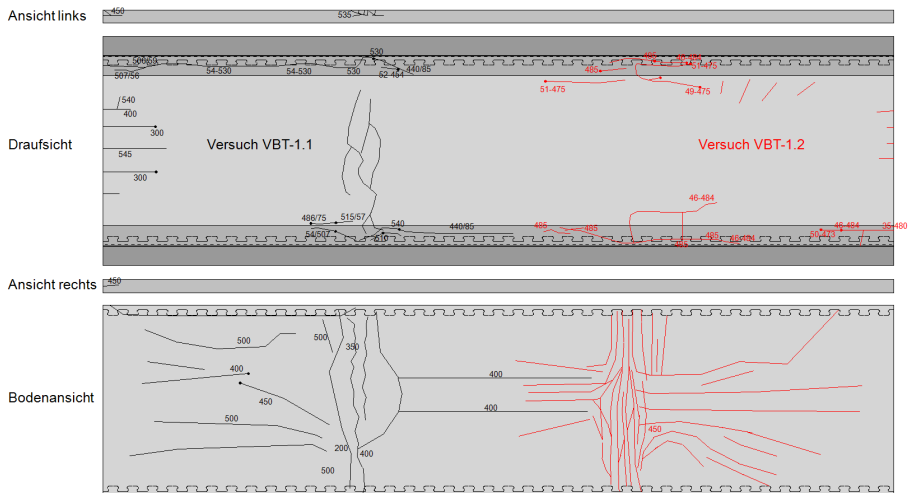


Abb. D.2: Rissbilder des Verbundträgerversuchs VBT-1.1

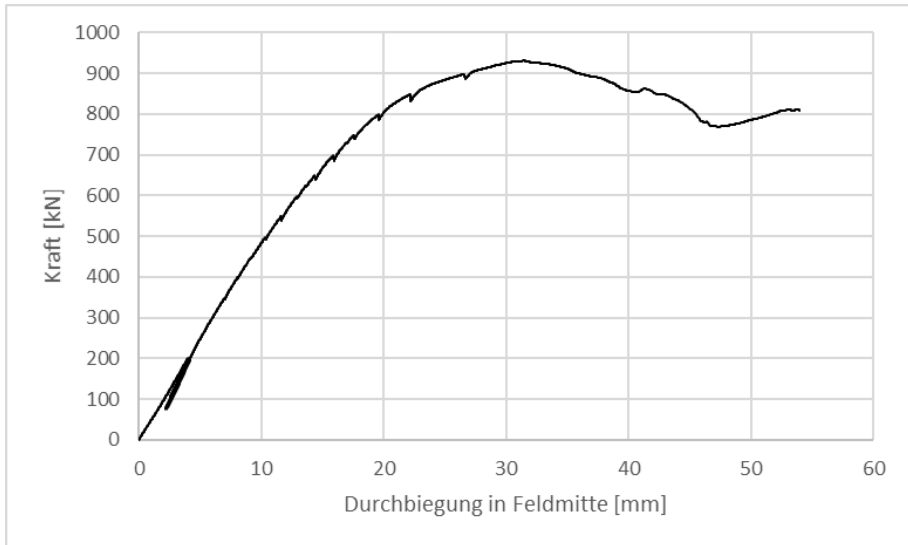


Abb. D.3: Kraft-Durchbiegungs-Verhalten des Verbundträgersversuchs VBT-1.1

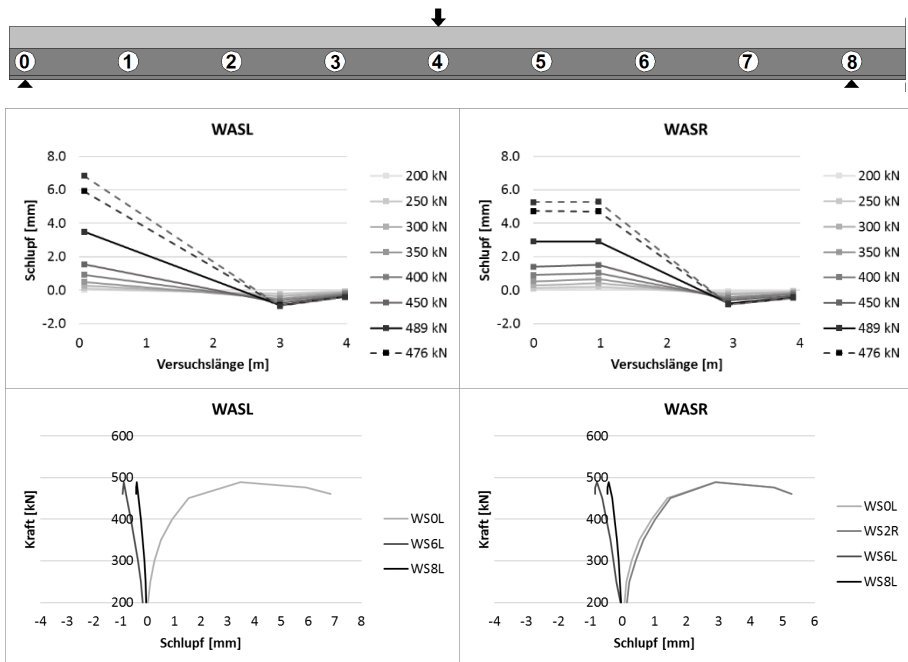


Abb. D.4: Schlupfmessung am Verbundträgersversuch VBT-1.1

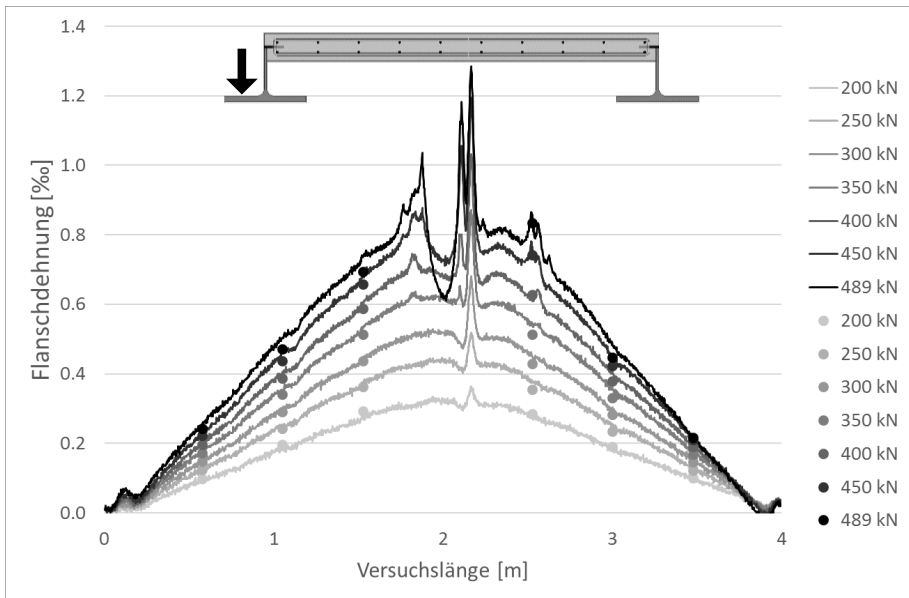


Abb. D.5: Dehnungsmessung am linken Untergurt von VBT-1.1

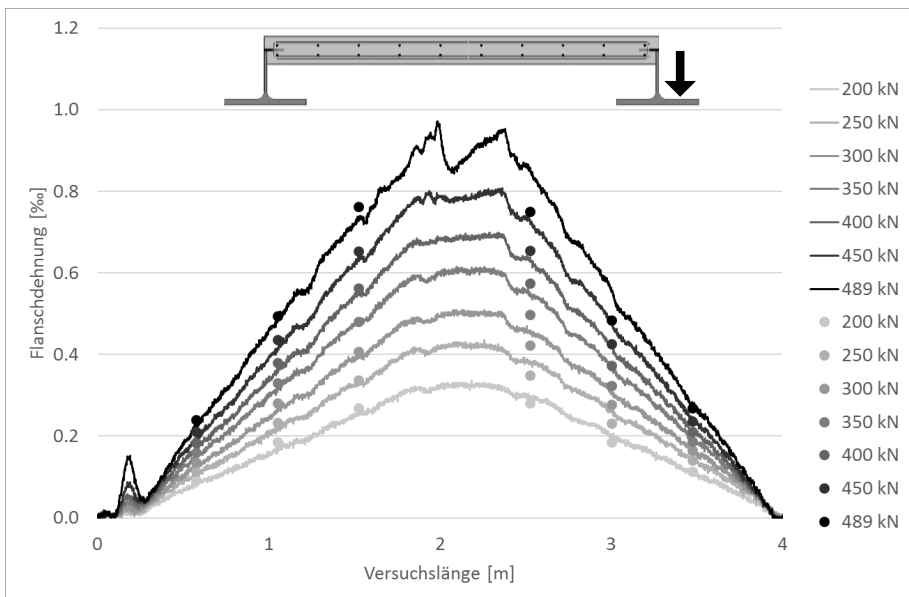


Abb. D.6: Dehnungsmessung am rechten Untergurt von VBT-1.1

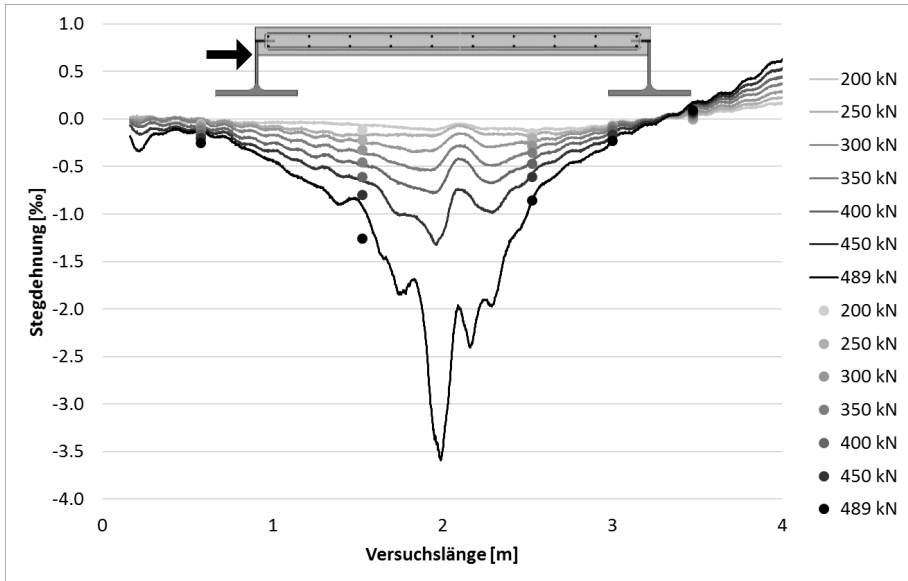


Abb. D.7: Dehnungsmessung am linken Steg von VBT-1.1

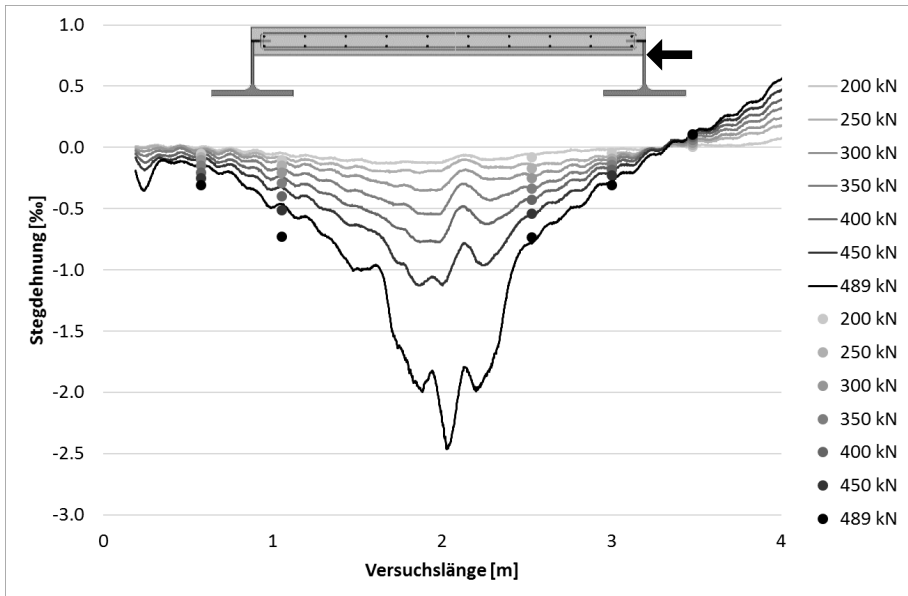


Abb. D.8: Dehnungsmessung am rechten Steg von VBT-1.1

D.1.2 Verbundträgerversuch 1.2

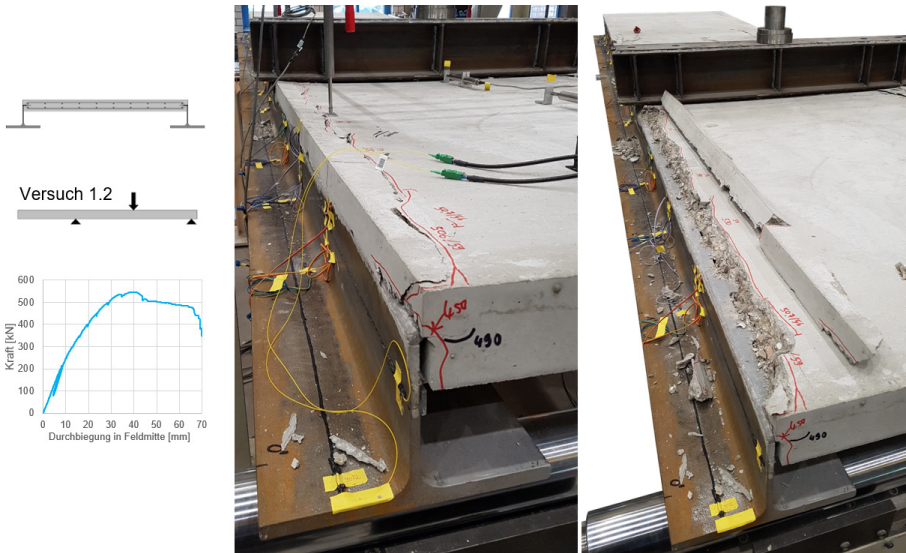


Abb. D.9: Versagensbild des Verbundträgerversuchs VBT-1.2

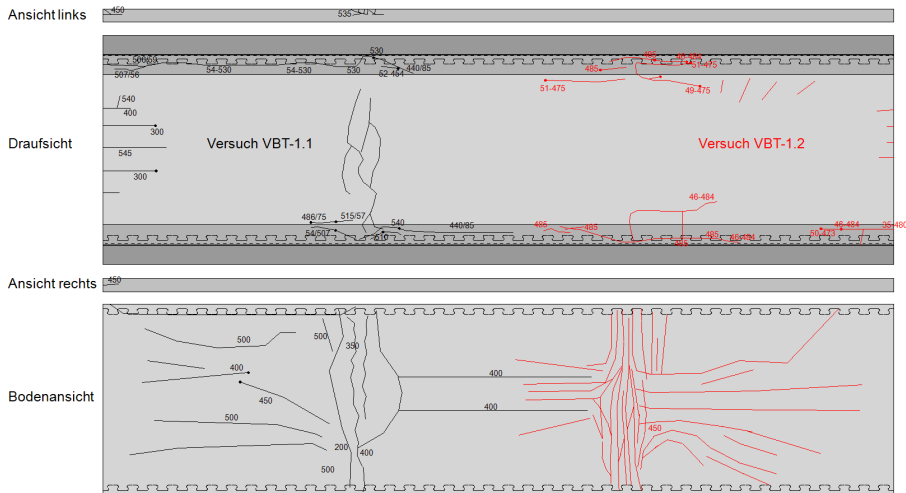


Abb. D.10: Rissbilder des Verbundträgerversuchs VBT-1.2

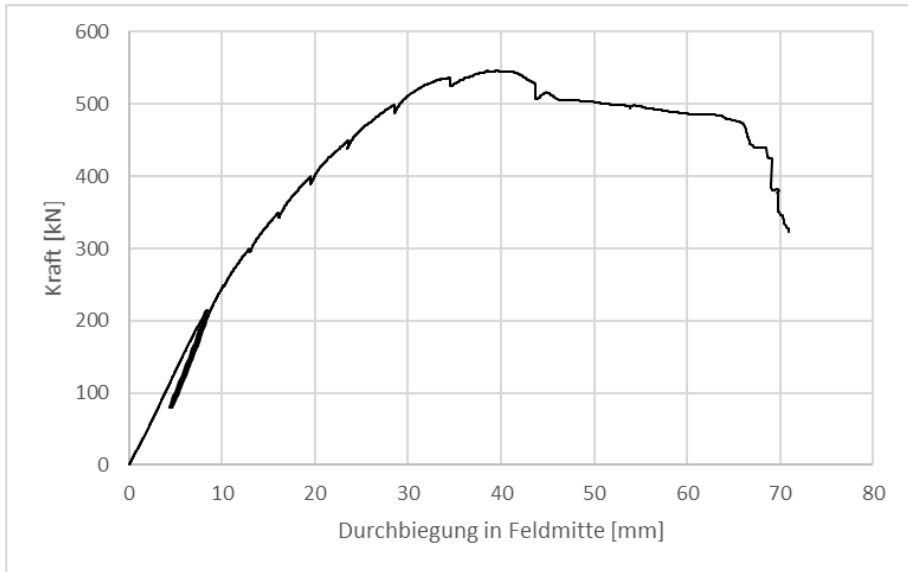


Abb. D.11: Kraft-Durchbiegungs-Verhalten des Verbundträgerversuchs VBT-1.2

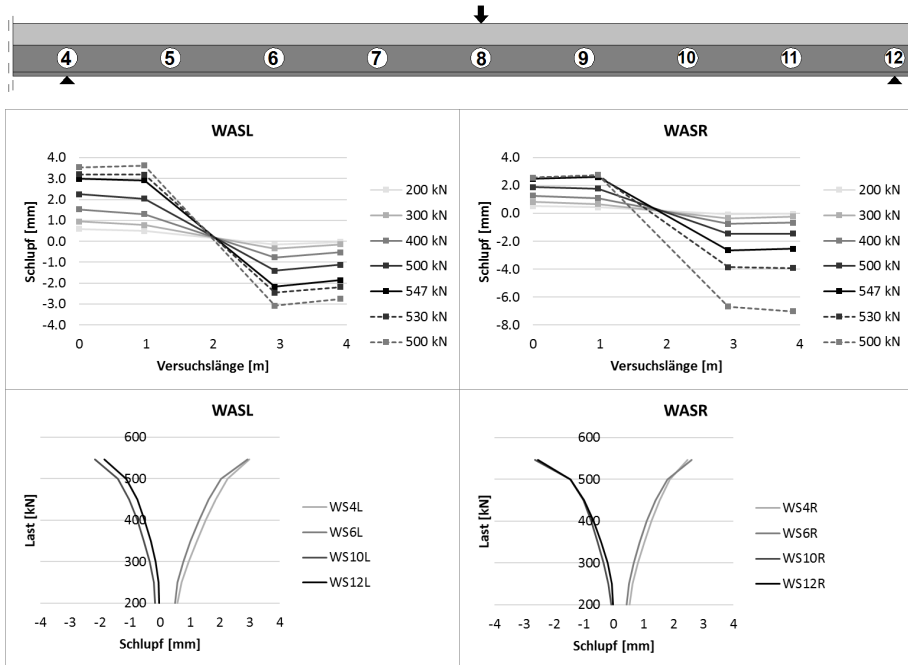


Abb. D.12: Schlupfmessung am Verbundträgerversuch VBT-1.2

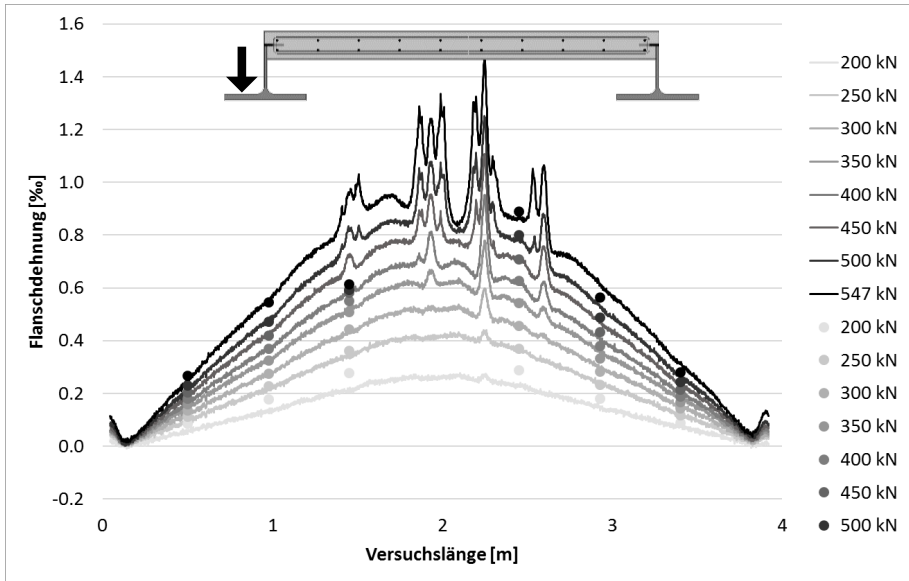


Abb. D.13: Dehnungsmessung am linken Untergurt von VBT-1.2

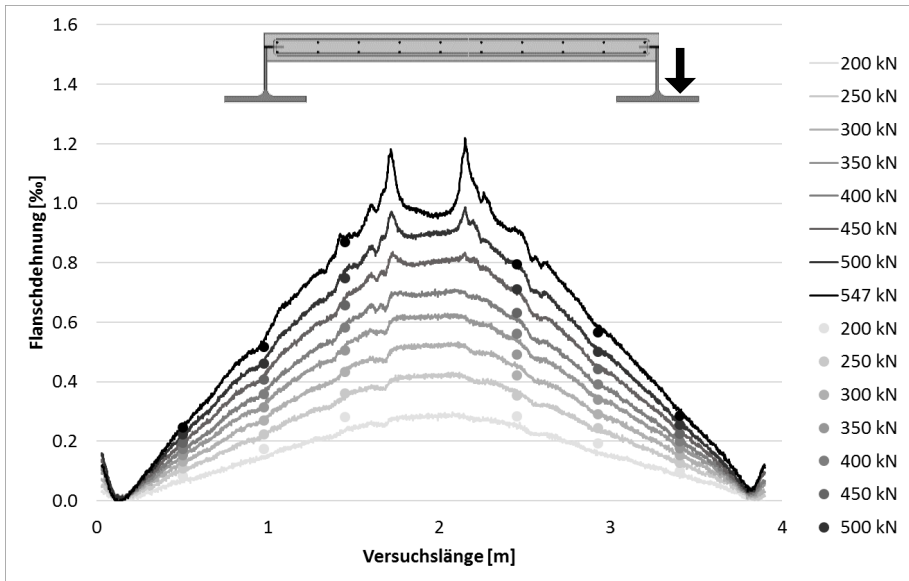


Abb. D.14: Dehnungsmessung am rechten Untergurt von VBT-1.2

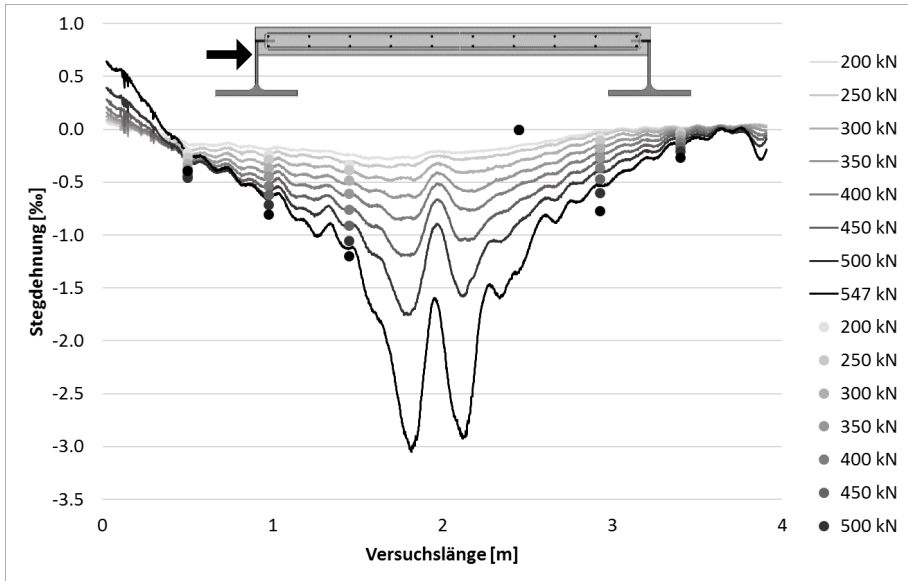


Abb. D.15: Dehnungsmessung am linken Steg von VBT-1.2

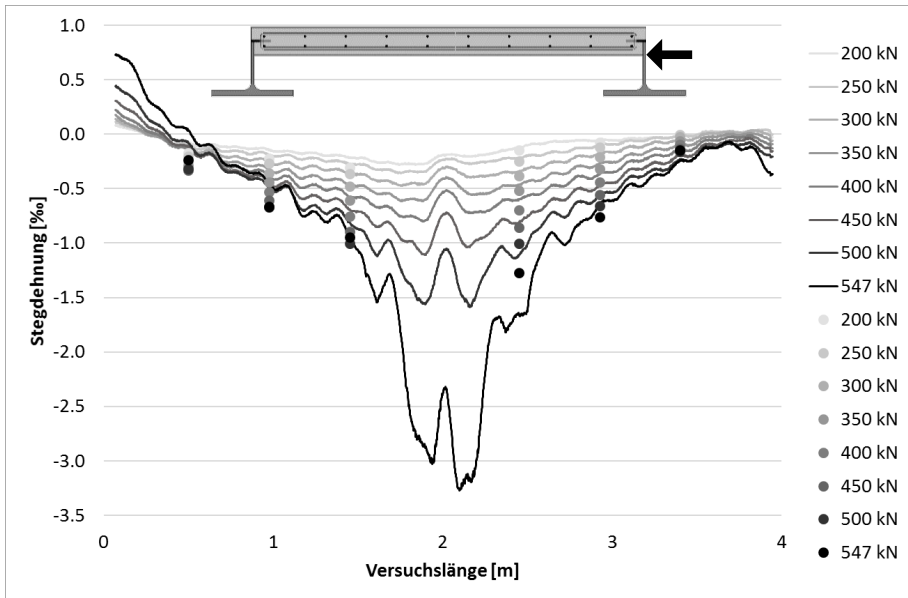


Abb. D.16: Dehnungsmessung am rechten Steg von VBT-1.2

D.2 Verbundträger 2

D.2.1 Verbundträgerversuch 2.1

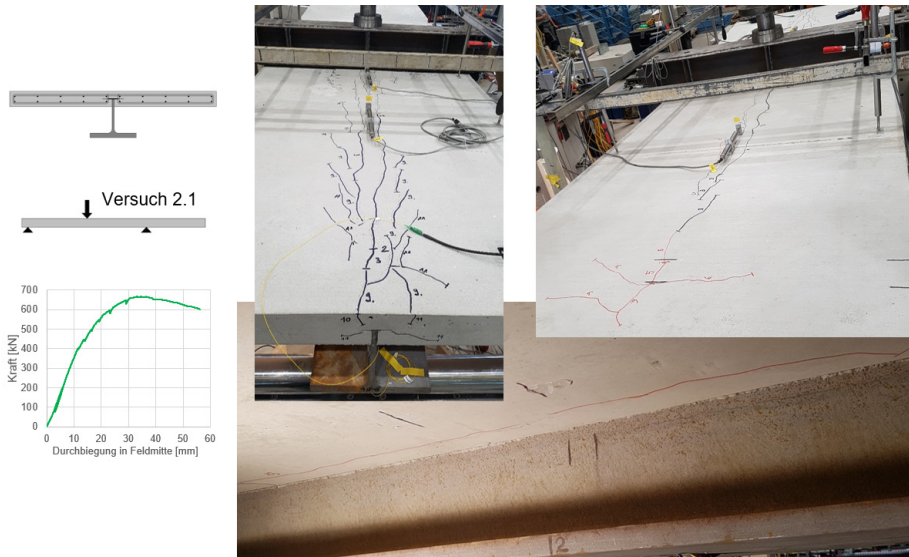


Abb. D.17: Versagensbild des Verbundträgerversuchs VBT-2.1

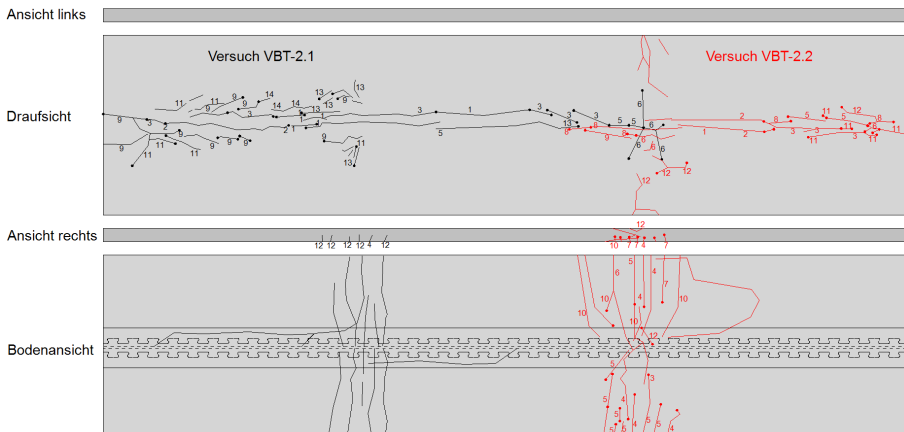


Abb. D.18: Rissbilder des Verbundträgerversuchs VBT-2.1

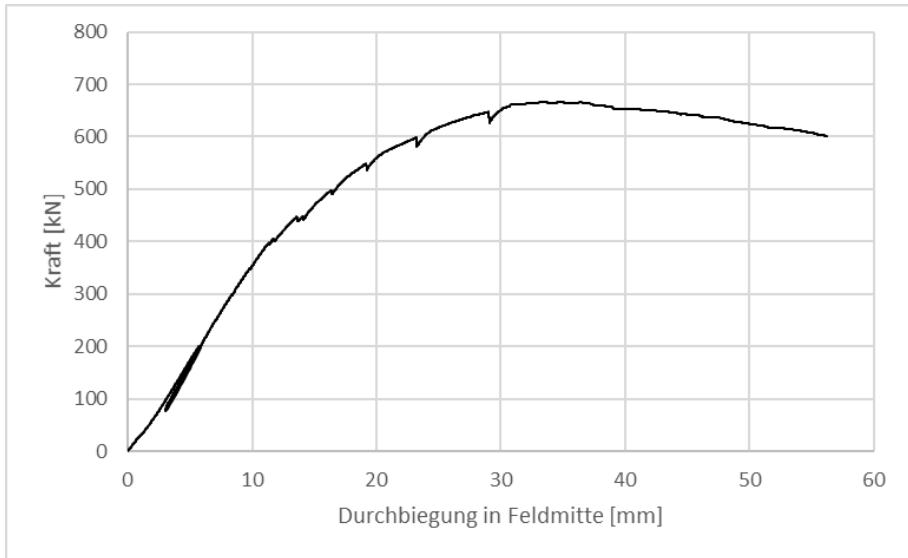


Abb. D.19: Kraft-Durchbiegungs-Verhalten des Verbundträgersversuchs VBT-2.1

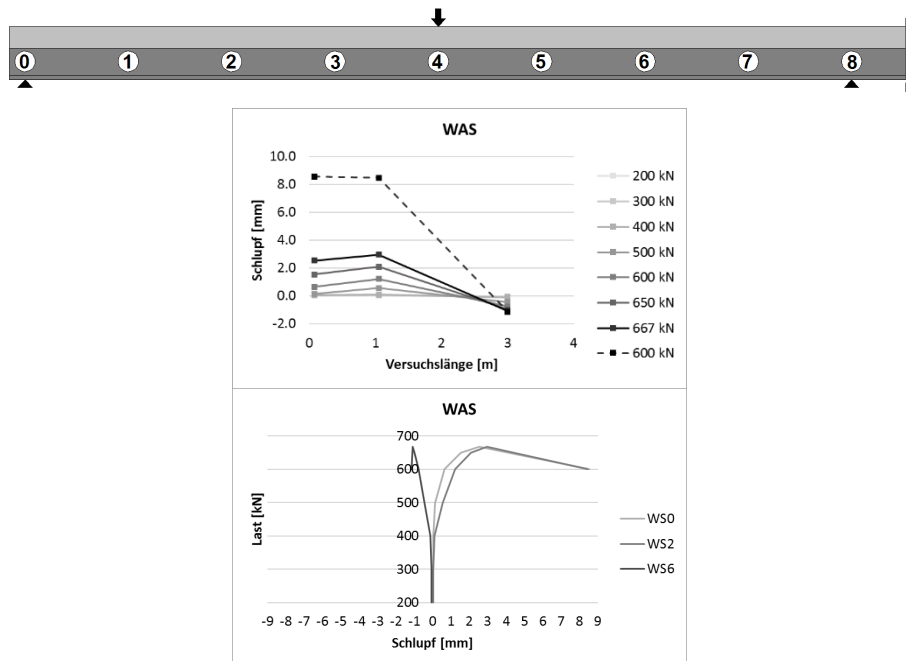


Abb. D.20: Schlupfmessung am Verbundträgersversuch VBT-2.1

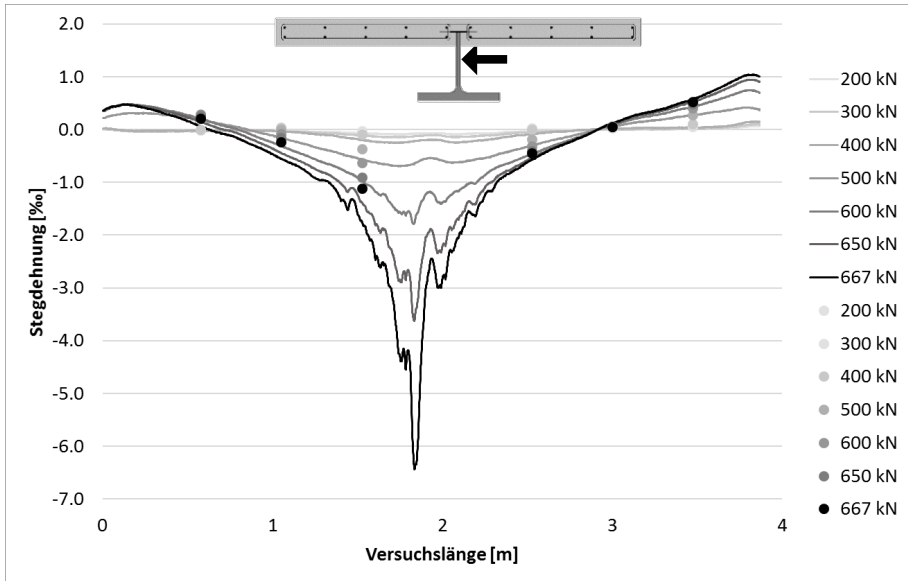


Abb. D.21: Dehnungsmessung am Steg von VBT-2.1

D.2.2 Verbundträgerversuch 2.2

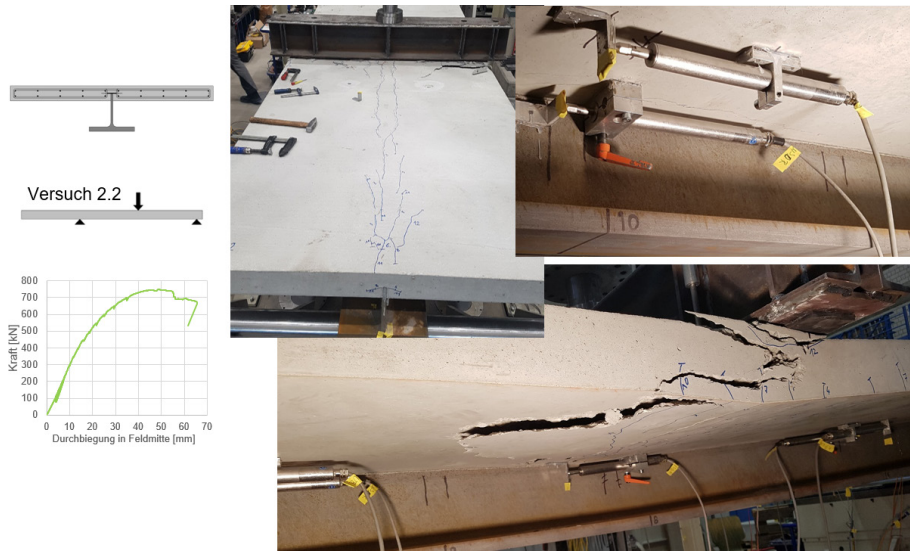


Abb. D.22: Versagensbild des Verbundträgerversuchs VBT-2.2

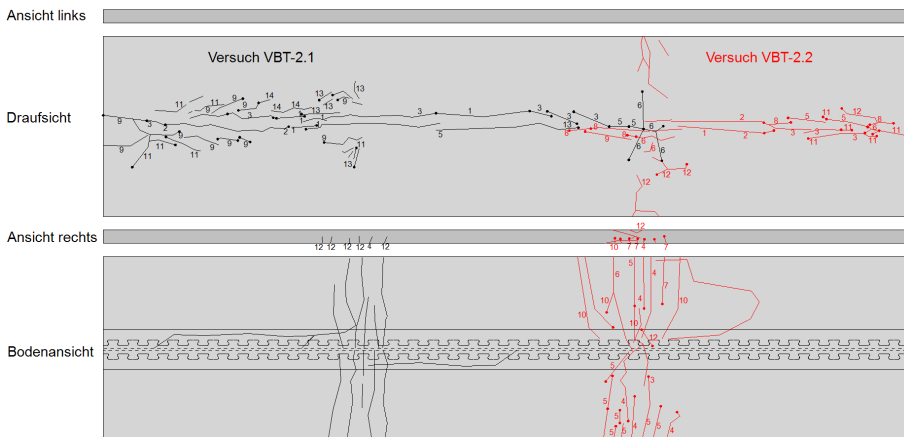


Abb. D.23: Rissbilder des Verbundträgerversuchs VBT-2.2

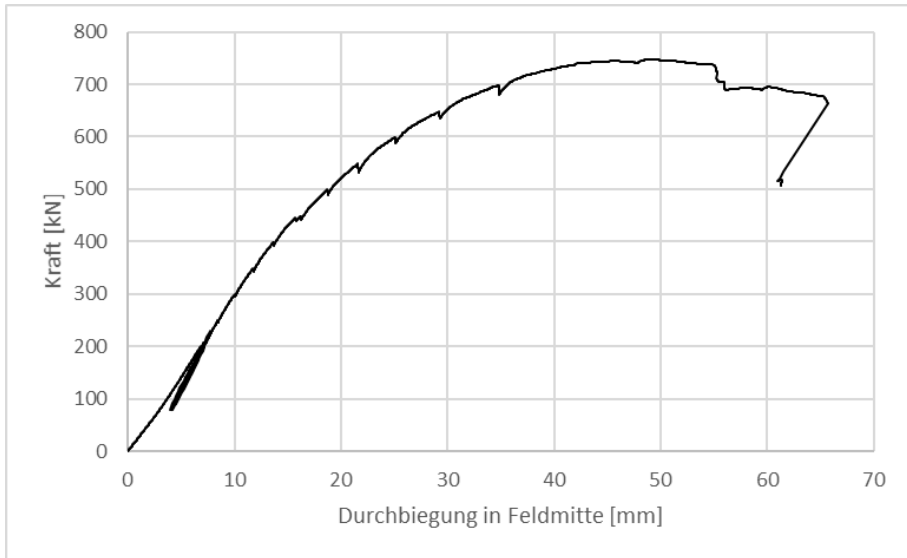


Abb. D.24: Kraft-Durchbiegungs-Verhalten des Verbundträgerversuchs VBT-2.2

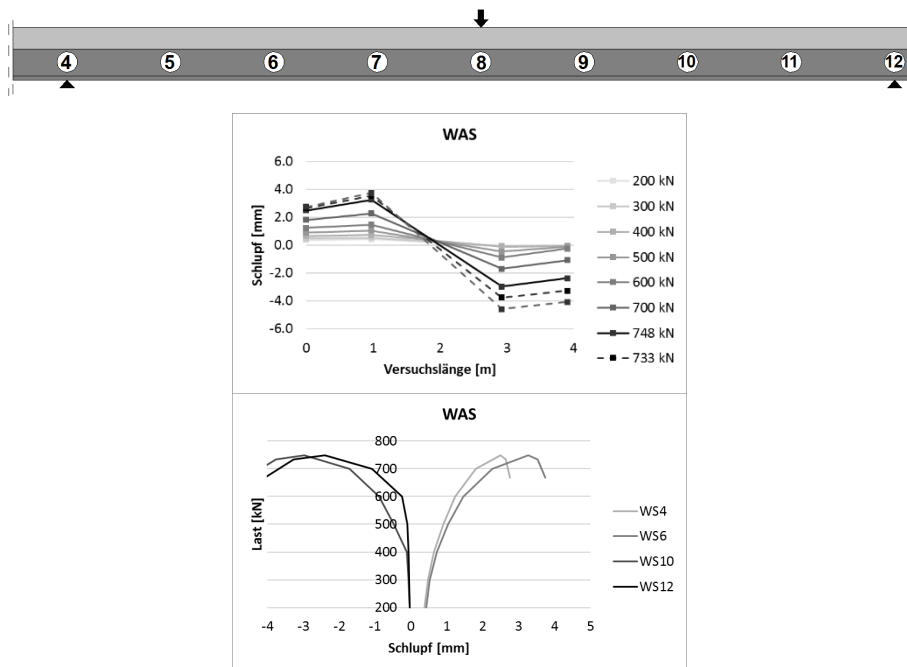


Abb. D.25: Schlupfmessung am Verbundträgerversuch VBT-2.2

D.3 Verbundträger 3

D.3.1 Verbundträgerversuch 3.1

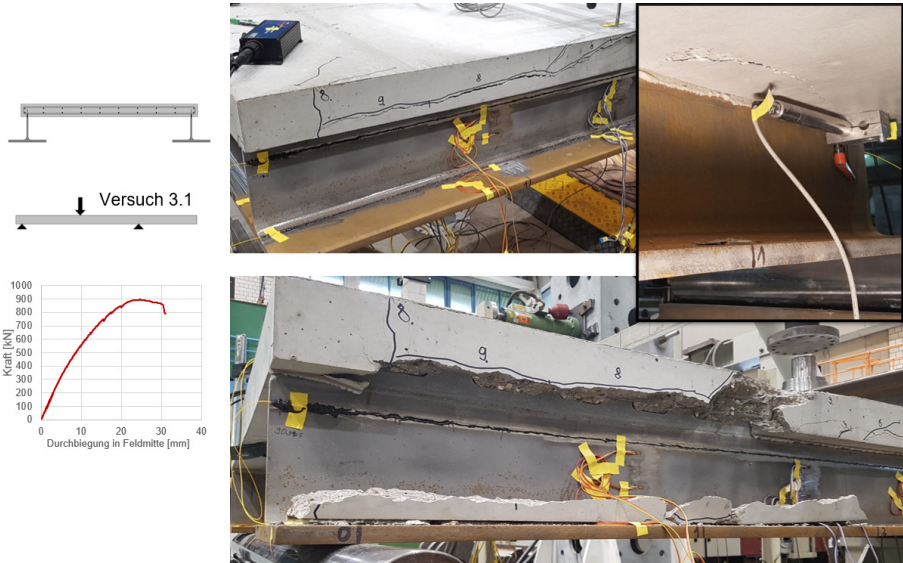


Abb. D.26: Versagensbild des Verbundträgerversuchs VBT-3.1

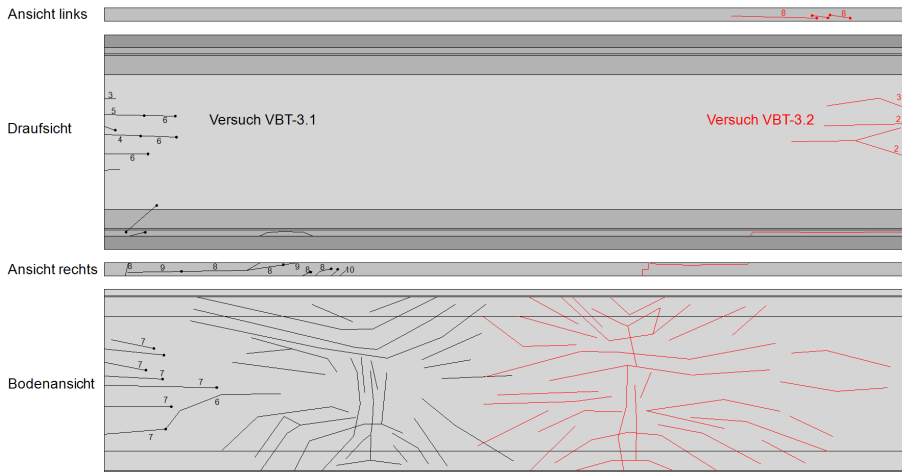


Abb. D.27: Rissbilder des Verbundträgerversuchs VBT-3.1

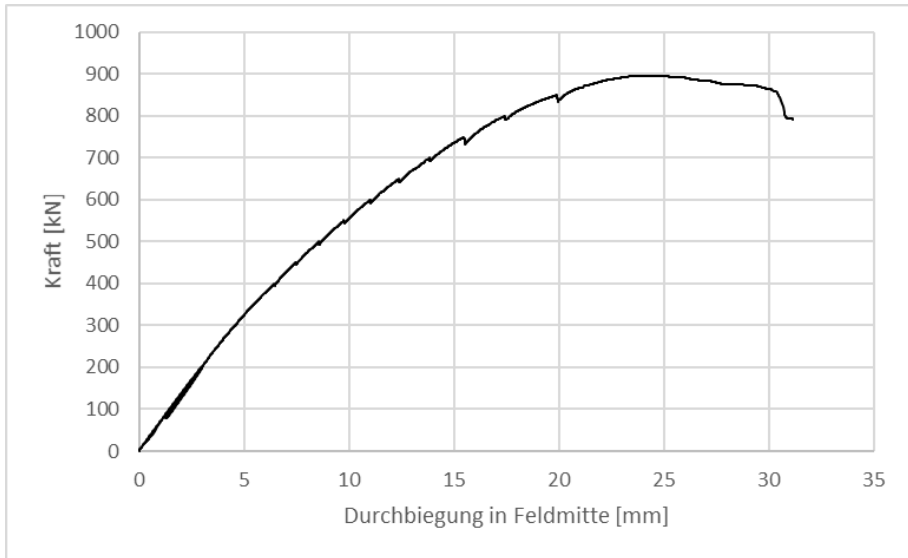


Abb. D.28: Kraft-Durchbiegungs-Verhalten des Verbundträgerversuchs VBT-3.1

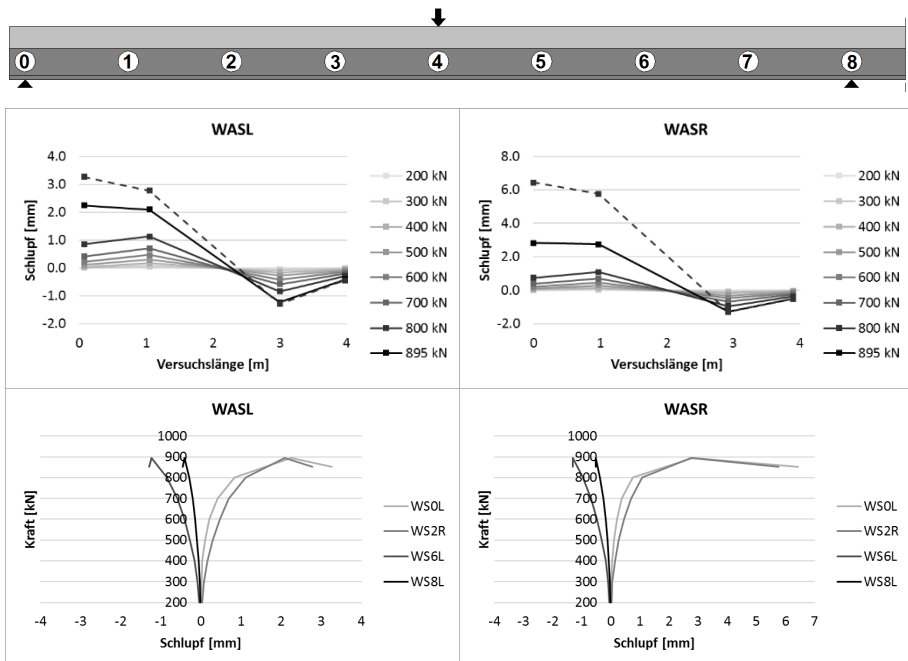


Abb. D.29: Schlupfmessung am Verbundträgerversuch VBT-3.1

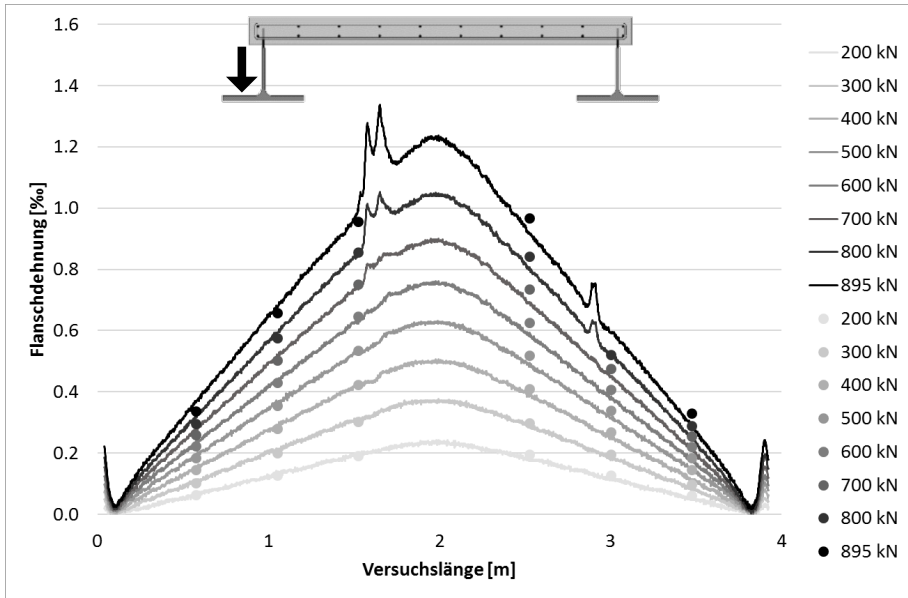


Abb. D.30: Dehnungsmessung am linken Untergurt von VBT-3.1

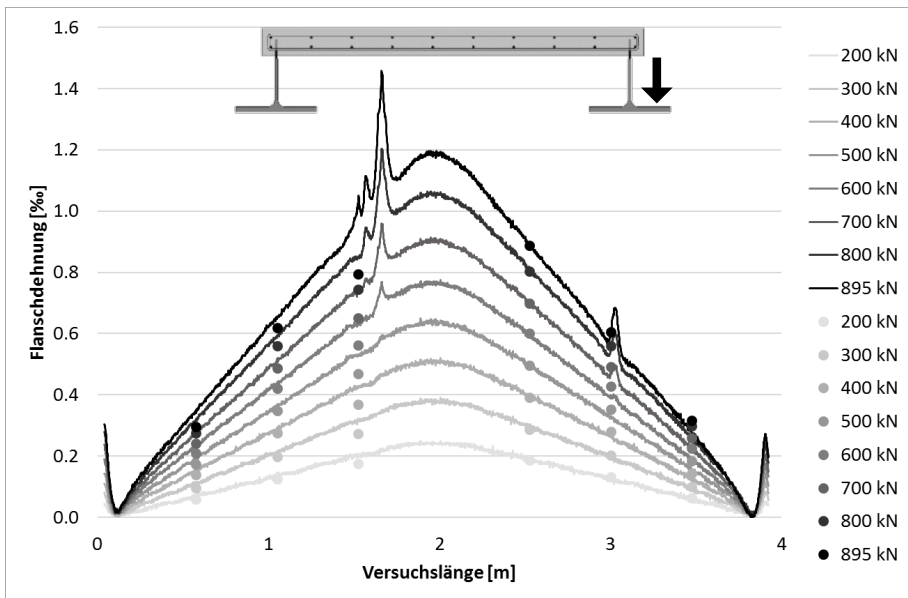


Abb. D.31: Dehnungsmessung am rechten Untergurt von VBT-3.1

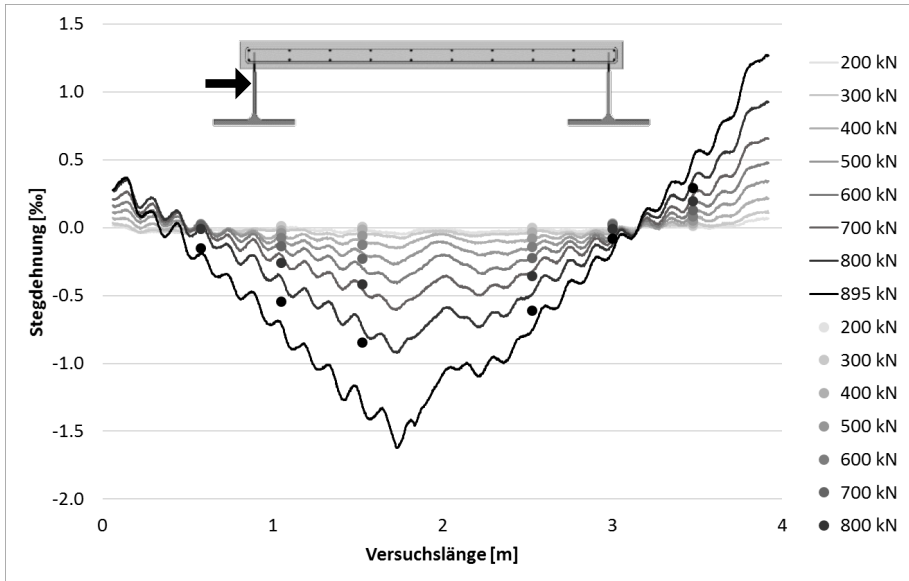


Abb. D.32: Dehnungsmessung am linken Steg von VBT-3.1

D.3.2 Verbundträgerversuch 3.2

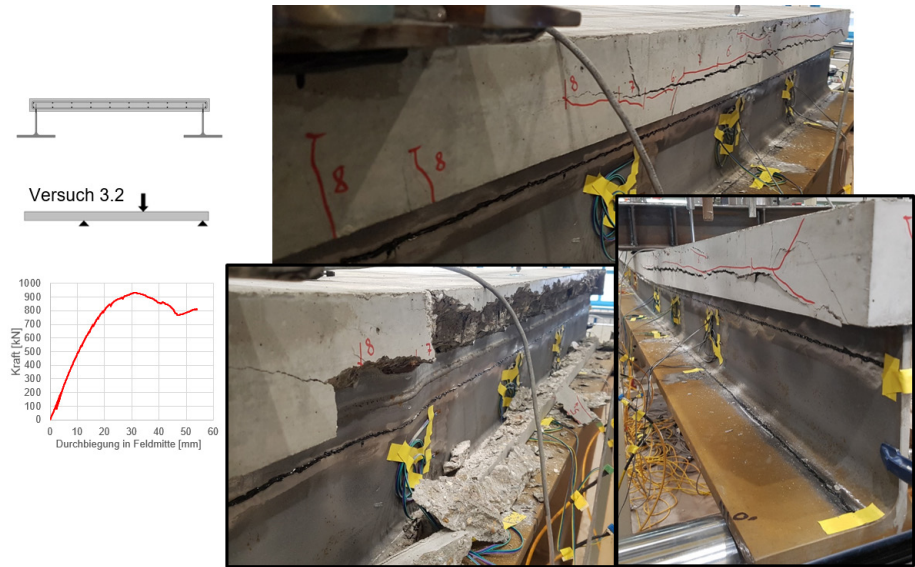


Abb. D.33: Versagensbild des Verbundträgerversuchs VBT-3.2

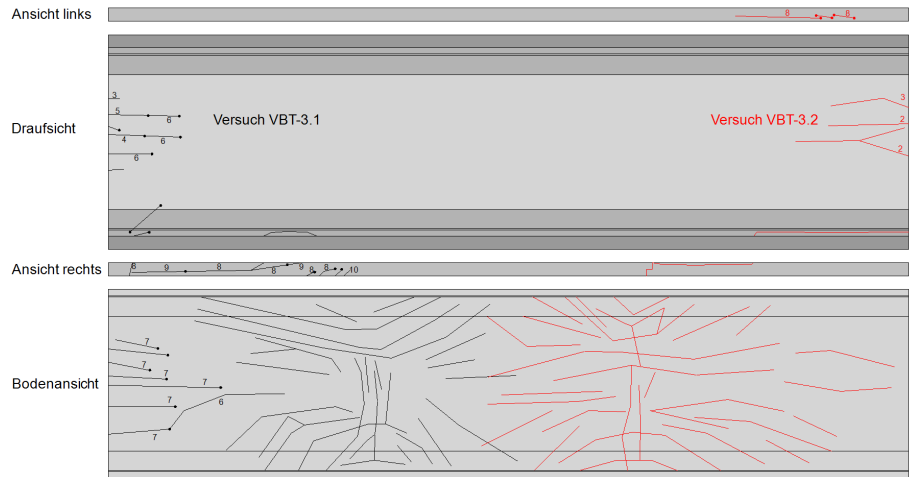


Abb. D.34: Rissbilder des Verbundträgerversuchs VBT-3.2

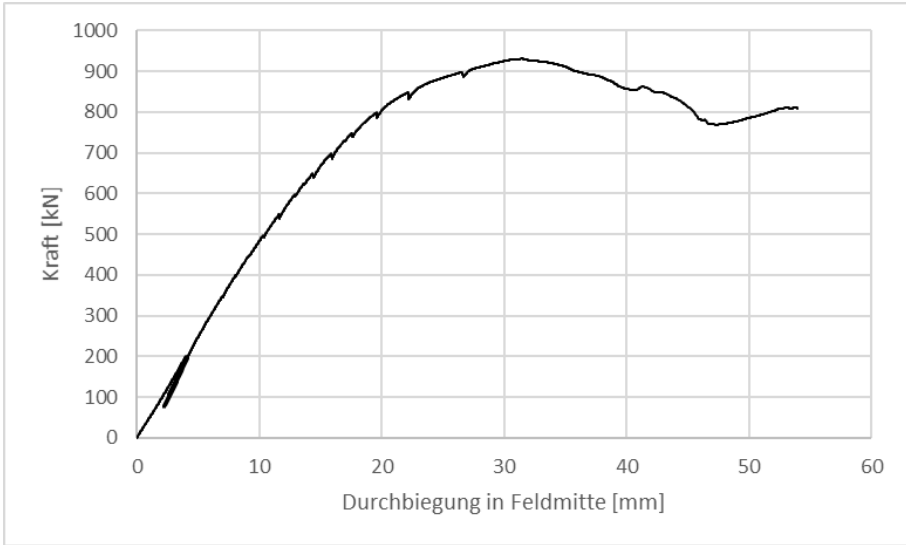


Abb. D.35: Kraft-Durchbiegungs-Verhalten des Verbundträgerversuchs VBT-3.2

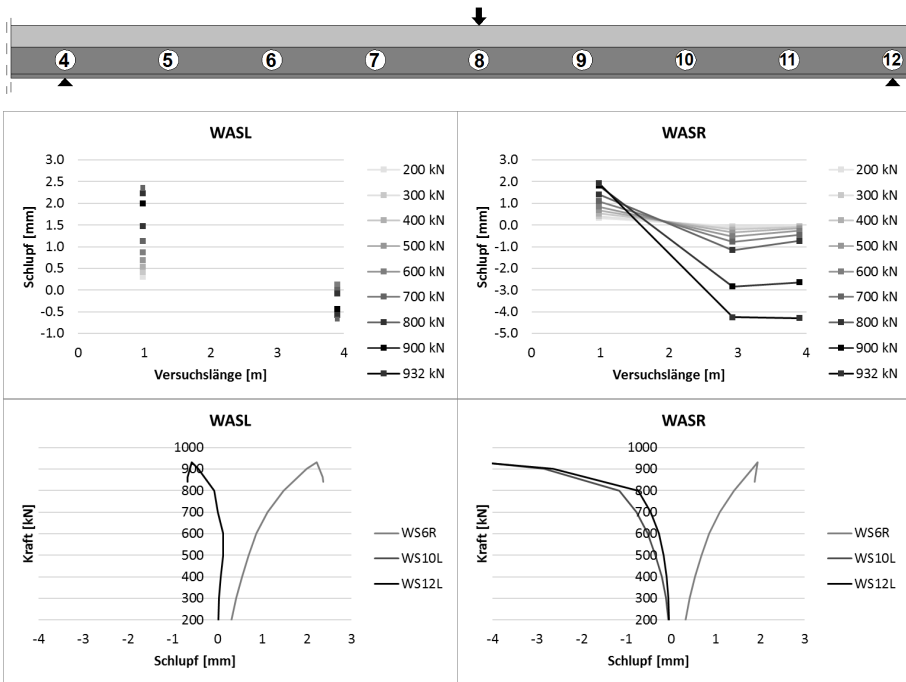


Abb. D.36: Schlupfmessung am Verbundträgerversuch VBT-3.2

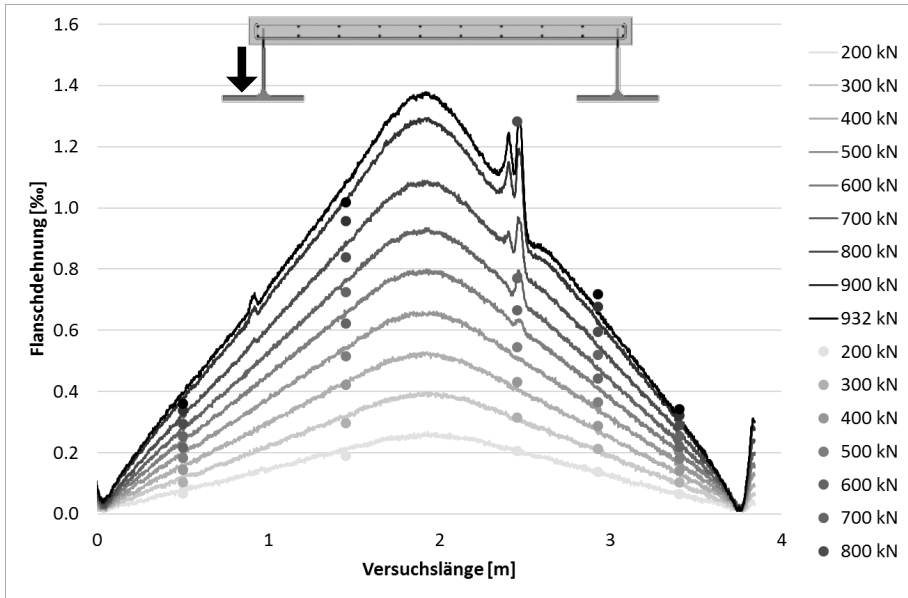


Abb. D.37: Dehnungsmessung am linken Untergurt von VBT-3.2

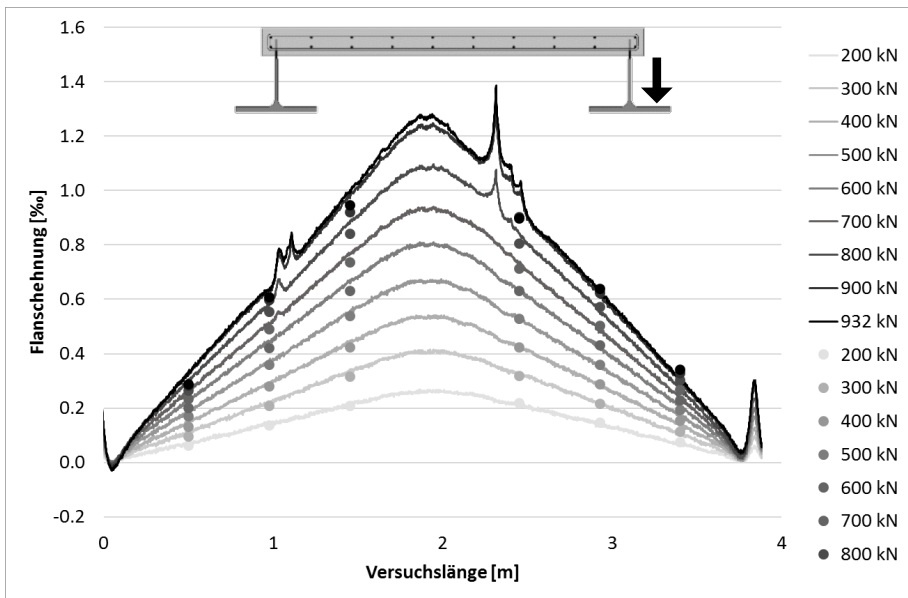


Abb. D.38: Dehnungsmessung am rechten Untergurt von VBT-3.2

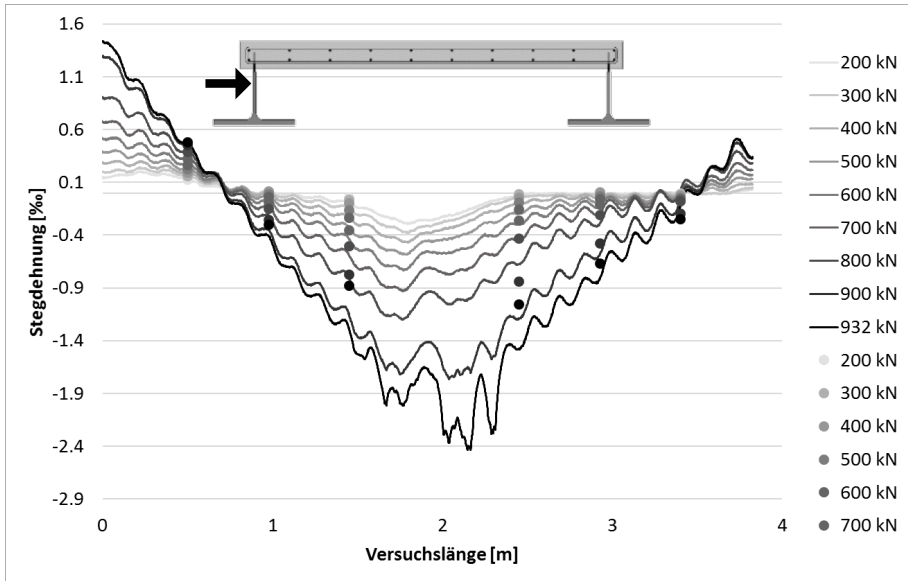


Abb. D.39: Dehnungsmessung am linken Steg von VBT-3.2

*„Two roads diverged in a wood, and I -
I took the one less traveled by,
And that has made all the difference.“*

- Robert Frost (1874 – 1963), US-amerikanischer Dichter -

Publikationen des Autors

Broschart, Y.; Kurz, W.: *Development of a design approach for the failure mode 'edge failure' of composite dowels positioned close to the surface of concrete slabs.* Current Scientific Challenges in Concrete and Steel Structures and Concrete Technology - 5th German-Polish PhD Symposium. Gdansk University of Technology, Danzig, Polen, 2017.

Kurz, W.; Broschart, Y.; Gajda, J.: *Behaviour of concrete dowels positioned close to the surface of concrete slabs.* Composite Construction VIII. Jackson Hole, USA, 2017.

Broschart, Y.; Kurz, W.: *Entwicklung eines Bemessungsmodells für randnahe Verbundübelleisten.* Vielfalt im Massivbau - Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell. Technische Universität Kaiserslautern, 2018.

Broschart, Y.; Gajda, J.; Kurz, W.: *Untersuchungen zum Tragverhalten randnaher Verbundübelleisten.* Stahlbau 87, Heft 5, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2018.

Broschart, Y.; Kurz, W.; Wolters, K.; Christou, G.; Claßen, M.: *Einflussfaktoren auf das Tragverhalten randnaher Verbundübelleisten.* Bauingenieur 94, Heft 6, VDI Fachmedien GmbH & Co. KG, Düsseldorf, 2019.

Christou, G.; Wolters, K.; Broschart, Y.: *Verbundübelleisten unter kombinierter Schub-Zug-Beanspruchung im gerissenen Beton.* Bauingenieur 94, Heft 6, VDI Fachmedien GmbH & Co. KG, Düsseldorf, 2019.

Broschart, Y.; Kurz, W.: *Untersuchungen zu Verbundträgern mit randnahen Verbundübelleisten.* Stahlbau 88, Heft 9, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, 2019.

Broschart, Y.; Kurz, W.; Wolters, K.; Christou, G.; Claßen, M.: *Influencing Parameters on the Load-bearing Capacity of Composite Dowels positioned close to the free Surface of Concrete Slabs.* The 14th Nordic Steel Construction Conference, Kopenhagen, Dänemark, 2019.

Christou, G.; Claßen, M.; Wolters, K.; Broschart, Y.: *Fatigue of composite constructions with composite dowels.* The 14th Nordic Steel Construction Conference, Kopenhagen, Dänemark, 2019.

Broschart, Y.; Kurz, W.: *Verbundträgerversuche mit randnahen Verbunddübeln.* 22. DAST-Forschungskolloquium, Karlsruhe, 2020.

Studentische Arbeiten mit Bezug zum Promotionsthema

Biedlingmeier, Philipp; Thein, Christina; Pecat, Victoria *Bestimmung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Stahlblechen.* Bauteilpraktikum (2+2+2 CP), TU Kaiserslautern, Januar 2018.

Zangerle, Christoph *Untersuchung der Tauglichkeit von Push-Out- und Single-Push-Out-Versuchen zur Bestimmung der Tragfähigkeit von randnahen Verbunddübelleisten in Stahlverbundbauteilen mithilfe von numerischen Simulationen.* Studienprojekt (12 CP), TU Kaiserslautern, Februar 2018.

Dobrowolski, Christian *Numerische Untersuchung des Einflusses einzelner Parameter auf die Tragfähigkeit randnaher Verbunddübelleisten.* Masterarbeit (16 CP), TU Kaiserslautern, März 2018.

Comes, Manuel; Erhard, Peter; Fuchs, Nico; Hardenberg, Maximilian *Untersuchung des Verformungsverhaltens von Verbunddübelleisten mithilfe optischer 3D-Messtechnik.* Bauteilpraktikum (2+2+2+2 CP), TU Kaiserslautern, April 2018.

Grethen, Christopher *Tauglichkeit von Push-Out- und Single-Push-Out-Versuchen zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Verbunddübelleisten in Stahlverbundbauteilen.* Studienprojekt (12 CP), TU Kaiserslautern, April 2018.

Risch, Manuel *Numerische Untersuchung des Tragverhaltens von Stahlverbunddecken mit randnahen Verbunddübelleisten.* Bachelorarbeit (10 CP), TU Kaiserslautern, Mai 2018.

Hauser, Philipp *Entwicklung eines Versuchsaufbaus zur Längsschubtragfähigkeitsermittlung randnaher Verbunddübelleisten in gerissenem Beton.* Studienprojekt (6 CP), TU Kaiserslautern, Juni 2018.

Stolz, Christian *Untersuchung des Einflusses einzelner Parameter auf die Tragfähigkeit und Duktilität randnaher Verbunddübelleisten.* Masterarbeit (16 CP), TU Kaiserslautern, November 2018.

Schneider, Luca *Numerische Parameterstudie und Sensitivitätsanalyse zum Einfluss der Lage der Querbewehrung bei randnahen Verbunddübelleisten.* Studienprojekt (12 CP), TU Kaiserslautern, Januar 2019.

Schellen, Marius *Untersuchung des Tragverhaltens von randnahen Verbunddübelleisten in gerissenem Beton mithilfe von Single-Push-Out-Versuchen.* Studienprojekt (6 CP), TU Kaiserslautern, Januar 2019.

Neubrech, Tim *Untersuchung zum Einfluss der Blechdicke auf die Tragfähigkeit und Duktilität randnaher Verbunddübelleisten.* Studienprojekt (6 CP), TU Kaiserslautern, März 2019.

Djadkov, Georg *Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von randnahen Verbunddübelleisten mithilfe optischer 3D-Messtechnik.* Studienprojekt (6 CP), TU Kaiserslautern, Mai 2019.

Aiff, Kerstin; Parries, Charles; Thinner, Pascal: *Bestimmung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Stahlprobekörpern.* Bauteilpraktikum (2+2+2 CP), TU Kaiserslautern, Oktober 2019.

Sorg, Christian Numerische Untersuchung des Tragverhaltens von Stahlverbundträgern mit randnahen Verbunddübelleisten. Masterarbeit (16 CP), TU Kaiserslautern, Dezember 2019.

Aiff, Kerstin Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Verbundträgern mit randnahen Verbunddübelleisten. Masterarbeit (16 CP), TU Kaiserslautern, Dezember 2019.

Schneider, Mathias Numerische Sensitivitätsanalyse zum Einfluss der Lage der Querbewehrung bei randnahen Verbunddübelleisten. Studienprojekt (6 CP), TU Kaiserslautern, Juli 2020.

Lebenslauf

Persönliche Daten:

Name: Yannick Micha Broschart
Staatsangehörigkeit: deutsch
Geburtsjahr: 1991
Geburtsort: Kaiserslautern

Beruflicher Werdegang:

11/2016 – 08/2020: Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Technischen Universität Kaiserslautern am Fachgebiet Stahlbau bei Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz

Hochschulausbildung:

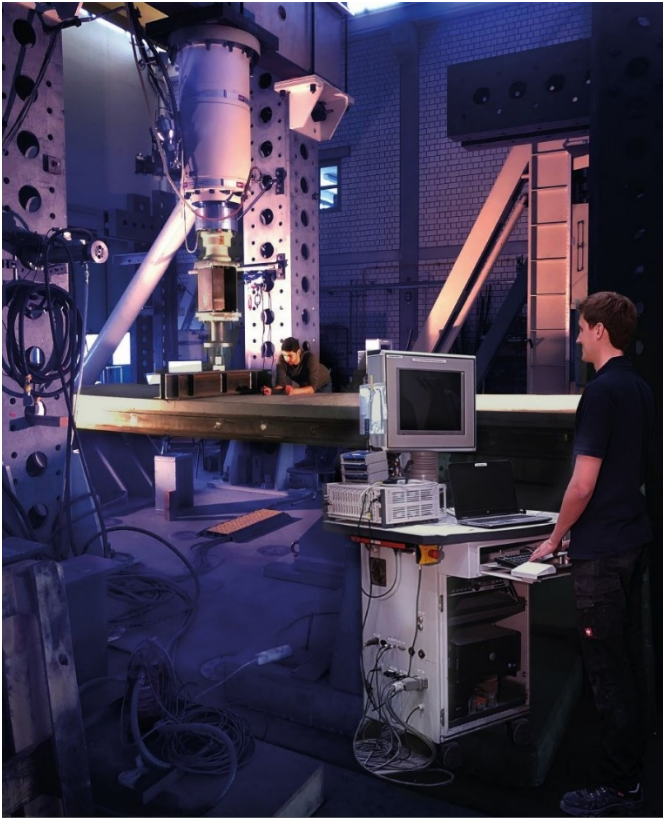
10/2014 – 10/2016: Studium des Bauingenieurwesens mit der Vertiefungsrichtung Konstruktiver Ingenieurbau an der Technischen Universität Kaiserslautern, Abschluss als Master of Science

10/2011 – 10/2014: Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Kaiserslautern, Abschluss als Bachelor of Science

Schulbildung:

08/2002 – 03/2011: Staatliches Gymnasium am Rittersberg Kaiserslautern, Abschluss: Abitur

08/1998 – 07/2002: Grundschule Otterberg



lucundi acti labores.

„Arbeiten sind angenehm, wenn sie getan sind.“

- Marcus Tullius Cicero (106 v.Chr. - 43 n.Chr.)

römischer Politiker, Anwalt, Schriftsteller und Philosoph -